

**Edward G. Nawi**

# **BETON BERTULANG**

**Suatu Pendekatan Dasar**

 **REFIKA ADITAMA**

# **BETON BERTULANG**

## **SUATU PENDEKATAN DASAR**

oleh  
**Dr. Edward G. Nawy, P.E.**  
Guru Besar dan Ketua

Departemen Sipil dan Rekayasa Lingkungan  
Universitas Rutgers  
Universitas Negeri New Jersey

Penerjemah:  
**Ir. Bambang Suryoatmono, M.Sc.**  
Fakultas Teknik Jurusan Sipil  
Universitas Katolik Parahyangan



PENERBIT PT REFIKA ADITAMA, BANDUNG 1998



Copyright c 1985 by Prentice-Hall, Inc.  
All Rights Reserved

RF.Tk.04.04.1998

---

*BETON BERTULANG: Suatu Pendekatan Dasar*

Penulis: Edward G. Nawy

Penerjemah: Ir. Bambang Suryoatmono, M.Sc.

---

Judul asli: *REINFORCED CONCRETE –  
A Fundamental Approach*

---

Editor: Tjun Surjaman

Desainer sampul: Ma'muri

---

Cetakan pertama, 1990 (Eresco)

Cetakan kedua, 1998 (Refika)

---

Diterbitkan oleh PT Refika Aditama, anggota Ikapi

Hak cipta dilindungi undang-undang.

Tidak diperkenankan memperbanyak penerbitan ini  
dalam bentuk apapun tanpa izin tertulis dari penerbit.

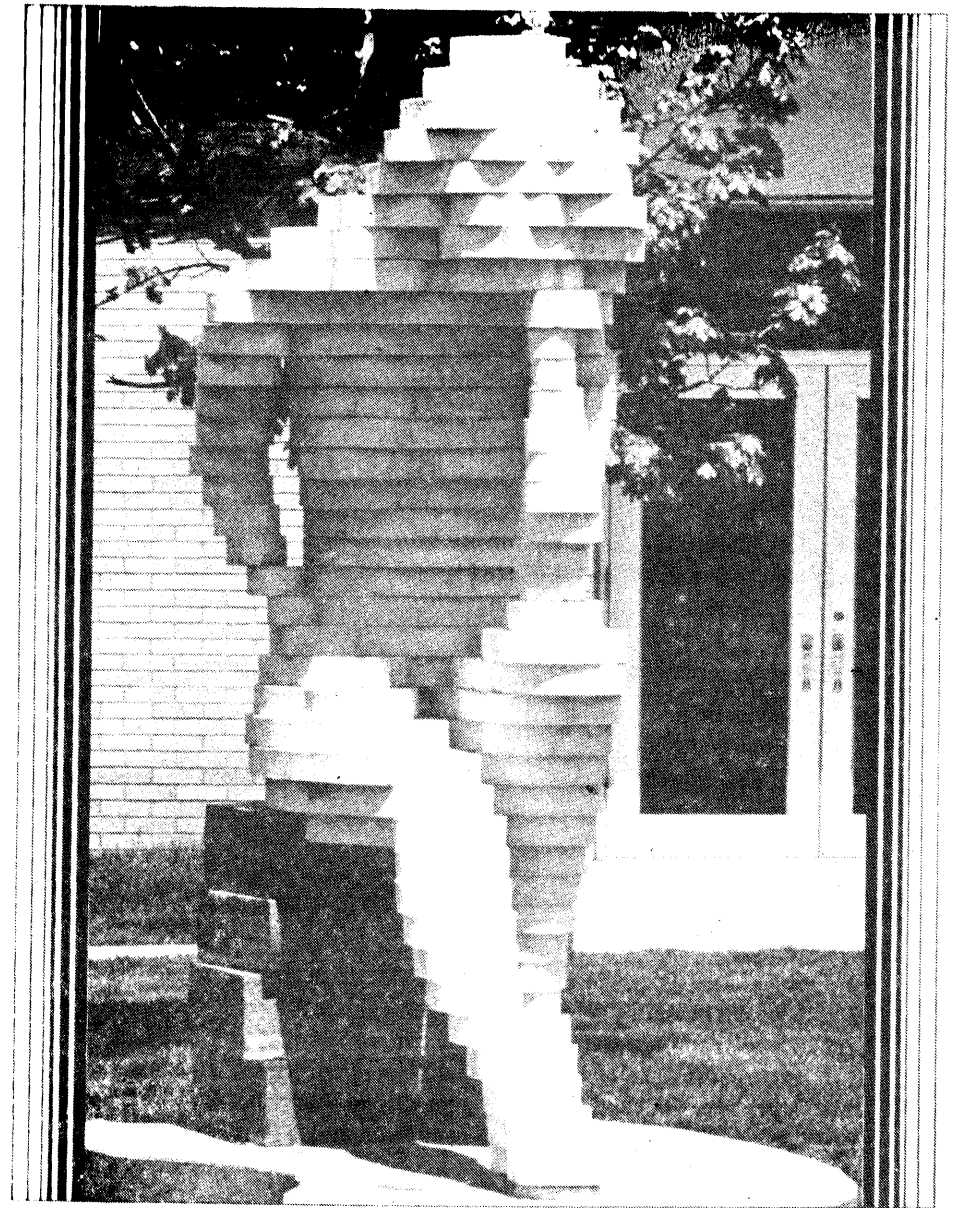


Foto 1 "Refleksi" – patung beton polimer kekuatan tinggi di Universitas Rutgers.  
Dibuat oleh R.H. Karol, mahasiswa teknik sipil tahun 1982, dan pengarang.

# DAFTAR ISI

Pengantar .....	ix
Prakata .....	xii
<b>1. Pendahuluan .....</b>	<b>1</b>
1.1 Riwayat perkembangan beton struktural .....	2
1.2 Hipotesis dasar beton bertulang .....	3
1.3 Analisis dan desain penampang .....	4
<b>2. Material pembentuk beton .....</b>	<b>7</b>
2.1 Pendahuluan .....	8
2.2 Semen portland .....	9
2.3 Air dan udara .....	13
2.4 Agregat .....	14
2.5 Bahan campuran tambahan .....	17
<b>3. Beton .....</b>	<b>22</b>
3.1 Pendahuluan .....	23
3.2 Teori desain campuran .....	24
3.3 Metode PCA untuk desain campuran .....	31
3.4 Desain campuran beton struktural berbobot ringan .....	32
3.5 Mengestimasi kekuatan tekan suatu campuran percobaan dengan menggunakan kekuatan tekan yang dispesifikasikan .....	32
3.6 Desain campuran untuk beton pada pelindung nuklir .....	38
3.7 Tes kualitas pada beton .....	38
3.8 Pengecoran dan perawatan beton .....	39
3.9 Sifat-sifat beton keras .....	40
<b>4. Beton bertulang .....</b>	<b>55</b>
4.1 Pendahuluan .....	56
4.2 Jenis dan sifat baja tulangan .....	56
4.3 Jarak tulangan dan selimut beton untuk beton bertulang .....	60
4.4 Sistem-sistem struktur beton .....	60

4.5 Keandalan dan keamanan struktural komponen beton .....	62
4.6 Faktor beban dan selang keamanan ACI .....	68
4.7 Kekuatan desain versus kekuatan nominal: faktor reduksi kekuatan $\phi$ .....	69
4.8 Kontrol kualitas dan jaminan kualitas .....	71
<b>5. Lentur pada balok .....</b>	<b>79</b>
5.1 Pendahuluan .....	80
5.2 Blok segiempat ekuivalen .....	82
5.3 Angka tulangan <i>balanced</i> .....	89
5.4 Analisis balok bertulangan tunggal yang mengalami lentur .....	91
5.5 Prosedur coba-coba-dan-penyesuaian untuk desain balok bertulangan tunggal .....	97
5.6 <i>Slab</i> satu arah .....	104
5.7 Penampang bertulangan rangkap .....	108
5.8 Penampang bukan segiempat .....	119
5.9 Analisis balok T dan L .....	120
5.10 Prosedur coba-coba-dan-penyesuaian untuk desain penampang berflens .....	128
<b>6. Geser dan tarik diagonal pada balok .....</b>	<b>146</b>
6.1 Pendahuluan .....	147
6.2 Perilaku balok homogen .....	147
6.3 Perilaku balok beton bertulang sebagai penampang yang homogen .....	151
6.4 Balok beton bertulang tanpa penulangan tarik diagonal .....	152
6.5 Analisis tarik diagonal pada balok langsing dan sedang .....	156
6.6 Analogi rangka batang bidang pada penulangan badan .....	158
6.7 Prosedur desain penulangan badan untuk geser .....	163
6.8 Contoh-contoh desain penulangan badan untuk geser .....	164
6.9 Balok tinggi .....	170
6.10 Braket .....	186
<b>7. Torsi .....</b>	<b>202</b>
7.1 Pendahuluan .....	203
7.2 Torsi murni pada elemen beton sederhana .....	206
7.3 Torsi pada elemen beton bertulang .....	212
7.4 Perilaku beton yang mengalami kombinasi torsi, geser, dan lentur .....	218
7.5 Desain balok beton bertulang yang mengalami kombinasi torsi, lentur, dan geser .....	221
<b>8. Serviceability balok dan pelat satu arah .....</b>	<b>254</b>
8.1 Pendahuluan .....	255



8.2	Pentingnya penyelidikan defleksi	255
8.3	Perilaku defleksi pada balok	256
8.4	Defleksi jangka panjang	265
8.5	Defleksi yang diijinkan pada balok dan pelat satu arah	267
8.6	Perhitungan defleksi	269
8.7	Defleksi balok menerus	275
8.8	Diagram alir dan prosedur operasional perhitungan defleksi	287
8.9	Kontrol defleksi <i>slab</i> satu arah	288
8.10	Retak lentur pada balok dan <i>slab</i> satu arah	292
8.11	Lebar retak yang diijinkan	299
<b>9.</b>	<b>Kombinasi tekan dan lentur kolom</b>	<b>305</b>
9.1	Pendahuluan	306
9.2	Jenis kolom	307
9.3	Kekuatan kolom pendek dengan beban sentris	310
9.4	Kekuatan kolom yang dibebani eksentris: beban aksial dan lentur	314
9.5	Ragam kegagalan material pada kolom	317
9.6	Solusi pendekatan dengan cara Whitney apabila tidak ada solusi eksak	332
9.7	Faktor reduksi kekuatan kolom	339
9.8	Diagram gaya aksial – momen (diagram $P - M$ ) untuk kolom yang ditentukan oleh kegagalan material	343
9.9	Tinjauan desain praktis	351
9.10	Prosedur operasional untuk desain kolom tidak langsing	355
9.11	Contoh numerik untuk analisis dan desain kolom tidak langsing	355
9.12	Keadaan limit pada keruntuhan tekuk (kolom langsing atau kolom panjang)	363
9.13	Metode pembesaran momen	368
9.14	Analisis orde ke dua	369
9.15	Prosedur operasional dan diagram alir untuk desain kolom langsing (panjang)	369
9.16	Elemen struktur yang mengalami gaya tekan dan momen biaksial	376
<b>10.</b>	<b>Penyaluran lekatan tulangan</b>	<b>396</b>
10.1	Pendahuluan	397
10.2	Penyaluran tegangan lekatan	398
10.3	Panjang penyaluran dasar	402
10.4	Panjang penyaluran tulangan lentur pada balok menerus	411
10.5	Lewatan tulangan	418
10.6	Contoh desain panjang penanaman dan panjang lewatan pada balok ditumpu sederhana	421
10.7	Skema pendetailan tulangan tipikal	426

<b>11.</b>	<b>Desain pelat dan <i>slab</i> dua arah</b>	<b>438</b>
11.1	Pendahuluan: tinjauan metode	439
11.1	Perilaku lentur pelat dan <i>slab</i> dua arah	442
11.3	Metode desain langsung	444
11.4	Distribusi momen rencana dan penulangan <i>slab</i>	449
11.5	Prosedur analisis dan desain	460
11.6	Metode langsung untuk menghitung defleksi	486
11.7	Perilaku retak dan kontrol retak pada pelat dan pelat yang beraksi dua arah	496
11.8.	Teori garis leleh untuk pelat dua arah	503
<b>12.</b>	<b>Fundasi</b>	<b>525</b>
12.1	Pendahuluan	526
12.2	Jenis-jenis fundasi	527
12.3	Perilaku geser dan momen pada fundasi	530
12.4	Tekanan dukung tanah pada dasar fundasi	533
12.5	Tinjauan desain terhadap lentur	539
12.6	Tinjauan desain terhadap geser	541
12.7	Prosedur operasional untuk desain fundasi	543
12.8	Contoh-contoh desain fundasi	545
12.9	Desain struktural untuk jenis fundasi lainnya	564
<b>13.</b>	<b>Pemrograman komputer untuk analisis dan desain penampang beton bertulang</b>	<b>567</b>
13.1	Pendahuluan	568
13.2	Balok segi empat	574
13.3	Balok berflens	586
13.4	Geser dan torsi	599
13.5	Balok tinggi	617
13.6	Korbel	634
13.7	Kolom segiempat: analisis untuk suatu tinggi sumbu netral $c$ yang diketahui	641
13.8	Kolom budar: analisis untuk tinggi garis netral $c$ yang diberikan	663
13.9	Kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial	671
13.10	Penggunaan komputer pribadi	689
13.11	Program-program untuk komputer pribadi Apple IIe: balok segiempat yang mengalami lentur, geser, dan torsi	691
13.12	Program-program untuk komputer pribadi Apple IIe: batang tekan	703
<b>Apendiks</b>		<b>733</b>
A.1	Beberapa faktor konversi ke satuan SI	734
A.2	Besaran geometri batang tulangan	735

A.3	Luas penampang lintang tulangan untuk berbagai kombinasi . . . . .	736
A.4	Luas tulangan pada 1 ft lebar <i>slab</i> . . . . .	737
A.5	Momen Inersia bruto penampang T . . . . .	738

Referensi . . . . .	
---------------------	--

Indeks . . . . .	
------------------	--

## PENGANTAR

Beton bertulang adalah bahan yang sangat luas digunakan untuk sistem-sistem konstruksi. Dengan demikian setiap lulusan program teknik sipil harus mempunyai, sebagai syarat minimum, pengertian mendasar mengenai beton bertulang. Selain itu, desain elemen-elemen struktur dapat diperoleh hanya dengan mencoba dan menyesuaikan dengan mengasumsikan penampangnya, kemudian menganalisisnya. Dengan demikian, desain dan analisis dikombinasikan untuk memudahkan pembaca yang baru pertama kali mempelajari beton bertulang.

Buku ini merupakan perluasan dari catatan kuliah pengarang pada Rutgers University selama dua puluh lima tahun terakhir ditambah dengan pengalaman yang ada selama tahun-tahun tersebut dalam mengajar dan meneliti bidang beton bertulang dan beton praktekan hingga memperoleh gelar Ph.D. Bahannya disajikan sedemikian rupa sehingga para pembaca dapat terbiasa dengan besaran-besaran yang sederhana dari beton beserta komponennya, sebelum memulai penelaahan perilaku strukturnya. Secara unik buku ini berbeda dengan buku-buku lainnya dalam hal taraf pemahamannya, yaitu sebagian besar dari buku ini dapat dikuasai dalam waktu satu semester, sedangkan apabila yang dilakukan adalah diskusi yang mendalam tentang topik-topik utamanya, maka diperlukan waktu yang lebih dari itu.

Diskusi ringkas yang disajikan pada Bab I sampai dengan Bab 4 tentang riwayat perkembangan beton, penentuan komposisi campuran beton, dasar-dasar perilaku jangka panjang pada beton, dan asal-usul faktor keamanan, diharapkan dapat merupakan pengantar yang cukup ke dalam masalah beton bertulang. Diharapkan pula hal ini dapat membantu dalam mengembangkan percobaan-percobaan dasar di laboratorium dan dapat digunakan sebagai pengetahuan dasar untuk merancang komposisi campuran beton, persyaratan-persyaratan kekuatan, dan konsep-konsep keandalan struktur yang harus dikuasai oleh setiap lulusan teknik sipil. Diskusi mengenai kontrol kualitas diharapkan juga dapat menjadikan buku ini pendahuluan yang baik bagi pembaca menuju pendekatan sistematis yang diperlukan untuk mengantar kepada perkembangan sistem struktur beton mulai dari konsep sampai kepada aplikasinya.

Karena beton bukan material yang elastis, dengan perilaku ketidaklinierannya mulai dari tahap pembebanan yang paling awal, hanya pendekatan kekuatan batas (*ultimate*), atau apa yang sering disebut "keadaan limit pada pendekatan keruntuhan", yang disajikan dalam buku ini. Juga terdapat pembahasan yang cukup mengenai kontrol *serviceability*, yaitu perilaku rangkai, lendutan, dan perilaku jangka panjang pada beton bertulang. Dalam hal ini perencanaannya harus memenuhi persyaratan pada keadaan beban kerja selain juga harus dijamin bahwa teori yang digunakan dalam analisis (atau desain) harus menjelaskan perilaku yang sesungguhnya dari elemen struktur yang direncanakan.



Bab 5, 6, 7, dan 8 membahas perilaku lentur, tarik diagonal, dan *serviceability* elemen struktur satu dimensi, yaitu balok dan pelat satu arah. Pembahasan yang mendalam diberikan agar mahasiswa ataupun sarjana yang memakai buku ini dapat memahami distribusi regangan pada elemen struktur beton bertulang, juga mempunyai pengertian dasar mengenai kekuatan cadangan beserta faktor-faktor keamanan pada perancangannya. Bab 9, yang membahas analisis dan desain kolom dan batang-batang tekan lainnya, menguraikan subjek keserasian regangan dan distribusi regangan dengan cara yang serupa dengan pada Bab 5, pada analisis dan perencanaan lentur pada balok. Pada bab ini juga dibahas dengan mendalam cara membuat diagram interaksi untuk kolom, juga merancang kolom yang mengalami lentur biaksial dan tekuk. Dengan Bab 10, yang membahas lekatan dan panjang penyaluran tulangan, dan Bab 12, yang membahas fondasi dan perletakan, maka lengkaplah urutan perencanaan semua elemen struktur, kecuali pelat dua arah.

Perlu dijelaskan bahwa Bab 6, yang membahas tarik diagonal, juga membahas secara mendalam balok tinggi, korbek, dan breket, disertai contoh perencanaan yang cukup untuk menunjang teorinya. Topik ini dimasukkan juga mengingat semakin berkembangnya pemakaian konstruksi pracetak, juga seringnya digunakan dinding geser dan balok tinggi pada bangunan bertingkat banyak. Selain itu, Bab 7 membahas torsi dengan cukup rinci, dengan mengingat batasan ruang yang tersedia pada buku ini. Pembahasannya cukup luas, mulai dari pengetahuan dasar mengenai torsi murni pada material elastis dan plastis sampai perencanaan elemen struktur yang mengalami kombinasi geser, lentur dan torsi. Bahan yang disajikan dan contoh-contoh ilustrasinya diharapkan dapat merupakan latar belakang pendalaman yang lebih lanjut mengenai bidang ini sebagaimana yang dicantumkan pada rujukan yang tertulis dalam buku ini.

Bab 11 dimaksudkan sebagai pengetahuan menyeluruh mengenai analisis dan desain sistem lantai. Selain diskusi mengenai dasar-dasar perilakunya, pada bab ini juga disajikan prosedur-prosedur ACI dan teori garis leleh untuk perencanaan lentur pelat beton bertulang. Juga termasuk di dalamnya solusi beban batas untuk hampir semua bentuk lantai dengan berbagai pola beban vertikal. Pembahasan yang mendalam mengenai perilaku lendutan dan evaluasi panil dua arah, juga mekanisme retaknya, disertai contoh-contoh analisisnya, menjadikan bab ini sebagai salah satu keunggulan dari buku yang ringkas ini.

Perlu pula ditekankan di sini mengenai penggunaan komputer dalam bidang beton bertulang. Tingginya mobilitas komputer-komputer pribadi dan komputer-komputer kecil lainnya, sementara harganya tidak terlalu mahal, memungkinkan hampir semua mahasiswa memiliki alat tersebut. Dengan demikian, Bab 13 memberikan prosedur pemrograman dan program-program komputer yang ditulis untuk HP41C/CV/CX dalam bahasa BASIC dan untuk komputer Apple IIe dan IIc. Program ini antara lain ialah bagi analisis (dan desain) penampang yang mengalami lentur, geser, torsi, kombinasi beban (termasuk juga tekan), dan elemen-elemen struktur yang mengalami beban biaksial, termasuk juga balok tinggi dan korbek. Oleh karena itu, penggunaan diagram-diagram menjadi sangat sedikit. Adanya diagram alir disertai langkah-langkah logikanya untuk setiap topik bahasan memungkinkan dibuatnya penyesuaian program untuk berbagai jenis komputer.

Foto-foto yang dipilih untuk berbagai topik perilaku struktur elemen beton pada keadaan runtuh disajikan pada setiap bab. Foto-foto ini diambil dari hasil penelitian penulis pada waktu menempuh program M.S. dan Ph.D. di Universitas Rutgers selama dua dasawarsa terakhir. Foto-foto mengenai struktur lainnya, terutama di Amerika Serikat, dimasukkan ke dalam buku ini untuk mengilustrasikan keragaman dalam perancangan beton bertulang.

Buku ini disesuaikan dengan persyaratan-persyaratan yang ada di dalam ACI 318-83. Akan tetapi, yang ditekankan adalah dasar-dasarnya, bukan langkah demi langkah yang sesuai dengan ACI, mengingat peraturan ACI ini berubah setiap enam tahun. Oleh karena itulah di dalam buku ini tidak ada langkah analisis maupun perencanaan yang langsung mengacu kepada nomor persamaan dari peraturan tersebut sehingga para pemakai buku ini diharapkan terbiasa sendiri dengan nomor-nomor bab dan persyaratan pada ACI untuk masing-masing pokok bahasan di sini. Dengan cara demikian pemakai buku ini tidak hanya harus menguasai dasar-dasar yang disajikan dalam buku ini, tetapi pula harus terbiasa dengan peraturan ACI yang memang dapat saja berubah-ubah. Konversi ke dalam satuan SI dimasukkan ke dalam contoh-contoh ilustrasi di dalam buku ini.

Berbagai topik disajikan dengan cara sedemikian ringkas, tetapi masih disertai rincian instruksional pada pendahuluan setiap topik. Dengan demikian, topik beton pratekan tidak dibahas di sini. Porsi utama buku ini ditujukan terutama untuk kuliah awal pada tingkat junior atau senior dari kurikulum teknik sipil di universitas. Selain itu, isi buku ini dapat merupakan petunjuk yang berharga bagi sarjana yang berpraktek, yang seharusnya mempunyai pengetahuan yang dalam mengenai seluk-beluk beton bertulang, juga perencana yang tertarik pada dasar-dasar ringkas mengenai beton bertulang.

**Edward G. Nawy**

Rutgers University  
The State University of New Jersey  
New Brunswick, New Jersey

## PRAKATA

Penulis memberikan penghargaan yang tinggi kepada Dr. Edward J. Bloustein, Rektor Rutgers University, atas bantuannya yang terus-menerus dan selalu memberi semangat, kepada American Concrete Institute atas sumbangannya dalam penyempurnaan buku ini, juga atas izin mengutip peraturan ACI 318 dan ilustrasi dari berbagai publikasi ACI lainnya. Juga kepada Profesor A.L.L. Baker dari London University's Imperial College of Science and Technology sebagai pembimbing utama yang telah memberikan inspirasi kepada penulis melalui petunjuknya agar penulis mengembangkan sistem-sistem konstruksi beton. Juga penulis memberikan penghargaan yang tinggi kepada para mahasiswa, baik tingkat sarjana muda maupun tingkat sarjana, yang telah banyak memberikan semangat dalam penulisan buku ini, juga mahasiswa-mahasiswa yang telah banyak membantu melalui kegiatan penelitian mereka selama beberapa tahun yang ditunjukkan oleh berbagai gambar uji laboratorium pada buku ini, juga untuk Dr. P.N. Balaguru sebagai sejawat pada Rutgers University atas sumbangannya yang sangat berharga, terutama untuk Bab 9, Bab 13, dan diagram-diagram alir.

Terima kasih atas ulasan Profesor William J. Hall dari University of Illinois di Urbana, Editor Teknik Prentice-Hall Advanced Series, juga atas masukan dan rekomendasinya; Profesor Vitelmo V. Bertero dari University of California di Berkeley, Profesor Dan E. Branson dari University of Iowa, Profesor Thomas T.C. Hsu dari University of Houston, dan terima kasih yang dalam untuk Mr. Gerald B. Neville, manajer peraturan-peraturan struktural pada Portland Cement Association, atas kesediaannya menelaah naskah dan memberikan usulan-usulan serta saran sehingga memperbaiki isi buku ini.

Terima kasih juga kepada kandidat M.S. Mark J. Cipolloni atas masukan pada naskah buku ini, khususnya atas sumbangannya pada Bab 13, pada program-program komputer dan pada diagram-diagram alirnya. Juga untuk kandidat M.S. Regina Silveira Rocha Souza atas kerja yang terus-menerus dalam penelaahan proses komputasi, rincian-rincian, dan logikanya, dan yang telah memberikan banyak ide untuk beberapa bab. Juga untuk Robert M. Nawy, kelas teknik tahun 1983 pada Rutgers, atas kerja yang sangat berharga dalam membuat solusi-solusi, dan untuk Abe Daly, M. Eng dan kandidat Ph.D. Lily Sehayek atas kritik-kritiknya terhadap program komputer BASIC. Terima kasih pula untuk Mr. Charles M. Iossi sebagai editor eksekutif dan wakil presiden, Mrs. Alice Dworkin sebagai asisten eksekutif, dan Ms. Aliza Greenblatt sebagai editor produksi, semuanya pada Prentice-Hall, Inc, atas kesabaran dan kerja sama yang sinambung dalam mewujudkan naskah buku ini. Tidak lupa penghargaan yang setinggi-tingginya untuk Ms. Suzanne Iazetta sebagai asisten eksekutif pada Jurusan Teknik Sipil dan Teknik Lingkungan pada Rutgers atas kerja kerasnya dalam penulisan buku ini serta bantuan yang tak ternilai yang telah diberikannya.

## PENDAHULUAN

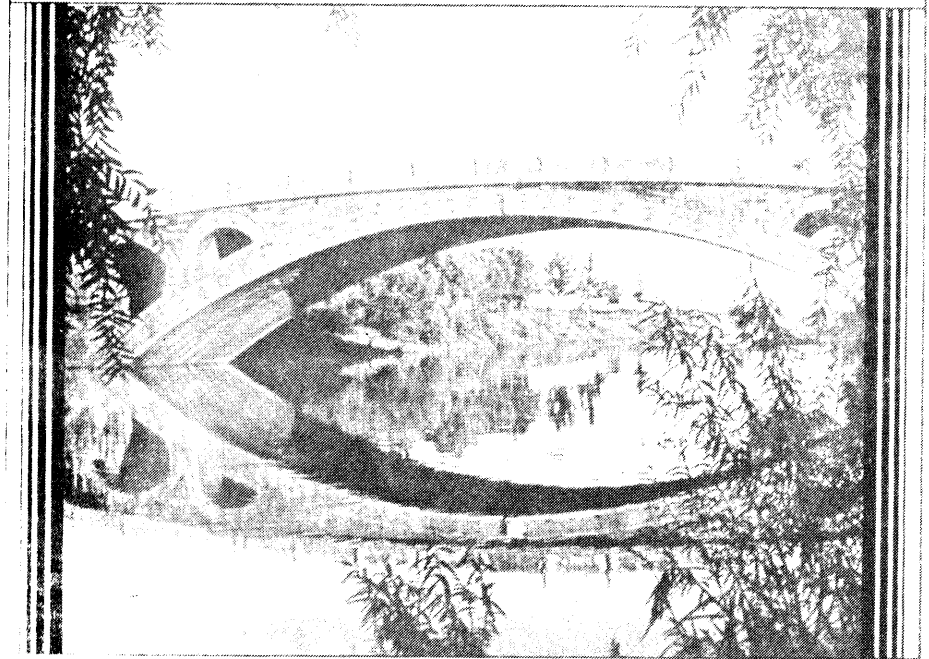


Foto 2 Jembatan Chaochrow pada Sungai Hsiaocho, Cina (tahun 605-617 M).



## 1.1 RIWAYAT PERKEMBANGAN BETON STRUKTURAL

Penggunaan beton dan bahan-bahan vulkanik sebagai pembentuknya, seperti abu pozolanik, telah dimulai sejak zaman Yunani, Romawi, dan mungkin juga sebelum itu. Akan tetapi, awal abad kesembilan belas ternyata merupakan awal penggunaan bahan beton bertulang secara lebih intensif. Pada tahun 1801, F. Coignet menerbitkan tulisannya mengenai prinsip-prinsip konstruksi dengan meninjau kelemahan bahan ini terhadap tarik. J.L. Lambot pada tahun 1850 untuk pertama kali membuat kapal kecil dari semen untuk dipamerkan pada Pameran Dunia tahun 1855 di Paris. J. Monier, seorang ahli taman dari Perancis, mematenkan rangka metal sebagai penulangan beton yang digunakan untuk wadah tanamannya, dan Koenen pada tahun 1886 menerbitkan tulisannya tentang teori dan perancangan struktur beton. Pada tahun 1906, C.A.P. Turner untuk pertama kalinya mengembangkan *flat slab* tanpa balok.

Dengan kemajuan besar yang telah terjadi dalam bidang ini, terbentuklah German Committee for Reinforced Concrete, Australian Concrete Committee, American Concrete Institute, dan British Concrete Institute. Banyak bangunan, jembatan, dan tempat menampung air dari beton bertulang yang dibangun sebelum tahun 1920, dan era prategang linier dan nonlinier telah dimulai.

Perkembangan yang cepat dalam bidang seni dan pengetahuan tentang analisis, perancangan, dan konstruksi beton bertulang telah menyebabkan dibangunnya struktur yang sangat khas seperti Auditorium Kresge di Boston, kemudian Marina Tower, Lake Point Tower di Chicago, dan lain-lain.

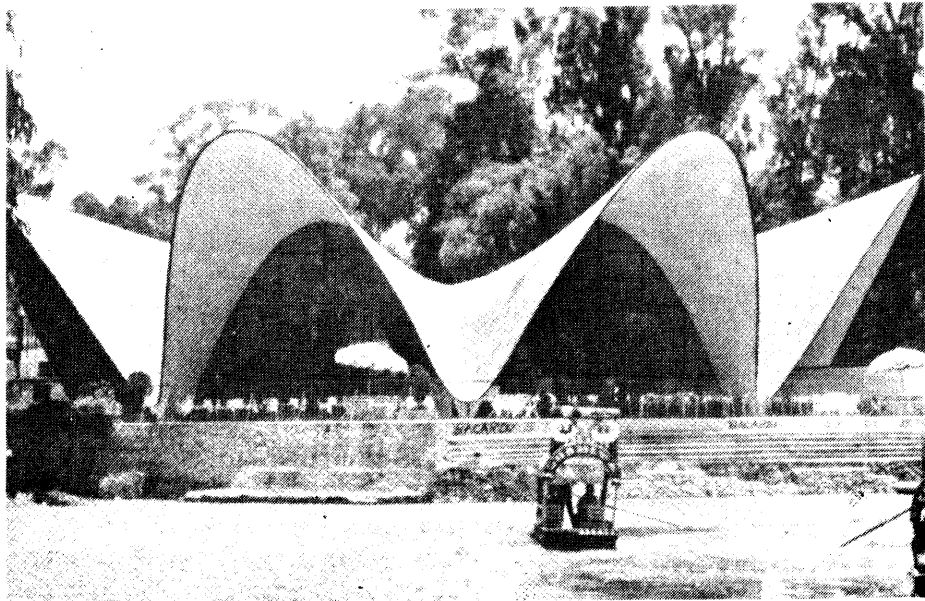


Photo 3 Felix Candela's Xochimilco Restaurant, Mexico.

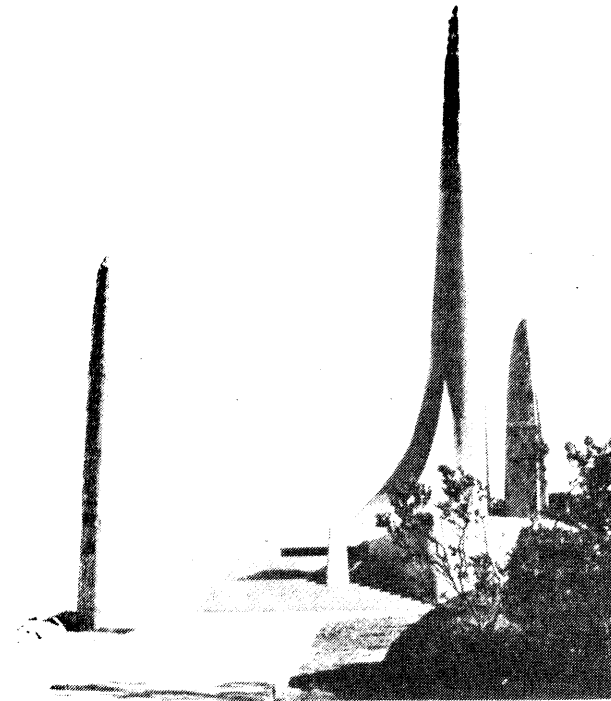


Photo 4 Afrikaans Languages Monument, Stellenbosch, South Africa (height of the main dynamically designed hollow columns, 186 ft).

Teori kekuatan batas mulai dikembangkan pada tahun 1938 di Rusia dan pada tahun 1956 di Inggris dan Amerika. Teori-teori ini juga menjadi bagian dari peraturan-peraturan di beberapa negara. Unsur-unsur bahan baru dan komposisi baru dari beton kemudian berkembang, termasuk juga beton dengan kekuatan tekan yang tinggi sampai 20000 psi (137,9 MPa) dan kekuatan tariknya sampai 1800 psi (12,41 MPa). Kekuatan baja tulangan sampai 6000 psi (413,7 MPa) dan kawat las dengan kekuatan batas 100000 psi juga sudah mulai digunakan. Baja tulangan yang tidak polos juga sudah mulai diproduksi. Adanya uliran pada tulangan membantu mengembangkan lekatan maksimum yang mungkin antara baja tulangan dengan beton di sekitarnya sebagai salah satu persyaratan dari beton struktural. Penggunaan kabel prategang yang kekuatannya 360000 psi (2068 MPa) juga telah dimulai.

Perkembangan di atas, disertai dengan riset-riset eksperimental dan teoretis, khususnya dalam dua dasawarsa terakhir, menghasilkan teori-teori dan peraturan-peraturan penggunaan beton bertulang. Dengan demikian pendekatan yang disederhanakan menjadi bagian penting dari pengetahuan dasar-dasar beton bertulang.

## 1.2 HIPOTESIS DASAR BETON BERTULANG

Beton sederhana dibentuk oleh pengerasan campuran semen, air, agregat halus, agregat

kasar (batu pecah atau kerikil), udara, dan kadang-kadang campuran tambahan lainnya. Campuran yang masih plastis ini dicosi ke dalam acuan dan dirawat untuk mempercepat reaksi hidrasi campuran semen-air, yang menyebabkan pengerasan beton. Bahan yang terbentuk ini mempunyai kekuatan tekan yang tinggi, dan ketahanan terhadap tarik rendah, atau kira-kira kekuatannya 0,1 kali kekuatan terhadap tekan. Maka penguatan tarik dan geser harus diberikan pada daerah tarik dari penampang untuk mengatasi kelemahan pada daerah tarik dari elemen beton bertulang.

Karena adanya perbedaan dengan penampang kayu ataupun baja yang homogen — yang dari komposisinya beton merupakan bahan yang tidak homogen — maka perlu adanya modifikasi pendekatan dari prinsip-prinsip dasar perancangan struktural sebagaimana yang dijelaskan pada bab-bab berikut ini. Kedua komponen ini (beton dan tulangnya) harus disusun komposisinya sehingga dapat dipakai sebagai material yang optimal. Hal ini dimungkinkan karena beton dapat dengan mudah dibentuk dengan cara menempatkan campuran yang masih basah ke dalam cetakan beton sampai terjadi pengerasan beton. Jika berbagai unsur pembentuk beton tersebut dirancang dengan baik, maka hasilnya adalah bahan yang kuat, tahan lama, dan apabila dikombinasikan dengan baja tulangan akan menjadi elemen yang utama pada suatu sistem struktur.

### 1.3 ANALISIS DAN DESAIN PENAMPANG

Dari diskusi di atas jelaslah bahwa banyak sekali parameter yang ada pada pembentukan elemen beton bertulang seperti lebar, tinggi, luas penulangan, regangan baja, regangan beton, tegangan baja, dan sebagainya. Dengan demikian diperlukan adanya uji coba dan penyesuaian dalam pemilihan penampang beton bertulang dengan asumsi-asumsi yang didasarkan atas kondisi di lapangan, ada atau tidaknya bahan-bahan pembentuk beton, juga keinginan pemilik atau arsitek, serta penyesuaian dengan peraturan dan kondisi lingkungan yang ada. Parameter-parameter ini perlu ditinjau karena adanya fakta bahwa beton bertulang sering dibuat di lapangan; hal ini berbeda dengan profil balok dan kolom dari struktur baja yang tidak dibuat di lapangan.

Suatu bentuk penampang harus dipilih untuk setiap lokasi kritis pada setiap sistem struktur. Penampang ini harus dianalisis untuk menentukan apakah kekuatannya dapat menahan beban rencana yang bekerja padanya. Karena sering kali perlu lebih dari satu kali mencoba bentuk penampang sampai menghasilkan bentuk penampang yang diperlukan, maka langkah masukan rancangan awal menjadikan sejumlah analisis coba-coba dan penyesuaiannya (trial-and-adjustment).

Prosedur coba-coba dan penyesuaian untuk memilih penampang beton menjadikan konvergensi antara analisis dan desain. Jadi, artinya setiap desain merupakan analisis apabila suatu penampang coba-coba telah dipilih. Tersedianya buku-buku, diagram-diagram, komputer besar maupun komputer pribadi dan program-program menyebabkan pendekatan ini semakin lebih efisien dan terpadu dibandingkan dengan pendekatan tradisional yang memisahkan analisis dengan desain.

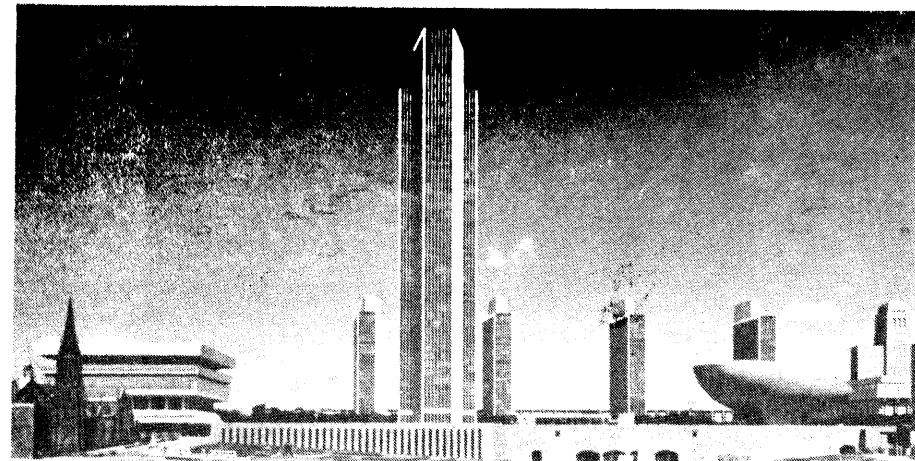


Foto 5 Rockefeller Empire State Plaza, Albany, New York — dirancang oleh Ammann & Whitney. (Atas izin New York Office of General Services.)

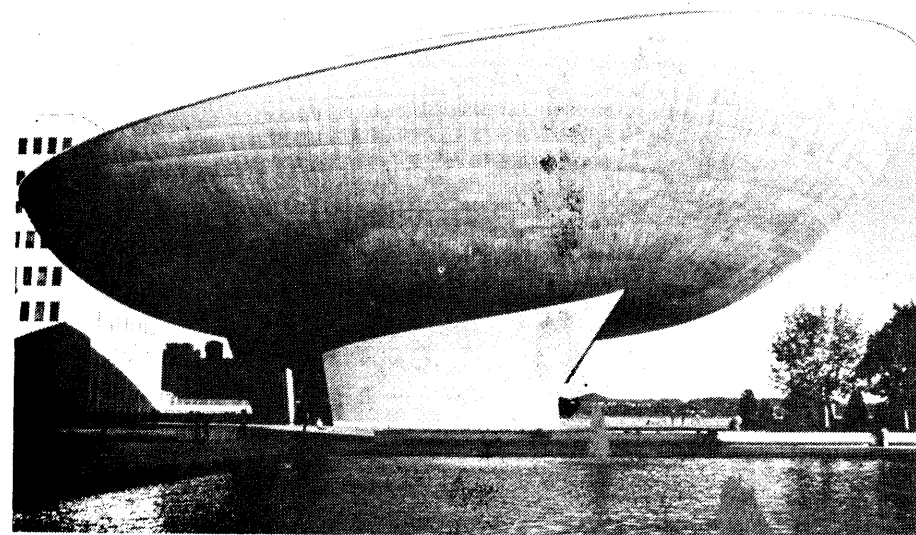


Foto 6 Empire State Performing Arts Center, Albany, New York — dirancang oleh Ammann & Whitney. (Atas izin New York Office of General Services.)





Foto 7 Toronto City Hall, Toronto, Canada. (Atas izin Portland Cement Association.)

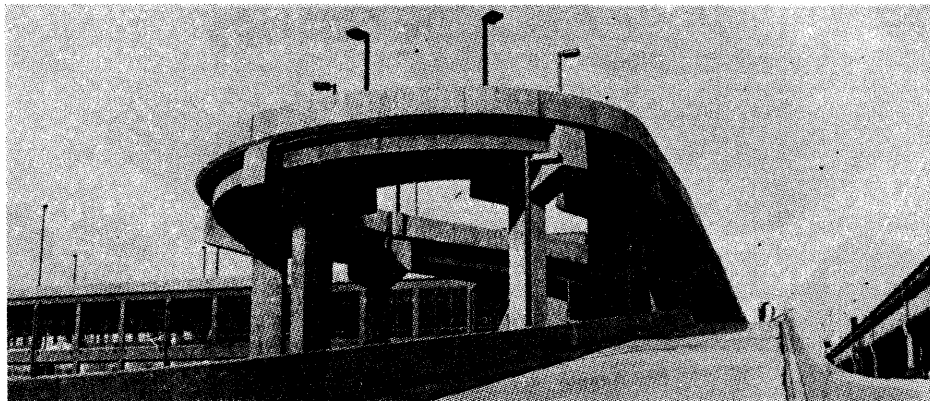
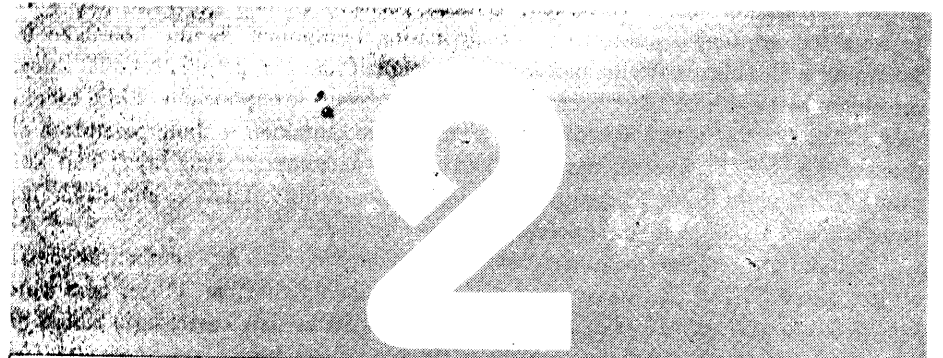


Foto 8 Sistem *ramp* jembatan. (Atas izin Port of New York – New Jersey Authority.)



## MATERIAL PEMBENTUK BETON

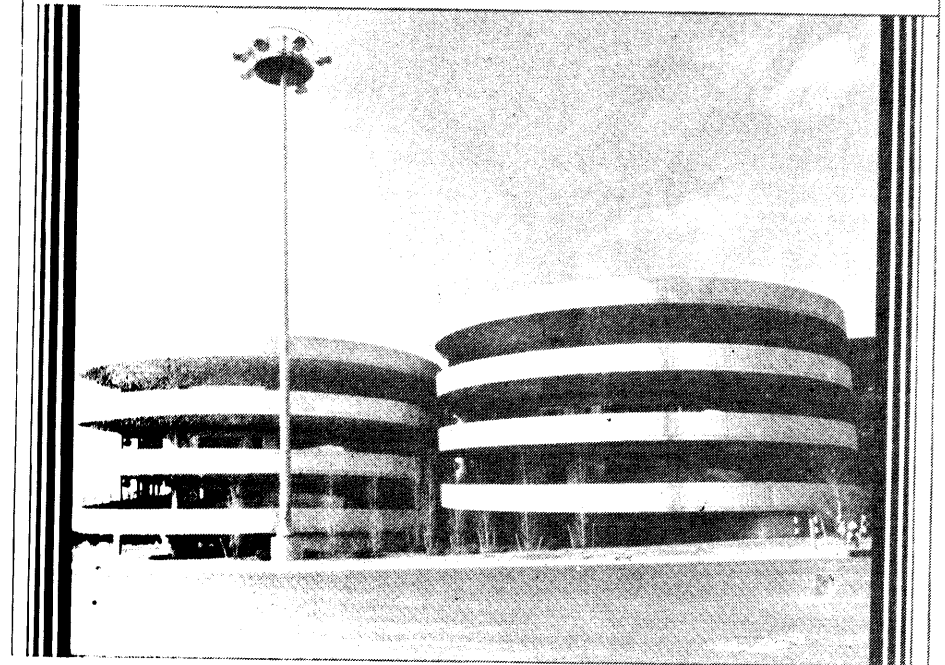


Foto 9 *Ramp* tempat parkir pelabuhan udara LaGuardia, New York.

## 2.1 PENDAHULUAN

Untuk memahami dan mempelajari seluruh perilaku elemen gabungan diperlukan pengetahuan tentang karakteristik masing-masing komponen. Beton dihasilkan dari sekumpulan interaksi mekanis dan kimiawi sejumlah material pembentuknya. Dengan demikian perlu dibicarakan fungsi dari masing-masing komponen tersebut sebelum mempelajari beton secara keseluruhan. Dengan cara demikian seorang perencana dan seorang ahli bahan dapat mengembangkan pemilihan material yang layak dan komposisinya sehingga diperoleh beton yang efisien, memenuhi kekuatan yang disyaratkan oleh perencana, dan memenuhi persyaratan *serviceability*.

Bab ini menyajikan pembahasan ringkas mengenai material pembentuk beton: semen, agregat halus dan kasar, air, udara, dan bahan tambahan. Proses pembuatan semen, komposisi semen, jenis dan gradasi agregat halus dan kasar, serta fungsi dan pentingnya air, udara, dan bahan tambahan dibahas pada bab ini.

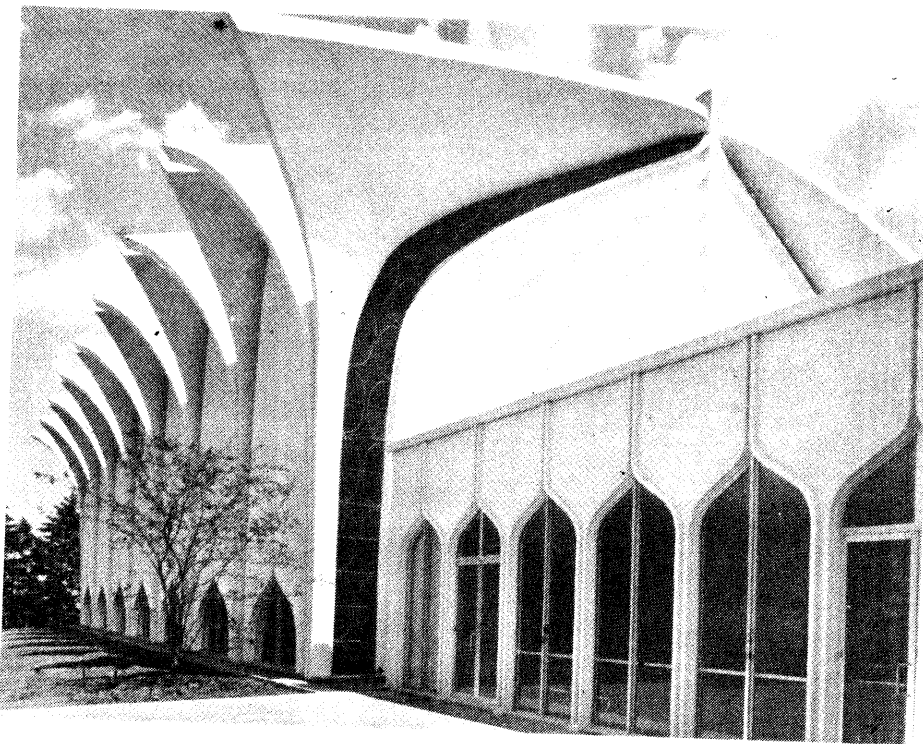


Foto 10 North Shore Synagogue, Glencoe, Illinois. (Atas izin Portland Cement Association.)

## 2.2 SEMEN PORTLAND

### 2.2.1 Pembuatan

Semen portland dibuat dari serbuk halus mineral kristalin yang komposisi utamanya adalah kalsium dan aluminium silikat. Penambahan air pada mineral ini menghasilkan suatu pasta yang jika mengering akan mempunyai kekuatan seperti batu. Berat jenisnya berkisar antara 3,12 dan 3,16, dan berat volume satu sak semen adalah 94 lb/ft<sup>3</sup>.

Bahan baku pembentuk semen adalah:

1. kapur (CaO) dari batu kapur,
2. silika (SiO<sub>2</sub>) dari lempung,
3. alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) dari lempung

(dengan sedikit persentase magnesia, MgO, dan terkadang sedikit alkali). Oksida besi terkadang ditambahkan untuk mengontrol komposisinya.

Secara ringkas proses pembuatannya adalah sebagai berikut:

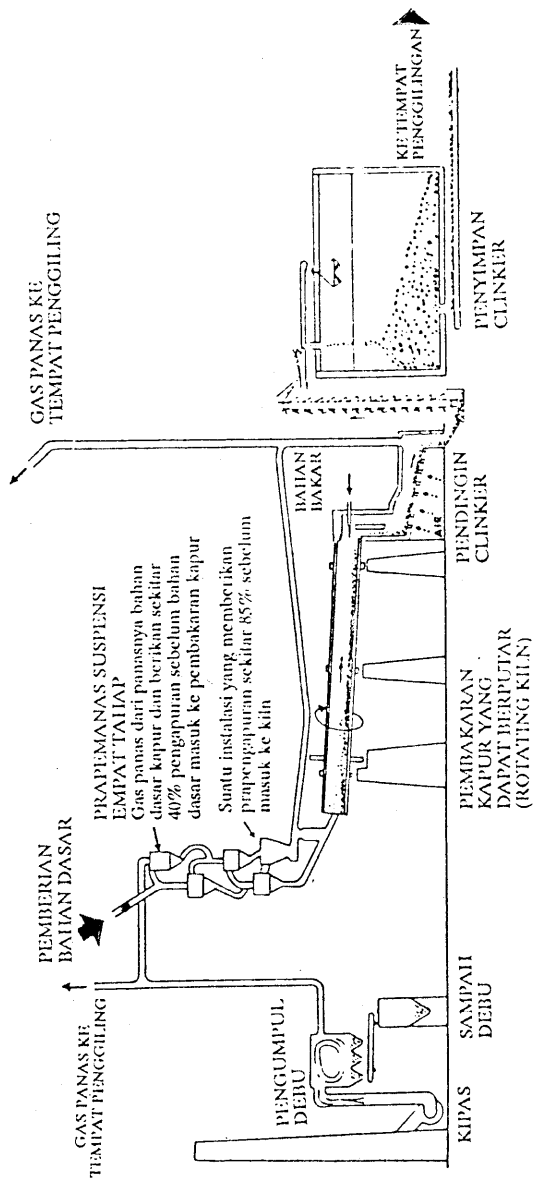
1. Bahan baku yang berupa campuran CaO, SiO<sub>2</sub>, dan Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> digiling bersama beberapa bahan tambahan lainnya, baik dalam bentuk kering maupun basah. Bentuk basah ini disebut *slurry*.
2. Tuangkan campuran ke ujung atas dari *kiln* yang diletakkan agak miring.
3. Selama *kiln* yang telah dipanaskan bekerja, material tadi mengalir dari ujung atas ke bawah dengan kelajuan terkontrol yang telah ditentukan sebelumnya.
4. Temperatur campuran tadi dinaikkan sampai terjadi fusi awal yang disebut *temperatur clinkering*. Temperatur ini dipertahankan sampai campuran membentuk butiran semen portland pada suhu 2700°F. Butiran ini disebut *clinkers* yang ukurannya berkisar antara 1/16 dan 2 in.
5. *Clinkers* tadi didinginkan dan dihancurkan sampai berbentuk serbuk.
6. Sedikit gipsum ditambahkan selama proses pembentukan serbuk untuk mengontrol waktu pengerasan semen di lapangan.
7. Untuk pengiriman dalam jumlah besar, pada umumnya semen portland ditempatkan di dalam silo, sedangkan untuk pemasaran eceran dikemas dalam kantong-kantong 94 lb.

Gambar 2.1 melukiskan secara skematis proses pembuatan semen portland. Bentuk dan sifat-sifat komponennya dibahas di bawah ini.

### 2.2.2 Kekuatan

Kekuatan semen merupakan hasil dari proses hidrasi. Proses kimiawi ini berupa rekristalisasi dalam bentuk *interlocking-crystals* sehingga membentuk gel semen yang akan mempunyai kekuatan tekan tinggi apabila mengeras. Tabel 2.1 memperlihatkan kontribusi relatif masing-masing komponen semen dalam mencapai kekuatannya. Kekuatan awal semen portland semakin tinggi apabila semakin banyak persentase

Gambar 2.1 Proses pembuatan semen portland.



$C_3S$ . Jika perawatan kelembaban terus berlangsung, kekuatan akhirnya akan lebih besar apabila persentase  $C_2S$  semakin besar.  $C_4A$  mempunyai kontribusi terhadap kekuatan selama beberapa hari sesudah pengecoran beton karena bahan ini yang terdahulu mengalami hidrasi.

Jika semen portland dicampur dengan air, maka komponen kapur dilepaskan dan senyawanya. Banyaknya kapur yang dilepaskan ini sekitar 20% dari berat semen. Kondisi terburuknya ialah mungkin terjadi pemisahan struktur yang disebabkan oleh lepasnya kapur dari semen. Situasi ini harus dicegah dengan menambahkan pada semen suatu mineral silika seperti pozolan. Mineral yang ditambahkan ini bereaksi dengan kapur bila ada uap air membentuk bahan yang kuat, yaitu kalsium silikat.

TABEL 2.1 SIFAT-SIFAT SEMEN

Komponen	Kelajuan reaksi	Pelepasan panas	Besar penyemenan batas
Trikalsium silikat $C_3S$	Sedang	Sedang	Baik
Dikalsium silikat $C_2S$	Lambat	Kecil	Baik
Trikalsium aluminat $C_3A$	Cepat	Besar	Buruk
Tetrakalsium aluminoferrat $C_4AF$	Lambat	Kecil	Buruk

TABEL 2.2 PERSENTASE KOMPOSISI SEMEN PORTLAND

Jenis semen	Komponen (%)							Karakteristik Umum
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$	$CaSO_4$	CaO	MgO	
Normal, I	49	25	12	8	2,9	0,8	2,4	Semen untuk semua tujuan
Modifikasi, II	46	29	6	12	2,8	0,6	3,0	Relatif sedikit pelepasan panas; digunakan untuk struktur besar
Kekuatan awal tinggi, III	56	15	12	8	3,9	1,4	2,6	Mencapai kekuatan tinggi pada umur 3 hari
Pemanasan rendah, IV	30	46	5	13	2,9	0,3	2,7	Dipakai pada bendungan beton
Tahan sulfat, V	43	36	4	12	2,7	0,4	1,6	Dipakai pada saluran dan struktur yang diekspos terhadap sulfat

### 2.2.3 Komposisi Persentase Rata-rata

Karena ada berbagai jenis semen untuk berbagai tujuan, maka perlu dipelajari variasi persentase dalam komposisi kimia masing-masing jenis ini agar diperoleh variasi perilakunya. Tabel 2.2 yang dipelajari bersama Tabel 2.1 memberikan secara ringkas perbedaan reaksi masing-masing jenis semen apabila terjadi kontak dengan air.

### 2.2.4 Pengaruh Kehalusan Semen terhadap Pencapaian Kekuatan

Ukuran partikel semen mempunyai pengaruh yang besar terhadap kelajuan reaksi antara semen dengan air. Untuk suatu berat tertentu semen halus, luas permukaan partikel lebih besar daripada semen yang kasar. Ini menyebabkan kecepatan reaksi antara semen dengan air lebih tinggi, yang artinya proses pengerasan akan lebih cepat untuk yang luas permukaannya lebih besar. Inilah yang merupakan salah satu sebab mengapa semen yang berkekuatan awal tinggi (jenis III) mencapai kekuatannya dalam 3 hari, yaitu kekuatan yang dicapai oleh semen jenis I dalam 7 hari. Juga kekuatan yang dicapai dalam 7 hari oleh semen jenis III sama dengan kekuatan yang dicapai dalam 28 hari oleh semen jenis I.

### 2.2.5 Pengaruh Semen terhadap Keawetan Beton

Disintegrasi beton akibat pembasahan, pendinginan, pencairan, dan pengeringan, juga penjalaran retak, merupakan hal-hal yang sangat penting. Adanya rongga-rongga udara pada pasta semen menambah daya tahan beton terhadap disintegrasi. Ini dapat diperoleh dengan penambahan campuran tambahan pada waktu pengadukan yang menghasilkan *air-entrained* pada beton.

Disintegrasi kimiawi pada struktur beton, seperti pada struktur pelabuhan dan substruktur, dapat diperlambat atau dicegah. Karena beton pada struktur-struktur ini diekspos terhadap klorida dan terkadang magnesium sulfat dan sodium sulfat, maka perlu dispesifikasikan beton yang tahan sulfat. Biasanya semen jenis II digunakan untuk hal tersebut.

### 2.2.6 Panas yang Dihasilkan Selama Pengeringan Awal

Karena berbagai jenis semen menghasilkan panas yang berbeda-beda, juga dengan kelajuan pelepasan panas yang berbeda, maka sangat perlu diketahui untuk struktur apakah semen tersebut digunakan. Semakin besar dan berat penampang struktur beton, semakin sedikit panas hidrasi yang diinginkan. Untuk struktur-struktur masif seperti bendung, fundasi sumuran, dan dermaga, semen yang paling menguntungkan untuk digunakan adalah semen jenis IV.

Dari pembahasan di atas jelaslah bahwa jenis struktur, cuaca, dan kondisi lainnya di tempat struktur tersebut akan dibangun merupakan faktor-faktor yang menentukan dalam memilih jenis semen yang akan dipakai.

## 2.3 AIR DAN UDARA

### 2.3.1 Air

Air diperlukan pada pembuatan beton agar terjadi reaksi kimiawi dengan semen untuk membasahi agregat dan untuk *melumas* campuran agar mudah pengerjaannya. Pada umumnya air minum dapat dipakai untuk campuran beton. Air yang mengandung senyawa-senyawa yang berbahaya, yang tercemar garam, minyak, gula, atau bahan-bahan kimia lain, bila dipakai untuk campuran beton akan sangat menurunkan kekuatannya dan dapat juga mengubah sifat-sifat semen. Selain itu, air yang demikian dapat mengurangi afinitas antara agregat dengan pasta semen dan mungkin pula mempengaruhi kemudahan pengerjaan.

Karena karakter pasta semen merupakan hasil reaksi kimiawi antara semen dengan air, maka bukan perbandingan jumlah air terhadap total (semen + agregat halus + agregat kasar) material yang menentukan, melainkan hanya perbandingan antara air dan semen pada campuran yang menentukan. Air yang berlebihan akan menyebabkan banyaknya gelembung air setelah proses hidrasi selesai, sedangkan air yang terlalu sedikit akan menyebabkan proses hidrasi tidak seluruhnya selesai. Sebagai akibatnya beton yang dihasilkan akan kurang kekuatannya.

### 2.3.2 Air-Entrained

Sebagai akibat terjadinya penguapan air secara perlahan-lahan dari campuran beton, akan timbul rongga-rongga pada beton keras yang dihasilkan. Jika rongga ini terdistribusi dengan benar, dapat merupakan karakteristik beton yang sangat penting. Suatu bahan yang disebut *air-entraining agent*, seperti *vincol resin*, dapat ditambahkan ke dalam campuran agar diperoleh rongga yang terdistribusi merata. Adanya rongga-rongga ini memudahkan pengerjaan beton, mengurangi kerapatannya, menambah keawetan, mengurangi *bleeding* dan segregasi, dan mengurangi jumlah pasir yang diperlukan dalam campuran. Karena itulah persentase *air-entrained* harus dipertahankan optimum agar diperoleh beton dengan kualitas yang diinginkan. Kandungan udara optimum ini adalah 9% dari fraksi mortar dalam beton. *Air-entrained* yang berlebihan (5% sampai 6% dari campuran total) akan menurunkan kekuatan beton.

### 2.3.3 Faktor Air-Semen

Sebagai ringkasan dari pembahasan di atas, pengontrolan ketat perlu diberikan terhadap faktor air-semen dan persentase udara dalam campuran. Karena faktor air-semen merupakan ukuran kekuatan beton, maka faktor ini harus merupakan kriteria yang utama dalam desain struktur beton pada umumnya. Biasanya dinyatakan dalam perbandingan berat air terhadap berat semen dalam campuran.



## 2.4 AGREGAT

Agregat merupakan komponen beton yang paling berperan dalam menentukan besarnya. Pada beton biasanya terdapat sekitar 60% sampai 80% volume agregat. Agregat ini harus bergradasi sedemikian rupa sehingga seluruh massa beton dapat berfungsi sebagai benda yang utuh, homogen, dan rapat, di mana agregat yang berukuran kecil berfungsi sebagai pengisi celah yang ada di antara agregat berukuran besar.

Dua jenis agregat adalah:

1. agregat kasar (kerikil, batu pecah, atau pecahan-pecahan dari *blast-furnace*) dan
2. agregat halus (pasir alami dan buatan).

Karena agregat merupakan bahan yang terbanyak di dalam beton, maka semakin banyak persen agregat dalam campuran akan semakin murah harga beton, dengan syarat campurannya masih cukup mudah dikerjakan untuk elemen struktur yang memakai beton tersebut.

### 2.4.1 Agregat Kasar

Agregat disebut agregat kasar apabila ukurannya sudah melebihi 1/4 in. (6 mm). Sifat agregat kasar mempengaruhi kekuatan akhir beton keras dan daya tahannya terhadap disintegrasi beton, cuaca, dan efek-efek perusak lainnya. Agregat kasar mineral ini harus bersih dari bahan-bahan organik, dan harus mempunyai ikatan yang baik dengan gel semen.

Jenis agregat kasar yang umum adalah:

1. *Batu pecah alami*: Bahan ini didapat dari cadas atau batu pecah alami yang digali. Batu ini dapat berasal dari gunung api, jenis sedimen, atau jenis metamorf. Meskipun dapat menghasilkan kekuatan yang tinggi terhadap beton, batu pecah kurang memberikan kemudahan pengerjaan dan pengecoran dibandingkan dengan jenis agregat kasar lainnya.
2. *Kerikil alami*: Kerikil didapat dari proses alami, yaitu dari pengikisan tepi maupun dasar sungai oleh air sungai yang mengalir. Kerikil memberikan kekuatan yang lebih rendah daripada batu pecah, tetapi memberikan kemudahan pengerjaan yang lebih tinggi.
3. *Agregat kasar buatan*: Terutama berupa *slag* atau *shale* yang biasa digunakan untuk beton berbobot ringan. Biasanya merupakan hasil dari proses lain seperti dari *blast-furnace* dan lain-lain.
4. *Agregat untuk pelindung nuklir dan berbobot berat*: Dengan adanya tuntutan yang spesifik pada zaman atom sekarang ini, juga untuk pelindung dari radiasi nuklir sebagai akibat dari semakin banyaknya pembangkit atom dan stasiun tenaga nuklir, maka perlu ada beton yang dapat melindungi dari sinar x, sinar gamma, dan neutron. Pada beton demikian syarat ekonomis maupun syarat kemudahan pengerjaan tidak begitu menentukan. Agregat kasar yang diklasifikasikan di sini misalnya baja pecah, barit, magnetit, dan limonit.

Berat volum beton yang menggunakan agregat biasa adalah sekitar 144 lb/ft<sup>3</sup>, sedangkan beton dengan agregat berbobot berat mempunyai berat volum sekitar 225 sampai 330 lb/ft<sup>3</sup>. Sifat-sifat beton penahan radiasi yang berbobot berat ini bergantung pada kerapatan dan kepadatannya, hampir tidak bergantung pada sektor air-semennya. Dalam hal demikian, kerapatan yang tinggi merupakan satu-satunya kriteria di samping kerapatan dan kekuatannya.

### 2.4.2 Agregat Halus

Agregat halus merupakan pengisi yang berupa pasir. Ukurannya bervariasi antara ukuran No. 4 dan No. 100 saringan standar Amerika. Agregat halus yang baik harus bebas bahan organik, lempung, partikel yang lebih kecil dari saringan No. 100, atau bahan-bahan lain yang dapat merusak campuran beton. Variasi ukuran dalam suatu campuran harus mempunyai gradasi yang baik, yang sesuai dengan standar analisis saringan dari ASTM (American Society of Testing and Materials). Untuk beton penahan radiasi, serbuk baja halus dan serbuk besi pecah digunakan sebagai agregat halus.

### 2.4.3 Gradasi Campuran Beton Berbobot Normal

Gradasi yang direkomendasikan untuk agregat kasar dan agregat halus yang akan digunakan sebagai beton berbobot normal dicantumkan pada Tabel 2.3.

TABEL 2.3 PERSYARATAN GRADASI UNTUK AGREGAT PADA BETON BERBOBOT NORMAL (ASTM C-33)

Ukuran saringan standar Amerika	Persen Lewat				Agregat halus
	Agregat kasar				
	No. 4 sampai 2 in.	No. 4 sampai 1½ in.	No. 4 sampai 1 in.	No. 4 sampai ¾ in.	
2 in.	95-100	100	—	—	—
1½ in.	—	95-100	100	—	—
1 in.	25-70	—	95-100	100	—
¾ in.	—	35-70	—	90-100	—
½ in.	10-30	—	25-60	—	—
3/8 in.	—	10-30	—	20-55	100
No. 4	0-5	0-5	0-10	0-10	95-100
No. 8	0	0	0-5	0-5	80-100
No. 16	0	0	0	0	50-85
No. 30	0	0	0	0	25-60
No. 50	0	0	0	0	10-30
No. 100	0	0	0	0	2-10

TABEL 2.4 PERSYARATAN GRADASI AGREGAT PADA BETON STRUKTURAL BERBOBOT RINGAN (ASTM C-330)

Ukuran	Prosentase (berat) lewat saringan berlubang bujur sangkar									
	1 in. (25,0 mm)	¾ in. (19,0 mm)	½ in. (12,5 mm)	¼ in. (9,5 mm)	No. 4 (4,75 mm)	No. 8 (2,36 mm)	No. 16 (1,18 mm)	No. 50 (300 µm)	No. 100 (150 µm)	
Agregat halus No. 4 to 0	—	—	—	100	85-100	—	40-80	10-35	5-25	
Agregat kasar										
1 in. to No. 4	95-100	—	25-60	—	0-10	—	—	—	—	—
¾ in. to No. 4	100	90-100	—	10-50	0-15	—	—	—	—	—
½ in. to No. 4	—	100	90-100	40-80	0-20	—	—	—	—	—
¼ in. to No. 8	—	—	100	80-100	5-40	0-10	—	—	—	—
Gabungan agregat halus dan kasar										
1 in. to 0	—	100	95-100	—	50-80	—	—	5-20	2-15	
¾ in. to 0	—	—	100	90-100	65-90	35-65	—	10-35	5-15	

#### 2.4.4 Gradasi Campuran Beton Berbobot Ringan

Persyaratan gradasi agregat berbobot ringan untuk beton struktural diberikan pada Tabel 2.4.

#### 2.4.5 Gradasi Agregat Berbobot Berat untuk Pelindung Nuklir

Persyaratan yang diperlukan agar menghasilkan beton berbobot berat dicantumkan pada Tabel 2.5.

#### 2.4.6 Berat Volum Agregat

Ikerat volum beton bergantung pada berat volum agregat, berarti juga bergantung pada jenis agregatnya, apakah berbobot ringan, normal, atau berat (untuk pelindung terhadap nuklir). Tabel 2.6 memberikan berat volum untuk berbagai agregat dan berat volum betonnya.

### 2.5 BAHAN CAMPURAN TAMBAHAN

Bahan campuran tambahan (admixtures) adalah bahan yang bukan air, agregat, maupun semen, yang ditambahkan ke dalam campuran sesaat atau selama pencampuran. Fungsi bahan ini adalah untuk mengubah sifat-sifat beton agar "menjadi cocok untuk pekerjaan tertentu, atau ekonomis, atau untuk tujuan lain seperti menghemat energi" jenis bahan tambahan yang paling utama diringkas sebagai berikut:

1. Bahan tambahan pemercepat (accelerating admixtures)
2. Bahan tambahan untuk *air-entraining* (air-entraining admixtures)
3. Bahan tambahan pengurang air dan pengontrol pengeringan
4. Bahan tambahan penghalus gradasi (finely divided mineral admixtures)
5. Bahan tambahan untuk mengurangi/menghapus *slump*
6. Polimer
7. *Superplastisizer*

#### 2.5.1 Bahan Tambahan Pemercepat

Bahan ini ditambahkan pada campuran beton untuk mengurangi waktu pengeringan dan mempercepat pencapaian kekuatan. Yang paling terkenal adalah kalsium klorida. Bahan-bahan kimia lain yang berfungsi sebagai pemercepat antara lain senyawa-senyawa garam seperti klorida, bromida, karbonat, silikat, dan terkadang senyawa organik lainnya seperti trietanolamin.

Perlu ditekankan bahwa kalsium klorida jangan dipergunakan apabila korosi progresif dari tulangan baja dapat terjadi. Dosis maksimum adalah 2% dari berat semen portland.

### 2.5.2 Bahan Tambahan untuk Air-Entraining

Bahan tambahan ini membentuk gelembung-gelembung udara berdiameter 1 mm atau lebih kecil di dalam beton atau mortar selama pencampuran, dengan maksud mempermudah pengerjaan campuran pada waktu pengecoran dan menambah ketahanan awal beton.

TABEL 2.5 PERSYARATAN GRADASI AGREGAT KASAR PADA BETON BERBOBOT BERAT (ASTM C-637)

Ukuran saringan	Prosentase lewat	
	Grading 1: Untuk 1½ in. (37,5 mm) maximum-size aggregate	Grading 2: Untuk ¾ in. (19,0 mm) maximum-size aggregate
	Agregat kasar	
2 in. (50 mm)	100	—
1½ in. (37,5 mm)	95–100	100
1 in. (25,0 mm)	40–80	95–100
¾ in. (19,0 mm)	20–45	40–80
½ in. (12,5 mm)	0–10	0–15
¾ in. (9,5 mm)	0–2	0–2
	Agregat halus :	
No. 8 (2,36 mm)	100	—
No. 16 (1,18 mm)	95–100	100
No. 30 (600 µm)	55–80	75–95
No. 50 (300 µm)	30–55	45–65
No. 100 (150 µm)	10–30	20–40
No. 200 (75 µm)	0–10	0–10
Modulus kehalusan	1,30–2,10	1,00–1,60

Data pada Tabel 2.3 sampai 2.5 dicantumkan disini atas izin ASTM, Philadelphia, PA.

TABEL 2.6 VOLUM AGREGAT

Jenis	Berat volum agregat kering oven (lb/ft <sup>3</sup> ) <sup>a</sup>	Berat volum beton (lb/ft <sup>3</sup> ) <sup>a</sup>
Beton <i>sekat</i> (insulator) (perlit, vermikulit, dsb)	15–50	20–90
Struktural berbobot ringan	40–70	90–110
Berbobot normal	70–110	130–160
Berbobot berat	> 135	180–380

<sup>a</sup>1 lb/ft<sup>3</sup> = 16,02 kg/m<sup>3</sup>

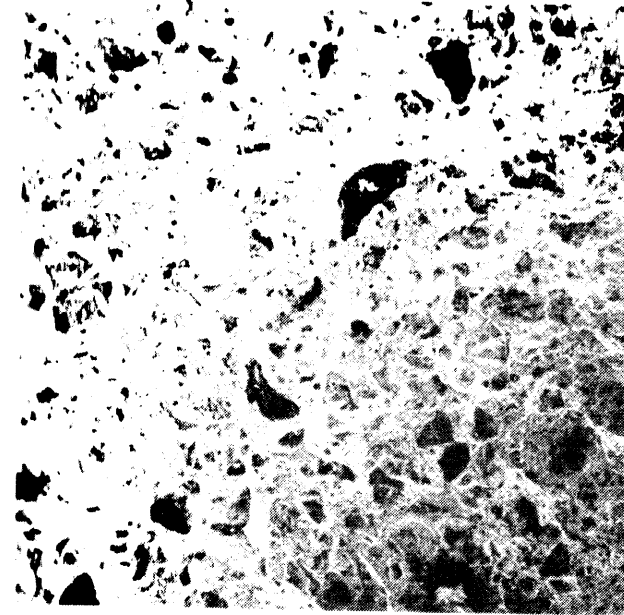


Foto 11 *Fracture* permukaan mortar semen polimer karena tarik, difoto dengan menggunakan mikroskop elektron. (Tes oleh Nawy, Sun, dan Suer.)

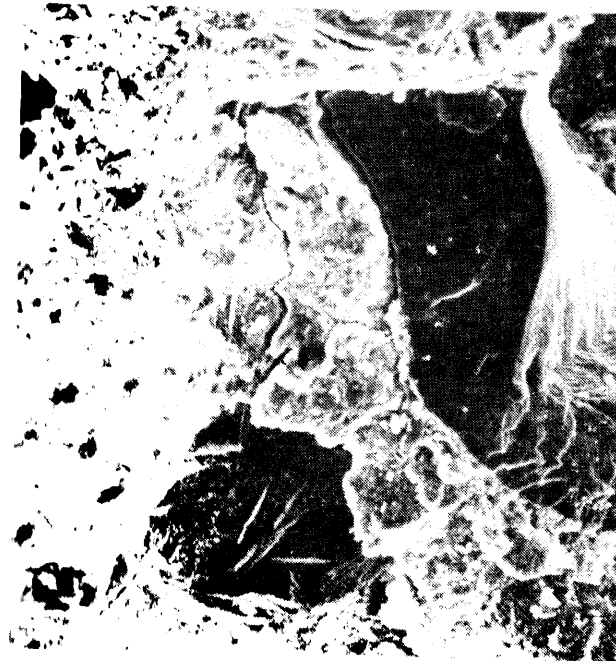


Foto 12 *Fracture* permukaan beton difoto dengan mikroskop elektron. (Tes oleh Nawy, Sun, dan Sauer.)

Hampir semua a-e-a (air-entraining admixtures) berwujud cair, tetapi ada yang berbentuk serbuk, lapisan-lapisan, atau gumpalan. Banyaknya bahan tambahan yang diperlukan untuk memperoleh gelembung udara ini bergantung pada bentuk dan gradasi agregat yang digunakan. Semakin halus ukuran agregat, semakin besar persentase bahan tambahan yang diperlukan. Persentase ini dipengaruhi juga oleh beberapa faktor lain seperti jenis dan kondisi pencampur, apakah memakai *fly ash* ataukah pozolan lain, juga derajat agitasi campuran. Penambahan udara ini dapat mengurangi kekuatan udara, tetapi dengan mempertahankan kandungan semen dan kemudahan kerja, pengurangan kekuatan ini dapat dicegah karena faktor air-semennya berkurang.

### 2.5.3 Bahan Tambahan Pengurang Air dan Pengontrol Pengeringan

Bahan tambahan ini menambah kekuatan beton. Bahan ini juga mengurangi kandungan semen yang sebanding dengan pengurangan kandungan air.

Hampir semuanya berwujud cairan. Air yang terkandung dalam bahan tambahan ini akan menjadi bagian dari air campuran dalam beton, jadi harus ditambahkan menjadi berat air total dalam desain campuran. Perlu ditekankan bahwa perbandingan antara mortar dengan agregat kasar tidak boleh berubah. Perubahan kandungan air, atau udara, atau semen, harus diatasi dengan perubahan kandungan agregat halus sehingga volume mortar tidak berubah.

### 2.5.4 Bahan Tambahan Penghalus Gradasi

Bahan ini berupa mineral yang dipakai untuk memperhalus perbedaan-perbedaan pada campuran beton dengan memberikan ukuran butir yang tidak ada atau kurang pada agregat. Selain itu juga dapat menaikkan mutu beton, seperti mengurangi permeabilitas atau ekspansi, dan juga mengurangi biaya produksi beton. Bahan ini misalnya adalah kapur hidrolis, semen *slag*, *fly ash*, dan pozolan alam yang sudah menjadi kapur atau masih mentah.

### 2.5.5 Bahan Tambahan untuk Beton Tanpa Slump

Beton tanpa *slump* didefinisikan sebagai beton dengan *slump* sebesar 1 in. (25,4 mm) atau kurang, sesaat setelah pencampuran. Pemilihan bahan tambahan ini bergantung pada sifat-sifat beton yang diinginkan terjadi, seperti sifat plastisitasnya, waktu pengeringan dan pencapaian kekuatan, efek beku-cair, kekuatan, dan harga.

### 2.5.6 Polimer

Ini adalah jenis bahan tambahan baru yang dapat menghasilkan beton dengan kekuatan tekan yang sangat tinggi, sebesar 15.000 psi atau lebih, dan kekuatan belah tarik sebesar 1.500 psi atau lebih. Beton dengan kekuatan tinggi ini biasanya diproduksi dengan menggunakan bahan polimer dengan cara (1) modifikasi sifat beton dengan mengurangi air di lapangan, atau (2) dijenuhkan dan dipancarkan pada temperatur yang sangat tinggi di laboratorium.

Beton dengan modifikasi polimer (PMC - *Polymer Modified Concrete*) ini adalah beton yang ditambah resin dan pengeras sebagai "bahan tambahan". Prinsipnya adalah menggantikan air pencampur dengan polimer sehingga didapat beton yang berkekuatan tinggi dan mempunyai mutu-mutu baik lain. Faktor polimer-beton yang optimum adalah sekitar 0,3 sampai 0,45 (dalam perbandingan berat) untuk mencapai kekuatan tinggi tersebut.

### 2.5.7 Superplastisizer

Ini juga merupakan jenis bahan tambahan baru yang dapat disebut sebagai "bahan tambahan kimia pengurang air". Tiga jenis plastisizer adalah:

1. Kondensasi sulfonat melamin formaldehid dengan kandungan klorida sebesar 0,005%;
2. Sulfonat naphthalin formaldehid dengan kandungan klorida yang dapat diabaikan;
3. Modifikasi lignosulfonat tanpa kandungan klorida.

Ketiga jenis bahan tambahan ini dibuat dari sulfonat organik dan disebut *superplastisizer* karena bahan ini dapat banyak mengurangi air pada campuran beton sementara *slump* beton bertambah sampai 8 in. (208 mm) atau lebih. Dosis yang disarankan adalah 1 sampai 2% dari berat semen. Dosis yang berlebihan dapat menyebabkan berkurangnya kekuatan tekan pada beton.



# 3

## BETON

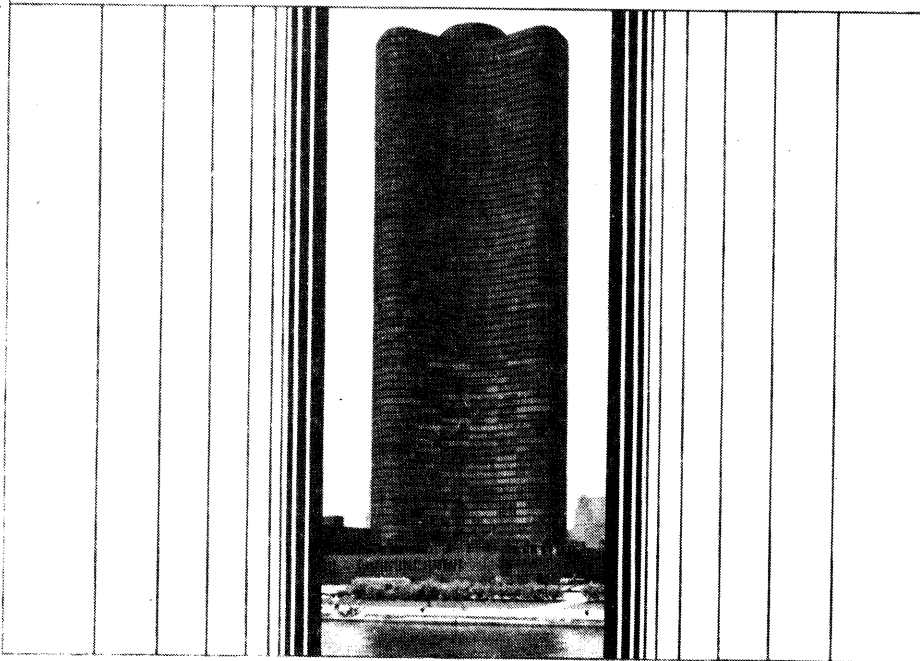


Foto 13 Lake Point Tower, Chicago. (Atas izin Portland Cement Association.)

## 3.1 PENDAHULUAN

Pengetahuan yang diperoleh dari Bab 2 sudah dapat dipakai untuk merencanakan dan memperoleh beton yang karakteristik dan fungsinya sesuai dengan tujuan tertentu. Yang perlu disadari benar di sini ialah, perancangan komposisi bahan pembentuk beton merupakan penentu kualitas beton, yang berarti pula kualitas sistem struktur total. Bukan hanya bahannya harus baik, melainkan juga keseragamannya harus diperhatikan pada keseluruhan produk beton.

Karakteristik beton yang baik disimpulkan sebagai berikut.

### 3.1.1 Kepadatan

Ruang yang ada pada beton sedapat mungkin terisi oleh agregat dan pasta semen. Kepadatan mungkin saja merupakan kriteria primer untuk beton yang dipakai pada radiasi nuklir.

### 3.1.2 Kekuatan

Beton harus mempunyai kekuatan dan daya tahan internal terhadap berbagai jenis tegapan.

### 3.1.3 Faktor Air-Semen

Faktor air-semen harus terkontrol sehingga memenuhi persyaratan kekuatan beton yang direncanakan.

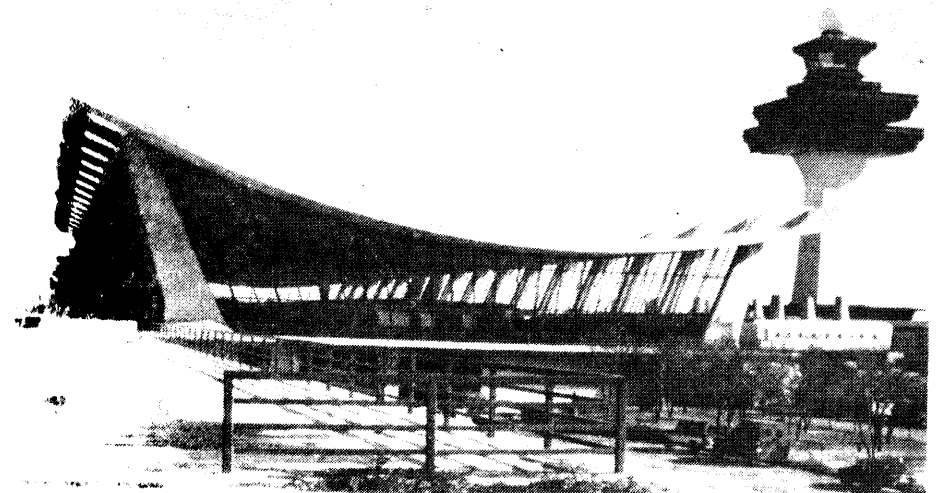


Foto 14 Bangunan terminal, Dallas International Airport. (Atas Izin Ammann & Whitney.)

### 3.1.4 Tekstur

Permukaan beton ekspos harus mempunyai kerapatan dan kekerasan tekstur yang tahan segala cuaca.

### 3.1.5 Parameter-parameter yang Mempengaruhi Kualitas Beton

Untuk mencapai kondisi-kondisi yang dituliskan di atas, harus ada kontrol kualitas yang baik atas faktor-faktor yang diperlihatkan pada Gambar 3.1. Parameter-parameter yang paling penting adalah:

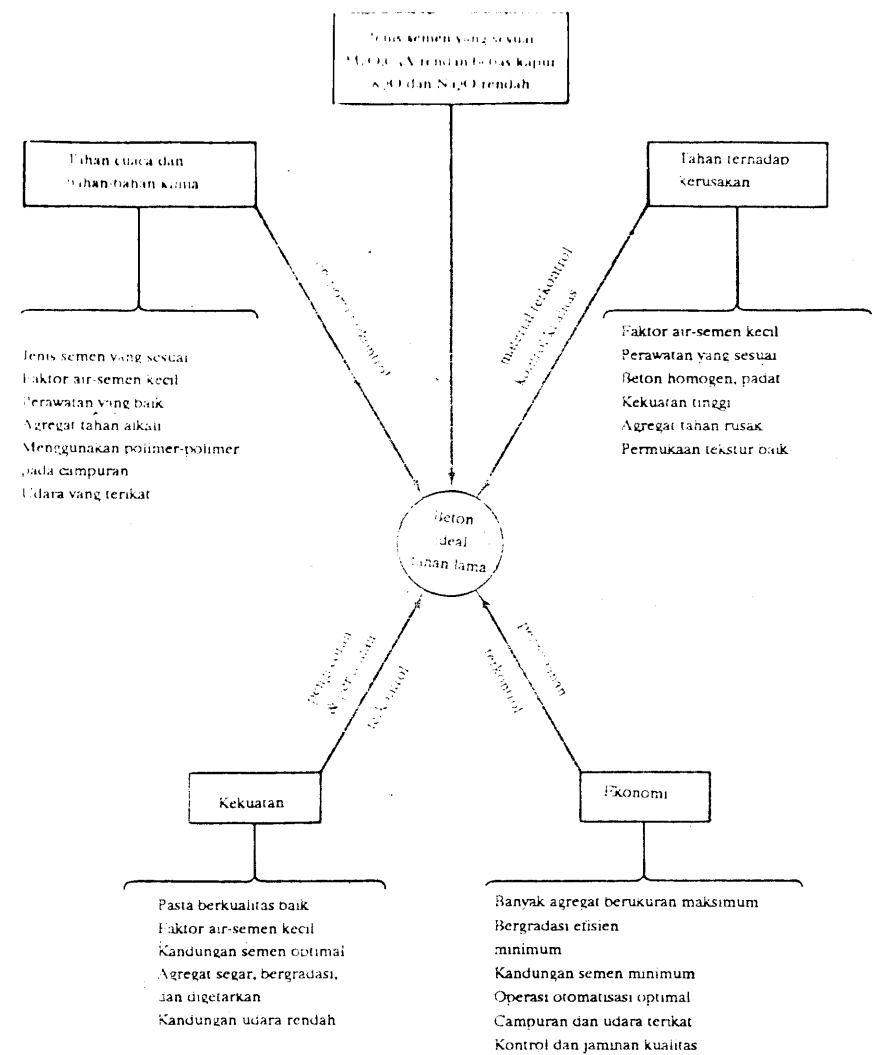
1. Kualitas semen;
2. Proporsi semen terhadap air dalam campurannya;
3. Kekuatan dan kebersihan agregat;
4. Interaksi atau adesi antara pasta semen dan agregat;
5. Pencampuran yang cukup dari bahan-bahan pembentuk beton;
6. Penempatan yang benar, penyelesaian dan kompaksi beton segar;
7. Perawatan pada temperatur yang tidak lebih rendah dari 50°F pada saat beton hendak mencapai kekuatannya;
8. Kandungan klorida tidak melebihi 0,15% dalam beton ekspos dan 1% untuk beton terlindung.

Penyelidikan mengenai persyaratan ini membuktikan bahwa hampir semua kontrol menyangkut hal-hal sebelum pengecoran beton segar. Karena kontrol ini menyangkut penentuan komposisi dan kemudahan mekanis atau kemudahan pengangkutan dan pengecoran, maka perlu pula dipelajari kriteria-kriteria yang berdasarkan teori penentuan komposisi untuk setiap campuran beton.

Dua metode yang diterima secara umum untuk perancangan campuran beton berbobot ringan dan beton berbobot berat adalah metode perancangan campuran American Concrete Institute yang berupa rekomendasi praktis untuk perancangan campuran pada beton berbobot normal, berat, dan massal, dan rekomendasi praktis untuk perancangan campuran pada beton struktural ringan.

## 3.2. TEORI DESAIN CAMPURAN

Teori faktor air semen (faktor w/c) menyatakan bahwa untuk suatu kombinasi bahan yang diberikan yang sudah memenuhi konsistensi yang sudah dikerjakan, kekuatan beton pada umur tertentu bergantung pada perbandingan berat air dan berat semen dalam campuran beton. Dengan perkataan lain, jika angka perbandingan air terhadap semen sudah tertentu, maka kekuatan beton pada umur tertentu pada dasarnya dapat diperoleh, dengan syarat bahwa campurannya plastis, dapat dikerjakan, dan agregatnya baik, tahan lama, dan bebas material yang merugikan. Sementara kekuatan bergantung pada faktor air-semen, nilai ekonomis bergantung pada persentase agregat yang ada yang masih menghasilkan campuran yang dapat dikerjakan. Yang harus dicapai oleh



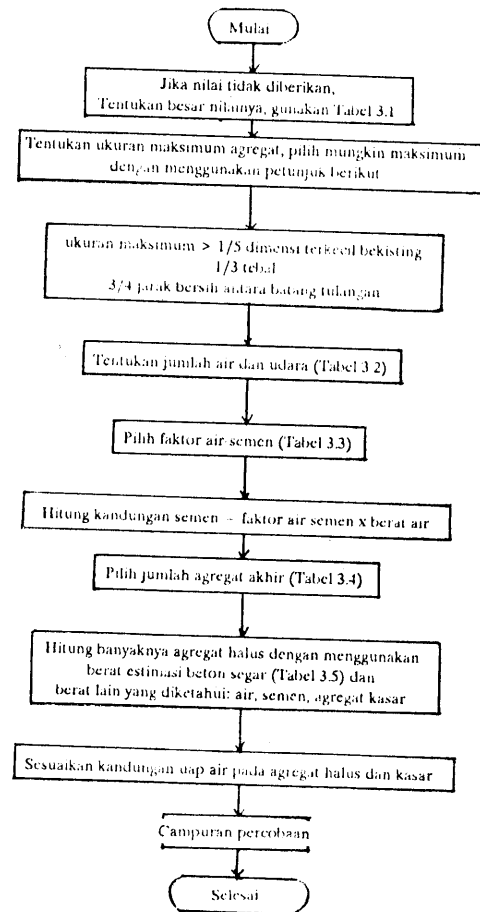
Gambar 3.1 Kebutuhan prinsipil beton yang baik.

perencana adalah memperoleh campuran beton yang kekuatannya optimum, dengan semen yang minimum, dan kemudahan pengerjaan yang dapat diterima. Semakin kecil faktor air-semen, semakin tinggi kekuatan beton.

Apabila faktor air-semen yang diperlukan sudah tercapai dan kemudahan pengerjaan atau konsistensi yang diperlukan untuk perancangan telah ditentukan, maka selanjutnya tinggal menggunakan diagram-diagram dan tabel-tabel yang telah dibuat berdasarkan penyelidikan pada banyak komposisi campuran beton. Diagram-diagram dan tabel-tabel tersebut memungkinkan estimasi komposisi campuran yang diperlukan untuk berbagai kondisi.

### 3.2.1 Metode ACI untuk Desain Campuran

Diagram alir yang diperlihatkan pada Gambar 3.2 dan contoh desain di bawah ini cukup mengilustrasikan proses desain dengan menggunakan metode desain campuran ACI. Salah satu tujuan yang hendak dicapai dengan perancangan campuran ini adalah menghasilkan beton yang mudah dikerjakan. Ukuran derajat kekentalan (konsistensi) dan kemudahan pengerjaan disebut *slump*. Dalam pengetesan *slump*, contoh beton plastis dicor ke dalam wadah beton berbentuk konis dari metal sebagaimana yang diterangkan dalam ASTM Standard C-143. Wadah ini diangkat sehingga betonnya mengalami *slump*, yaitu tingginya "menyebar" atau "jatuh". Penurunan tinggi ini adalah ukuran *slump* yang menunjukkan derajat kemudahan pengerjaan dari campuran yang bersangkutan.



Gambar 3.2 Diagram alir untuk perancangan campuran beton berbobot normal.



Foto 15 (a) Campuran dengan *slump* 4,5 inci; (b) campuran dengan *slump* 1,5 inci.

### 3.2.2 Contoh 3.1: Perencanaan Campuran Beton Berbobot Ringan

Rencanakan campuran beton dengan menggunakan data-data ini:

Kekuatan yang diperlukan 4000 psi (27,6 MPa)

Jenis struktur: balok

Ukuran maksimum agregat = 3/4 in. (18 mm)

Modulus kehalusan pasir = 2,6

Berat kering agregat = 100 lb/ft<sup>3</sup>

Absorpsi uap air 3% untuk agregat kasar dan 2% untuk agregat halus

#### Solusi

*Slump* yang diperlukan untuk balok (Tabel 3.1) = 3 in.

Ukuran agregat maksimum (diberikan) = 3/4 in

Untuk *slump* antara 3 dan 4 in. dan ukuran agregat maksimum 3/4 in, berat air yang diperlukan per yard<sup>3</sup> beton (Tabel 3.2) = 340 lb/yard<sup>3</sup>.

Untuk kekuatan tekan yang diminta  $f'_c = 4000$  psi, faktor air semennya, (Tabel 3.3) = 0,57

Tabel 3.4 juga diperlukan jika yang digunakan dalam hitungan desain campuran bukan berdasarkan berat, melainkan berdasarkan volume. Dengan demikian:

$$\text{jumlah semen yang diperlukan per yard}^3 \text{ beton} = \frac{340}{0,57} = 596,5 \text{ lb/yard}^3$$

Dengan menggunakan modulus kehalusan pasir 2,6 dan Tabel 3.4, maka volume agregat kasar = 0,64 yd<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{Dengan menggunakan berat kering agregat kasar } 100 \text{ lb/ft}^3, \text{ maka berat agregat kasar} \\ &= (0,64 \text{ yd}^3) \times (27 \text{ ft}^3/\text{yd}^3) \times 100 \\ &= 1728 \text{ lb/yard}^3 \end{aligned}$$

Berat estimasi beton segar untuk agregat berukuran maksimum 3/4 in. (Tabel 3.5) = 3960 lb/yard<sup>3</sup>

$$\begin{aligned} \text{Berat pasir} &= [\text{berat beton segar} - \text{berat (air + semen + agregat kasar)}] \\ &= 3960 - 340 - 596,5 - 1728 = 1295,5 \text{ lb} \end{aligned}$$

Berat netto pasir yang diambil = 1,02 x 1295,5  
 (absorpsi uap air 2%) = 1321,41 lb  
 berat netto kerikil = 1,03 x 1728  
 (absorpsi uap air 3%) = 1779,84 lb  
 berat air netto = 340 - 0,02 x 1295,5 - 0,03 x 1728  
 = 262,25 lb

Untuk 1 yd<sup>3</sup> beton:

semen = 596,5 lb = 600 lb (273 kg)  
 pasir = 1321,41 lb = 1320 lb (600 kg)  
 kerikil = 1779,84 lb = 1780 lb (810 kg)  
 air = 262,25 lb = 260 lb (120 kg)

TABEL 3.1 SLUMP YANG DISARANKAN UNTUK BERBAGAI JENIS KONSTRUKSI

Jenis konstruksi	Slump (in.) <sup>a</sup>	
	Maksimum <sup>b</sup>	Minimum
Dinding penahan dan fondasi	3	1
Fondasi sederhana, sumuran, dan dinding substruktur	3	1
Balok dan dinding beton	4	1
Kolom struktural	4	1
Perkerasan dan slab	3	1
Beton massal	2	1

<sup>a</sup>1 in. = 25,4 mm

<sup>b</sup>Dapat ditambah 1 in. untuk yang bukan menggunakan vibrator, tetapi menggunakan metode konsolidasi.

TABEL 3.2 PERKIRAAN AIR CAMPURAN DAN PERSYARATAN KANDUNGAN UDARA UNTUK BERBAGAI SLUMP DAN UKURAN AGREGAT NOMINAL MAKSIMUM.

Slump (in.)	Air (lb/yd <sup>3</sup> beton untuk ukuran agregat nominal maksimum yang dimaksud)							
	3/8 in. <sup>a</sup>	1/2 in. <sup>a</sup>	3/4 in. <sup>a</sup>	1 in. <sup>a</sup>	1,5 in. <sup>a</sup>	2 in. <sup>a,b</sup>	3 in. <sup>bc</sup>	6 in. <sup>b,c</sup>
	350	335	315	300	275	260	220	190
	385	365	340	325	300	285	245	210
	410	385	360	340	315	300	270	—
Mendekati jumlah udara yang terkandung dalam beton non-air-entrained (%)	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2

Beton air-entrained

	1 s/d 2	3 s/d 3	3 s/d 4	6 s/d 7	305	295	280	270	250	240	205	180
Kandungan udara total rata-rata yang disetujui <sup>d</sup> (persen untuk tingkat ekspos)												
Diekspos sedikit	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5 <sup>e,f</sup>	1,0 <sup>e,f</sup>				
Diekspos menengah	6,0	5,5	5,0	4,5	4,5	4,0	3,5 <sup>e,f</sup>	3,0 <sup>e,f</sup>				
Sangat diekspos	7,5	7,0	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5 <sup>e,f</sup>	4,0 <sup>e,f</sup>				

<sup>d</sup>Banyaknya air campuran di sini dipakai untuk menghitung faktor semen untuk suatu campuran percobaan (trial batch). Harga-harga ini adalah maksimal untuk suatu agregat kasar bentuk sudutnya yang gradasinya cukup baik dan dalam batas-batas yang diterima oleh spesifikasi.

<sup>e</sup>Nilai *slump* untuk beton yang mengandung agregat berukuran lebih besar dari 1,5 in. adalah berdasarkan percobaan-percobaan yang dibuat setelah membuang partikel yang lebih besar dari 1,5 in.

<sup>f</sup>Banyaknya air campuran di sini dipakai untuk menghitung faktor semen untuk suatu campuran percobaan (trial batch) jika digunakan agregat dengan ukuran nominal maksimal 3 in. atau 6 in. Harga-harga ini adalah rata-rata untuk agregat kasar yang bentuknya cukup baik dan gradasinya juga baik dari halus sampai kasar.

<sup>g</sup>Rekomendasi-rekomendasi lainnya tentang kandungan air dan toleransi yang diperlukan untuk kontrol di lapangan ada pada sejumlah dokumen ACI, seperti ACI 201, 345, 318, 301, dan 302. ASTM C-94 untuk beton *ready, mixed* juga memberikan batas-batas kandungan air. Persyaratan-persyaratan ini bisa saja tidak sama untuk masing-masing peraturan sehingga dalam merancang campuran beton diperlukan peninjauan lebih lanjut dalam menentukan kandungan air yang memenuhi keperluan pekerjaan, juga memenuhi peraturan yang digunakan.

<sup>h</sup>Untuk beton yang mengandung agregat besar yang tertahan saringan 1,5 in. — saringan sebelum percobaan kadar air — persentase udara yang diharapkan pada 1,5 in. dikurangi material ditabelkan di kolom 1,5 in. Akan tetapi, dalam perhitungan komposisi awal seharusnya juga ada kandungan udara sebagai suatu persen dari keseluruhan.

<sup>i</sup>Jika menggunakan agregat besar pada beton dengan faktor semen besar, gelembung udara yang ada bisa saja tidak mengurangi kekuatan. Dalam banyak hal persyaratan air campuran akan berkurang jika faktor air semen bertambah, yang artinya pengaruh reduksi kekuatan akibat *air-entrained* akan berkurang.

<sup>j</sup>Harga-harga ini berdasarkan kriteria 9% udara diperlukan pada fase mortar. Jika volume mortar sangat berbeda dengan yang ditentukan dalam rekomendasi praktis ini, besarnya dapat dihitung dengan mengambil 9% dari volume mortar sesungguhnya.



**TABEL 3.3 HUBUNGAN ANTARA FAKTOR AIR-SEMEN DENGAN KEKUATAN TEKAN BETON**

Kekuatan tekan pada 28 hari <sup>a</sup> (psi) <sup>b</sup>	Faktor air-semen (berat)	
	beton Non air-entrained	Beton Air-entrained
6000	0,41	0
5000	0,48	0,40
4000	0,57	0,48
3000	0,68	0,59
2000	0,82	0,74

<sup>a</sup>Besarnya kekuatan ini diestimasi untuk beton yang persentase kandungan udaranya tidak melebihi harga-harga yang diperlihatkan pada tabel 3.2. Untuk suatu harga faktor air-semen yang konstan, kekuatan tekan beton berkurang apabila kandungan udaranya bertambah.

Kekuatan ini berdasarkan beton yang kelembabannya dijaga, berukuran silinder 6 in. x 12 in., pada umur 28 hari dengan temperatur 73,4 ± 3°F (23 ± 1,7°C) yang sesuai dengan Bab 9(b) pada ASTM C-31, "Membuat dan Merawat Benda Uji Tekan dan Lentur di Lapangan".

Hubungan di atas diperoleh dengan anggapan ukuran agregat maksimum sekitar 3/4 in. sampai dengan 1 in.; kekuatan yang dihasilkan untuk suatu harga faktor air-semen tertentu akan bertambah apabila ukuran agregat maksimum berkurang.

<sup>b</sup>1000 psi = 6,9 MPa.

**TABEL 3.4 VOLUME AGREGAT KASAR PER SATUAN VOLUME BETON**

Ukuran agregat maksimum (in.) <sup>a</sup>	Volume agregat kasar kering <sup>b</sup> per satuan volume beton untuk berbagai modulus kehalusan pasir			
	2,40	2,60	2,80	3,00
3/8	0,50	0,48	0,46	0,44
1/2	0,59	0,57	0,55	0,53
3/4	0,66	0,64	0,62	0,60
1	0,71	0,69	0,67	0,65
1,5	0,75	0,73	0,71	0,69
2	0,78	0,76	0,74	0,72
3	0,82	0,80	0,78	0,76
6	0,87	0,85	0,83	0,81

<sup>a</sup>1 in. = 25,4 mm

<sup>b</sup>Volume ini didasarkan atas agregat kasar dalam kondisi kering oven (dry-rodded) sebagaimana dijelaskan dalam ASTM C-29, "Satuan Berat Agregat". Volume ini diperoleh dari hubungan empiris yang menghasilkan beton dengan taraf kemudahan pengerjaan yang cocok untuk konstruksi beton biasa. Untuk beton yang kurang mudah dikerjakan sebagaimana dipersyaratkan pada konstruksi beton untuk perkerasan, harga ini dapat dinaikkan sekitar 10%. Untuk beton yang lebih mudah pengerjaannya, kandungan agregat kasar dapat dikurangi sampai 10% — apabila nilai *slump* dan persyaratan faktor air-semen sudah terpenuhi.

### 3.3 METODE PCA UNTUK DESAIN CAMPURAN

Metode desain campuran yang diusulkan oleh Portland Cement Association (PCA) pada dasarnya serupa dengan metoda ACI. Secara umum hasilnya akan sangat saling mendekati setelah dibuat campuran percobaan di laboratorium. Publikasi PCA yang tercantum dalam daftar rujukan memberikan rincian metode ini, juga informasi mengenai besaran-besaran material pembentuk beton.

**TABEL 3.5 ESTIMASI AWAL BETON SEGAR**

Ukuran maksimum agregat (in.) <sup>4</sup>	Estimasi awal beton segar <sup>b</sup> (lb/yd <sup>3</sup> ) <sup>c</sup>	
	Beton non-air-entrained	Beton air-entrained
3/8	3840	3690
1/2	3890	3760
3/4	3960	3840
1	4010	3900
1,5	4070	3960
2	4120	4000
3	4160	4040
6	4230	4120

<sup>4</sup>1 in. = 25,4 mm

<sup>b</sup>Harga-harga yang dicantumkan adalah untuk beton dengan semen sedang (550 lb semen per yd<sup>3</sup>) dan *slump* sedang dengan agregat yang berat jenisnya 2,7). Persyaratan air campurannya berdasarkan *slump* 3-4 in. dari Tabel 5.5.2 ASTM C-143. Apabila diinginkan, berat estimasi ini dapat diperhalus apabila informasi-informasi ini ada: untuk setiap perbedaan air campuran 10 lb dari Tabel 5.5.2, harga untuk *slump* 3 sampai 4 in., koreksilah berat per yd<sup>3</sup> 15 lb pada arah yang berlawanan; untuk setiap perbedaan kandungan semen 100 lb dari 550 lb, koreksilah berat per yd<sup>3</sup> 15 lb pada arah yang sama; untuk setiap perbedaan berat jenis 0,1 dari 2,7, koreksilah berat beton 100 lb pada arah yang sama.

Berat beton segar per yd<sup>3</sup> (dalam lb):

$$= 16,85 G_a(100 - A) + C \left( 1 - \frac{G_a}{G_c} \right) - W (G_a - 1)$$

di mana

$G_a$  = berat jenis rata-rata dari agregat halus dan kasar dalam keadaan jenuh permukaan kering

$G_c$  = berat jenis semen (umumnya 3,15)

A = kadar udara, %

W = air campuran yang diperlukan, lb/ft<sup>3</sup>

C = semen yang diperlukan, lb/yd<sup>3</sup>

<sup>c</sup>1 lb/yd<sup>3</sup> = 0,6 kg/m<sup>3</sup>

### 3.4 DESAIN CAMPURAN BETON STRUKTURAL BERBOBOT RINGAN

Beton struktural berbobot ringan dapat didefinisikan sebagai beton yang mempunyai kekuatan tekan pada 28 hari lebih dari 200 psi dan berat isi kering udara kurang dari 115 lb/ft<sup>3</sup>. Agregat kasar yang dipakai umumnya *slate, slag, shale*, dan sebagainya, dan prinsip-prinsip dan prosedur yang digunakan pada beton berbobot ringan dapat diterapkan pada jenis beton ini. Adanya *air-entrained* pada beton ini memang dikehendaki. Persentase *air-entrained* yang direkomendasikan adalah paling sedikit 6% agar kualitasnya relatif baik terhadap cuaca.

### 3.5 MENGESTIMASI KEKUATAN TEKAN SUATU CAMPURAN PERCOBAAN DENGAN MENGGUNAKAN KEKUATAN TEKAN YANG DISPESIFIKASIKAN

Kekuatan tekan dari campuran percobaan yang dirancang bukanlah kekuatan yang dispesifikasikan oleh perencana. Campuran ini harus berkekuatan lebih untuk menjamin bahwa kekuatan struktur aktualnya adalah beton yang mempunyai kekuatan tekan minimum yang dispesifikasikan. Lebihnya kekuatan campuran ini bergantung pada kontrol kualitas yang ada.

ACI Committee 318 memberikan cara sistematis untuk menentukan kekuatan tekan desain campuran dengan menggunakan kekuatan tekan yang dispesifikasikan,  $f'_c$ . Prosedurnya disajikan pada diagram alir Gambar 3.3. Kekuatan tekan silinder  $f'_c$  (lihat Bab 3.7) adalah hasil tes pada 28 hari setelah pengecoran beton berbobot normal. Desain campuran ini harus berdasarkan kekuatan yang lebih besar (yang disesuaikan), yaitu  $f'_{cr}$ . Kekuatan tekan silinder yang disesuaikan ini ( $f'_{cr}$ ), yang dipakai pada perhitungan desain campuran, bergantung pada data lapangan yang tersedia.

1. *Tidak ada data tes silinder:* Jika catatan kekuatan dispesifikasikan (atau 1000 psi di sekitar mutu yang dispesifikasikan) tidak tersedia, kekuatan campuran percobaan,  $f'_{cr}$  dapat dihitung dengan menambah kekuatan tekan silinder  $f'_c$  dengan suatu harga yang bergantung pada besarnya simpangan yang diharapkan dari kekuatan beton. Simpangan ini dapat dikualifikasikan sebagai harga simpangan baku (standard deviation) yang pada Tabel 3.6 dinyatakan sebagai simpangan dari  $f'_c$ . Dengan demikian Tabel 3.7 dapat dipakai untuk mendapat faktor air-semen yang diperlukan untuk suatu harga kekuatan silinder  $f'_c$ .
2. *Tersedia data tes lebih dari 30 silinder:* Jika ada lebih dari 30 hasil tes silinder, persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3a pada Bab 3.5.2 dapat digunakan untuk memperoleh kekuatan campuran yang diperlukan,  $f'_{cr}$  dari  $f'_c$ . Jika ada dua kelompok hasil tes yang totalnya lebih dari 30,  $f'_{cr}$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3b.
3. *Tersedia data tes kurang dari 30 silinder:* Jika banyaknya hasil tes yang ada tidak lebih dari 30, tetapi lebih dari 15, maka persamaan 3.1, 3.2, dan 3.3a dapat dipakai bersama-sama dengan Tabel 3.8. Pada dasarnya perencana harus meng-

hitung simpangan baku  $s$  dengan persamaan 3.3a, kemudian kalikan  $s$  dengan faktor pengali yang ada pada Tabel 3.8, dan gunakan hasil kali ini pada persamaan 3.1 dan 3.2. Dengan cara demikian tingkat simpangan dari tes silinder yang diukur sebagai simpangan baku telah diperhitungkan dengan benar.

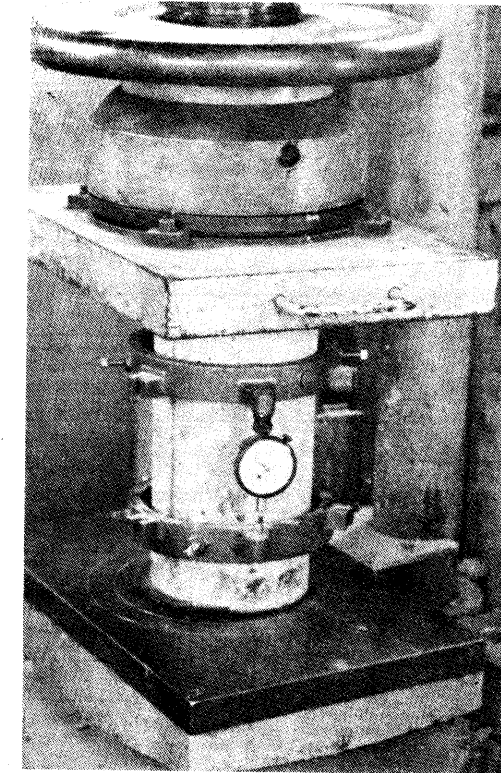
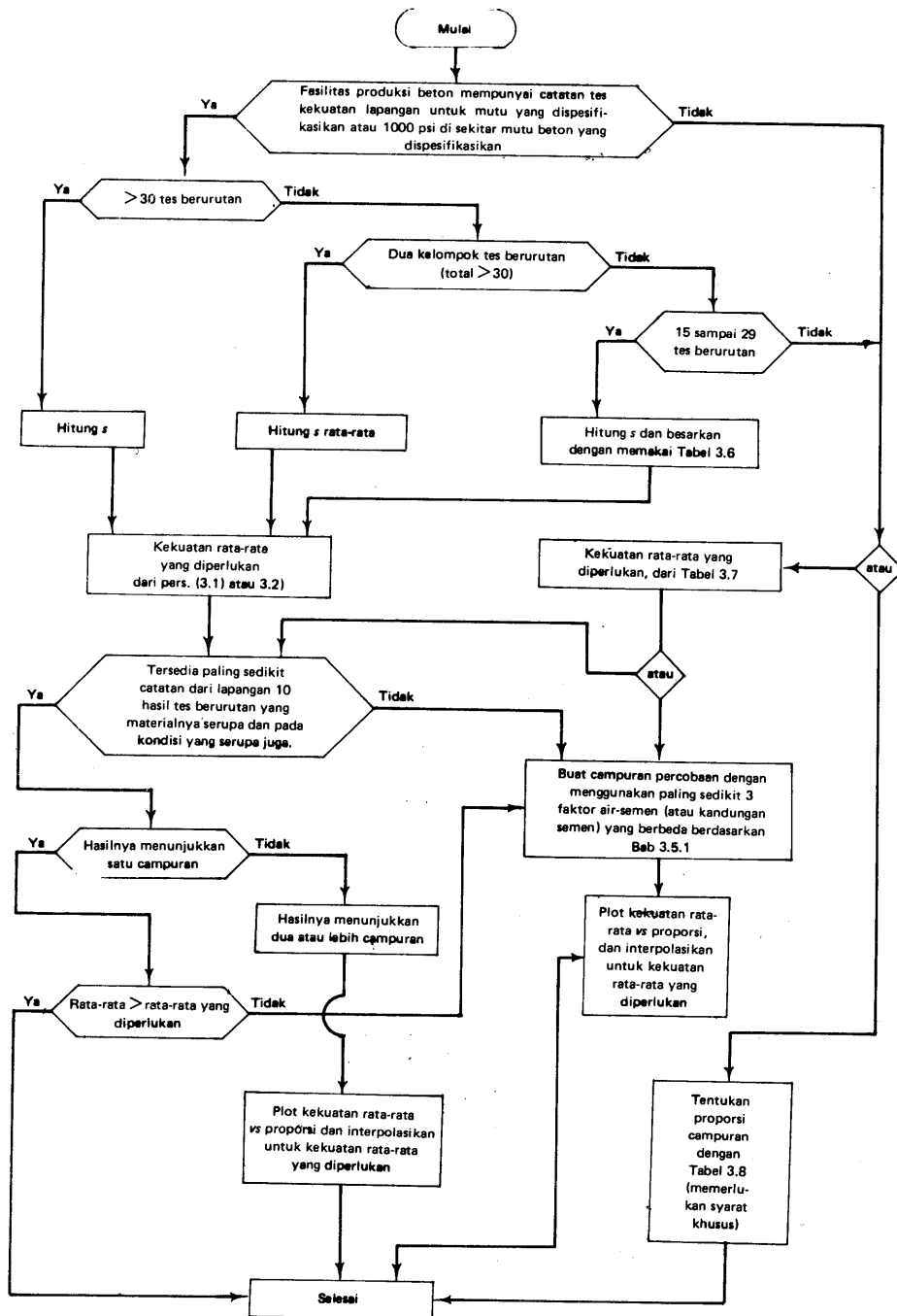


Foto 16 Tes tekan silinder

TABEL 3.6 KEKUATAN RATA-RATA YANG DIPERLUKAN JIKA TIDAK TERSEDIA DATA UNTUK MENENTUKAN SIMPANGAN BAKU

Kekuatan tekan yang dispesifikasikan $f'_c$ (psi)	Kekuatan rata-rata yang diperlukan $f'_{cr}$ (psi) <sup>a</sup>
Kurang dari 3000	$f'_c + 1000$
3000 -- 5000	$f'_c + 1200$
Lebih dari 5000	$f'_c + 1400$

<sup>a</sup> 1000 psi = 6,9 MPa



Gambar 3.3 Diagram alir untuk memilih dan dokumentasi rencana campuran beton.

TABEL 3.7 FAKTOR AIR-SEMIN MAKSIMUM YANG DIIZINKAN UNTUK BETON YANG DATA KEKUATANNYA DARI PENGALAMAN DI LAPANGAN ATAU DARI CAMPURAN PERCOBAAN TIDAK ADA

Kekuatan tekan yang dispesifikasikan $f'_c$ (psi) <sup>b</sup>	Faktor air-semen absolut (berdasarkan berat)	
	Beton non air-entrained	beton air-entrained
2500	0,67	0,54
3000	0,58	0,46
3500	0,51	0,40
4000	0,44	0,35
4500	0,38	c
5000	c	c

<sup>a</sup>Kekuatan 28 hari. Untuk hampir semua material, faktor air-semen yang diperlihatkan di sini akan memberikan kekuatan rata-rata yang lebih besar daripada yang dihitung dengan persamaan 3.1 dan 3.2

<sup>b</sup>1000 psi = 6,9 MPa

<sup>c</sup>Untuk beton *non-air-entrained* yang kekuatannya lebih besar dari 4500 psi dan beton *air-entrained* yang kekuatannya lebih besar dari 4000 psi, faktor ini harus dihitung dengan menggunakan campuran percobaan (trial mixes).

TABEL 3.8 FAKTOR MODIFIKASI SIMPANGAN BAKU JIKA DATA TES YANG TERSEDIA KURANG DARI 30

Banyaknya tes	Faktor modifikasi simpangan baku
Kurang dari 15	Gunakan Tabel 3.6
15	1,16
20	1,08
25	1,03
30 atau lebih	1,00

<sup>a</sup>Interpolasikan untuk yang banyaknya tes di antara harga-harga di sini.

<sup>b</sup>Simpangan baku modifikasi ini dipakai untuk menentukan kekuatan rata-rata  $f'_{cr}$  yang diperlukan pada persamaan 3.1 dan 3.2.

### 3.5.1 Kekuatan Beton Campuran $f'_{cr}$ yang Direkomendasi

Apabila kekuatan rata-rata campuran yang diperlukan telah diperoleh, campuran aktual dapat dipertahankan agar mempunyai kekuatan sebesar ini, baik dengan menggunakan data lapangan yang ada ataupun dari desain campuran percobaannya.

1. Dengan menggunakan data lapangan: Data lapangan  $f'_{cr}$  yang ada dapat dipakai jika ada paling sedikit 10 hasil tes berurutan. Hasil tes ini harus mencakup periode paling sedikit 45 hari. Material dan kondisi data campuran lapangan yang ada harus sama dengan yang akan dikerjakan.

2. *Desain campuran percobaan:* Jika data tes lapangan tidak tersedia, campuran percobaan dapat digunakan untuk memperoleh faktor air-semen atau kandungan semen minimum yang dipakai dalam mendesain campuran yang kekuatan 28 harinya  $f'_{cr}$ . Dengan cara tersebut persyaratan yang harus dipenuhi adalah:

- (a) Material yang dipakai dan umur tes harus sama antara campuran percobaan dan beton yang dipakai pada struktur.
- (b) Paling sedikit 3 macam faktor air-semen atau 3 macam kandungan semen harus dicoba pada desain campuran. Campuran percobaan ini harus mempunyai kekuatan paling sedikit  $f'_{cr}$ . Tiga silinder harus dites untuk setiap faktor air-semen dan setiap percobaan kandungan semen.
- (c) Nilai *slump* harus sebesar  $\pm 0,75$  in. dari batas yang diizinkan dan kadar air harus  $\pm 0,5\%$  dari batas yang diizinkan.
- (d) Harus dibuat plot antara kekuatan tekan pada umur yang direncanakan *versus* kandungan semen atau faktor air-semen. Dari plot ini dapat dipilih faktor air-semen atau kandungan semen yang menghasilkan kekuatan rata-rata  $f'_{cr}$  yang diperlukan.

### 3.5.2 Desain Campuran Percobaan dengan kekuatan Rata-rata Tertentu Jika Data Kekuatan Sebelumnya Tidak Ada

Jika data lapangan 30 tes berurutan tidak tersedia, maka campuran percobaan harus didesain dengan kekuatan tekan  $f'_{cr}$  yang dihitung dari:

$$f'_{cr} = f'_c + 1,34s \quad (3.1)$$

atau

$$f'_{cr} = f'_c + 2,33s - 500 \quad (3.2)$$

Harga  $f'_{cr}$  yang lebih besar dari  $f'_c$  yang dihitung dengan persamaan 3.1 dan 3.2 harus dipakai dalam mendesain campuran, dengan harapan campuran ini mencapai kekuatan yang minimal sebesar  $f'_c$  yaitu kekuatan tekan desain. Simpangan baku  $s$  ditetapkan dengan persamaan:

$$s = \left[ \frac{\sum (f'_{ci} - \bar{f}'_c)^2}{n - 1} \right]^{1/2} \quad (3.3a)$$

di mana  $f'_{cr}$  = kekuatan masing-masing benda uji  
 $\bar{f}'_c$  = rata-rata dari  $n$  benda uji

Jika dua catatan tes dipakai untuk menentukan kekuatan rata-rata, simpangan baku menjadi:

$$s = \left[ \frac{(n_1 - 1)s_1^2 + (n_2 - 1)s_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \right]^{1/2} \quad (3.3b)$$

di mana  $s_1, s_2$  = simpangan baku yang dihitung dari dua catatan tes, berturut-turut tes 1 dan tes 2

$n_1, n_2$  = banyaknya benda uji pada masing-masing tes

Jika banyaknya hasil tes yang tersedia kurang dari 30 dan lebih dari 15, harga  $s$  yang dipakai pada persamaan 3.1 dan 3.2 harus dikalikan dengan faktor modifikasi yang tercantum pada Tabel 3.8.

### 3.5.3 Contoh 3.2: Perhitungan Kekuatan Desain untuk Campuran Percobaan

Hitunglah kekuatan tekan rata-rata untuk desain campuran beton  $f'_{cr}$  jika ditentukan kekuatan tekan yang dispesifikasikan  $f'_c$  adalah 5000 psi (34,5 MPa) dengan ketentuan: (a) simpangan baku yang diperoleh dari lebih dari 30 tes berurutan adalah 500 psi (3,45 MPa), (b) simpangan baku yang diperoleh dari 15 tes berurutan adalah 450 psi (3,11 MPa), dan (c) tidak tersedia data tes silinder sebelumnya.

*Solusi*

(a) Dengan menggunakan persamaan 3.1:

$$f'_{cr} = 5000 + 1,34 \times 500 = 5670 \text{ psi}$$

Dengan persamaan 3.2:

$$f'_{cr} = 5000 + 2,33 \times 500 - 500 = 5665 \text{ psi}$$

Jadi kekuatan campuran percobaan yang diperlukan adalah:

$$f'_{cr} = 5670 \text{ psi (39,12 MPa)}$$

(b)  $s = 450$  psi dari 15 tes. Dari Tabel 3.8, faktor modifikasi untuk  $s$  ini adalah 1,16. Jadi besarnya  $s$  yang harus dipakai pada persamaan 3.1 dan 3.2 adalah  $1,16 \times 450 = 522$  psi (3,6 MPa).

Dengan menggunakan persamaan 3.1:

$$f'_{cr} = 5000 + 2,33 \times 522 - 500 = 5716 \text{ psi}$$

Jadi kekuatan campuran percobaan adalah  $f'_{cr} = 5716$  psi (38,44 MPa).

(c) Tidak tersedia data dari tes sebelumnya. Dengan menggunakan Tabel 3.6:

$$f'_{cr} = f'_c + 1200 \text{ untuk beton 5000 psi}$$

Jadi kekuatan campuran percobaan =  $5000 + 1200 = 6200$  psi (42,78 MPa).

Terlihat bahwa jika catatan tes silinder dan campuran tersebut dipertahankan bermutu sama dengan catatan tes tersebut untuk suatu jangka waktu yang lama,

maka kekuatan campuran percobaan  $f'_{cr}$  yang diperlukan menjadi lebih kecil sebagai hasil dari kontrol kualitas tersebut, yang artinya pula mereduksi harga bagi pemilik pekerjaan.

### 3.6 DESAIN CAMPURAN UNTUK BETON PADA PELINDUNG NUKLIR

Dari diskusi di atas terlihat bahwa kriteria desain adalah faktor air-semen. Sedangkan pada beton yang dipakai sebagai pelindung terhadap sinar x, sinar gamma, dan neutron kriterianya adalah kerapatan atau kepadatan campuran, bukan kemudahan pengerjaan. Untuk memperoleh kerapatan maksimum telah diadakan berbagai tes pada berbagai campuran yang menggunakan pecahan biji magnetit atau baja pecahan halus sebagai pengganti pasir, dan baja pecah, magnetit, barit, atau limonit sebagai pengganti batu, seperti yang diuraikan di atas. Hasil-hasil tes ini baik untuk kerapatan maupun kekuatan, membuktikan bahwa faktor air-semen harus dibatasi sampai 3,5 – 4,0 galon air per sak semen.

### 3.7 TES KUALITAS PADA BETON

#### 3.7.1 Kemudahan Pengerjaan atau Konsistensi

Tes yang mungkin dikerjakan untuk kemudahan pengerjaan atau konsistensi antara lain:

1. Tes *slump* dengan menggunakan standar peraturan ACI. Angka *slump* (dalam in.) yang dicatat untuk suatu campuran menunjukkan kemudahan pengerjaannya;
2. Tes pengecoran dengan menggunakan label alir Power;
3. Dengan perlengkapan bola Kelley.

Metode pertama adalah standar ASTM yang diterima.

#### 3.7.2 Kadar Udara

Ukuran kadar udara pada beton segar selalu diperlukan, kecuali apabila digunakan *air-entraining agent* (a-e-a).

#### 3.7.3 Kekuatan Tekan Beton Keras

Percobaan dikerjakan dengan membebani silinder berdiameter 6 in. dan tinggi 12 in. dengan suatu gaya tekan yang tegak lurus terhadap sumbu silinder.

### 3.7.4 Kekuatan Lentur Balok Beton Sederhana

Percobaan ini menggunakan tiga titik pembebanan pada balok beton sederhana berukuran 6 in. x 6 in. x 18 in. dan bentangnya 3 kali tingginya.

### 3.7.5 Percobaan Pembelahan-Tarik

Percobaan ini dilakukan dengan memberikan pada silinder standar 6 in. x 12 in. suatu beban tegak lurus terhadap sumbu longitudinalnya dengan silinder ditempatkan secara horizontal di atas pelat mesin percobaan. Kekuatan pembelahan-tarik dapat didefinisikan sebagai:

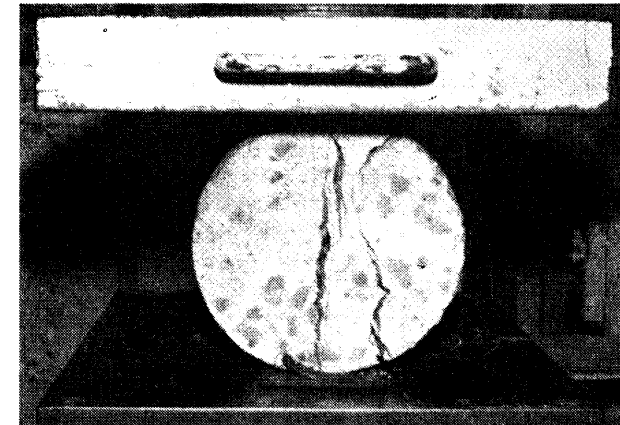


Foto 17 Percobaan pembelahan-tarik

$$f'_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

di mana  $P$  = Harga total beban garis yang dicatat pada mesin

$D$  = diameter silinder beton

$L$  = tinggi silinder

Hasil-hasil percobaan ini memberikan kepada perencana ukuran kekuatan yang diharapkan dari beton yang didesain pada struktur nyata.

## 3.8 PENGECORAN DAN PERAWATAN BETON

### 3.8.1 Pengecoran

Teknik yang diperlukan pada pengecoran beton bergantung pada: untuk elemen struktur apa beton itu akan digunakan, apakah untuk kolom, beton, dinding, slab.



fundasi, bendung beton, ataukah perluasan (sambungan) suatu beton yang telah ada dan telah mengeras. Untuk balok, kolom, dan dinding acuannya harus bersih dari karat dan material yang merugikan lainnya. Pada fundasi, tanahnya harus dipadatkan dan cukup dibasahi (sekitar 6 in.) agar uap air yang ada pada beton basah tidak terserap. Beton harus selalu dicor dengan lapisan-lapisan horizontal dan setiap lapisan ini dipadatkan dengan vibrator berfrekuensi tinggi, baik jenis yang dicelupkan (*immersion*) atau jenis eksternal, bergantung pada persyaratan, kecuali apabila digunakan pompa. Perlu diingat bahwa apabila terjadi kelebihan penggetaran hal ini dapat merugikan karena dapat mengakibatkan segregasi agregat dan betonnya *bleeding*.

### 3.8.2 Perawatan

Seperti terlihat pada Bab 2, hidrasi pada semen terjadi karena adanya uap air pada temperatur di atas 50°F. Kondisi ini harus dipertahankan agar reaksi hidrasi kimiawi terjadi. Jika beton terlalu cepat mengering, maka dapat terjadi retak pada permukaannya. Kekuatan beton akan berkurang sebagai akibat retak ini, juga akibat kegagalan mencapai reaksi hidrasi kimiawi penuh.

Kondisi perawatan yang baik dapat dicapai dengan menggunakan salah satu metode di bawah ini:

1. Beton dibasahi terus-menerus dengan air.
2. Beton direndam di dalam air.
3. Beton dilindungi dengan karung basah, film plastik, atau kertas perawatan tahan air.
4. Dengan menggunakan perawatan gabungan acuan-membran cair untuk mempertahankan uap air semula dari beton basah.
5. Perawatan uap untuk beton yang dihasilkan dari kondisi pabrik, seperti pipa dan balok pracetak, dan tiang atau girder pratekan. Temperatur perawatan uap ini sekitar 150°F. Lamanya perawatan biasanya 1 hari, sementara kalau menggunakan cara lain sekitar 5 sampai 7 hari.

## 3.9 SIFAT-SIFAT BETON KERAS

Sifat mekanis beton keras dapat diklasifikasikan sebagai (1) sifat jangka pendek atau sesaat dan (2) sifat jangka panjang. Sifat jangka pendek adalah (1) kekuatan tekan, tarik, dan geser, dan (2) kekakuan yang diukur dengan modulus elastisitasnya. Sifat jangka panjang dapat diklasifikasikan dalam rangkai dan susut. Seksi berikut ini menyajikan rincian sifat-sifat tadi.

### 3.9.1 Kekuatan Tekan

Kekuatan tekan beton dapat dicapai sampai 14000 psi atau lebih, bergantung pada jenis campuran, sifat-sifat agregat, serta lama dan kualitas perawatan. Kekuatan beton yang paling umum digunakan adalah sekitar 3000 sampai 6000 psi, dan beton komersial dengan agregat biasa, kekuatannya sekitar 300 sampai 10000 psi.



Foto 18 Silinder beton yang dites sampai hancur karena tekan. Benda uji A menggunakan semen epoksi rendah, benda uji B menggunakan semen epoksi tinggi. (Tes oleh Nawy, Sun, dan Sauer.)

Kekuatan tekan  $f'_c$  ditentukan dengan silinder standar (berukuran 6 in. x 12 in.) yang dirawat di bawah kondisi standar laboratorium pada kecepatan pembebanan tertentu, pada umur 28 hari. Spesifikasi standar yang dipakai di Amerika Serikat biasanya diambil dari ASTM C-39. Perlu dipahami bahwa kekuatan beton pada struktur aktual dapat saja tidak sama dengan kekuatan silinder karena perbedaan pemadatan dan kondisi perawatan.

ACI menspesifikasikan percobaan kekuatan rata-rata dari dua silinder yang dites pada umur yang sama, biasanya 28 hari. Mengenai frekuensi percobaan, dalam peraturan ini ditentukan bahwa taraf kekuatan mutu beton individual dapat dianggap memenuhi apabila (1) rata-rata dari tiga set percobaan kekuatan berurutan lebih besar atau sama dengan  $f'_c$  dan (2) kekuatan individual (rata-rata dari dua silinder) yang lebih rendah dari  $f'_c - 500$  psi. Kekuatan beton rata-rata yang harus direncanakan campuran beton harus melebihi  $f'_c$  dan besarnya kelebihan kekuatan ini bergantung pada produksi di lapangan, sebagaimana dijelaskan pada Bab 3.5.

Perlu ditekankan bahwa  $f'_c$  ini bukan kekuatan rata-rata silinder. Harga desain harus ditentukan sebagai kekuatan tekan minimum silinder yang dibayangkan.

### 3.9.2 Kekuatan Tarik

Kekuatan tarik beton relatif rendah. Pendekatan yang baik untuk menghitung kekuatan tarik beton  $f'_t$  adalah dengan rumus  $0,10 f'_c < f'_t < 0,2 f'_c$ . Kekuatan tarik lebih sulit diukur dibandingkan dengan kekuatan tekan karena masalah penjepitan

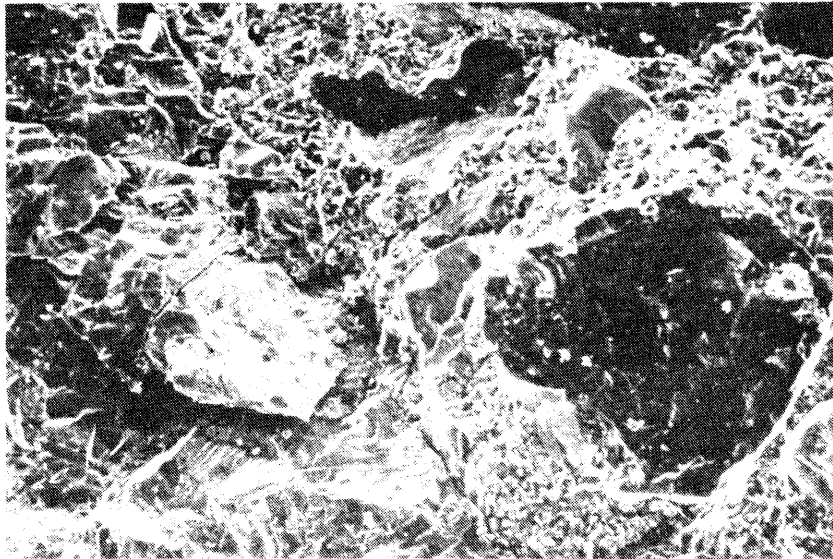
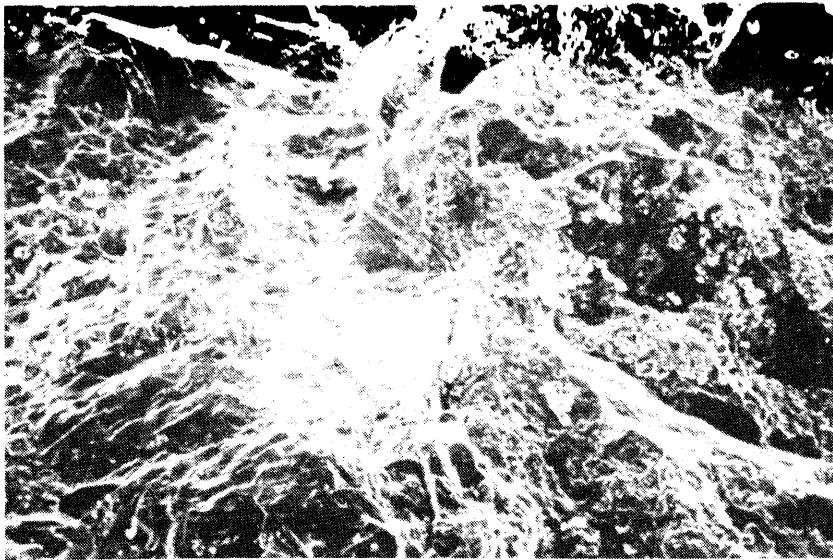


Foto 19 Foto dengan mikroskop elektron dari benda uji A dan B pada foto 10. (Tes oleh Navy dkk.)

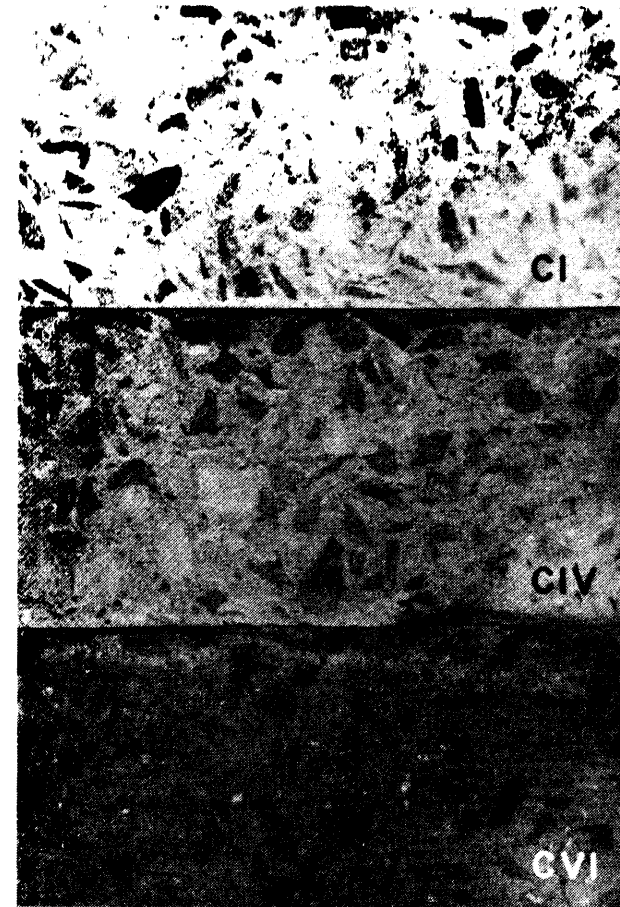


Foto 20 Permukaan yang *fracture* pada tes pembelahan-tarik pada beton dengan berbagai faktor air-semen. Benda uji CU dan CIV mempunyai faktor air-semen tinggi, yang berarti lebih banyak kegagalan lekatan dibandingkan dengan benda uji CVI. (Tes oleh Navy dkk.)

(gripping) pada mesin. Ada sejumlah metode yang tersedia untuk menguji kekuatan tarik, dan yang paling sering digunakan adalah tes pembelahan silinder atau tes Brasil.

Untuk batang yang mengalami lentur, yang dipakai dalam desain adalah besarnya modulus *rupture*  $f_r'$ , bukan kekuatan pembelahan-tarik  $f_t'$ . Modulus *rupture* ini diukur dari percobaan balok beton sederhana berpenampang bujursangkar 6 in., dan bentangnya 18 in yang diberi beban pada tiga titik sesuai dengan ASTM C-78. Modulus *rupture* lebih besar daripada kekuatan pembelahan-tarik. ACI menspesifikasikan modulus *rupture* sebesar  $7,5 (f_c')^{0,5}$  untuk beton berbobot normal.

Beton berbobot ringan hampir selalu mempunyai kekuatan-tarik lebih kecil daripada beton berbobot normal. Berikut ini dicantumkan rumus-rumus dari peraturan untuk beton berbobot ringan.

1. Jika kekuatan pembelahan-tarik  $f'_{ct}$  ditentukan, maka

$$f'_r = 1,09 f'_{ct} \leq 7,5 (f'_c)^{0,5}$$

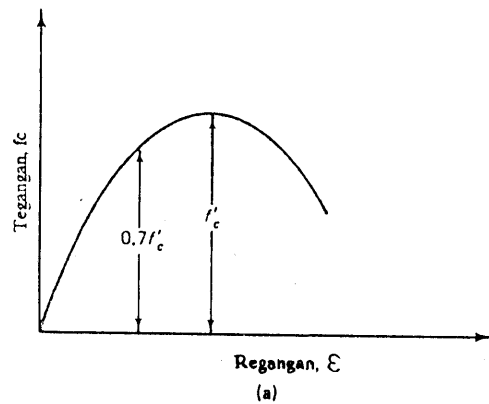
2. Jika  $f'_{ct}$  tidak ditentukan, gunakan faktor 0,75 untuk semua beton berbobot ringan dan 0,85 untuk beton dengan pasir berbobot ringan. Interpolasi linier dapat digunakan untuk campuran yang menggunakan pasir alami dan agregat halus berbobot ringan.

### 3.9.3 Kekuatan Geser

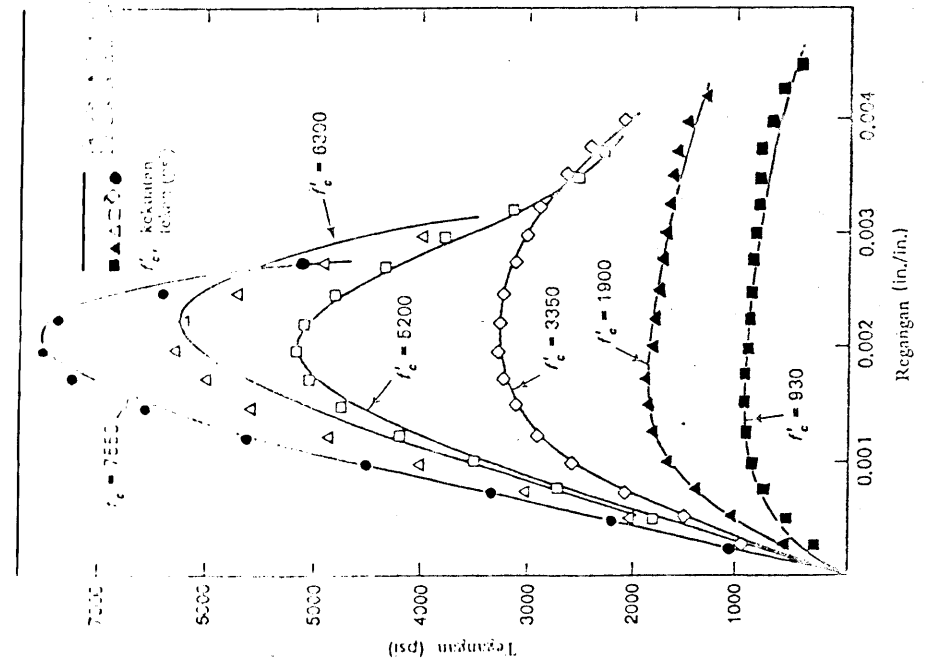
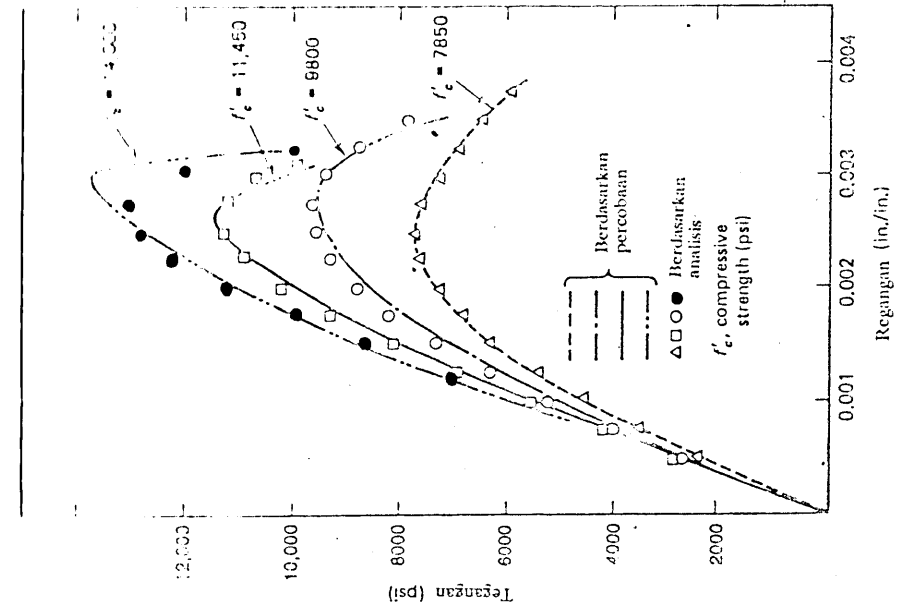
Kekuatan geser lebih sulit diperoleh secara eksperimental dibandingkan dengan percobaan-percobaan yang dibicarakan di atas karena sulitnya mengisolasi geser dari tegangan-tegangan lainnya. Ini merupakan salah satu sebab banyaknya variasi kekuatan geser yang dituliskan dalam berbagai literatur, mulai dari 20% dari kekuatan tekan pada pembebanan normal sampai sebesar 85% dari kekuatan tekan, dalam hal terjadinya kombinasi geser langsung dan tekan. Desain struktural yang ditentukan oleh kekuatan geser jarang merupakan suatu hal yang penting karena tegangan geser biasanya dibatasi sampai harga yang cukup rendah untuk mencegah betonnya mengalami kegagalan tarik diagonal.

### 3.9.4 Kurva Tegangan-Regangan

Hubungan tegangan-regangan beton perlu diketahui untuk menurunkan persamaan-persamaan analisis dan desain juga prosedur-prosedur pada struktur beton. Gambar 3.4(a) memperlihatkan kurva tegangan-tegangan tipikal yang diperoleh dari percobaan dengan menggunakan benda uji silinder beton dan dibebani tekan uniaksial selama beberapa menit. Bagian pertama kurva ini (sampai sekitar 40% dari  $f'_c$ ) pada umumnya untuk tujuan praktis dapat dianggap linier. Sesudah mendekati 70% tegangan hancur, materialnya banyak kehilangan kekakuannya sehingga menambah ketidaklinieran diagram. Pada beban batas, retak yang searah dengan arah beban menjadi sangat terlihat dan hampir semua silinder beton (kecuali yang kekuatannya sangat rendah)



Gambar 3.4 (a) Kurva tegangan-regangan tipikal beton; (b) kurva tegangan-regangan untuk berbagai kekuatan beton.



(b) Gambar 3.4 (lanjutan)

akan segera hancur. Gambar 3.4(b) memperlihatkan kurva tegangan-regangan beton untuk berbagai kekuatan yang diperoleh dari Portland Cement Association. Terlihat jelas bahwa (1) semakin rendah kekuatan beton, semakin tinggi regangan hancurnya; (2) semakin tinggi kekuatan tekan beton, panjang bagian linier pada kurva semakin bertambah; dan (3) ada reduksi daktilitas apabila kekuatan beton bertambah.

### 3.9.5 Modulus Elastisitas

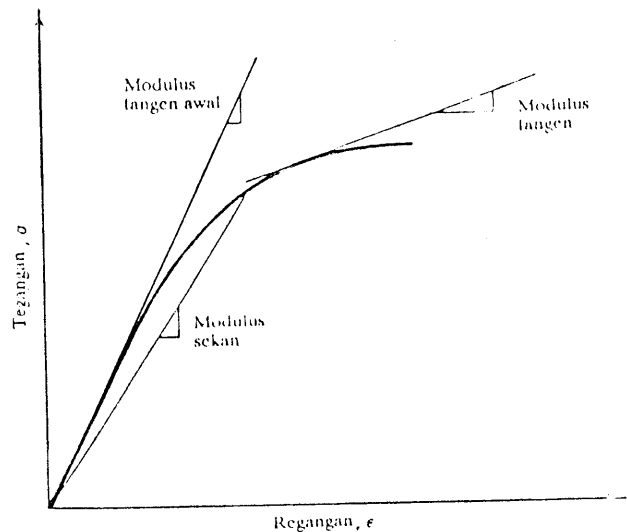
Karena kurva tegangan-regangan beton seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.5 adalah kurvilinier pada taraf pembebanan awal, maka modulus elastisitas (modulus Young) dari bahan ini adalah garis singgung dari kurva tegangan-regangan pada titik pusatnya. Kemiringan garis singgung ini didefinisikan sebagai modulus tangen awal. Bisa saja dibuat modulus tangen untuk tiap titik lain pada kurva tegangan-regangan. Kemiringan suatu garis lurus yang menghubungkan titik pusat dengan suatu harga tegangan (sekitar  $0,4 f_c'$ ) disebut modulus elastisitas sekan dari beton. Harga ini pada perhitungan desain disebut *modulus elastisitas*; modulus ini memenuhi asumsi praktis bahwa regangan yang terjadi selama pembebanan pada dasarnya dapat dianggap elastis (pada keadaan beban dihilangkan bersifat reversibel penuh), dan regangan lainnya akibat beban dipandang sebagai rangkak.

Peraturan ACI memberikan persamaan untuk menghitung modulus elastisitas sekan beton  $E_c$  sebagai berikut:

$$E_c = 33 w_c^{1,5} (f_c')^{0,5} \text{ untuk } 90 < w_c < 155 \text{ lb/ft}^3$$

di mana  $w_c$  adalah kerapatan beton dalam  $\text{lb/ft}^3$  ( $1 \text{ lb/ft}^3 = 16,02 \text{ kg/m}^3$ ) dan  $f_c'$  adalah kekuatan tekan silinder dalam psi. Untuk beton berbobot normal:

$$E_c = 57000 (f_c')^{0,5} \text{ psi atau } E_c = 4730 (f_c')^{0,5} \text{ N/mm}^2$$



Gambar 3.5 Modulus sekan dan modulus tangen beton.

Perlu dijelaskan bahwa persamaan ini hanyalah rumus umum praktis karena modulus elastisitas, selain dipengaruhi oleh beban, dipengaruhi juga oleh faktor-faktor lain seperti kelembaban benda uji beton, faktor air-semen, umur beton, dan temperaturnya. Dengan demikian untuk struktur-struktur khusus seperti pelengkung, terowongan tangki, modulus elastisitasnya harus ditentukan dari hasil percobaan.

Hanya ada sedikit penelitian untuk menentukan modulus elastisitas dalam keadaan tarik karena kekuatan beton yang rendah dan biasanya diabaikan dalam perhitungan. Bagaimanapun bisa diasumsikan — dengan batas-batas tertentu — bahwa modulus elastisitasnya sama dengan keadaan tekan.

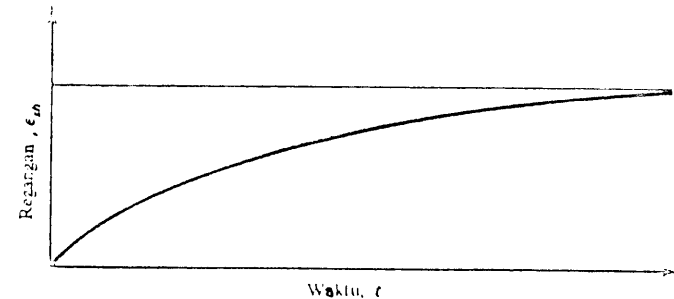
### 3.9.6 Susut

Pada dasarnya ada dua jenis susut: susut plastis dan susut pengeringan. *Susut plastis* terjadi beberapa jam setelah beton segar dicor ke dalam acuan. Permukaan yang terekspos seperti pelat lantai akan lebih mudah dipengaruhi oleh udara kering karena adanya bidang kontak yang luas. Dalam hal demikian terjadi penguapan yang lebih cepat melalui permukaan beton dibandingkan dengan pergantian oleh air dari lapisan beton yang lebih bawah. Sebaliknya *susut pengeringan* terjadi setelah beton mencapai bentuk akhirnya dan proses hidrasi pasta semen telah selesai.

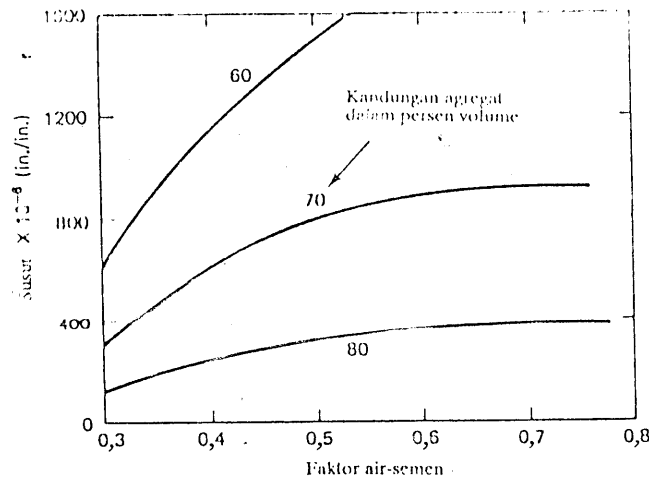
Susut pengeringan adalah berkurangnya volume elemen beton jika terjadi kehilangan uap air karena penguapan. Fenomena sebaliknya, yaitu pertambahan volume karena penyerapan air, disebut *swelling*. Dengan perkataan lain, susut dan *swelling* menunjukkan adanya perpindahan air ke luar dan ke dalam struktur gel pada beton akibat adanya perbedaan kelembaban atau perbedaan kejenuhan di antara elemen-elemen yang berdekatan. Fenomena ini tidak bergantung pada beban luar.

Susut adalah proses yang tidak reversibel. Jika beton yang sudah benar-benar susut kemudian dijenuhkan dengan air, maka tidak akan tercapai volume asalnya. Gambar 3.6 menunjukkan pertambahan regangan susut  $\epsilon_{sh}$  terhadap waktu. Laju perubahannya berkurang terhadap waktu karena beton yang semakin berumur akan semakin tahan tegangan dan semakin sedikit mengalami susut. Dengan demikian kurva ini asimtotis untuk  $t$  yang semakin besar.

Faktor-faktor yang mempengaruhi besarnya susut pengeringan antara lain:



Gambar 3.6 Kurva susut-waktu



Gambar 3.7 Pengaruh kandungan agregat dan faktor air-semen terhadap susut

1. **Agregat.** Agregat berlaku sebagai penahan susut pasta semen. Jadi, beton dengan kandungan agregat yang semakin tinggi akan semakin berkurang perubahan volumenya akibat susut. Lagipula, derajat ketahanan beton ditentukan oleh sifat agregatnya, yaitu dengan modulus elastisitas yang tinggi atau dengan permukaan yang kasar akan lebih tahan terhadap proses susut.
2. **Faktor air-semen.** Semakin besar faktor air-semen, akan semakin besar pula efek susut. Gambar 3.7 memperlihatkan hubungan antara kandungan agregat dengan faktor air-semen.
3. **Ukuran elemen beton.** Kelajuan dan besarnya susut akan berkurang apabila volume elemen betonnya semakin besar. Akan tetapi, terjadinya susut akan semakin lama untuk elemen yang lebih besar karena lebih banyak waktu yang diperlukan untuk pengeringan sampai ke bagian dalam. Sebagai contoh, mungkin diperlukan waktu sampai satu tahun untuk tercapainya pengeringan pada kedalaman 10 in. dari permukaan luar, dan sepuluh tahun untuk mencapai 24 in. dari permukaan luar.
4. **Kondisi lingkungan.** Kelembaban relatif di sekeliling beton sangat mempengaruhi besarnya susut; laju perubahan susut semakin kecil pada lingkungan dengan kelembaban relatif yang tinggi. Temperatur di sekeliling juga merupakan faktor yang menentukan, yaitu susut akan tertahan pada temperatur rendah.
5. **Banyaknya penulangan.** Beton bertulang lebih sedikit susutnya dibandingkan dengan beton sederhana; perbedaan relatifnya merupakan fungsi dari persentase tulangan.
6. **Bahan tambahan pada campuran beton.** Pengaruh ini sangat bervariasi, bergantung pada bahan tambahan yang digunakan. Akselerator seperti kalsium klorida digunakan untuk mempercepat proses pengerasan beton dan memperbesar susut. *Pozzolan* juga dapat menambah susut, sedangkan bahan *air-entraining* hanya mempunyai sedikit pengaruh terhadap susut.

**Jenis semen.** Susut karbonasi disebabkan oleh adanya reaksi antara karbondioksida ( $\text{CO}_2$ ) yang ada di udara dan yang ada dalam pasta semen. Besarnya susut karbonasi bervariasi, bergantung pada urutan kejadian antara proses susut karbonasi dan susut pengeringan. Jika kedua fenomena ini terjadi bersamaan, maka susut yang terjadi lebih kecil. Berbeda dengan pada proses susut pengeringan, proses karbonasi sangat berkurang pada kelembaban relatif di bawah 50%.

### 3.9.7 Rangkak

**Rangkak** (creep) atau *lateral material flow* adalah penambahan regangan terhadap waktu akibat adanya beban yang bekerja. Deformasi awal akibat beban adalah *regangan elastis*, sedangkan regangan tambahan akibat beban yang sama disebut *regangan rangkak*. Anggapan praktis ini cukup dapat diterima karena deformasi awal pada beton hampir tidak dipengaruhi oleh waktu.

Gambar 3.8 memperlihatkan penambahan regangan rangkak terhadap waktu, sama dengan susut bahwa rangkak bertambah terhadap waktu. Rangkak tidak dapat langsung terlihat, hanya dapat diketahui apabila regangan elastis dan regangan susut beserta deformasi totalnya diketahui. Meskipun susut dan rangkak adalah fenomena yang saling berkaitan, dapat dianggap bahwa berlaku superposisi regangan, yaitu:

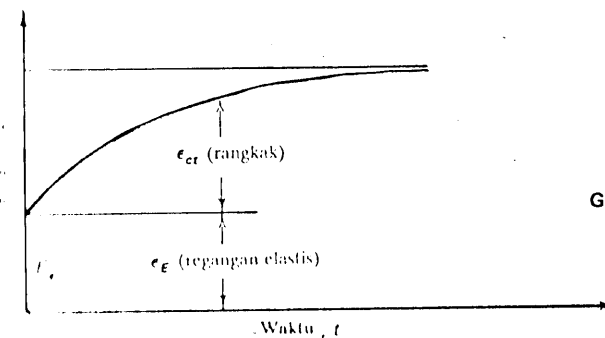
$$\text{regangan total } (\epsilon_t) = \text{regangan elastis } (\epsilon_e) + \text{rangkak } (\epsilon_c) + \text{susut } (\epsilon_{sh})$$

Sebagai contoh numerik besarnya regangan pada rumus di atas, diberikan di sini benda uji beton normal yang mengalami tegangan tekan 900 psi:

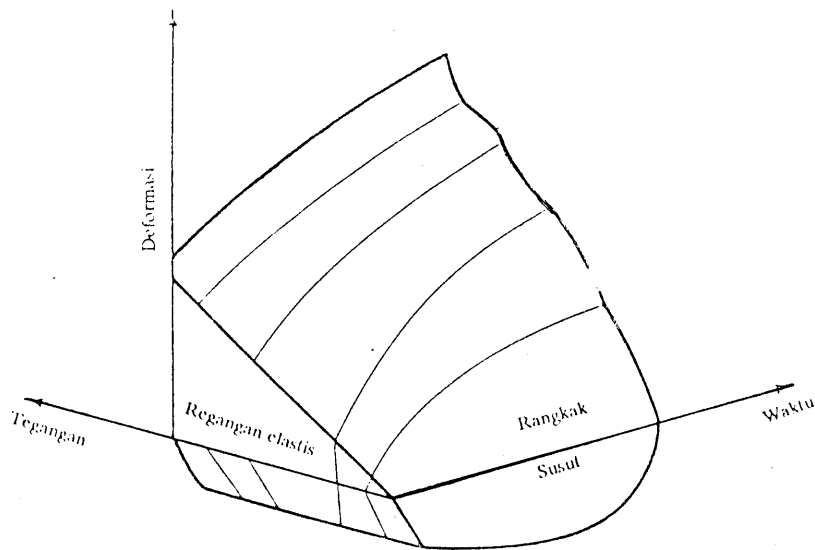
$$\begin{aligned} \text{Regangan elastis (langsung terjadi), } \epsilon_e &= 250 \times 10^{-6} \text{ in./in.} \\ \text{Regangan susut sesudah 1 tahun, } \epsilon_{sh} &= 500 \times 10^{-6} \text{ in./in.} \\ \text{Regangan rangkak sesudah 1 tahun, } \epsilon_c &= 750 \times 10^{-6} \text{ in./in.} \end{aligned}$$

$$\epsilon_t = 1500 \times 10^{-6} \text{ in./in.}$$

Angka-angka di sini memperlihatkan bahwa hubungan tegangan-regangan untuk pembebanan jangka pendek menjadi kurang berarti dan untuk pembebanan jangka panjang lebih dominan terhadap perilaku beton.



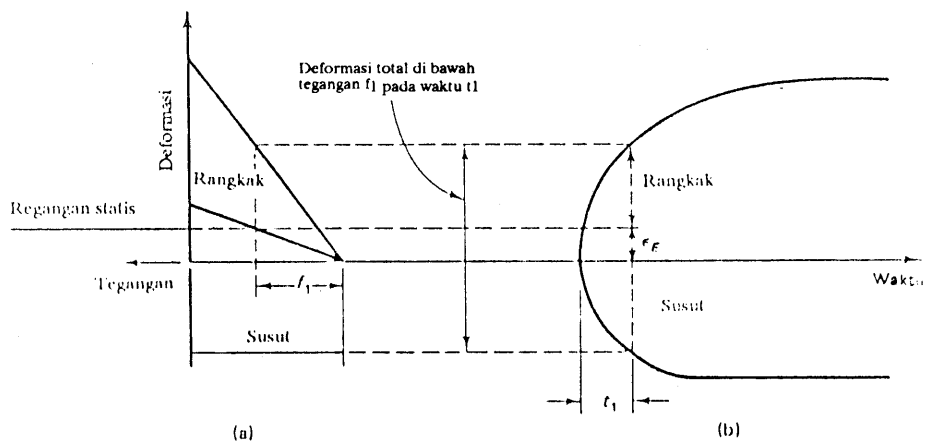
Gambar 3.8 Kurva waktu-regangan



Gambar 3.9 Model tiga dimensi perilaku struktur yang bergantung pada waktu

Gambar 3.9 memperlihatkan model tiga dimensi untuk ketiga jenis regangan – yang diakibatkan oleh tegangan tekan – tadi secara kualitatif beserta pengaruhnya terhadap perilaku struktur. Karena rangkakan bergantung pada waktu, maka modelnya harus mencakup hubungan antara deformasi, tegangan, dan waktu, seperti pada gambar 3.9.

Berbagai eksperimen menunjukkan bahwa deformasi rangkakan akan sebanding dengan tegangan yang bekerja, tetapi hal ini berlaku hanya pada keadaan tegangan yang rendah. Batas atas ini tidak dapat ditentukan dengan pasti, tetapi berkisar antara 0,2 dan 0,5 dari kekuatan batas  $f'_c$ . Variasi batas ini diakibatkan oleh besarnya mikroretak di atas sekitar 40% dari beban batas.



Gambar 3.10 (a) Penampang yang sejajar dengan bidang deformasi-regangan; (b) Penampang yang sejajar bidang waktu-deformasi.

Gambar 3.10(a) memperlihatkan insan model tiga dimensi dari gambar 3.9 yang sejajar dengan bidang sumbu tegangan dan sumbu deformasi pada suatu waktu  $t_1$ . Terlihat bahwa regangan elastis maupun regangan rangkakan berbanding lurus dengan tegangan yang ada. Hal serupa terlihat pada gambar 3.10(b) yang memperlihatkan insan yang sejajar dengan bidang sumbu waktu dan sumbu regangan pada keadaan tegangan  $f_1$ ; terlihat jelas di sini hubungan antara rangkakan-waktu dan susut-waktu.

Seperti proses rangkakan, proses susut juga merupakan proses yang tidak reversibel. Bila suatu benda uji dilepas bebannya setelah selama beberapa waktu dibebani, maka akan diperoleh pemulihan elastis langsung yang lebih kecil dari regangan akibat pembebanan. Pemulihan ini akan diikuti dengan penurunan regangan secara perlahan-lahan yang disebut *pemulihan rangkakan*. Besarnya pemulihan ini bergantung pada umur beton yang dibebani. Jika beban bekerja pada beton yang semakin tua, maka pemulihan rangkakan semakin besar, sementara regangan sisa atau deformasi menjadi konstan (lihat Gambar 3.11).

Rangkakan mempunyai hubungan yang sangat dekat dengan susut, dan pada umumnya beton yang semakin tahan terhadap susut juga mempunyai kecenderungan rangkakan yang rendah, sebab kedua fenomena ini berhubungan dengan proses hidrasi pasta semen. Jadi, rangkakan dipengaruhi oleh komposisi beton, kondisi lingkungan, dan ukuran benda uji atau elemen struktur. Akan tetapi, pada prinsipnya rangkakan merupakan fenomena yang bergantung pada beban sebagai fungsi waktu.

Komposisi beton pada dasarnya dapat didefinisikan dengan faktor air-semen, jenis semen dan agregat, juga kandungan semen dan agregat. Dengan demikian – seperti halnya susut – semakin besar faktor air-semen dan kandungan semen, maka rangkakan semakin besar. Juga seperti pada susut, semakin banyak jumlah agregat, semakin sedikit rangkakan yang terjadi.

### 3.9.8 Efek-efek Rangkakan

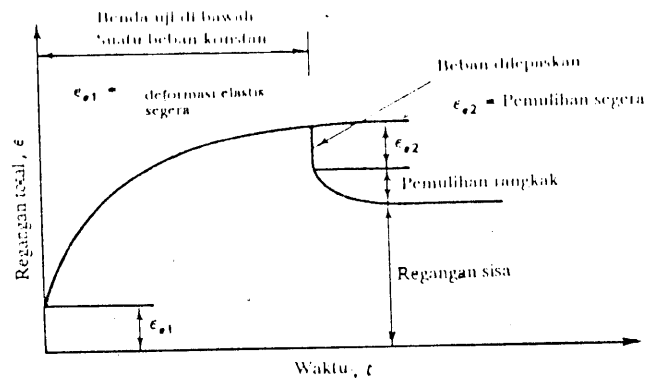
Seperti pada susut, rangkakan juga menambah defleksi pada balok dan slab, dan menyebabkan kehilangan prategang. Selain itu, eksentrisitas awal kolom beton bertambah terhadap waktu akibat adanya rangkakan sehingga menyebabkan terjadinya transfer beban dari beton kepada tulangan baja pada penampangnya.

Apabila tulangan telah leleh, maka beban tambahan tersebut akan dipikul oleh beton. Akibatnya beban kapasitas kolom akan berkurang dan kelengkungan kolom akan bertambah terus, sampai akhirnya terjadi kelebihan tegangan pada beton yang berarti terjadi keruntuhan (*failure*) pada kolom tersebut.

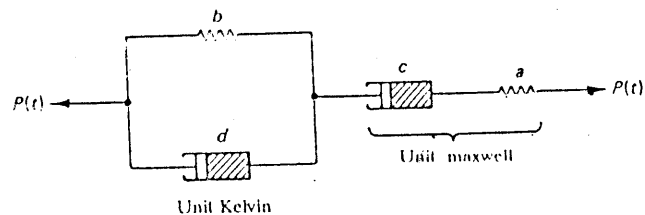
### 3.9.9 Model Reologis

Model reologis adalah suatu alat mekanis untuk menggambarkan perilaku deformasi umum dan aliran material yang mengalami tegangan. Model ini pada dasarnya terdiri atas pegas elastis dan peredam (*dashpot*) ideal yang tersusun sehingga dapat memodelkan tegangan, regangan elastis, regangan elastis tertunda, regangan tak dapat pulih, dan waktu. Pegas menunjukkan kesebandingan antara tegangan dan regangan, sedangkan peredam menunjukkan kesebandingan antara tegangan dan perubahan regangan





Gambar 3.11 Pemulihan rangkak versus waktu

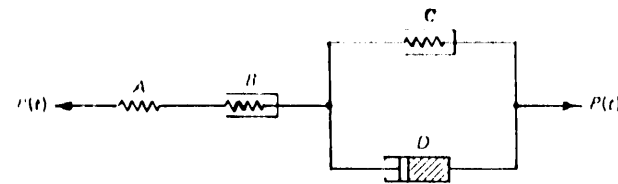


Gambar 3.12 Model Burger

Sebuah pegas dan sebuah peredam yang paralel merupakan model Kelvin, sedangkan yang seri merupakan model Maxwell.

Dua model reologis yang akan dibahas adalah model Burger dan model Ross. Model Burger pada Gambar 3.12 diperlihatkan karena dapat mensimulasikan – dalam batas-batas tertentu – perilaku tegangan-regangan-waktu pada beton. Model ini mensimulasikan regangan sesaat yang dapat pulih, yaitu: (a) regangan elastis yang dapat pulih pada pegas (a), (b) regangan yang bergantung pada waktu dan tak dapat pulih pada peredam (c) dan (d). Kelemahan model ini – juga model Maxwell – adalah pada model-model ini deformasinya terus terjadi dengan kelajuan tetap selama beban bekerja. Hal ini tidak sesuai dengan yang terjadi sesungguhnya pada beton, yaitu rangkak akan mempunyai harga limit (asimtotis) terhadap waktu seperti diperlihatkan pada Gambar 3.8.

Modifikasi dari model tadi adalah model reologis Ross seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.13. Model ini digunakan untuk mengatasi kelemahan yang dimiliki oleh model Burger dan Maxwell tadi.  $A$  pada model ini menunjukkan adanya proporsionalitas langsung antara tegangan-regangan (elemen Hooke),  $D$  menunjukkan elemen Newton, sedangkan  $B$  dan  $C$  adalah pegas elastis yang dapat mentransfer beban  $P(t)$  ke dinding silindernya dengan gesekan langsung. Setiap pegas pada elemen  $B$  dan  $C$  mempunyai daya tahan terhadap gesekan sehingga hanya gaya yang sebesar  $P(t)$  saja yang dapat menyebabkan pegas ini meregang. Bila gaya pada pegasnya lebih kecil dari  $P(t)$ , maka pegasnya belum bertegangan. Hal ini mensimulasikan deformasi



Gambar 3.13 Model Ross

tak dapat pulih pada beton. Bila beban terus bertambah sampai kekuatan pegas  $A$  dan  $B$  terlampaui sehingga pegas  $B$  tertarik dari peredamnya, ini mensimulasikan keruntuhan elemen beton. Model-model lain yang lebih kasar antara lain adalah model Roll yang dapat dipakai untuk memprediksi regangan rangkak. Persamaan matematis untuk memprediksi rangkak dengan model ini ternyata sangat kasar. Peramaan yang mudah untuk mendefinisikan rangkak  $C$  akibat beban yang bekerja pada waktu selang  $t$  (diturunkan oleh Ross) adalah:

$$C = \frac{t}{a + bt} \quad (3.5)$$

Branson mengajukan evaluasi rangkak yang lebih sederhana. Regangan akibat rangkak  $\epsilon_{cu}$  didefinisikan sebagai:

$$\epsilon_{cu} = \rho_u f'_{ci} \quad (3.6a)$$

di mana  $\rho_u$  = koefisien rangkak satuan, biasanya disebut *rangkak jenis*.

$f'_{ci}$  = intensitas tegangan pada elemen struktur untuk regangan satuan  $\epsilon_{ci}$

Bila  $C_u$  adalah koefisien rangkak,

$$C_u = \rho_u E_c \quad (3.6b)$$

Nilai  $C_u$  adalah sekitar 2,35.

Model Branson, yang telah diuji kebenarannya dengan eksperimen, menghubungkan koefisien rangkak  $C_t$  pada suatu saat dengan koefisien rangkak batas sebagai:

$$C_t = \frac{t^{0,6}}{10 + t^{0,6}} C_u \quad (3.7)$$

atau bisa juga:

$$\rho_t = \frac{t^{0,6}}{10 + t^{0,6}} \quad (3.7)$$

di mana  $t$  adalah waktu (hari).

Beberapa referensi pada akhir bab ini memberikan informasi yang lebih rinci mengenai koefisien rangkak dan konstanta-konstanta yang dipakai untuk mengevaluasi efek rangkak. Pembahasan ringkas pada bab ini ditujukan untuk memperlihatkan prosedur-prosedur yang digunakan pada penelitian-penelitian mengenai rangkak dan susut.

### SOAL

3.1 Rencanakan campuran beton dengan menggunakan data-data sebagai berikut:

Kekuatan yang diperlukan  $f'_c = 5000$  psi (34,5 MPa)

Jenis struktur: balok

Ukuran maksimum agregat = 0,75 in. (18 mm)

Modulus kehalusan pasir = 2,6

Berat agregat kasar kering oven (*dry-rodded*) = 100 lb/ft<sup>3</sup>

Absorpsi uap air: 2% untuk agregat kasar dan

2% untuk agregat halus

3.2 Dengan menggunakan data pada contoh 3.1, rencanakan campuran yang mengandung 6% *air-entrained*.

3.3 Ulangi contoh 3.1 dan 3.2 untuk suatu campuran dengan kekuatan  $f'_c = 3000$  psi (20,7 MPa)

3.4 Estimasi kekuatan campuran percobaan  $f'_{cr}$  untuk hal-hal berikut:

(a)  $f'_c = 3500$  psi (24,15 MPa);  $s$  (dengan 40 tes berurutan) = 300 psi (2,07 MPa).

(b)  $f'_c = 3000$  psi (20,7 MPa);  $s$  (dengan 20 tes berurutan) = 250 psi (1,73 MPa).

(c)  $f'_c = 3000$  psi (20,7 MPa); hasil tes tidak tersedia.

(d)  $f'_c = 4000$  psi (27,6 MPa);  $s$  (dengan 15 tes) = 375 psi (2,59 MPa).

# 4

## BETON BERTULANG

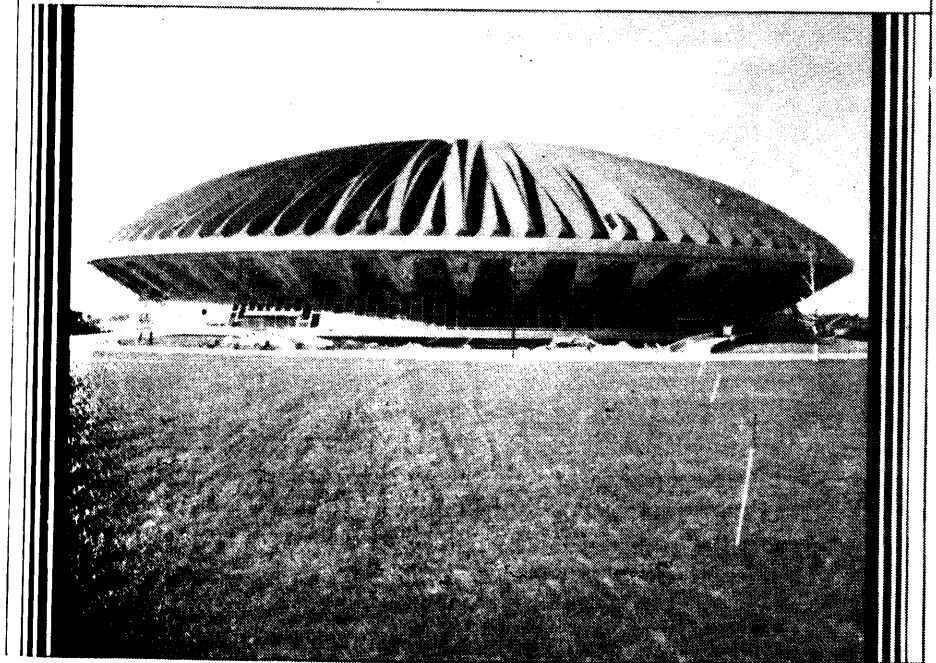


Foto 21 University of Illinois Assembly Hall di Urbana. (Atas izin Ammann & Whitney.)

## 4.1 PENDAHULUAN

Beton kuat terhadap tekan, tetapi lemah terhadap tarik. Oleh karena itu, perlu tulangan untuk menahan gaya tarik untuk memikul beban-beban yang bekerja pada beton. Adanya tulangan ini sering kali digunakan untuk memperkuat daerah tekan pada penampang balok. Tulangan baja tersebut perlu untuk beban-beban berat dalam hal untuk mengurangi lendutan jangka panjang. Bila Bab 2 dan Bab 3 menjelaskan beton sederhana beserta material-material pembentuknya, maka pada bab ini akan diuraikan beton bertulang komposit yang mampu menahan tarik maupun gaya tekan. Akan dijelaskan pula jenis-jenis material penguat (sebagai tulangan), berbagai sistem struktur beserta komponen-komponennya.

Sebagai tambahan, struktur beton harus cukup mampu menerima kondisi beban kerja dalam kaitan agar memperoleh kekuatan cadangan yang diperlukan untuk menahan beban batas. Oleh karena itu, akan dijelaskan juga faktor-faktor beban, keamanan, dan keandalan.

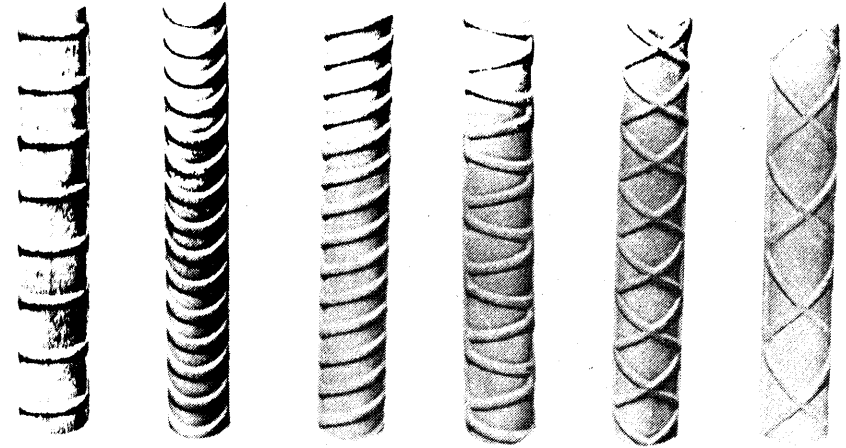
## 4.2 JENIS DAN SIFAT BAJA TULANGAN

Baja tulangan untuk beton terdiri dari batang, kawat, dan jaring kawat baja las yang seluruhnya dirakit sesuai dengan standar ASTM. Sifat-sifat terpenting baja tulangan adalah sebagai berikut:

1. Modulus Young,  $E_s$
2. Kekuatan leleh,  $f_y$
3. Kekuatan batas,  $f_u$
4. Mutu baja yang ditentukan
5. Ukuran atau diameter batang atau kawat

Untuk menambah lekatan antara beton dengan baja, dibuat bentuk ulir pada permukaan seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.1, sesuai dengan spesifikasi ASTM. Pembentukan ulir tersebut harus memenuhi spesifikasi ASTM A16-76 agar dapat diterima sebagai batang-batang ulir. Untuk memperoleh batang ulir, maka batang dililiti kawat sesuai dengan bentuk yang diinginkan, kemudian dipres. Kecuali untuk kawat yang dipakai sebagai tulangan spiral pada kolom, hanya batang ulir, kawat ulir, atau kawat bentukan dari kawat ulir maupun polos yang dapat digunakan dalam beton bertulang.

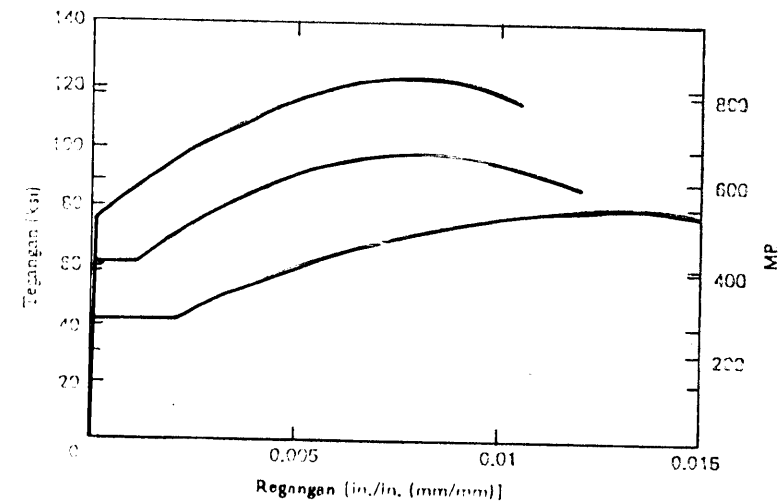
Gambar 4.2 menunjukkan kurva tegangan-regangan tipikal untuk mutu baja 40, 60, dan 80. Angka-angka tersebut merupakan kekuatan leleh baja tulangan 40.000, 60.000, dan 80.000 psi (masing-masing 276, 345, dan 517 N/mm<sup>2</sup>), dan pada umumnya mempunyai titik leleh yang jelas. Untuk baja-baja yang titik lelehnya kurang jelas, nilai kekuatan lelehnya diambil sebagai kekuatan pada saat regangannya 0,005 untuk mutu baja 40 dan 60 serta 0,0035 untuk mutu baja 80. Kekuatan tarik batas untuk mutu baja 40, 60, dan 80 adalah 70.000, 90.000, dan 100.000 psi (483, 621, dan 690 N/mm<sup>2</sup>) dan beberapa jenis baja diberikan dalam tabel 4.1. Persentase perpanjangan pada keadaan *fracture* yang bergantung pada mutu baja, diameter batang, dan



Gambar 4.1 Berbagai bentuk batang ulir dari ASTM

dan cara pembuatannya bervariasi dari 4,5% sampai 12% untuk suatu panjang terukur 1 m (303,2 mm).

Untuk hampir semua baja, perilakunya diasumsikan sebagai elastoplastis dan modulus Young diambil sebesar  $29 \times 10^6$  psi ( $200 \times 10^6$  MPa). Tabel 4.1 menggambarkan kekuatan dan mutu tulangan, sedangkan Tabel 4.2 menggambarkan sifat-sifat geometris dari berbagai ukuran batang.



Gambar 4.2 Diagram tegangan-regangan tipikal untuk berbagai mutu baja.

TABEL 4.1 KEKUATAN BERBAGAI MUTU BAJA TULANGAN

Jenis standar 1982	Kekuatan leleh minimum $f_y$ (psi)	kekutan batas $f_u$ (psi)
Baja billet		
(A615)		
Grade 40	40.000	70.000
Grade 60	60.000	90.000
Baja As		
(A617)		
Grade 40	40.000	70.000
Grade 60	60.000	90.000
Baja kadar rendah		
(A706): Grade 60	60.000	80.000
Kawat ulir		
Diperkuat	75.000	85.000
Buatan	70.000	80.000
Kawat polos		
Diperkuat	70.000	80.000
Buatan	65.000, 56.000	75.000, 70.000

TABEL 4.2 BERAT, LUAS, DAN KELILING BATANG TULANGAN

Nomor kode tulangan	Berat per foot (lb.)	Dimensi nominal standar 1982		
		Diameter, $d_b$ (in. (mm))	Luas penampang $A_b$ (in. <sup>2</sup> )	keliling in
3	0,376	0,375 (9)	0,11	1,178
4	0,668	0,500 (13)	0,20	1,571
5	1,043	0,625 (16)	0,31	1,963
6	1,502	0,750 (19)	0,44	2,356
7	2,044	0,875 (22)	0,60	2,749
8	2,670	1,000 (25)	0,79	3,142
9	3,400	1,128 (28)	1,00	3,544
10	4,303	1,270 (31)	1,27	3,990
11	5,313	1,410 (33)	1,56	4,430
14	7,65	1,693 (43)	2,25	5,32
18	13,60	2,257 (56)	4,00	7,09

Jaring kawat baja las telah semakin sering digunakan untuk *slab* karena kemudahannya dalam memasang, jarak penulangan yang terkontrol, serta karena lebih melekatnya dengan beton. Tulangan yang siap pakai tersebut dibuat dari kawat ulir maupun polos yang diletakkan saling tegak lurus dan dilas pada setiap titik pertemuannya. Tabel 4.3 berikut menjelaskan sifat-sifat geometris dari beberapa standar tulangan kawat.

TABEL 4.3 PENJULANGAN KAWAT STANDAR

Ukuran W & D	Ukuran A.S.		Luas (in. <sup>2</sup> /ft lebar untuk berbagai jarak)									
	Polos	Ulir	Diameter nominal (in.)	Luas nominal (in. <sup>2</sup> )	Berat nominal (lb/ft)	2	3	4	6	8	10	12
W31		D31	0,628	0,310	1,054	1,86	1,24	0,93	0,62	0,465	0,372	0,31
W30		D30	0,618	0,300	1,020	1,80	1,20	0,90	0,60	0,45	0,366	0,30
W28		D28	0,597	0,280	0,952	1,68	1,12	0,84	0,56	0,42	0,336	0,28
W26		D26	0,575	0,260	0,934	1,56	1,04	0,78	0,52	0,39	0,312	0,26
W24		D24	0,553	0,240	0,816	1,44	0,96	0,72	0,48	0,36	0,288	0,24
W22		D22	0,529	0,220	0,748	1,32	0,88	0,66	0,44	0,33	0,264	0,22
W20		D20	0,504	0,200	0,680	1,20	0,80	0,60	0,40	0,30	0,24	0,20
W18		D18	0,478	0,180	0,612	1,08	0,72	0,54	0,36	0,27	0,216	0,18
W16		D16	0,451	0,160	0,544	0,96	0,64	0,48	0,32	0,24	0,192	0,16
W14		D14	0,422	0,140	0,476	0,84	0,56	0,42	0,28	0,21	0,168	0,14
W12		D12	0,390	0,120	0,408	0,72	0,48	0,36	0,24	0,18	0,144	0,12
W11		D11	0,374	0,110	0,374	0,66	0,44	0,33	0,22	0,165	0,132	0,11
W10.5		D10.5	0,366	0,105	0,357	0,63	0,42	0,315	0,21	0,157	0,126	0,105
W10		D10	0,356	0,100	0,340	0,60	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10
W9.5		D9.5	0,348	0,095	0,323	0,57	0,38	0,285	0,19	0,142	0,114	0,095
W9		D9	0,338	0,090	0,306	0,54	0,36	0,27	0,18	0,135	0,108	0,09
W8.5		D8.5	0,329	0,085	0,289	0,51	0,34	0,255	0,17	0,127	0,102	0,085
W8		D8	0,319	0,080	0,272	0,48	0,32	0,24	0,16	0,12	0,096	0,08
W7.5		D7.5	0,309	0,075	0,255	0,45	0,30	0,225	0,15	0,112	0,09	0,075
W7		D7	0,298	0,070	0,238	0,42	0,28	0,21	0,14	0,105	0,084	0,07
W6.5		D6.5	0,288	0,065	0,221	0,39	0,26	0,195	0,13	0,097	0,078	0,065
W6		D6	0,276	0,060	0,204	0,36	0,24	0,18	0,12	0,09	0,072	0,06
W5.5		D5.5	0,264	0,055	0,187	0,33	0,22	0,165	0,11	0,082	0,066	0,055
W5		D5	0,252	0,050	0,170	0,30	0,20	0,15	0,10	0,075	0,06	0,05
W4.5		D4.5	0,240	0,045	0,153	0,27	0,18	0,135	0,09	0,067	0,054	0,045
W4		D4	0,225	0,040	0,136	0,24	0,16	0,12	0,08	0,06	0,048	0,04
W3.5		D3.5	0,211	0,035	0,119	0,21	0,14	0,105	0,07	0,052	0,042	0,035
W3		D3	0,195	0,030	0,102	0,18	0,12	0,09	0,06	0,045	0,036	0,03
W2.9		D2.9	0,192	0,029	0,98	0,174	0,116	0,087	0,058	0,043	0,035	0,029
W2.5		D2.5	0,178	0,025	0,085	0,15	0,10	0,075	0,05	0,037	0,03	0,025
W2		D2	0,159	0,020	0,068	0,12	0,08	0,06	0,04	0,03	0,024	0,02
W1.4		D1.4	0,135	0,014	0,049	0,084	0,066	0,042	0,028	0,021	0,017	0,014

### 4.3 JARAK TULANGAN DAN SELIMUT BETON UNTUK BETON BERTULANG

Sangatlah perlu untuk menjaga timbulnya rongga-rongga pada beton serta kepastian bahwa campuran beton basah dapat melewati tulangan baja tanpa terjadi pemisahan material. Karena kandungan agregat untuk beton struktural sering kali berisi agregat kasar berukuran 0,75 in. (diameter 19 mm), maka diperlukan adanya jarak tulangan minimal dan selimut beton minimal yang diperbolehkan. Lagipula, untuk melindungi penulangan dari karat dan kehilangan kekuatannya dalam kasus kebakaran, maka beberapa peraturan mensyaratkan tebal selimut beton minimal yang diperlukan. Beberapa persyaratan utama pada peraturan ACI 318 adalah:

1. Jarak bersih antartulangan paralel dalam satu acuan tidak boleh kurang dari  $d_b$  atau 1 in. (25,4 mm).
2. Jarak bersih antartulangan memanjang tidak boleh kurang dari  $1,5 d_b$  atau 1,5 in. (38,1 mm).
3. Tebal selimut beton minimum untuk balok dan kolom yang dicor di tempat tidak boleh kurang dari 1,5 in. (38,1 mm) bila tidak berhubungan langsung dengan udara luar maupun tanah; persyaratan ini berlaku juga untuk sengkang, sengkang miring, dan spiral.

Dalam hal *slab*, pelat, cangkang, dan pelat pipa di mana beton tidak berhubungan langsung dengan lingkungan yang berat dan di mana ukuran penulangan tidak melebihi diameter No.11, maka tebal bersih selimut beton tidak boleh kurang dari 0,75 in. (19 mm). Persyaratan yang lebih rinci untuk berbagai kondisi dapat dilihat pada berbagai pedoman praktis seperti misalnya National Building Code (NBC) dan American Concrete Institute (ACI).

### 4.4 SISTEM-SISTEM STRUKTUR BETON

Setiap struktur merupakan perpaduan antara arsitektur dan teknik (rekayasa) sehingga memenuhi fungsi tertentu. Bentuk dan fungsi sangat erat kaitannya dan sistem struktur yang terbaik adalah salah satu yang paling dapat memenuhi kebutuhan calon pemakai di samping *serviceable*, menarik, dan menghemat biaya dari segi ekonomi. Walaupun hampir semua struktur dirancang untuk jangka waktu 50 tahun, struktur beton yang dibuat dari campuran beton yang baik tercatat mempunyai masa hidup yang lebih lama.

Banyak bangunan berciri khas, yang berstruktur beton, dibuat dengan rancangan struktur yang mempunyai nilai seni dan pengetahuan mengenai desain struktural, disertai dengan kejujuran logika dan imajinasi. Bangunan dengan sistem beton tersebut, antara lain terminal TWA, New York; terminal Newark, New Jersey; Symphony Hall, Melbourne; Chicago's Marina Tower dan Water Tower Place; dan The Dallas Super Dome adalah contoh-contoh dari hasil perpaduan antara bentuk dan fungsi yang didukung oleh perhitungan yang cermat. Gambar-gambar dari beberapa bangunan yang mempunyai ciri khas tersebut dapat dilihat di dalam buku ini.

Sistem-sistem beton di atas dibentuk dari berbagai elemen struktur beton yang

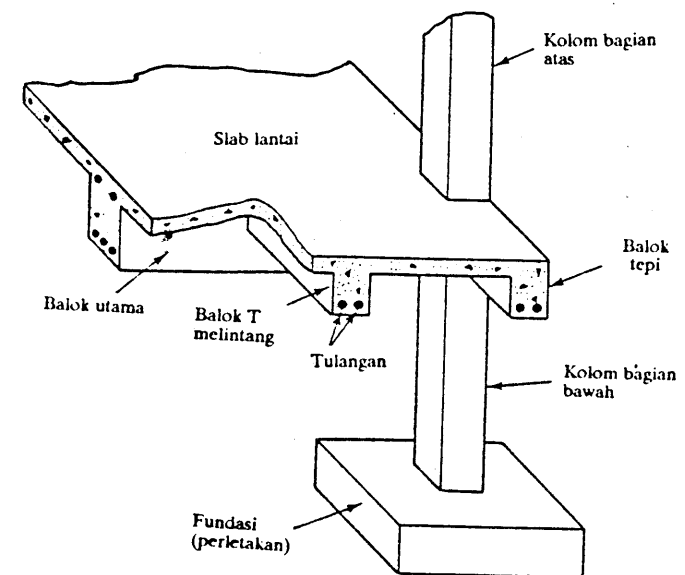
bila dipadukan menghasilkan suatu sistem menyeluruh. Secara garis besar, komponen-komponennya dapat diklasifikasikan atas (1) *slab*, (2) balok, (3) kolom, (4) dinding, dan (5) fondasi.

#### 4.4.1 Slab

*Slab* adalah elemen horizontal utama yang menyalurkan beban hidup maupun beban mati ke rangka pendukung vertikal dari suatu sistem struktur. Elemen tersebut dapat berupa *slab* di atas balok, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.3, atau *waffle slab*, *flat slab* (*slab* tanpa balok yang bertumpu langsung pada kolom), atau *slab* komposit di atas *joist*. Elemen-elemen tersebut dapat dibuat sehingga bekerja dalam satu arah (*slab* satu arah) atau bekerja dalam dua arah yang saling tegak lurus (*slab* dua arah dan *flat plate*). Penjelasan lebih lanjut mengenai analisis dan desain sistem lantai diberikan dalam bab khusus.

#### 4.4.2 Balok

Balok adalah elemen struktur yang menyalurkan beban-beban *tributary* dari *slab* lantai ke kolom penyangga yang vertikal. Pada umumnya elemen balok dicor secara monolit dengan *slab*, dan secara struktural ditulangi di bagian bawah, atau di bagian atas dan bawah. Karena balok dicor secara monolit dengan *slab*, maka elemen tersebut membentuk penampang balok T untuk tumpuan dalam dan balok L untuk tumpuan tepi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 4.3. Ukuran-ukuran denah suatu bidang *slab* menjelaskan perilaku *slab* tersebut, apakah *slab* satu arah ataukah *slab* dua arah.



Gambar 4.3 Sistem rangka beton bertulang struktural tipikal.

#### 4.4.3 Kolom

Kolom adalah elemen vertikal yang memikul sistem lantai struktural. Elemen ini merupakan elemen yang mengalami tekan dan pada umumnya disertai dengan momen lentur. Kolom merupakan salah satu unsur terpenting dalam peninjauan keamanan struktur. Jika sistem struktur mempunyai elemen tekan yang horizontal, elemen ini disebut balok-kolom.

#### 4.4.4 Dinding

Dinding adalah penutup vertikal rangka bangunan. Biasanya tidak harus terbuat dari beton, tetapi terbuat dari material yang secara estetis memenuhi kebutuhan fungsional dan bentuk suatu sistem struktur. Selain itu, dinding beton struktural sering digunakan sebagai dinding fondasi, dinding tangga, dan dinding geser yang dapat memikul beban angin horizontal dan beban akibat gempa.

#### 4.4.5 Fundasi

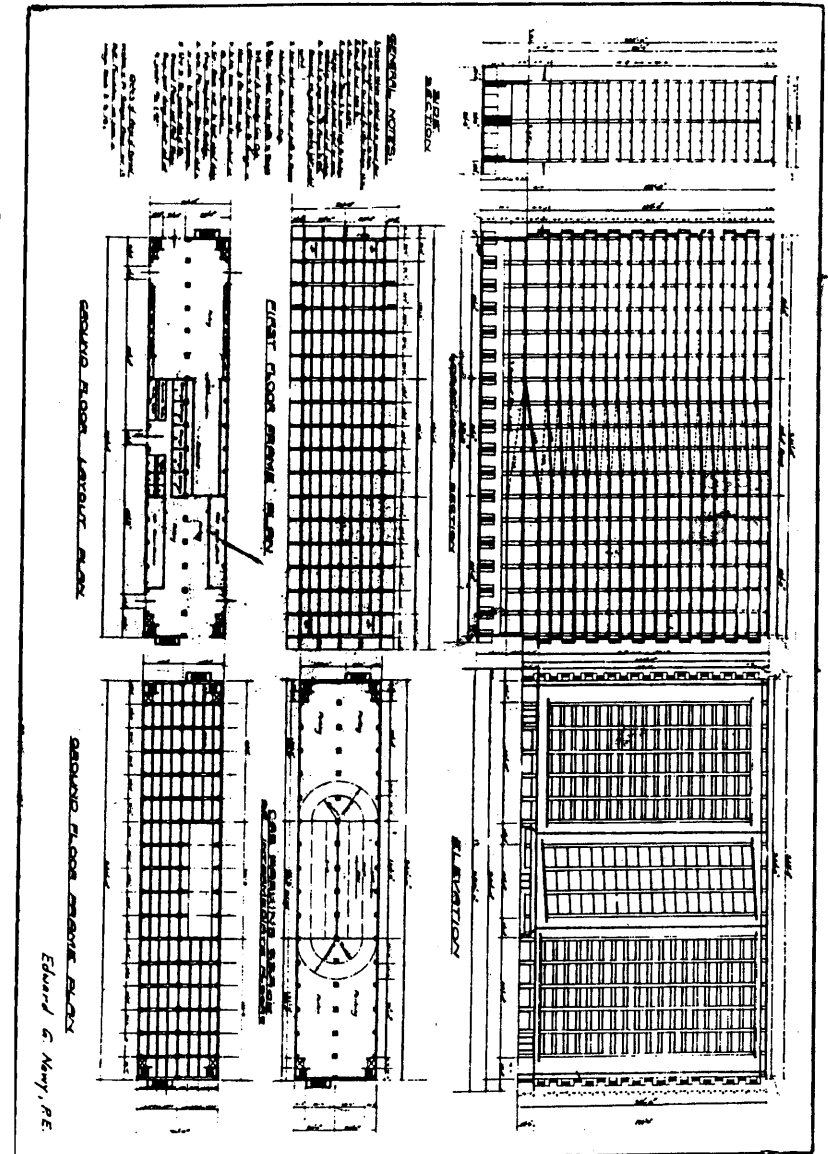
Fundasi adalah elemen beton struktural yang meneruskan beban dari struktur di atasnya ke tanah yang memikulnya. Fundasi ini dapat mempunyai berbagai bentuk, dan yang paling sederhana adalah fundasi setempat seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.3. Fundasi jenis ini dapat dipandang sebagai pelat terbalik yang meneruskan beban merata dari tanah ke kolom. Bentuk fundasi lainnya adalah tiang-tiang yang dipancangkan ke tanah, fundasi gabungan yang memikul lebih dari satu kolom, fundasi telapak, dan fundasi rakit yang pada dasarnya adalah konstruksi slab dan balok terbalik.

Hasil analisis dan desain suatu struktur harus disajikan dalam bentuk yang sesuai dan standar agar pelaksana dapat menggunakannya untuk membangun seluruh sistem. Dengan demikian pengetahuan untuk membaca gambar kerja juga sangat diperlukan. Gambar tipikal suatu struktur garasi parkir diperlihatkan Gambar 4.4. *ACI Manual Detailing* memberikan pegangan untuk gambar kerja untuk berbagai sistem struktur beserta perincian tulangan.

### 4.5 KEANDALAN DAN KEAMANAN STRUKTURAL KOMPONEN BETON

Tiga kemajuan yang dicapai dalam dasawarsa terakhir mempunyai banyak pengaruh terhadap prosedur desain saat ini dan masa yang akan datang. Ketiganya adalah kemajuan pesat dalam evaluasi analitis dan eksperimental elemen beton, pendekatan secara teori kementakan terhadap interpretasi perilaku, dan tersedianya alat hitung yang dapat dengan cepat menganalisis keamanan dan keandalan sistem. Nampaknya hampir semua faktor keamanan dalam desain mempunyai latar belakang empiris yang berdasarkan pengalaman lokal selama selang waktu yang panjang. Dengan semakin bertambahnya pengalaman, dan pengetahuan mengenai keruntuhan dan sifat-sifat beton, maka faktor keamanan juga semakin disesuaikan dan dalam banyak hal menjadi lebih rendah.

Gambar 4.4 Gambar kerja tipikal struktur parkir beton bertulang. (Desain oleh E.G. Namy.)





A.L.L. Baker pada tahun 1956 mengusulkan suatu metode yang sederhana untuk menentukan faktor keamanan, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.4, berdasarkan evaluasi teori kementakan. Metode ini mengharapakan agar perencana mempunyai pemikiran yang kritis mengenai batas-batas keamanan dalam desain. Pada metode ini berbagai faktor yang mempengaruhi dalam desain mendapat bobot yang berbeda. Bobot efek keruntuhan  $W_i$  untuk berbagai faktor pengerjaan, kondisi pembebanan, hasil keruntuhan, dan kapasitas tahanan diperlihatkan pada Tabel 4.4.

Faktor keamanan terhadap keruntuhan adalah:

$$S.F. = 1,0 + \frac{\sum W_i}{10} \quad (4.1)$$

di mana harga total maksimum bobot semua parameter yang mempengaruhi penampilan (performance) sama dengan 1,0. Dengan perkataan lain, untuk kombinasi berbagai keadaan yang buruk yang mempengaruhi penampilan, faktor keamanannya adalah 2,0.

Metode ini mengharuskan adanya informasi yang cukup terlebih dahulu mengenai hal-hal yang serupa dengan yang akan didesain. Sering kali data yang diperlukan untuk menentukan harga bobot aman ini tidak tersedia. Lagipula, jika faktor pengali ini banyak sekali, perlu adanya pendekatan dengan teori kementakan agar diperoleh harga yang tepat untuk digunakan. Dalam kondisi demikian diperlukan kebijaksanaan perencanaan untuk menentukannya, apalagi bila pertimbangan ekonomis merupakan batasan.

TABEL 4.4 FAKTOR KEAMANAN BAKER

Faktor pengali keruntuhan	$W_i$ maksimum
1. Hasil keruntuhan: 1,0 sampai 4,0 Serius, baik manusiawi maupun ekonomis Kurang serius, hanya bagian luar material yang rusak	4,0
2. Pengerjaan: 0,5 sampai 2,0 Dicor di tempat Pracetak "dibuat di pabrik"	1,0
3. Kondisi beban: 1,0 sampai 2,0 (tinggi untuk bentang sederhana dan kemungkinan kelebihan beban; rendah untuk kombinasi pembebanan seperti beban hidup dan angin)	0,5
4. Kepentingan elemen struktur (balok dapat lebih rendah dari kolom)	1,0
5. Peringatan sebelum hancur	0,5
6. Kurangnya kekuatan	0,5
Total = $\sum W_i =$	10,0

$$S.F. = 1,0 + (\sum W/10)$$

Metode lain yang menggunakan parameter kementakan yang lebih sedikit adalah yang berhubungan dengan beban dan tahanan. Pendekatan demikian dalam struktur beton maupun baja pada umumnya serupa, baik yang berupa metode desain faktor beban dan tahanan (LRFD = Load and Resistance Factor Desain) maupun metode orde pertama momen kedua (FOSM = First Order Second Moment). Keduanya memberikan prosedur umum yang andal dalam menentukan kriteria desain berdasarkan kementakan. Pada metode ini elemen struktur direncanakan terhadap jenis beban agar taraf kekuatan tahanan *lebih besar* dari beban rencana atau distribusi momen. Karena pendekatan kedua metode ini berdasarkan beban, maka variabel individual seperti yang dicantumkan pada Tabel 4.4 menjadi berkurang.

Misalkan bahwa  $\phi_i$  menunjukkan faktor tahanan elemen beton, dan  $\gamma_i$  menunjukkan faktor beban untuk berbagai jenis beban. Jika  $R_n$  adalah tahanan nominal elemen beton dan  $W_i$  menunjukkan efek beban untuk berbagai beban yang bekerja, maka:

$$\phi_i R_n \geq \gamma_i W_i \quad (4.2)$$

di mana  $i$  menunjukkan berbagai jenis beban, seperti beban mati, hidup, angin, gempa, atau efek-efek lain yang bergantung pada waktu.

Gambar 4.5(a) dan (b) memperlihatkan secara terpisah plot distribusi frekuensi beban aktual  $W$  dan tahanan  $R$  yang harga rata-ratanya  $\bar{R}$  dan  $\bar{W}$ . Gambar 4.5(c) memberikan gabungan kedua distribusi tersebut beserta titik potongnya di  $C$ .

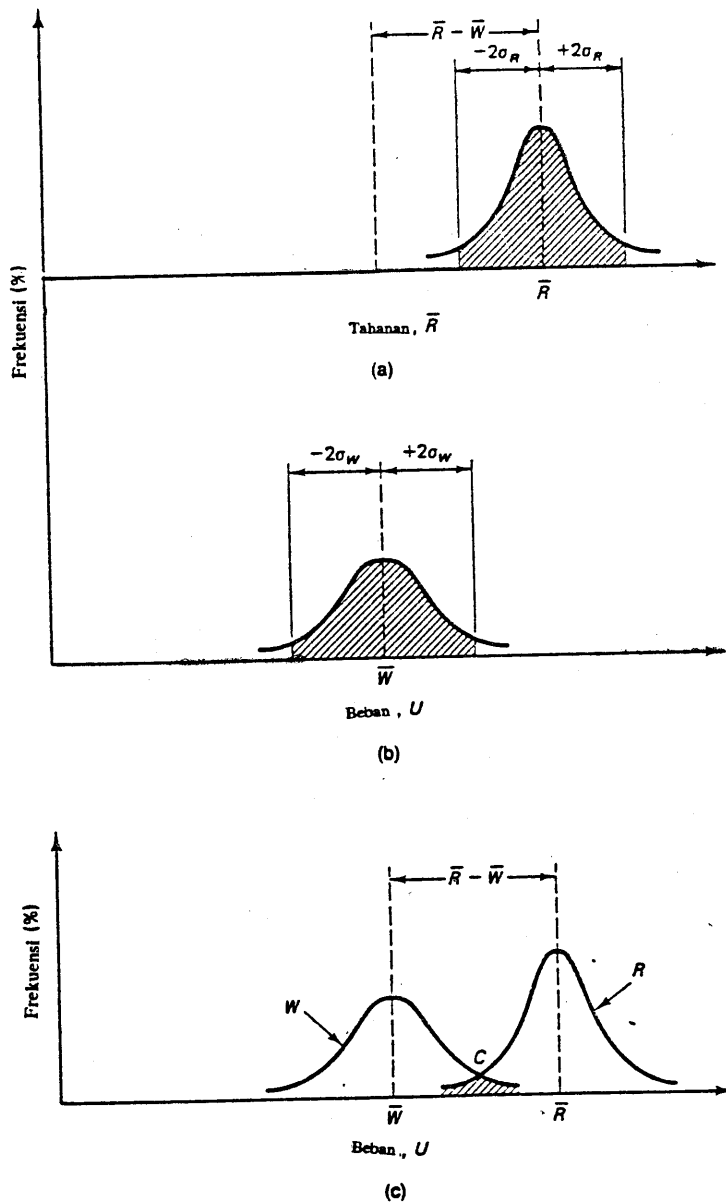
Keamanan struktur dapat dinyatakan sebagai efek beban  $W$  terletak di titik-titik di kiri titik potong  $C$  pada kurva  $W$ , dan di kanan titik potong  $C$  pada kurva  $R$ . Sebaliknya, keruntuhan akan terjadi apabila efek beban ataupun efek kekuatan terletak pada daerah yang diarsir pada gambar 4.5(c). Jika  $\beta$  adalah indeks keamanan, maka:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{W}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_W^2}} \quad (4.3)$$

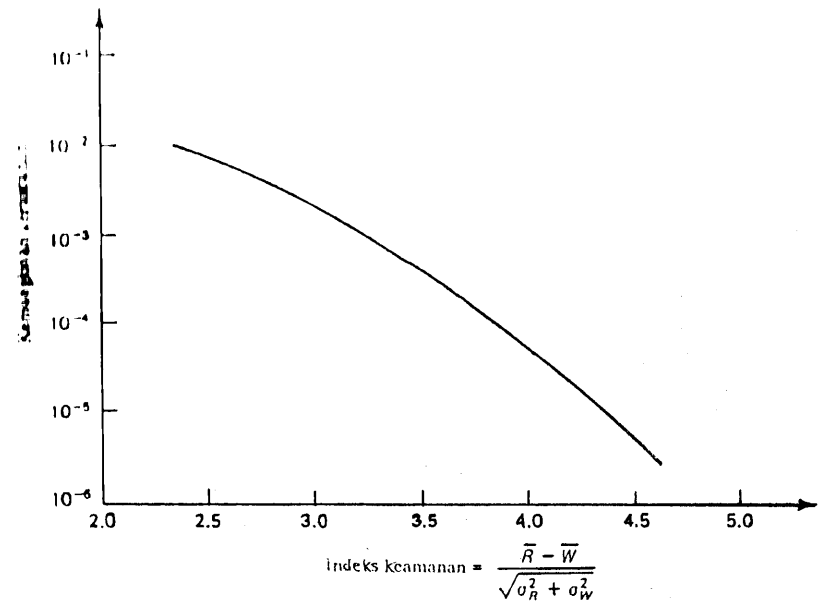
di mana  $\sigma_R$  dan  $\sigma_W$  berturut-turut adalah simpangan baku tahanan dan beban.

Kurva indeks keamanan  $\beta$  versus kemungkinan gagal untuk suatu sistem struktur secara umum diperlihatkan pada Gambar 4.6. Terlihat bahwa kemungkinan runtuh akan berkurang apabila selisih antara tahanan rata-rata  $\bar{R}$  dan beban rata-rata  $\bar{W}$  bertambah, atau beragamnya tahanan dan beban (yang ditunjukkan dengan besarnya  $\sigma_R$  dan  $\sigma_W$ ) berkurang, yaitu berkurangnya luas yang diarsir pada gambar 4.5(c).

Berapa besarnya penambahan perbedaan ( $\bar{R} - \bar{W}$ ) atau pengurangan  $\sigma_R$  dan  $\sigma_W$  biasanya ditentukan oleh pertimbangan ekonomis. Secara ekonomis tidaklah layak untuk mendesain suatu struktur dengan keruntuhan nol, khususnya karena jenis-jenis risiko yang bukan beban masih dapat diterima, seperti risiko gempa kuat, badai, letusan gunung, atau kebakaran. Faktor-faktor keamanan dan faktor-faktor beban untuk hal-hal yang kemungkinan terjadinya sangat kecil akan kecil juga atau bahkan mungkin diabaikan. Akan tetapi, kita masih mungkin mendapatkan kondisi keamanan yang cukup andal dengan menentukan indeks keamanan  $\beta$  dari harga  $R_n$  dan  $W_i$  yang diperoleh dengan menggunakan faktor tahanan  $\phi_i$  dan faktor beban  $\gamma_i$  dalam persamaan 4.2. B. Ellingwood dkk. menyarankan penggunaan indeks keamanan sebesar 1,75



Gambar 4.5 Distribusi frekuensi beban versus tahanan



Gambar 4.6 Kemungkinan runtuh versus indeks keamanan  $\beta$ .

ampai 3,2 untuk struktur beton bertulang dengan menggunakan harga yang rendah untuk memperhitungkan kombinasi beban gempa atau beban angin.

Jika beban luar rencana dinyatakan sebagai  $U_i$ , maka  $\sum \gamma_i W = U_i$  untuk berbagai kombinasi pembebanan. Berikut ini adalah harga-harga  $U_i$  yang direkomendasikan oleh W. Hillingwood dkk. yang dipakai sebagai  $U$  maksimum yang dapat digunakan dalam persamaan 4.2, yaitu  $\phi_0 R_n \geq \gamma_i W_i \geq U_{i(max)}$ .

$$\gamma_i U_w = \text{maks} \begin{cases} 1,4D_n \\ 1,2D_n + 1,6L_n \\ 1,2D_n + 1,6S_n + (0,5L_n \text{ atau } 0,8W_n) \\ 1,2D_n + 1,3W_n + 0,5L_n \\ 1,2D_n + 1,5E_n + (0,5L_n \text{ atau } 0,2S_n) \\ 0,9D_n - (1,3W_n \text{ atau } 1,5E_n) \end{cases} \quad (4.4)$$

di mana indeks  $n$  adalah untuk harga nominal beban-beban kerja:

- $D_n$  = beban mati
- $L_n$  = beban hidup
- $S_n$  = beban salju
- $W_n$  = beban angin
- $E_n$  = beban gempa

$\phi_0$  dan  $\gamma_i$  dianggap sebagai harga yang optimum. Faktor tahanan yang direkomendasi-

kan adalah  $\phi = 0,7$  sampai  $0,85$ . Seperti yang didiskusikan pada Bab 4.6, pendekatan dengan teori kementakan pada ACI yang terakhir mensyaratkan bahwa:

$$\phi_i R_n = \text{maks} \begin{cases} 1,4D_n + 1,7L_n \\ 0,9D_n - 1,3W_n \end{cases} \quad (4.5)$$

Dengan semakin berkembangnya pengetahuan, pendekatan keandalan, keamanan, dan kekuatan cadangan dari suatu elemen struktur diperluas menjadi pendekatan kepada sistem struktur secara keseluruhan.

#### 4.6 FAKTOR BEBAN DAN SELANG KEAMANAN ACI

Konsep umum mengenai keamanan dan keandalan yang dibahas pada bab terdahulu dipadukan pada peraturan ACI menjadi suatu cara yang lebih sederhana tetapi kurang akurat. Faktor-faktor beban  $\gamma$  dan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  merupakan faktor keamanan secara menyeluruh, yang berdasarkan jenis beban, sehingga:

$$\text{S.F.} = \frac{\gamma_1 D + \gamma_2 L}{D + L} \times \frac{1}{\phi} \quad (4.6)$$

di mana  $\phi$  adalah faktor reduksi kekuatan dan  $\gamma_1$  dan  $\gamma_2$  berturut-turut adalah faktor-faktor untuk beban hidup  $D$  dan beban mati  $L$ . Pada dasarnya, untuk beban-beban mati digunakan satu faktor beban dan untuk beban hidup digunakan faktor beban yang lain. Variasi kapasitas tahanan ditinjau dengan adanya faktor reduksi  $\phi$ . Dengan demikian metode ini merupakan pendekatan empiris yang sederhana terhadap keamanan dan keandalan penampilan struktur, yang secara ekonomis tidak efektif bila digunakan pada semua kasus seperti misalnya kombinasi beban mati dengan beban angin.

Faktor-faktor ACI disebut *faktor beban* karena faktor-faktor ini membatasi estimasi cadangan kekuatan dengan beban hanya sebagai pembanding dengan apa yang dicantumkan pada Tabel 4.4. Beban kerja yang diestimasi dikalikan dengan koefisien ini, seperti koefisien 1,4 untuk beban mati, dan koefisien 1,7 untuk beban hidup. Jenis beban yang normal terjadi adalah (1) beban mati  $D$ ; (2) beban hidup  $L$ ; (3) beban angin  $W$ ; (4) beban akibat tekanan lateral seperti tekanan tanah terhadap dinding penahan  $H$ ; (5) tekanan lateral fluida  $F$ ; (6) beban gempa  $E$ ; dan (7) beban-beban lain yang bergantung pada waktu seperti efek rangkai dan susut.

Kombinasi beban vertikal terutama adalah beban mati dan beban hidup. *Beban mati*, yang merupakan berat struktur ditambah dengan benda-benda yang relatif permanen, dapat lebih akurat estimasinya dibandingkan dengan beban hidup. *Beban hidup* diestimasi dari berat benda-benda yang tidak permanen, seperti orang-orang dan perabotan. Perilaku yang tidak permanen inilah yang menyebabkan estimasi beban hidup kurang akurat. Dengan demikian biasanya faktor beban untuk beban hidup lebih besar daripada untuk beban mati. Jika kombinasi beban hanya terdiri atas beban mati dan beban hidup, maka beban batas dapat diambil sebagai:

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (4.7a)$$

Jarang ada struktur yang hanya mengalami kombinasi beban mati dan hidup saja. Yang sering ada juga adalah beban angin. Untuk struktur-struktur di mana beban angin harus ditinjau, kombinasi yang direkomendasikan adalah:

$$U = 0,75 (1,4D + 1,7L + 1,7W) \quad (4.7b)$$

Kejadian bersama-sama beban mati, hidup, dan angin mencapai harga maksimumnya, hampir tidak mungkin. Dengan demikian beban rencana total kombinasi ketiganya dapat direduksi dengan menggunakan faktor reduksi 0,75. Karena beban angin bekerja secara lateral, mungkin saja terjadi beban hidup tidak bekerja sementara beban angin bekerja yang mengakibatkan tegangan maksimum. Kombinasi pembebanan berikut ini juga harus ditinjau untuk menghitung beban rencana  $U$ :

$$U = 0,9D + 1,3W \quad (4.7c)$$

Struktur-struktur yang harus memikul juga tekanan lateral akibat timbunan tanah atau tekanan fluida harus ditinjau terhadap kondisi terburuk dari kombinasi beban rencana di bawah ini:

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,7H \quad (4.8a)$$

$$U = 0,9D + 1,7H \quad (4.8b)$$

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (4.8c)$$

$$U = 1,4D + 1,7L + 1,4F \quad (4.8d)$$

$$U = 0,9D + 1,4F \quad (4.8e)$$

$$U = 1,4D + 1,7L \quad (4.8f)$$

Apabila ada beban gempa, kombinasi di bawah ini juga harus ditinjau:

$$U = 0,75(1,4D + 1,7L + 1,87E) \quad (4.9a)$$

$$U = 0,9D + 1,43E \quad (4.9b)$$

atau

$$U \geq 1,4D + 1,7L \quad (4.9c)$$

mana saja yang terbesar. Filosofi yang dipakai untuk mengkombinasikan komponen beban dengan beban gempa sama saja dengan yang dipakai untuk beban angin.

#### 4.7 KEKUATAN DISAIN VERSUS KEKUATAN NOMINAL: FAKTOR REDUKSI KEKUATAN, $\phi$

Kekuatan suatu unit struktur yang dihitung dengan menggunakan prosedur yang dibahas di sini (dan digunakan secara luas dewasa ini) disebut *kekuatan nominal*. Sebagai contoh – dalam hal balok – kapasitas momen tahanan yang dihitung dengan menggunakan persamaan keseimbangan dan dengan menggunakan sifat-sifat beton dan baja disebut *kapasitas momen tahanan nominal*  $M_n$  dari penampang. Kapasitas nominal ini direduksi dengan menggunakan faktor reduksi  $\phi$  untuk memperhitungkan

kan ketidakpastian dalam pelaksanaan, seperti dimensi atau posisi penulangan, atau juga mutu beton maupun baja. Kekuatan elemen yang direduksi ini disebut kekuatan desain elemen struktur.

Untuk balok, kekuatan momen desain  $\phi M_n$  paling sedikit harus sama dengan momen luar rencana  $M_u$  untuk kondisi terburuk beban rencana  $U$ . Faktor  $\phi$  bermacam-macam bergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Sebagai contoh, untuk balok, faktor reduksi kekuatan terhadap lentur adalah 0,9.

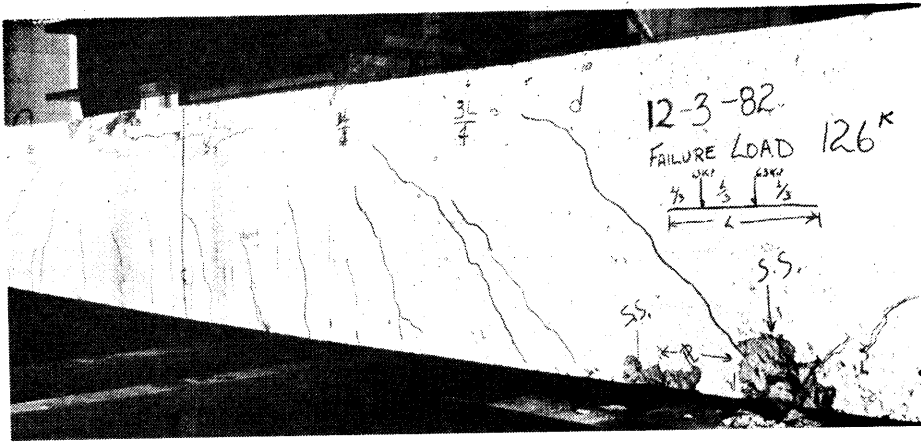


Foto 22 Perilaku struktural balok beton bertulang. (Tes oleh Nawy dkk.)

Untuk kolom bersengkang yang didominasi gaya tekan, faktor  $\phi$  adalah 0,7. Faktor reduksi kekuatan pada kolom lebih kecil karena pentingnya kolom sebagai elemen struktural yang memikul banyak elemen struktural lainnya, juga sebagai pengamanan terhadap keruntuhan getas yang dapat terjadi tanpa peringatan terlebih dahulu. Sebaliknya balok direncanakan untuk mengalami defleksi yang berlebihan sebelum terjadinya keruntuhan. Karena kemampuan balok untuk memberi peringatan sebelum terjadi kehancuran inilah maka dapat digunakan faktor reduksi kekuatan yang lebih besar.

Tabel 4.5 memberikan ringkasan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  untuk berbagai elemen struktur, sesuai dengan yang disyaratkan dalam peraturan ACI. Dibandingkan dengan harga  $\phi$ , maka harga pada tabel ini, juga faktor beban pada persamaan 4.8, merupakan harga yang lebih konservatif dibandingkan dengan harga-harga yang sesungguhnya. Dalam hal beban gempa, angin, dan gaya geser, kemungkinan besarnya beban dan keandalan penampilan sangat acak (random) sehingga koefisiennya lebih besar daripada untuk jenis beban lainnya.

TABEL 4.5 FAKTOR REDUKSI KEKUATAN  $\phi$

Elemen struktur	Faktor $\phi$
Balok, slab: Lentur	0,9
Kolom dengan sengkang	0,7
Kolom dengan spiral	0,75
Kolom yang memikul beban aksial sangat kecil (lihat Bab 9 untuk rincian)	0,7-0,9 atau 0,75-0,9
Balok: Geser dan torsi	0,85

## 1.8 KONTROL KUALITAS DAN JAMINAN KUALITAS

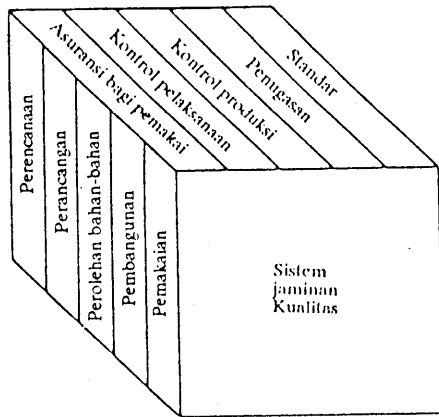
Kontrol kualitas menjamin keandalan penampilan sistem yang dikembangkan sesuai dengan asumsi kekuatan cadangan yang diharapkan dalam desain. Untuk mempelajari "kontrol kualitas" dan mendapat "jaminan kualitas" akan melibatkan banyak unsur seperti pemilik, perencana, penghasil beton, pengetes di laboratorium, pelaksana, dan pemakai.

Hampir semua tahap dari proses total konstruksi dipengaruhi oleh standar-standar yang kompleks dan aturan-aturan yang ditetapkan oleh berbagai instansi. Tidak seperti pada produksi mekanis, pelaksanaan bangunan tidak mengikuti suatu *moving-belt* maupun proses-proses berantai yang hanya ada pada produksi mesin di pabrik, yang pekerjaannya relatif diam sementara produksinya berjalan. Dalam sistem konstruksi, termasuk juga konstruksi beton bertulang di sini, banyak hal kompleks yang saling berkaitan. Hal ini, khususnya pada beton, ialah karena beton bukanlah material yang homogen. Sifat-sifatnya dipengaruhi oleh berbagai variabel. Diperlukan keahlian khusus dalam kontrol kualitas yang terutama diakibatkan oleh efek manusiawi terhadap kualitas produk akhirnya.

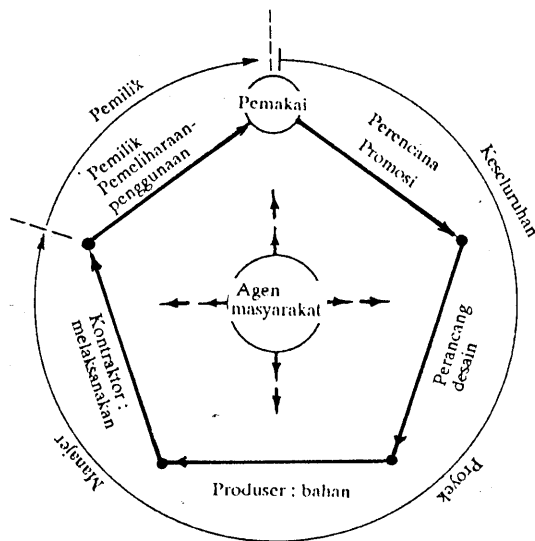
Keandalan prestasi manusia yang terlibat dalam berbagai tahap pembuatan sistem struktur beton dari konsep desain, pelaksanaan, dan penggunaan, akan bergantung pada pengetahuan, keterampilan, dan komunikasi pada semua tahapan. Arus informasi yang mulus di antara semua yang terlibat dan saling pengertian dalam mengembangkan masalah akan menghasilkan kemajuan motivasi dalam mencari solusi, yang akhirnya akan menambah kontrol kualitas dan menghasilkan jaminan mutu yang dapat dipertanggungjawabkan. Sebagai ringkasan, jaminan kualitas harus diberikan berdasarkan kontrol kualitas pada setiap tahapan dan merupakan interaksi berbagai parameter yang ditunjukkan pada gambar 4.7.

### 1.8.1 Pemakai

Konstruksi suatu sistem desain ditentukan terutama oleh lima hal utama, yaitu perencanaan (planning), perancangan (design), pemilihan material, pelaksanaan (construction), dan penggunaan (termasuk juga perawatan). Gambar 4.8 memperlihatkan secara skematis urutan kelima tahapan tadi beserta pembagian tanggung jawabnya.



Gambar 4.7 Komponen-komponen dalam sistem jaminan kualitas.



Kontrol Kualitas :

- Kontrol di titik ini
- Kontrol produksi di garis ini
- ← ← Pengawasan menyeluruh

Gambar 4.8 Skema kontrol kualitas.

Seperti terlihat pada diagram tersebut, proses dimulai dari pemakai karena maksud utama suatu proyek adalah untuk memenuhi kebutuhan pemakai dan berakhir pada pemakai juga sebagai pihak yang berkaitan langsung dengan nilai ekonomis produk akhir.

Jaminan kualitas diperlukan untuk memenuhi kebutuhan dan hak pemakai. Ini merupakan jaminan bahwa semua aktivitas yang mempengaruhi kualitas akhir struktur beton:

1. didasarkan atas persyaratan-persyaratan dasar yang ditetapkan dengan jelas, yang memenuhi batasan kondisi operasional dan lingkungan proyek tersebut.
2. disajikan secara akurat dan layak dalam gambar kerja berdasarkan prosedur desain yang optimal.
3. ditangani secara tepat dan efisien oleh orang yang ahli sesuai dengan yang dikehendaki pada rencana awal.
4. dijalankan dengan sistematis sesuai dengan spesifikasi yang ditetapkan pada peraturan-peraturan yang berlaku di tempat yang bersangkutan.

Untuk mencapai tujuan-tujuan ini, perlu adanya bantuan pakar dalam masing-masing tahapan seperti yang diperlihatkan pada gambar 4.8, dimulai pada perencana dan perancang dan berakhir pada pelaksana.

### 4.8.2 Perencanaan

Untuk merencanakan pelaksanaan sistem struktur dengan sukses, semua kegiatan — baik kegiatan utama maupun kegiatan yang sangat kecil sekalipun — harus ditetapkan dengan jelas. Hal ini dilakukan dengan mencantumkan semua kegiatan proyek ke dalam suatu rencana jaringan (network) yang di dalamnya tercantum jelas kegiatan-kegiatannya, hubungan antarkegiatan, hubungan setiap kegiatan dengan waktu, analisis kontrol masukan dan keluaran, dan menyatakan semua ini dalam bentuk daftar rinci (checklist). Dengan cara demikian, seorang pengambil keputusan yang sukses akan lebih mudah bekerja. Proses ini biasanya berkaitan dengan kebutuhan fungsi apakah yang harus dicapai dengan proyek tersebut, *di mana* dan *kapan* fungsi ini dilaksanakan, *bagaimana* sistem yang dikerjakan, dan *siapa* yang akan menjadi pemakainya. Dengan menentukan semua fungsi ini secara benar akan dihasilkan keputusan yang menuju kepada kontrol kualitas yang diperlukan dan jaminan kualitas yang sesuai dengan yang diharapkan.

### 4.8.3 Desain (Perancangan)

Kontrol kualitas dalam desain bertujuan membuktikan bahwa sistem desain mempunyai keamanan, *serviceability*, dan keawetan. Juga diharapkan memenuhi persyaratan dari peraturan yang ada, dan desain tersebut disajikan dengan benar pada gambar kerja dan spesifikasinya. Derajat kontrol kualitas bergantung pada jenis struktur yang akan dibuat: semakin penting sistem tersebut, semakin diperlukan kontrol kualitasnya.

Sebagai syarat minimum, suatu desain harus selalu dicek oleh pakar lain yang bukan perancang proyek tersebut. Biasanya satu dari tiga jenis pengecekan yang

dipakai bergantung pada kepraktisan yang dikehendaki. Ketiga jenis tersebut adalah (1) cek langsung secara menyeluruh di mana semua perhitungan diteliti kembali; (2) cek paralel total, di mana dibuat perhitungan lagi secara independen, dan kedua hasil dibandingkan; dan (3) cek sebagian di mana bagian-bagian tertentu dicek, baik dengan cara langsung maupun dengan cara paralel.

Secara umum kontrol kualitas perhitungan desain dapat dicapai dengan memastikan bahwa:

1. ada pemahaman yang jelas terhadap konsep struktural yang berlaku pada sistem tertentu.
2. ada pengertian dan kesesuaian dengan persyaratan dasar dari desain dan lingkungan, operasional, dan kondisi batas yang ada.
3. apabila dimungkinkan, digunakan program komputer yang dapat digunakan sebagai pengecekan.
4. tidak ada ketidaksesuaian antara berbagai tahap atau bagian perhitungan desain.
5. semua kasus beban dan kombinasi beban seperti yang dijelaskan pada Bab 4.6 ditinjau.
6. digunakan faktor keamanan yang layak, juga dicapai taraf keandalan yang dapat dikehendaki.
7. digunakan program komputer yang dapat dipercaya oleh pengguna yang mengerti benar latar belakang program tersebut, apalagi jika program komputernya merupakan suatu program yang *total computer-aided design*.

Karena gambar kerja merupakan penghubung antara proses desain dengan proses pelaksanaan, maka gambar ini harus merupakan obyek utama dalam jaminan kualitas desain. Dengan demikian sangat diperlukan pengetahuan tentang membaca, dan menginterpretasikan gambar kerja, selain juga dibutuhkan kemampuan untuk membuat sketsa yang jelas mengenai detail desain apabila sistem yang dibangun harus merefleksikan desain aktualnya. Gambar 4.4, juga gambar 10.11 sampai gambar 10.20, ditujukan untuk memberikan petunjuk umum dalam pendetailan yang sistematis, yang diperlukan dalam membuat gambar kerja yang logis.

Kontrol kualitas gambar kerja pada umumnya dimaksudkan untuk membuktikan apakah parameter-parameter di bawah ini diperhatikan dalam membuat berkas gambar kerja:

1. Definisi umum struktur
2. Konsistensi di antara gambar kerja
3. Kesesuaian dengan kondisi di lapangan, termasuk juga persyaratan tes pengeboran tanah
4. Daftar jenis, mutu, kualitas, dan kekuatan struktural semua material konstruksi, seperti semen, komposisi beton dan kekuatannya, baja tulangan, perancah, acuan, dan sebagainya
5. Tidak ada gambar detail yang dapat mempunyai arti banyak atau menimbulkan keraguan yang dapat menimbulkan risiko salah pengertian
6. Sesuai dengan hasil perhitungan desain

7. Cukup memberikan rincian pelaksanaan dan penampang melintang, juga toleransi dimensinya.
8. Urutan pemasangan perancah & acuan beserta urutan pembongkarannya

#### 1.8.4 Pemilihan Material

Telah ditekankan di atas bahwa kualitas material beton bertulang tidak hanya ditentukan oleh tes kekuatan tarik atau tekan. Seperti telah dibahas pada bab terdahulu, banyak faktor lain yang mempengaruhi produk akhir seperti faktor air-semen, kandungan semen, karakteristik rangkai dan susut, dan aspek keawetan dan kondisi lainnya.

Dua jenis kualitas yang ditinjau ialah (1) *kualitas yang diperlukan*, yaitu yang dispesifikasikan dalam persyaratan kontrak, dan (2) *kualitas guna*, yaitu kemampuan material untuk memenuhi kebutuhan pemakai.

Kualitas yang diperlukan dari suatu material, seperti beton siap campur (*ready-mix concrete*), dijamin dengan kontrol produksi. Proses ini meliputi:

1. Organisasi umum staf produksi dan operasinya;
2. Urutan produksi dan pemasokan material pembentuknya, seperti batu, agregat halus, semen, dan bahan tambahan;
3. Kontrol di dalam yang meliputi frekuensi penelitian dan tes, analisis hasil tes, metode observasi dan pencatatan yang digunakan, dan prosedur yang digunakan untuk mengatasi penyimpangan dan ketidaksesuaian;
4. Penggunaan diagram kontrol statistik untuk mengklasifikasikan taraf mutu yang disyaratkan ke dalam variabel utama yang terukur maupun variabel yang tidak terukur, pemilihan variabel utama yang akan dikontrol dengan diagram kontrol, dan persiapan diagram rata-rata dan diagram selang untuk masing-masing variabel yang dipilih. Variabel terukur dikontrol dengan menggunakan diagram  $\bar{X}$  dan  $\bar{R}$ , sedangkan variabel tak terukur dikontrol dengan menggunakan diagram  $\bar{p}$  dan  $\bar{c}$  yang masing-masing merupakan rata-rata *mean* dan *variasi*. Harus dispesifikasikan: batas aksi, batas peringatan, juga batas atas dan batas bawah;
5. Klasifikasi kerusakan-kerusakan sebagai variabel yang tak ditetapkan.

Kualitas yang berguna ditentukan oleh kontrol kesesuaian di dalam spesifikasi. Kualitas yang dikehendaki oleh pemilik ini meliputi perancangan campuran beton, juga kualitas penulangannya, apakah penulangan normal ataukah penulangan pratekan. Selama jangka waktu operasi perlu adanya catatan kontrol kualitas yang diharapkan, dan juga jaminan kualitas beton. Sebagai contoh, misalnya kualitas beton dapat dibuat dengan baik apabila mempertahankan secara statistik kontrol kualitas tes kekuatan. Dengan demikian taraf kontrol kesesuaian dapat bervariasi bergantung pada keandalan dan keterpercayaan akan penanganan kualitas penghasil material yang diharapkan sesuai dengan spesifikasi.

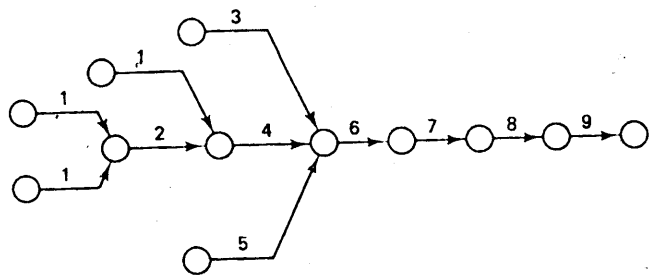
#### 1.8.5 Pelaksanaan

Pelaksanaan (*construction*) di sini dimaksudkan sebagai tahap pengerjaan suatu proyek



yang harus memenuhi semua persyaratan spesifikasi dan desain, di dalam batas waktu tertentu, dengan harga yang minimum. Untuk mencapai jaminan kualitas yang diinginkan, tahap pelaksanaan ini harus didahului dengan tahap persiapan yang benar, yang dapat merupakan bagian dari tahap desain. Tahap persiapan atau perencanaan merupakan tahap yang kritis karena tahap ini memberikan tinjauan secara jelas dan menyeluruh mengenai berbagai aktivitas dan masalah-masalah yang mungkin timbul pada waktu pelaksanaan. Dewasa ini penggunaan komputer untuk tahap perencanaan merupakan suatu hal yang utama dalam proyek-proyek besar agar semua masukan yang relevan dalam menghasilkan kualitas yang baik, semua keluaran, penjadwalan, dan harga dapat terus dipantau.

Faktor manusia merupakan faktor yang sangat penting di dalam tahap pelaksanaan. Dalam banyak hal, kegiatan di lapangan meliputi pemanfaatan tenaga kerja dan semua daya guna. Sistem arus informasi yang baik, pembagian tugas yang jelas, dan imbalan untuk hasil yang baik akan menambah motivasi sehingga memperbaiki sistem jaminan kualitas secara keseluruhan, yang pada akhirnya akan menghasilkan optimasi faktor efisiensi/harga. Langkah-langkah yang harus diikuti untuk mendapat jaminan kualitas, diringkas di bawah ini dan digambarkan secara skematis pada Gambar 4.9.



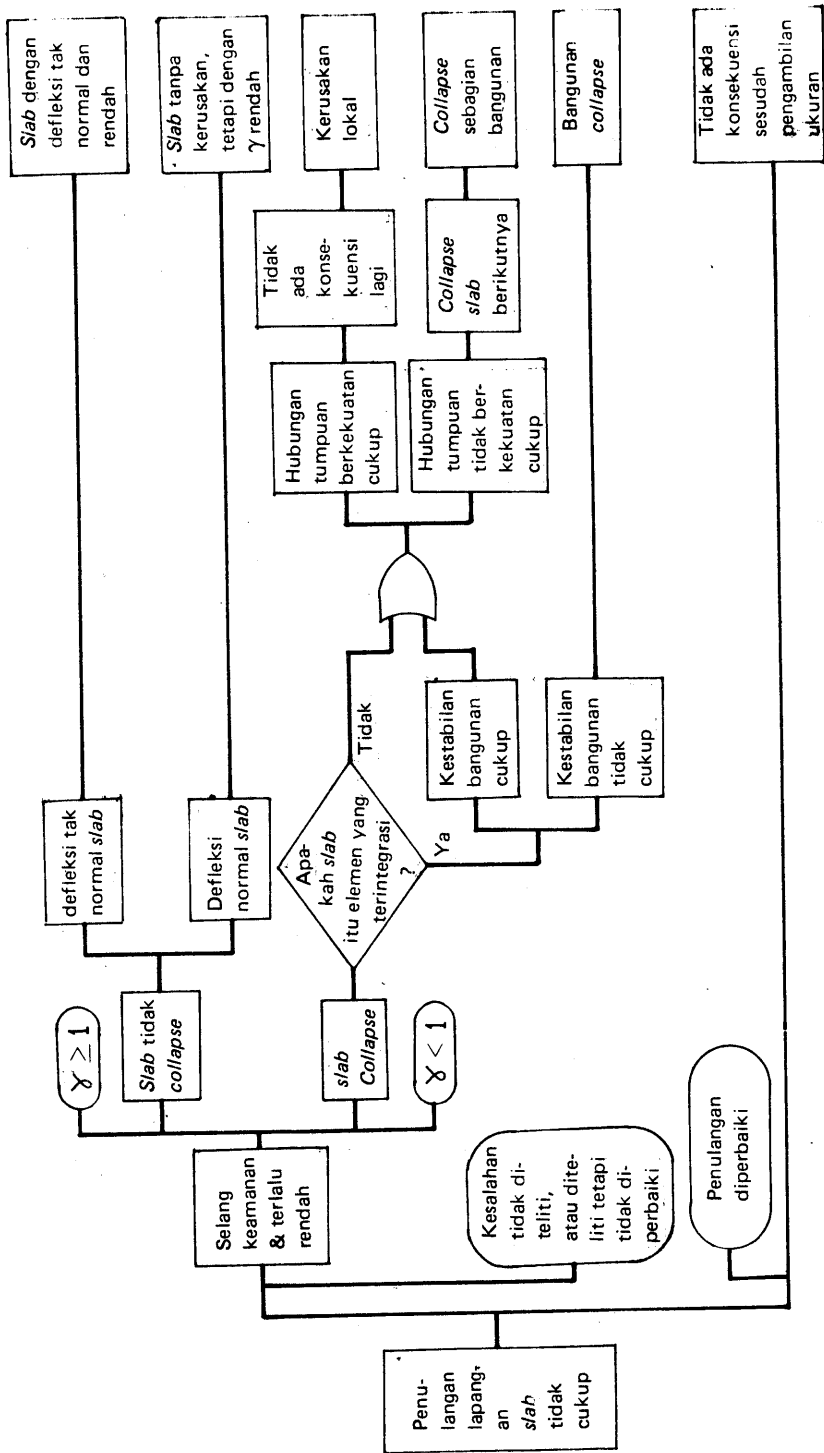
Gambar 4.9 Jaringan urutan operasi struktur beton.

Kemungkinan adanya kesalahan dalam menjalankan kontrol kualitas dapat saja terjadi. Pentingnya dan besarnya kesalahan tersebut bergantung pada berbagai faktor yang telah dijelaskan dalam bab-bab di muka. Dalam hal mempergunakan pengukuran korektif, suatu tahapan logis yang berurutan perlu diikuti agar tidak timbul temuan dan analisis yang tidak diinginkan. Suatu analisis kuantitatif dari dampak kesalahan sering kali diadakan apabila kemungkinan munculnya semua kejadian pokok dapat diketahui oleh penyelidik.

Diagram alir dalam Gambar 4.10 menggambarkan urutan sebab-akibat yang dapat diikuti dalam mengidentifikasi kejadian yang tidak diinginkan dalam program jaminan kualitas.  $\gamma$  dalam diagram adalah faktor batas keamanan yang ada pada desain sesungguhnya.

Secara ringkas, pembahasan pada Bab 4.8 diharapkan dapat memberikan pendahuluan ke dalam berbagai topik yang mempunyai dampak ke dalam kekuatan dan keawetan sistem konstruksi, yaitu kontrol kualitas dan jaminan kualitas. Bab tersebut perlu dipelajari bersama Bab 4.5 mengenai keandalan dan keamanan struktur, dan Bab 4.6 dan 4.7 mengenai faktor-faktor beban dan kekuatan-kekuatan desain.

1. Persiapan secara terorganisasi yang meliputi perencanaan, penjadwalan waktu, rincian kontrak, juga definisi dan pelimpahan tugas.
2. Persiapan di lapangan meliputi jalan penghubung, kantor direksi, sumber-sumber energi, kenyamanannya, dan sebagainya.
3. Sumber, jenis perancah, dan persiapan pemasangan.
4. Sumber tulangan, pembuatan, dan perencanaan.
5. Perencanaan campuran beton, desain campuran di laboratorium, dan koordinasi dengan perencana.
6. Pengiriman beton, pengecoran, dan uji *slump* di lapangan.
7. Perawatan dan pemeliharaan permukaan beton yang sedang mengeras.
8. Uji kontrol kualitas beton setiap selang 7 hari dan 28 hari.
9. Pembersihan perangkat kerja, pelepasan tiang perancah secara bertahap, pembongkaran seluruh perancah dan acuan.



Gambar 4.10 Diagram alir sebab-akibat. (Dari Ref 4.12)



Foto 23 Gereja Priory, St. Louis, Missouri. (Atas izin Portland Cement Association.)

## 5.1 PENDAHULUAN

Beban-besan yang bekerja pada struktur, baik yang berupa beban gravitasi (berarah vertikal) maupun beban-besan lain, seperti beban angin (dapat berarah horizontal), atau juga beban karena susut dan beban karena perubahan temperatur, menyebabkan adanya lentur dan deformasi pada elemen struktur. Lentur pada balok merupakan akibat dari adanya regangan yang timbul karena adanya beban luar.

Apabila bebannya bertambah, maka pada balok terjadi deformasi dan regangan tambahan yang mengakibatkan timbulnya (atau bertambahnya) retak lentur di sepanjang bentang balok. Bila bebannya semakin bertambah, pada akhirnya dapat terjadi keruntuhan elemen struktur, yaitu pada saat beban luarnya mencapai kapasitas elemen. Taraf pembebanan demikian disebut *keadaan limit dari keruntuhan pada lentur*. Karena itulah perencana harus mendesain penampang elemen balok sedemikian rupa sehingga tidak terjadi retak yang berlebihan pada saat beban kerja, dan masih mempunyai keamanan yang cukup dan kekuatan cadangan untuk menahan beban dan tegangan tanpa mengalami keruntuhan.

Tegangan-tegangan lentur merupakan hasil dari momen lentur luar. Tegangan ini hampir selalu menentukan dimensi geometris penampang beton bertulang. Proses desain yang mencakup pemilihan dan analisis penampang biasanya dimulai dengan pemenuhan persyaratan terhadap lentur, kecuali untuk komponen struktur yang khusus seperti fondasi. Setelah itu faktor-faktor lain seperti kapasitas geser, defleksi, retak, dan panjang penyaluran tulangan dianalisis sampai memenuhi persyaratan.

Meskipun data masukan untuk analisis penampang berbeda dengan data masukan yang diperlukan pada desain, pada hakikatnya desain juga merupakan analisis. Pada desain ukuran penampangnya ditentukan terlebih dahulu untuk kemudian dianalisis untuk menentukan apakah penampang tersebut dapat dengan aman memikul beban luar yang diperlukan. Mendalami prinsip-prinsip dasar prosedur analisis akan sangat memudahkan penentuan desain penampang. Prinsip-prinsip mekanika dasar mengenai keseimbangan merupakan hal yang harus terpenuhi untuk setiap keadaan pembebanan.

Jika suatu balok terbuat dari material yang elastis linier, isotropis, dan homogen, maka tegangan lentur maksimumnya dapat diperoleh dengan rumus lentur balok yang terkenal, yaitu  $f = Mc/I$ . Pada keadaan beban batas, balok beton bertulang bukanlah material yang homogen, juga tidak elastis sehingga rumus lentur balok tersebut tidak dapat digunakan untuk menghitung tegangannya. Akan tetapi prinsip-prinsip dasar mengenai teori lentur masih dapat digunakan pada analisis penampang melintang balok beton bertulang. Gambar 5.1 memperlihatkan balok beton bertulang di atas dua tumpuan sederhana. Jika balok ini direncanakan sedemikian rupa sehingga semua materialnya (beton dan tulangan baja) mencapai kapasitasnya sebelum runtuh, ini berarti bahwa beton dan baja tersebut akan runtuh secara simultan pada saat kekuatan batas balok tercapai. Diagram tegangan dan regangan pada keadaan ini diperlihatkan pada Gambar 5.2.

Asumsi-asumsi yang digunakan dalam menetapkan perilaku penampang adalah sebagai berikut:

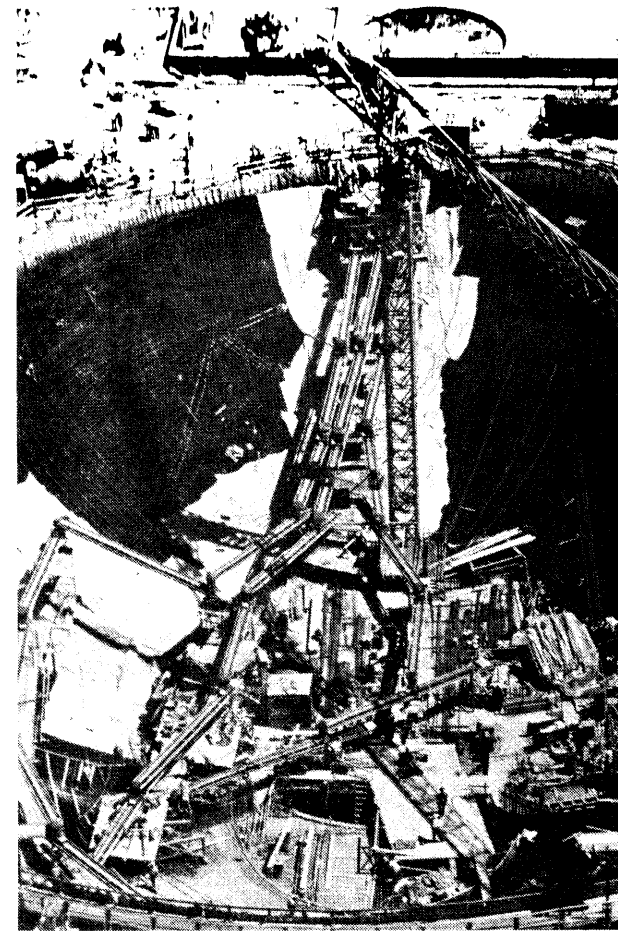
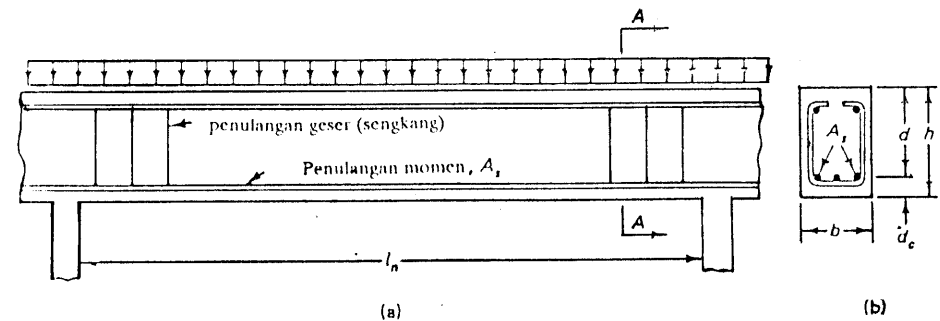


Foto 24 Empire State Performing Arts Center (Albany, New York) pada saat sedang dibangun



Gambar 5.1 Balok beton bertulang tipikal: (a) tampak (b) potongan A - A

Foto 25 Balok di atas tumpuan sederhana yang mengalami kegagalan lentur. (Dites oleh Nawy.)

1. Distribusi regangan dianggap linier. Asumsi ini berdasarkan hipotesis Bernoulli yaitu penampang yang datar sebelum mengalami lentur akan tetap datar dan tegak lurus terhadap sumbu netral setelah mengalami lentur.
2. Regangan pada baja dan beton di sekitarnya sama sebelum terjadi retak pada beton atau leleh pada baja.
3. Beton lemah terhadap tarik. Beton akan retak pada taraf pembebanan kecil, yaitu sekitar 10% dari kekuatan tekannya. Akibatnya bagian beton yang mengalami tarik pada penampang diabaikan dalam perhitungan analisis dan desain, juga tulangan tarik yang ada dianggap memikul gaya tarik tersebut.

Agar keseimbangan gaya horizontal terpenuhi, gaya tekan  $C$  pada beton dan gaya tarik  $T$  pada tulangan harus saling mengimbangi, jadi haruslah:

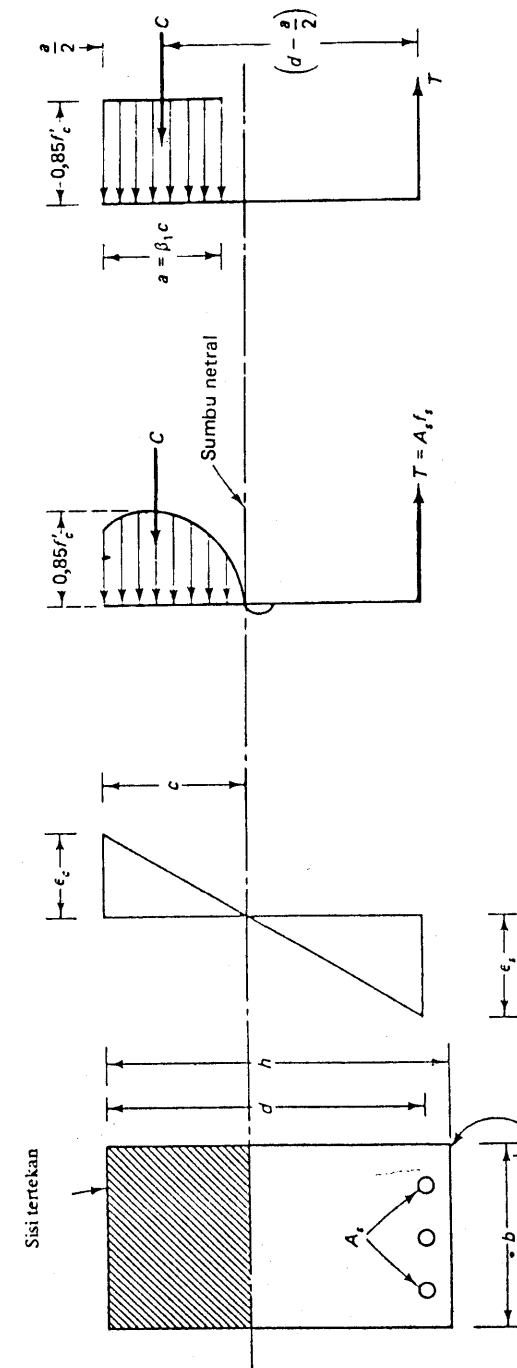
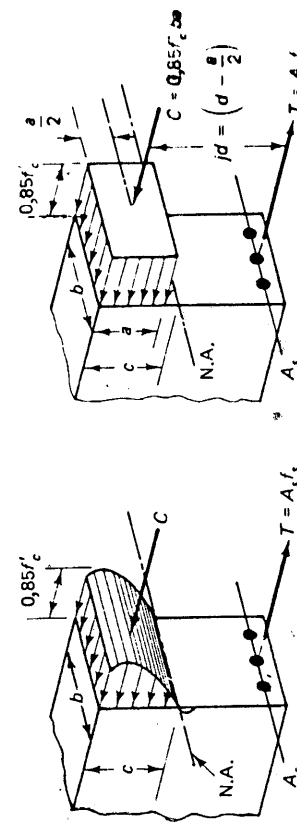
$$C = T \quad (5.1)$$

Simbol-simbol yang ada pada Gambar 5.2 didefinisikan sebagai berikut:

- $b$  = lebar balok yang tertekan
- $d$  = tinggi balok diukur dari tepi serat yang tertekan ke titik berat luas beton
- $h$  = tinggi total balok
- $A_s$  = luas tulangan tarik
- $\epsilon_c$  = regangan pada tepi serat yang tertekan
- $\epsilon_s$  = regangan pada taraf tulangan baja yang tertarik
- $f'_c$  = kekuatan tekan beton
- $f_s$  = tegangan pada tulangan baja yang tertarik
- $f_y$  = kekuatan leleh tulangan tarik
- $c$  = jarak garis netral diukur dari tepi serat yang tertekan

## 5.2 BLOK SEGIEMPAT EKUIVALEN

Distribusi tegangan tekan aktual yang terjadi pada penampang mempunyai bentuk parabola seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.2(c). Menghitung volume blok tegangan tekan yang berbentuk parabola bukanlah hal yang mudah. Karena itu Whitney mengusulkan agar digunakan blok tegangan segiempat ekuivalen yang dapat digunakan untuk menghitung gaya tekan — tanpa harus kehilangan ketelitiannya —



Gambar 5.2 Distribusi tegangan dan regangan pada penampang balok: (a) penampang melintang balok; (b) regangan; (c) blok regangan ekuivalen yang diasumsikan.

yang berarti juga dapat digunakan untuk menghitung kekuatan lentur penampang. Blok tegangan ekuivalen ini mempunyai tinggi  $a$  dan tekanan tekan rata-rata sebesar  $0,85 f'_c$ . Seperti terlihat pada Gambar 5.2d, besarnya  $a$  adalah  $\beta_1 c$  yang ditentukan dengan menggunakan koefisien  $\beta_1$  sedemikian rupa sehingga luas blok segiempat ekuivalen kurang-lebih sama dengan blok tegangan yang terbentuk parabola. Dengan cara demikian gaya tekan  $C$  pada dasarnya sama untuk kedua jenis distribusi tegangan.

Harga  $0,85 f'_c$  untuk tegangan rata-rata dari blok tegangan segiempat ekuivalen ditentukan berdasarkan hasil percobaan pada beton yang berumur lebih dari 28 hari. Berdasarkan penelitian yang pernah dilakukan, regangan maksimum yang diizinkan adalah  $0,003 \text{ in./in.}$  Harga ini dipakai pada ACI sebagai harga batas yang masih aman. Meskipun pada akhir-akhir ini ada usulan mengenai bentuk distribusi tegangan ekuivalen, seperti misalnya yang berbentuk trapesium, blok segiempat ekuivalen ini merupakan salah satu bentuk yang digunakan pada standar analisis dan desain beton bertulang. Perilaku tulangan baja dianggap elastoplastis seperti diperlihatkan pada Gambar 5.3(a).

Dengan menggunakan semua asumsi di atas, diagram distribusi tegangan yang diperlihatkan pada gambar 5.2(c) dapat digambar ulang seperti yang diperlihatkan pada gambar 5.2(d). Dengan mudah kita dapat menghitung gaya tekan  $C$  sebesar  $0,85 f'_c ba$ , yaitu volume blok tekan pada atau dekat keadaan batas, yaitu bila baja tarik telah leleh ( $\epsilon_s > \epsilon_y$ ). Gaya tarik  $T$  dapat ditulis sebagai  $A_s f_y$ . Jadi persamaan keseimbangan 5.1 dapat ditulis sebagai:

$$0,85 f'_c ba = A_s f_y \quad (5.2)$$

atau

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad (5.3)$$

Momen tahanan penampang, yaitu kekuatan nominal  $M_n$ , dapat ditulis sebagai:

$$M_n = (A_s f_y) jd \text{ atau } M_n = (0,85 f'_c ba) jd \quad (5.4a)$$

di mana  $jd$  adalah lengan momen, yaitu jarak antara gaya tarik dan tekan yang membentuk kopel. Dengan menggunakan blok tegangan segiempat ekuivalen dari gambar 5.2(d), maka lengan momennya adalah:

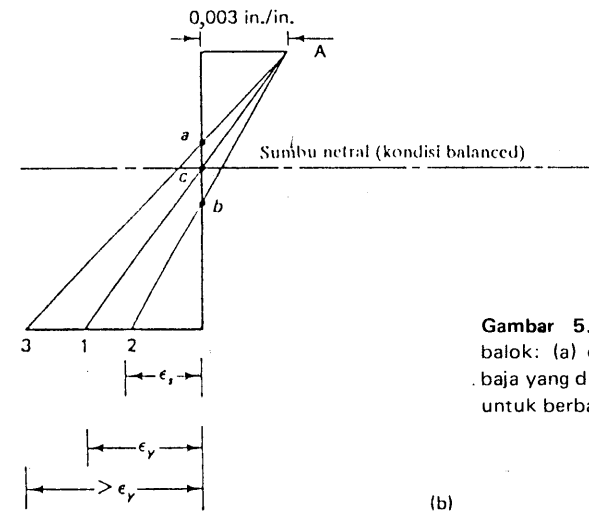
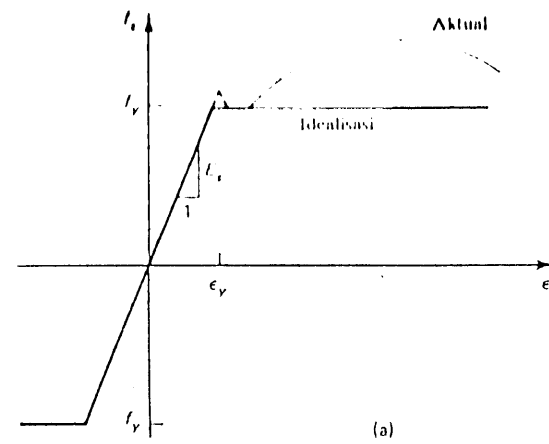
$$jd = d - \frac{a}{2}$$

Jadi momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4b)$$

Karena  $C = T$ , maka persamaan momen dapat ditulis sebagai:

$$M_n = 0,85 f'_c ba \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.4c)$$



Gambar 5.3 Distribusi regangan penampang balok: (a) diagram tegangan-regangan tulangan baja yang diidealisasikan; (b) distribusi regangan untuk berbagai ragam keruntuhan lentur.



Foto 26 Foto yang lebih rinci mengenai balok yang mengalami retak lentur yang diperlihatkan pada Foto 25.

Jika persentase tulangan dinyatakan dengan  $\rho = A_s/bd$ , maka persamaan 5.3 dapat ditulis kembali sebagai:

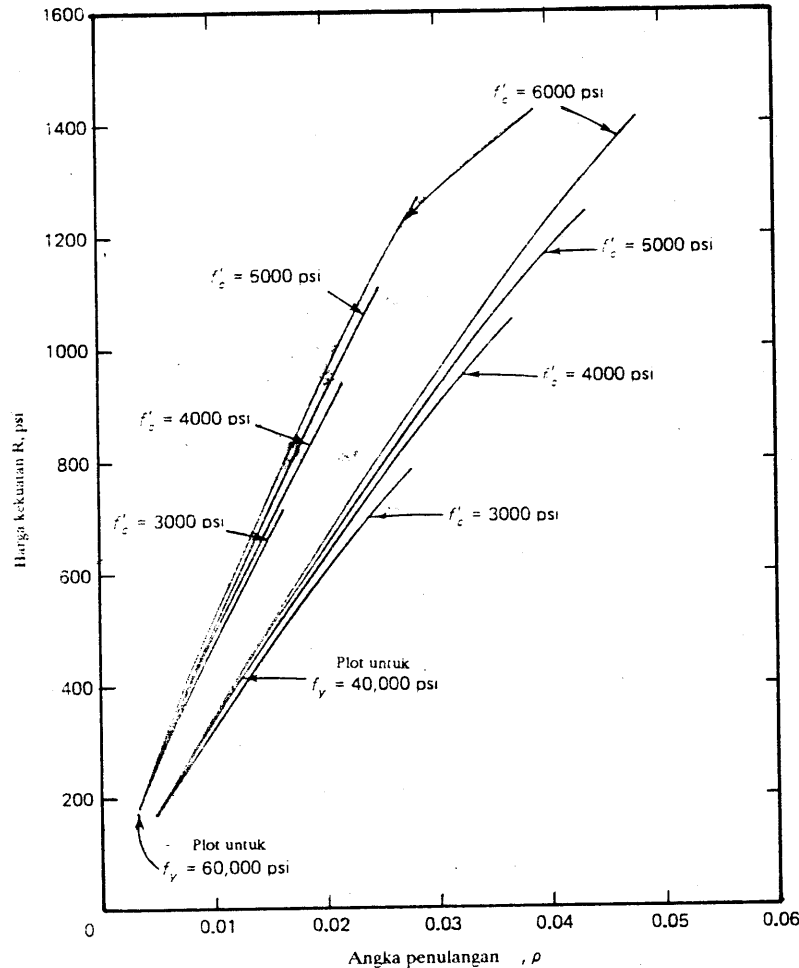
$$a = \frac{\rho d f_y}{0,85 f'_c}$$

Jika  $r = b/d$ , maka persamaan 5.4c menjadi

$$M_n = \rho r d^2 f_y \left( d - \frac{\rho d f_y}{1,7 f'_c} \right) \quad (5.5a)$$

atau

$$M_n = [\omega r f'_c (1 - 0,59 \omega)] d^3 \quad (5.5b)$$



Gambar 5.4 Kurva kekuatan  $\bar{R}$  untuk balok bertulangan tunggal.

di mana  $\omega = \rho f_y / f'_c$ . Persamaan 5.5b kadang-kadang ditulis sebagai

$$M_n = R b d \quad (5.6a)$$

di mana

$$R = \omega f'_c (1 - 0,59 \omega) \quad (5.6b)$$

Persamaan 5.5 dan 5.6 sangat diperlukan dalam membuat kurva yang diperlukan dalam analisis dan desain. Plot harga  $R$  untuk balok bertulangan tunggal diperlihatkan pada Gambar 5.4.

Jika  $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $b$ ,  $d$ , dan  $A$  diberikan untuk suatu penampang segiempat, dan baloknya direncanakan sedemikian rupa sehingga keruntuhan terjadi secara simultan, yaitu lelehnya tulangan tarik dan hancurnya beton yang tertekan, maka kekuatan momen tahanan dapat diperoleh dengan persamaan 5.4 atau 5.5 di mana  $A_s$  dan  $a$  pada rumus ini diganti dengan  $A_{sb}$  (luas tulangan baja *balanced*) dan  $a_b$  (tinggi blok segiempat *balanced*). Akan tetapi, karena alasan-alasan tertentu yang akan dibahas berikut ini balok seharusnya direncanakan agar runtuh terhadap tarik, yaitu terjadi leleh pada tulangan tarik sebelum terjadi kehancuran beton yang tertekan.

Berdasarkan jenis keruntuhan yang dialami — apakah akan terjadi leleh tulangan tarik ataukah hancurnya beton yang tertekan — balok dapat dikelompokkan ke dalam tiga kelompok sebagai berikut:

1. *Penampang balanced*. Tulangan tarik mulai leleh tepat pada saat beton mencapai regangan batasnya dan akan hancur karena tekan. Pada awal terjadinya keruntuhan, regangan tekan yang diizinkan pada serat tepi yang tertekan adalah 0,003 in./in. sedangkan regangan baja sama dengan regangan lelehnya, yaitu  $\epsilon_y = f_y/E_c$ . Distribusi regangan pada penampang balok dalam keadaan *balanced* diperlihatkan sebagai garis *Aci* pada Gambar 5.3b.

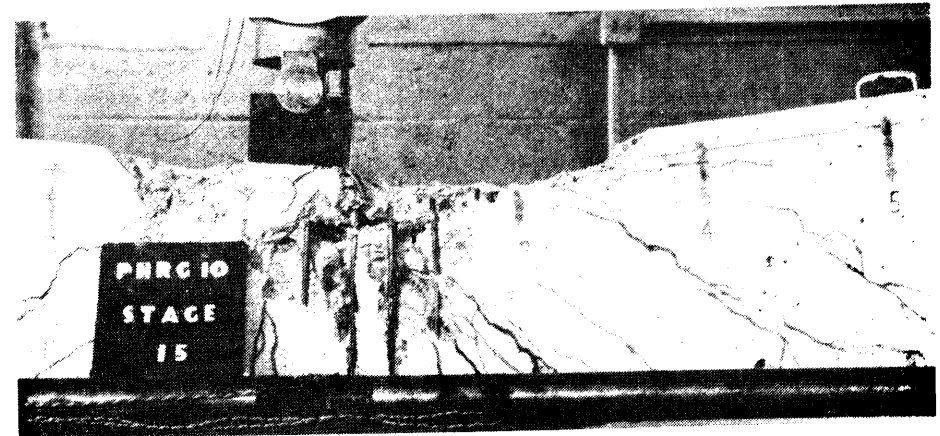


Foto 27 Balok yang mengalami kegagalan, karena dibebani kombinasi tekan dan lentur. (Tes oleh Nawy dkk.)



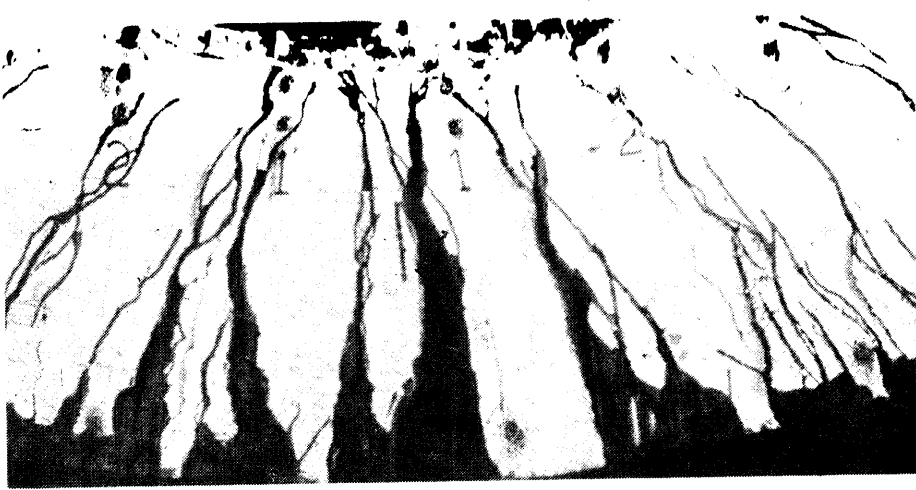


Foto 2R Taraf retak pada saat ruptur.

2. *Penampang over-reinforced.* Keruntuhan ditandai dengan hancurnya beton yang tertekan. Pada saat awal keruntuhan, regangan baja  $\epsilon_s$  yang terjadi masih lebih kecil daripada regangan lelehnya,  $\epsilon_y$ , sebagaimana yang diperlihatkan dengan garis *Ab2* pada Gambar 5.3(b). Dengan demikian tegangan baja  $f_s$  juga lebih kecil daripada tegangan lelehnya,  $\epsilon_y$ . Kondisi ini terjadi apabila tulangan yang digunakan lebih banyak daripada yang diperlukan dalam keadaan *balanced*.
3. *Penampang under-reinforced.* Keruntuhan ditandai dengan terjadinya leleh pada tulangan baja, sebagaimana yang ditunjukkan dengan garis *Aa3* pada Gambar 5.3(b). Tulangan baja ini terus bertambah panjang dengan bertambahnya regangan di atas  $\epsilon_y$ . Kondisi penampang yang demikian dapat terjadi apabila tulangan tarik yang dipakai pada balok kurang dari yang diperlukan untuk kondisi *balanced*.

Dapat dicatat dari posisi garis netral  $c$ ,  $b$ , dan  $a$  bahwa garis netral akan bergeser ke arah tepi yang tertekan untuk penampang balok yang *under-reinforced* pada saat terjadinya keruntuhan. Perilaku ini sesuai dengan hasil percobaan bahwa retak lentur menjalar terus ke arah serat yang tertekan sampai beton hancur. Perlu pula diketahui bahwa jarak vertikal antara titik-titik  $c$ ,  $b$ , dan  $a$  ke tepi yang tertekan sangat bergantung pada angka tulangan  $\rho = A_s/bd$  dan tidak begitu berbeda karena regangannya cukup kecil.

Keruntuhan pada beton mendadak karena beton adalah material yang getas. Dengan demikian hampir semua peraturan perencanaan merekomendasikan perencanaan balok dengan tulangan yang bersifat *under-reinforced* untuk memberikan peringatan yang cukup; seperti defleksi yang berlebihan, sebelum terjadinya keruntuhan. Pada struktur yang statis tak tentu, keruntuhan yang daktail diperlukan agar terjadi redistribusi momen. Jadi, untuk balok, peraturan ACI membatasi tulangan maksimum baja sampai 75% dari yang diperlukan pada penampang *balanced*. Akan tetapi, untuk tujuan praktis, angka tulangan  $A_s/bd$  diharapkan tidak melebihi  $0,5\rho_b$  untuk menghin-

dari tulangan yang terlalu rapat, juga agar beton dapat dengan mudah dicor. Jika angka penulangan yang ada adalah  $\rho$  dan angka penulangan pada keadaan *balanced* adalah  $\rho_b$ , maka harus dipenuhi

$$\rho \leq 0,75\rho_b \quad (5.7a)$$

Peraturan ACI ini juga menuliskan tulangan minimum sebesar:

$$\rho > \frac{200}{f_y} \quad (5.7b)$$

di mana  $f_y$  dinyatakan dalam psi, untuk memperhitungkan adanya tegangan-tegangan akibat perubahan temperatur, juga untuk menjamin keruntuhan daktail pada kondisi tarik.

### 5.3 ANGKA TULANGAN BALANCED

Untuk menganalisis suatu balok, kita harus menghitung angka tulangan maksimum yang diizinkan, yaitu  $0,75 \rho_b$ . Untuk penampang segiempat yang hanya ditulangi pada sisi yang tertarik, besarnya  $\rho_b$  hanya merupakan fungsi kekuatan beton dan sifat baja, yaitu modulus elastisitas  $E_s$  dan kekuatan leleh  $f_y$ , tidak bergantung pada geometri penampang. Dengan menggunakan diagram distribusi regangan pada Gambar 5.2 untuk kondisi regangan *balanced* dan dari segitiga-segitiga yang serupa, maka hubungan antara tinggi sumbu netral,  $c$  ( $c_b$  untuk kondisi *balanced*) dan tinggi efektif  $d$  dapat ditulis sebagai:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0,003}{0,003 + f_y/E_s}$$

Jika  $E_s$  diambil sebesar  $29 \times 10^6$  psi, maka:

$$\frac{c_b}{d} = \frac{87.000}{87.000 + f_y} \quad (5.8a)$$

Hubungan antara tinggi blok tegangan segiempat ekuivalen  $a$  dengan tinggi sumbu netral  $c$  adalah:

$$a = \beta_1 c \quad (5.8b)$$

Besarnya faktor tinggi blok tegangan  $\beta_1$  adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{untuk } 0 < f'_c \leq 4000 \text{ psi} \\ 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 4000}{1000} & \text{untuk } 4000 \text{ psi} < f'_c \leq 8000 \text{ psi} \\ 0,65 & \text{untuk } f'_c > 8000 \text{ psi} \end{cases}$$

Dengan demikian, untuk kondisi reaganan *balanced*, tinggi blok tegangan serempakat ekuivalen adalah:

$$a_b = \beta_1 c_b$$

Keseimbangan gaya horizontalnya adalah:

$$A_s b f_y = 0,85 f'_c b a_b$$

atau

$$\rho b = \frac{A_s b}{bd} = \frac{0,85 f'_c a b}{f_y d}$$

Dari persamaan 5,8, angka tulangan *balanced* menjadi:

$$\bar{\rho}_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y} \quad (5.9)$$

di mana  $f'_c$  dan  $f_y$  dinyatakan dalam psi. Jadi, jika  $f'_c$  dan  $f_y$  diketahui, maka angka tulangan yang diizinkan  $\rho_b$  dan juga  $0,75\rho_b$  dapat dengan langsung diperoleh tanpa harus mengetahui geometri penampang baloknya.

Harga angka tulangan maksimum yang diizinkan  $\rho$  untuk balok bertulangan tunggal diberikan pada Tabel 5.1, baik untuk satuan pounds maupun satuan SI. Harga-harga ini adalah 75% dari angka tulangan *balanced* sehingga dapat langsung digunakan tanpa harus menghitungnya kembali dengan rumus di atas.

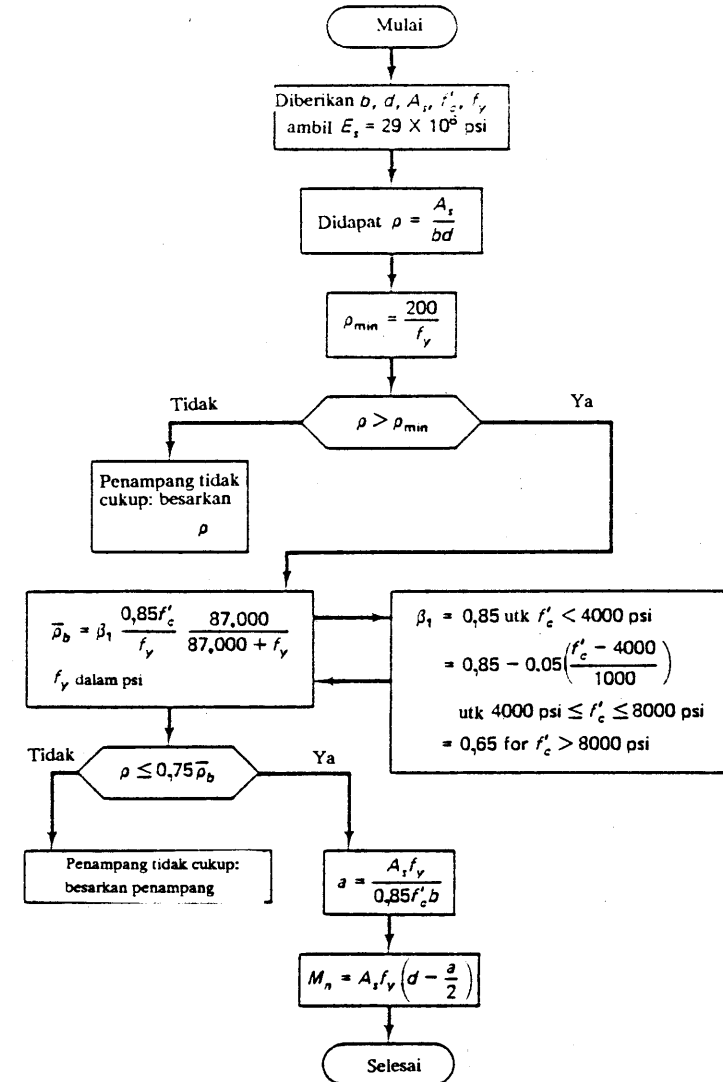
**TABEL 5.1** ANGKA TULANGAN MAKSIMUM YANG DIIZINKAN ( $0,75 \times 10^4$ ) UNTUK BALOK YANG HANYA BERTULANGAN TARIK (BALOK BERTULANGAN TUNGGAL)<sup>a</sup>

$f_y$ (psi)	$f'_c = 3000$ $\gamma_1 = 0,85$	$f'_c = 4000$ $\beta_1 = 0,85$	$f'_c = 5000$ $\beta_1 = 0,80$	$f'_c = 6000$ $\beta_1 = 0,75$
40.000	278	371	437	491
50.000	206	725	324	364
60.000	160	214	252	283

<sup>a</sup>Harga-harga angka tulangan, baik untuk standar ACI maupun satuan SI identik karena  $\rho$  adalah besaran tak berdimensi. Sebagai contoh, ACI 318 M – 83 membulatkan harga konversi  $f_y = 60.000$  psi menjadi 400 MPa dan untuk  $f'_c = 3.000$  psi menjadi 21 MPa yang berarti  $\rho = 160$  seperti tercantum di atas.

## 5.4 ANALISIS BALOK BERTULANGAN TUNGGAL YANG MENGALAMI LENTUR

Langkah perhitungan yang diperlihatkan dengan diagram alir pada Gambar 5.5 dapat digunakan untuk menganalisis suatu balok, baik untuk perhitungan dengan tangan maupun dengan bantuan komputer. Diagram alir ini dibuat dengan menggunakan metode analisis yang disajikan pada Bab 5.2. Contoh di bawah ini mengilustrasikan penggunaan diagram alir pada Gambar 5.5.



**Gambar 5.5** Diagram alir untuk analisis balok segiempat bertulangan tunggal yang mengalami lentur.

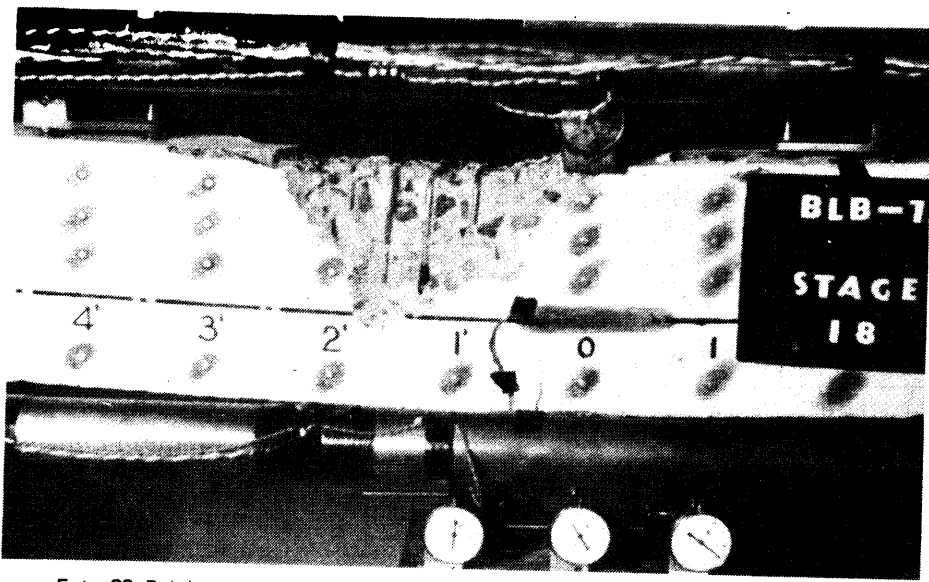


Foto 29 Balok yang mengalami kombinasi beban aksial dan lentur. Garis netralnya adalah 70% dari tinggi. (Tes oleh Nawy dkk.)

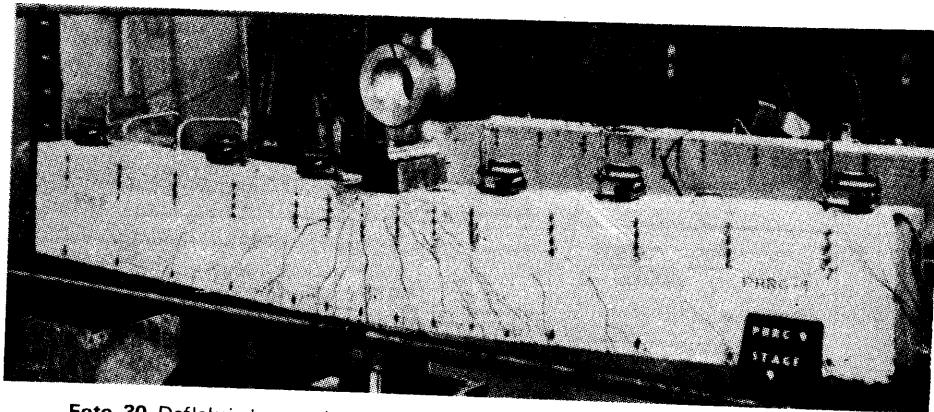


Foto 30 Defleksi dan retak lentur pada balok yang mengalami lentur sebelum terjadi keruntuhan. (Tes oleh Nawy dkk.)

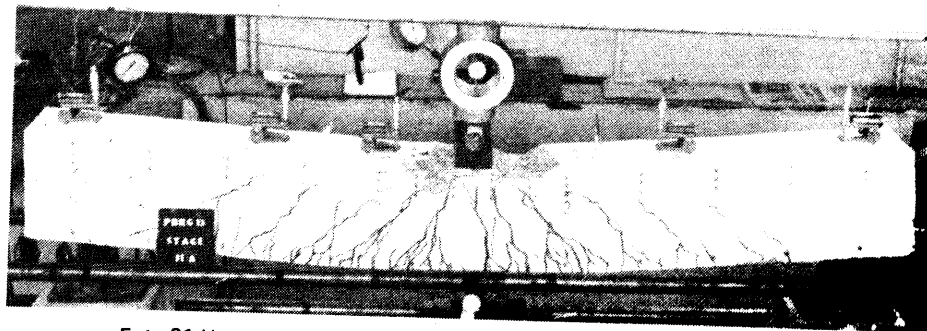


Foto 31 Hancurnya beton karena tekan pada balok yang mengalami lentur.

#### 5.4.1 Contoh 5.1: Analisis Lentur Balok Bertulang Tunggal (Hanya Mempunyai Tulangan Tarik)

Balok beton bertulang ( $f'_c = 4.000$  psi atau 27,58 MPa) mempunyai penampang melintang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.6. Tentukan apakah balok ini *over-reinforced* ataukah *under-reinforced*, dan tentukan pula apakah balok ini memenuhi persyaratan ACI untuk angka tulangan maksimum maupun angka tulangan minimum, apabila:

- (a)  $f_y = 60.000$  psi (413,4 MPa) dan
- (b)  $f_y = 40.000$  psi (275,6 MPa).

#### Solusi

- J (a) Dari persamaan 5.9 untuk kondisi *balanced*:

$$\bar{\rho}_b = \beta_1 \frac{0,85f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f'_c = 4000 \text{ psi}$$

Dengan demikian:

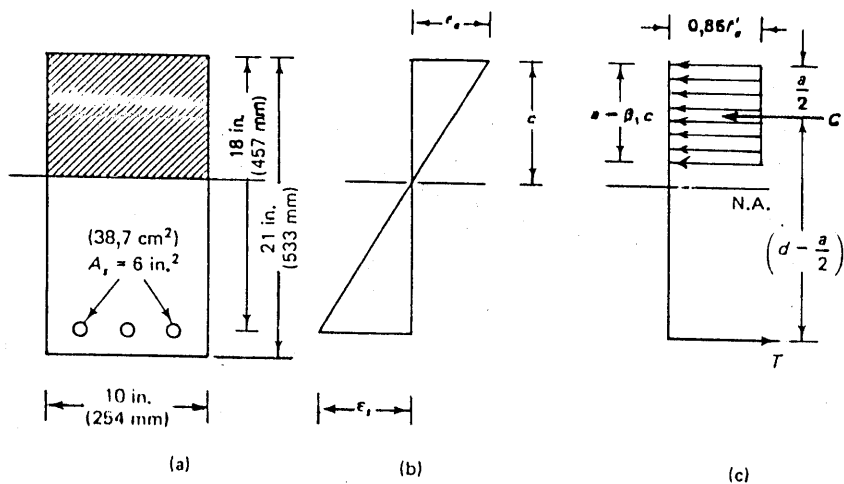
$$\bar{\rho}_b = 0,85 \left( \frac{0,85 \times 4000}{60.000} \right) \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,029$$

$$A_{sb} = \bar{\rho}_b b d = 0,029 \times 10 \times 18$$

$$= 5,22 \text{ in.}^2 (3367 \text{ mm}^2) < A_s = 6 \text{ in.}^2 (3870 \text{ mm}^2)$$

$$\rho = \frac{6,0}{10 \times 18} = 0,033$$

Jadi, penampang ini *over-reinforced* karena  $A_s > A_{sb}$  atau  $\rho > \rho_b$  dan tidak memenuhi persyaratan ACI untuk daktilitas dan penulangan maksimum yang diizinkan.



Gambar 5.6 Distribusi tegangan dan regangan pada penampang segiempat bertulangan tunggal: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

(b) Untuk  $f_y = 40.000$  psi maka:

$$\bar{\rho}_b = 0,85 \left( \frac{0,85 \times 4000}{40.000} \right) \frac{87.000}{87.000 + 40.000} = 0,0495$$

$$A_{sb} = 8,91 \text{ in.}^2 \text{ (5746,95 mm}^2\text{)} > 6 \text{ in.}^2 \text{ (3367 mm}^2\text{)}$$

Dengan demikian penampang ini *under-reinforced*. Angka tulangan minimum yang diizinkan adalah:

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{40.000} = 0,005 \ll \rho \text{ aktual}$$

luas tulangan maksimum yang diizinkan adalah:

$$= 0,75 \times 8,91 = 6,68 \text{ in.}^2 > 6 \text{ in.}^2$$

Dengan demikian penampang ini memenuhi persyaratan ACI untuk tulangan minimum dan maksimum. Perhatikan bahwa luas tulangan baja dalam hal (b) hanya sedikit lebih kecil dari yang maksimum diizinkan (75% dari tulangan *balanced*). Dalam keadaan demikian dapat terjadi tulangan yang terlalu berdesak-desakan di dalam penampang beton. Untuk menghindarinya desain dapat diperbaiki dengan memperbesar ukuran penampang, yang berarti memperkecil  $A_s$ .

### 5.4.2 Contoh 5.2: Momen Tahanan Nominal pada Balok Bertulangan Tunggal

Untuk penampang melintang balok yang diperlihatkan pada Gambar 5.7, hitunglah momen tahanan nominalnya jika  $f_y = 60.000$  psi (413,4 MPa) dan  $f'_c$  adalah (a) 3000 psi (20,68 MPa), (b) 5000 psi (34,47 MPa), (c) 9000 psi (62,10 MPa).

Solusi

$$b = 10 \text{ in. (254,0 mm)}$$

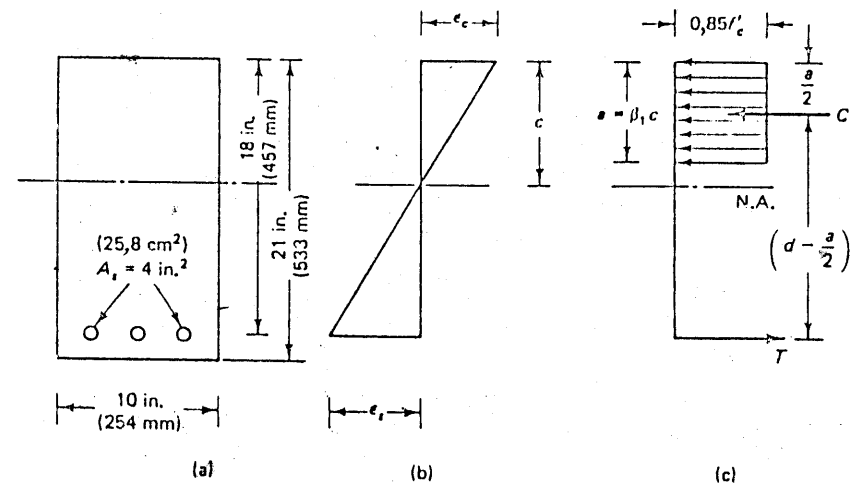
$$d = 18 \text{ in. (457,2 mm)}$$

$$A_s = 4 \text{ in.}^2 \text{ (25080 mm}^2\text{)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$\rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{60.000} = 0,003$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4}{10 \times 18} = 0,0222 > 0,003 \quad \text{O.K}$$



Gambar 5.7 Penampang melintang balok dan diagram tegangan regangannya untuk contoh 5.2: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

Terlihat bahwa  $f_y$  harus mempunyai satuan psi pada persamaan  $\rho_{\min}$

$$(a) f'_c = 3000 \text{ psi (20,68 MPa)}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Dengan menggunakan persamaan 5.9:

$$\begin{aligned}\bar{\rho}_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 \times 3.000}{60.000} \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,021\end{aligned}$$

$$0,75\bar{\rho}_b = 0,016$$

$$\bar{\rho} > 0,75\bar{\rho}_b$$

Dengan demikian balok ini *over-reinforced* dan tidak memenuhi persyaratan ACI untuk daktilitas dan persyaratan ACI untuk angka tulangan maksimum.

$$(b) f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa).}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left( \frac{5000 - 4000}{1000} \right) \\ &= 0,8\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\bar{\rho}_b &= 0,8 \left( \frac{0,85 \times 5000}{60.000} \right) \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \\ &= 0,034\end{aligned}$$

$$0,75\bar{\rho}_b = 0,025 > \rho = 0,0222 \quad \text{O.K.}$$

$$A_s = 4 \text{ in.}^2$$

$$\begin{aligned}a &= \frac{4 \times 60.000}{0,85 \times 5000 \times 10} \\ &= 5,65 \text{ in.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 4 \times 60.000 \left( 18 - \frac{5,65}{2} \right) = 3.642.000 \text{ in.-lb} \\ &= 303.500 \text{ ft.-lb (411,52 kN-m)}\end{aligned}$$

Atau dengan menggunakan persamaan 5.5 maka:

$$\omega = \frac{0,0222 \times 60.000}{5000} = 0,267$$

$$\begin{aligned}M_n &= \left[ 0,267 \times \frac{10}{18} \times 5000 (1 - 0,59 \times 0,267) \right] 18^3 \\ &= 3.644.109 \text{ in.-lb (411,77 kN-m)}\end{aligned}$$

$$(c) f_c = 9000 \text{ psi (62,10 mPa).}$$

$$\beta_1 = 0,65 \text{ untuk } f'_c \geq 8000 \text{ psi}$$

$$\begin{aligned}\bar{\rho}_b &= 0,65 \left( \frac{0,85 \times 9000}{60.000} \right) \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \\ &= 0,049\end{aligned}$$

$$0,75\bar{\rho}_b = 0,037 > \rho = 0,022 \quad \text{O.K.}$$

$$a = \frac{4,0 \times 60.000}{0,85 \times 9000 \times 10} = 3,14 \text{ in. (79,8 mm)}$$

$$\begin{aligned}M_n &= 4,0 \times 60.000 \left( 18 - \frac{3,14}{2} \right) = 3.943.200 \text{ in.-lb} \\ &= 328.600 \text{ ft.-lb (445,6 kN-m)}.\end{aligned}$$

### 5.5 PROSEDUR COBA-COBA-DAN-PENYESUAIAN UNTUK DESAIN BALOK BERTULANGAN TUNGGAL

Pada contoh 5.2., ukuran geometris balok, yaitu  $b$ ,  $d$ , dan  $A_s$  diberikan. Pada contoh desain, lebar  $b$  (atau perbandingan antara  $b$  dan  $d$ ) untuk suatu angka penulangan harus diasumsikan dahulu. Perbandingan  $b/d$  bervariasi antara 0,26 dan 0,6 untuk pemakaian yang biasa. Meskipun peraturan ACI mengizinkan pemakaian angka penulangan  $\rho$  sampai  $0,75 \rho_b$ , disarankan agar angka penulangan tidak melebihi  $0,5 \rho_b$  untuk mencegah tulangan yang berdesak-desakan dan agar masih menjamin lekatan yang baik antara tulangan dengan beton di sekitarnya, selain juga memberikan kontrol yang baik terhadap lendutan.

Penelitian mengenai desain optimasi harga memperlihatkan bahwa penampang yang berharga efektif akan didapat dengan menggunakan perbandingan  $b/d$  yang praktis, dan angka penulangan yang  $\rho$  maksimum tetapi masih di bawah batas maksimum yang dijelaskan di atas tadi. Dengan demikian kita dapat menggunakan langkah-langkah berikut untuk disain penampang balok, yaitu seperti yang dicantumkan pada diagram alir pada Gambar 5.8.

1. Hitung momen luar rencana. Untuk memperoleh berat sendiri balok, asumsikan dahulu besar  $d$ . Sebagai petunjuk dapat digunakan persyaratan tinggi minimum sehubungan dengan syarat lendutan pada peraturan ACI. Asumsikan perban-

dengan  $b/d$  (kita sebut  $r$ ) antara 0,25 dan 0,6, kemudian hitung  $b = rd$ . Disarankan untuk menggunakan asumsi awal  $b = d/2$ .

2. Pilihlah angka penulangan mendekati  $0,5 \rho_b$ .
3. (a) Pilihlah besarnya faktor momen  $R$  berdasarkan harga  $\rho$  yang diasumsikan, yaitu  $= 0,5 \rho_b$ . Dengan anggapan  $b = d/2$ , hitunglah  $d$  untuk  $M_n = Rbd^2$ , dan analisislah penampangnya.
- (b) Cara lainnya adalah dengan memilih  $d$  yang ditentukan berdasarkan persyaratan defleksi. Tentukan lebar  $b$  seperti pada 3(a). Anggap lengan momennya  $jd = 0,85 d$  sampai  $0,90d$ . Hitunglah  $A_s$  sebagai coba-coba yang pertama, kemudian analisislah penampangnya dengan menggunakan  $b = d/2$ .

Proses sampai menghasilkan penampang akhir selalu konvergen meskipun dengan perhitungan tangan (bukan dengan komputer), dan biasanya tidak lebih dari tiga kali coba-coba. Penggunaan komputer pribadi (lihat Bab 13) akan sangat membantu dalam proses analisis-desain sehingga para mahasiswa maupun sarjana teknik tidak lagi terlalu membuang waktu untuk melihat diagram, tabel, maupun perhitungan-perhitungan dengan tangan.

Untuk perancang yang lebih senang menggunakan diagram, persamaan 5.b ( $M_n = Rbd^2$ ) dapat digunakan sebagai coba-coba awal dalam desain. Besarnya  $R$  dapat diperoleh dengan diagram (lihat Gambar 5.4) untuk berbagai harga  $\rho$ ,  $f_y$ ,  $f_c$ .

### 5.5.1 Contoh 5.3: Desain Balok Beton Bertulangan Tunggal Yang Ditumpu Perletakan Sederhana terhadap Lentur

Suatu balok beton bertulang di atas tumpuan sederhana bentangnya 30 ft (9,14 m) dan dibebani beban kerja merata  $w_u = 1500$  lb/ft (21,9 kNm), seperti diperlihatkan pada Gambar 5.9. Rencanakan penampang balok yang dapat memikul beban luar rencana tersebut. Data yang diberikan adalah:

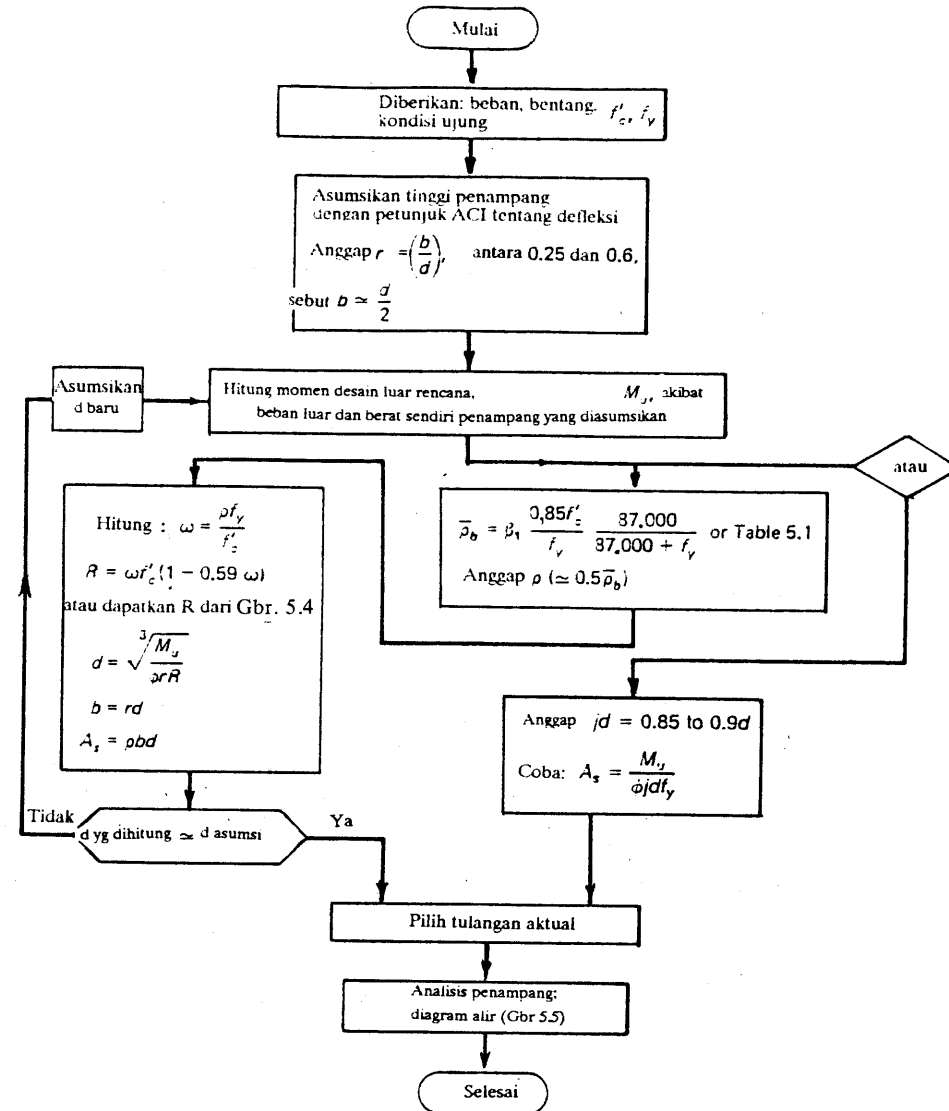
$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,4 MPa)}$$

$$f'_c = 4.000 \text{ psi (27,58 MPa)}$$

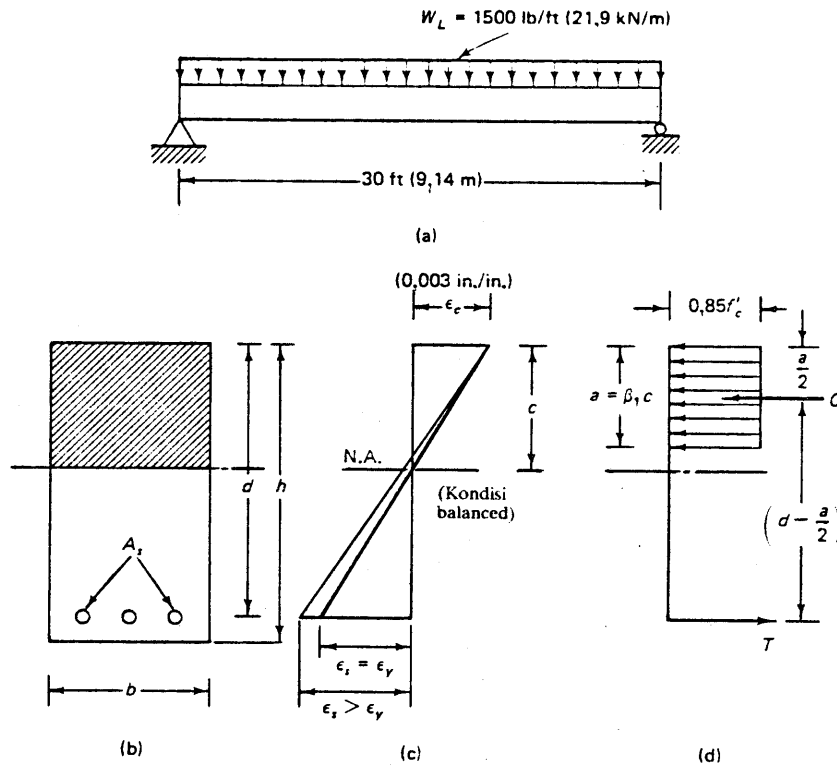
#### Solusi

Tebal minimum yang disyaratkan ACI untuk persyaratan lendutan adalah:

$$\frac{I_n}{16} = \frac{30 \times 12}{16} = 22,5 \text{ in.}$$



Gambar 5.8 Diagram alir untuk desain penampang segiempat bertulangan tunggal.



**Gambar 5.9** Balok beton bertulang di atas tumpuan sederhana: (a) tampak; (b) penampang melintang; (c) regangan; (d) tegangan.

Untuk tujuan mengestimasi berat sendiri balok, asumsikan tebal total  $h = 24,0$  in. dan tinggi efektif  $d = 20$  in. Juga lebar balok  $b = 10$  in. ( $r = b/d = 0,5$ ).

berat sendiri balok:

$$= \frac{24 \times 10}{144} \times 150 = 250 \text{ lb/ft}$$

beban rencana:

$$W_u = 1,4D + 1,7L = 1,4 \times 250 + 1,7 \times 1500 = 2900 \text{ lb.ft}$$

momen yang diperlukan:

$$M_u = \frac{W_u l_n^2}{8} = \frac{2900 \times 30^2}{8} \times 12 = 3.915.000 \text{ in.-lb}$$

Momen tahanan nominal yang diperlukan.

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.915.000}{0,9} = 4.350.000$$

Ambil  $\bar{\rho}_b$  dari tabel .51 yang memberikan  $0,75 \bar{\rho}_b$  atau hitunglah:

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y} = 0,85 \frac{0,85 \times 4000}{60.000} \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,0285$$

Asumsikan angka penulangan  $\rho = 0,5 \bar{\rho}_b = 0,0143$ .

$$\omega = \frac{\rho f_y}{f_c} = \frac{0,0143 \times 60.000}{4000} = 0,215$$

Dengan menggunakan persamaan 5.6b dihasilkan:

$$R = \omega f_c (1 - 0,59\omega) = 0,215 \times 4000 (1 - 0,59 \times 0,215) \cong 750$$

Besarnya  $R$  dapat juga diperoleh dari diagram pada Gambar 5.4 dengan menggunakan  $\rho$  yang dipilih dan harga  $f'_c$  dan  $f_y$  yang diberikan.

Dengan menggunakan persamaan 5.6a, diperoleh  $M_n = Rbd^2$ , dan dengan menganggap bahwa  $b = 0,5 d$  maka:

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_n}{0,5R}} = \sqrt[3]{\frac{4.350.000}{0,5 \times 750}} = 22,64 \text{ in.}$$

$$b = 0,5 \times 22,64 = 11,32 \text{ in.}$$

Berdasarkan anggapan praktis, cobalah penampang dengan lebar  $b = 12$  in.,  $d = 23$  in., dan  $h = 26$  in.

berat sendiri revisi:

$$\frac{12 \times 26}{144} \times 150 = 325 \text{ lb/ft}$$

beban rencana:

$$W_u = 1,4 \times 325 + 1,7 \times 1500 = 3005 \text{ lb/ft}$$

momen rencana:

$$M_u = \frac{3005 (30)^2}{8} \times 12 = 4.056,750 \text{ in.-lb}$$



momen tahanan yang diperlukan:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4.056.750}{0,9} = 4.507.500 \text{ in.-lb.}$$

$$A_s = \rho b d = 0,0143 \times 12 \times 23 = 3,95 \text{ in.}^2$$

Coba tiga buah tulangan No. 10 (diameter 32,3 mm) dengan  $A_s = 3,81 \text{ in.}^2$ :

$$\rho = \frac{3,81}{12 \times 23} = 0,0138 < 0,75 \bar{\rho}_b > \rho_{min} \quad \text{O.K.}$$

Cek kekuatan nominal penampang yang diasumsikan ini:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_{cb}} = \frac{3,81 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 12} = 5,60 \text{ in.}$$

$$M_n = 3,81 \times 60.000 \left( 23 - \frac{5,60}{2} \right) = 4.617.720 \text{ in.-lb (521,8 kN-m)}$$

$> M_n$  yang diperlukan = 4.507.500 in.-lb.

Penampang ini dapat digunakan. Perhatikan bahwa penampang yang diperoleh ini mempunyai momen tahanan yang sedikit lebih besar dari momen yang diperlukan, dengan

$$\text{persen desain-lebih} = \frac{4.617.720 - 4.507.500}{4.507.500} = 2,45 \%$$

yang merupakan suatu persentase yang memang diharapkan dalam suatu desain elemen beton. Perlu juga dicek apakah lebar balok ini dapat mengakomodasikan banyaknya tulangan di setiap lapis berdasarkan persyaratan selimut beton dan jarak antartulangan. Pada contoh ini lebar balok minimum dapat digunakan untuk tiga tulangan No. 10 = 10,5 in.  $< b = 12,0 \text{ in.}$ , jadi memenuhi syarat.

#### Solusi lain dengan coba-coba-dan-penyesuaian

Asumsikan lengan momennya  $jd = 0,85 d$ .

$$\text{tebal minimum } h = l_n/16 = 30 \times 12/16 = 22,5 \text{ in.}$$

Coba  $h = 26 \text{ in. (660,4 mm)}$ ,  $d = 23,0 \text{ in (584,2 mm)}$ , dan  $b = 0,5d = 12 \text{ in. (304,8 mm)}$ .

$$\text{berat sendiri} = \frac{12 \times 26}{144} \times 150 = 325,0 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban rencana } U = 1,4 \times 325,0 + 1,7 \times 1500 = 3005 \text{ lb/ft.}$$

$$\begin{aligned} \text{momen rencana } M_u &= \frac{3005(30,0)^2}{8} \times 12 \\ &= 4.056.750 \text{ in.-lb (458,1 kN-m)} \end{aligned}$$

momen tahanan nominal yang diperlukan =

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{4.056.750}{0,9} \\ &= 4.507.500 \text{ in.-lb (509,3 kN-m)} \end{aligned}$$

$$\text{lengan momen } jd = 0,85 \infty 0,85 \times 23,0 = 19,55 \text{ in.}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y / d \text{ atau } 4.507.500 = A_s \times 60.000 \times 19,55$$

Dengan demikian:

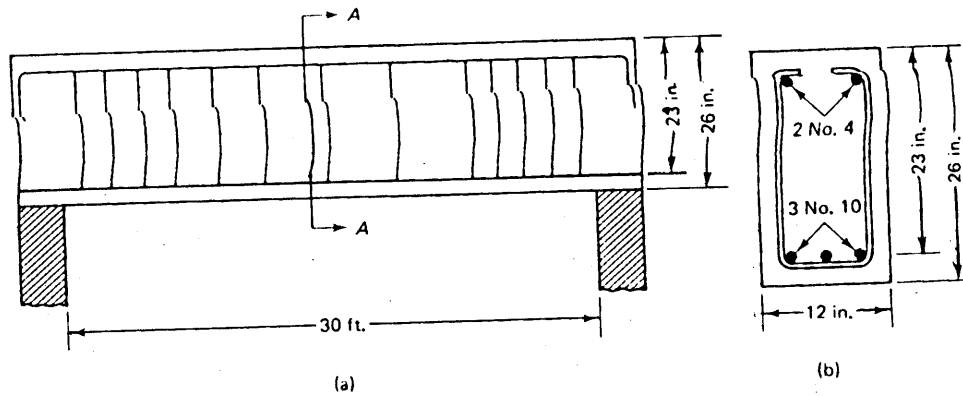
$$A_s = \frac{4.507.500}{60.000 \times 19,55} = 3,84 \text{ in.}^2$$

Coba gunakan tiga batang tulangan No. 10 (diameter 32,3 mm = 3,81 in.<sup>2</sup>). Teruskan desainnya dengan menggunakan diagram alir pada Gambar 5.8.

#### 5.5.2 Susunan Penulangan

Gambar 5.10 memperlihatkan penampang melintang balok di tengah-tengah bentangnya. Dalam menyusun penulangan harus dipenuhi persyaratan tebal selimut beton minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 3. Tebal bersih selimut beton untuk balok adalah 1,5 in. (38 mm).

Senggang yang diperlihatkan pada Gambar 5.10 harus direncanakan agar memenuhi persyaratan geser pada balok seperti yang dijelaskan pada Bab 6. Dua batang tulangan yang disebut "penggantung" (*hangers*) dipasang pada sisi yang tertekan untuk memegang sengkang. Syarat pendetailan tulangan dan panjang penyaluran tulangan dibahas pada Bab 10.



Gambar 5.10 Detail penulangan contoh 5.3: (a) tampak (tak berskala); (b) penampang melintang di bagian tengah bentang.

## 5.6 SLAB SATU ARAH

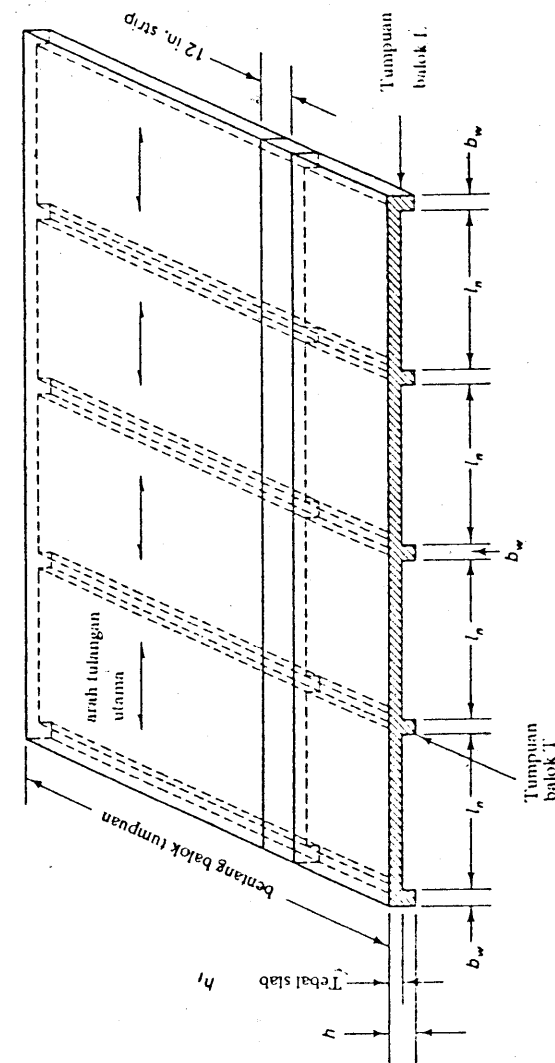
Slab satu arah adalah suatu lantai beton bertulang strutural yang angka perbandingannya antara bentang yang panjang dengan bentang yang pendek sama atau lebih besar dari 2,0. Jika perbandingan ini kurang dari 2,0, slab ini menjadi plat atau *slab* dua arah sebagaimana yang dibahas pada Bab 11. *Slab* satu arah dirancang sebagai "balok" dengan lebar 12 in. (304,8 mm) dengan menggunakan prosedur analisis seperti di atas. Gambar 5.11 memperlihatkan sistem *slab* satu arah

Beban pada *slab* pada umumnya dinyatakan dalam pounds per feet<sup>2</sup> (psf). Kita harus mendistribusikan penulangan di seluruh lebar 12 in. dan menentukan jarak as ke as tulangan. Dalam desain *slab*, biasanya tebalnya diasumsikan, dan tulangnya ditentukan berdasarkan lengan momen ( $d-a/2$ ) atau  $0,9d$ .

Untuk beban-beban yang umum terjadi, pada *slab* biasanya tidak diperlukan penulangan geser. Penulangan melintang harus diberikan (berarah tegak lurus terhadap arah lenturnya) untuk menahan susut dan tegangan-tegangan akibat perubahan temperatur. Penulangan temperatur dan susut tidak boleh kurang dari 0,002 kali luas bruto untuk tulangan mutu 40 atau 50, dan 0,0018 untuk baja tulangan mutu 60 dan jaring kawat baja las.

### 5.6.1 Contoh 5.4: Desain Slab Satu Arah terhadap Lentur

*Slab* satu arah satu bentang mempunyai bentang 10 ft (3,05 in.) dan harus memikul beban hidup 120 psf (5,75 kPa) dan beban mati 20 psf (0,96 kPa) di samping berat sendirinya. Rencanakan *slab* ini berikut ukuran dan jarak penulangan pada tengah-tengah bentangnya dengan anggapan tumpuannya sederhana. Data yang ada adalah:



Gambar 5.11 Gambar isometri slab satu arah menerus empat bentang.

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,3 MPa), beton brebobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,4 MPa)}$$

**Solusi**

Tebal minimum untuk lendutan =  $h = \frac{l}{20} = \frac{10 \times 12}{20} = 6 \text{ in. (153,4 mm)}$

Anggap tinggi efektif untuk lentur adalah  $d = 5 \text{ in. (127 mm)}$ .

Berat sendiri untuk lebar 12 in. =  $\frac{6 \times 12}{144} \times 150 = 75 \text{ lb/ft (3,59 kN/m)}$

Dengan demikian:

beban luar rencana  $U = 1,7 \times 120 + 1, (20 + 75)$   
 $= 337 \text{ lb/ft}$

momen luar rencana  $M_u = \frac{337 \times 10^2}{8} \times 12 \text{ in.-lb}$   
 $= 50.550 \text{ in.-lb (5712,15 kN-m)}$

Asumsikan lengan momen  $(d - a/2) = 0,9d = 0,9 \times 5 = 4,50 \text{ in.}$

$$M_u = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Dengan demikian:

$$50.550 = 0,9 \times A_s \times 60.000 (4,50)$$

atau

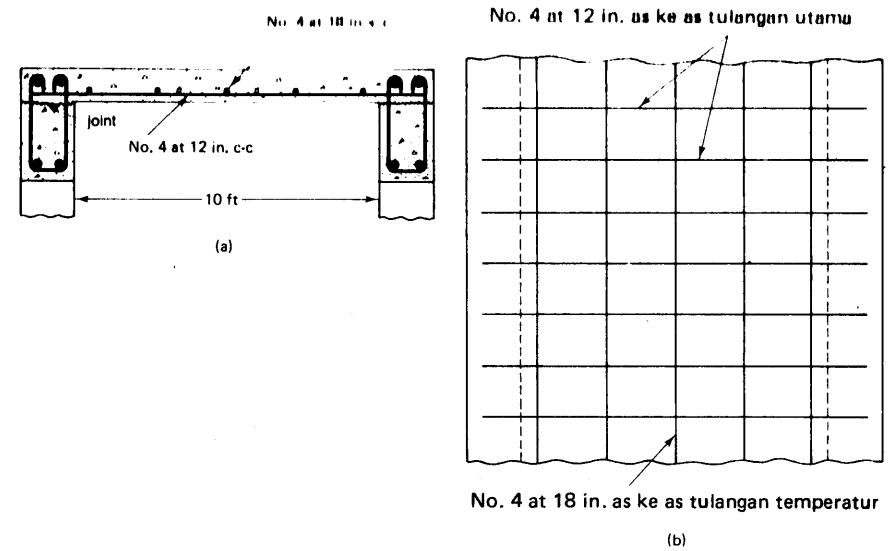
$$A_s = 0,21 \text{ in.}^2 \text{ per in. slab.}$$

**Coba-coba-dan-penyesuaian lengan momen:**

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{0,21 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 12} = 0,31 \text{ in. (8,6 mm)}$$

$$50.550 = 0,9 \times A_s \times 60.000 \left( 5 - \frac{0,31}{2} \right)$$

$$A_s = 0,193 \text{ in.}^2 \text{ per 12 in. lebar slab.}$$



**Gambar 5.12** Detail penulangan slab dua arah pada contoh 5.4: (a) potongan melintang; (b) denah.

Gunakan tulangan No. 4 dengan jarak as ke as 12 in. (diameter 13 mm dengan jarak as ke as 304,8 mm) dengan luas tulangan 0,20 in.<sup>2</sup> atau tulangan No. 3 dengan jarak

$$\rho = \frac{0,20}{5,0 \times 12} = 0,0033 \quad \rho_{\min} = \frac{200}{60.000} = 0,0033 = \rho \quad \text{O.K.}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \bar{\rho}_b = 0,75 \left( \frac{0,85 \times 4.000}{60.000} \times 0,85 \times \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \right)$$

$$= 0,0214 > \rho \quad \text{O.K.}$$

**Penulangan temperatur dan susut:**

$$\rho = 0,0018$$

$$\text{luas tulangan} = 0,0018 \times 6 \times 12 = 0,13 \text{ in.}^2$$

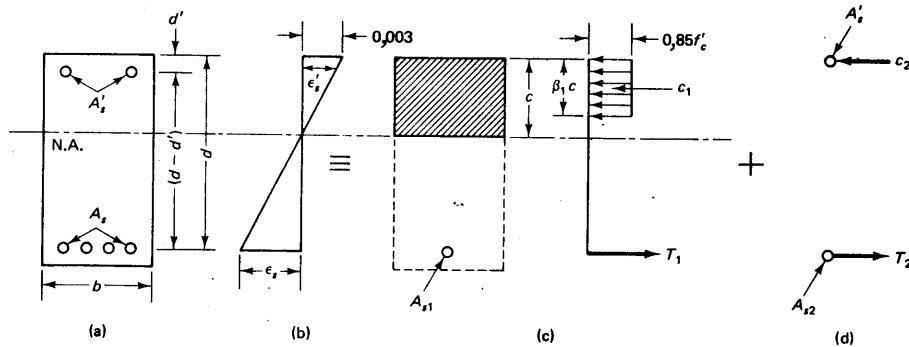
Gunakan tulangan No. 4 dengan jarak as ke as 18 in. (jarak maksimum yang diizinkan =  $3h = 3 \times 6 = 18 \text{ in.}$ )

Dengan demikian desain yang dapat diterima adalah tebal slab  $h = 6 \text{ in. (152,4 mm)}$  dan tinggi efektifnya  $d = 6,0 - (0,75 + 0,25) = 5 \text{ in. (127,0 mm)}$  agar memenuhi persyaratan selimut beton minimum 0,75 in. Tulangan utamanya adalah No. 4 dengan jarak as ke as 12 in., dan tulangan temperatur susutnya adalah No. 4 dengan jarak as ke as 18 in., seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.12.

## 5.7 PENAMPANG BERTULANGAN RANGKAP

Penampang bertulangan rangkap mempunyai tulangan tarik dan tulangan tekan. Penampang yang demikian biasanya adalah penampang pada perletakan. Pada tengah bentang bisa juga digunakan apabila ada batasan arsitektural mengenai tinggi balok, atau penampang di tengah bentang tidak cukup mampu menahan momen negatif perletakan meskipun tulangan tarik pada perletakan sudah ditambah. Dalam hal demikian hampir semua tulangan tarik diteruskan ke perletakan sehingga berfungsi sebagai tulangan tekan. Panjang penyaluran tulangan harus cukup diberikan, juga tulangan-tulangan tarik dan tekan harus terikat baik dengan sengkang tertutup untuk mencegah terjadinya tekuk tulangan tekan.

Dalam analisis dan desain balok yang mempunyai tulangan tekan  $A'_s$ , penampangnya secara teoretis dibagi menjadi dua bagian sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 5.13. Kedua bagian solusi ini terdiri atas (1) bagian yang bertulangan tunggal, termasuk juga blok segiempat ekuivalen, seperti yang didiskusikan pada Bab 5.2. dengan luas tulangan tariknya adalah  $(A_s - A'_s)$ ; dan (2) tulangan baja tarik dan tekan ekuivalen yang luasnya sama, yaitu  $A'_s$  yang membentuk kopel  $T_2$  dan  $C_2$ .



**Gambar 5.13** Desain balok bertulangan rangkap; (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) bagian satu dari solusi bagian bertulangan tunggal (d) bagian dua dari solusi kontribusi tulangan tekan.

Terlihat pada Gambar 5.13 bahwa momen tahanan nominal total =  $M_n = M_{n1} + M_{n2}$ , yaitu jumlah dari momen kedua bagian solusi.

### Bagian 1

Gaya tarik  $T_1 = A_{s1} f_y = C_1$ . Akan tetapi,  $A_{s1} = A_s - A'_s$  karena syarat keseimbangan mengharuskan  $A_{s2}$  yang tertarik harus diimbangi oleh  $A_s$  pada sisi yang tertekan. Dengan demikian momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_{n1} = A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ atau } M_{n1} = (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.10a)$$

di mana

$$a = \frac{A_{s1} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

### Bagian 2

$$\begin{aligned} A'_s &= A_{s2} = (A_s - A_{s2}) \\ T_2 &= C_2 = A_{s2} f_y \end{aligned}$$

Dengan mengambil momen terhadap tulangan tarik kita peroleh:

$$M_{n2} = A_{s2} f_y (d - d') \quad (5.10b)$$

Dengan menjumlahkan momen untuk bagian 1 dan 2 diperoleh:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \quad (5.11a)$$

Kekuatan momen rencana  $\phi M_n$  harus lebih besar atau sama dengan momen luar rencana  $M_u$ , jadi:

$$M_u = \phi \left[ (A_s - A'_s) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + a A'_s f_y (d - d') \right] \quad (5.11b)$$

Persamaan ini hanya benar apabila  $A_s$  leleh. Bila belum leleh, baloknya harus dianggap balok bertulangan tunggal dengan mengabaikan adanya tulangan tekan, atau harus dicari tegangan aktual  $f'_s$  pada tulangan tekan  $A'_s$  dan menggunakan gaya aktual untuk keseimbangan momennya.

### Kontrol Keserasian Regangan

Distribusi regangan di seluruh tinggi penampang balok harus selalu diselidiki apakah mengikuti distribusi linier seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.13. Dengan perkataan lain, perlu dilakukan pengecekan untuk menjamin regangannya memenuhi keserasian (memenuhi kompatibilitas) di seluruh tinggi balok untuk keadaan desain kekuatan. Pengecekan demikian disebut kontrol keserasian-regangan (strain-compatibility check).

Karena  $A'_s$  leleh, regangan  $\epsilon'_s$  pada tulangan tekan harus lebih besar atau sama dengan regangan leleh  $f_y/E_s$ . Regangan  $\epsilon'_s$  dapat dihitung dengan segitiga yang serupa. Dengan melihat Gambar 5.13(b) kita peroleh.

$$\epsilon'_s = \frac{0.003 (c - d)}{c}$$

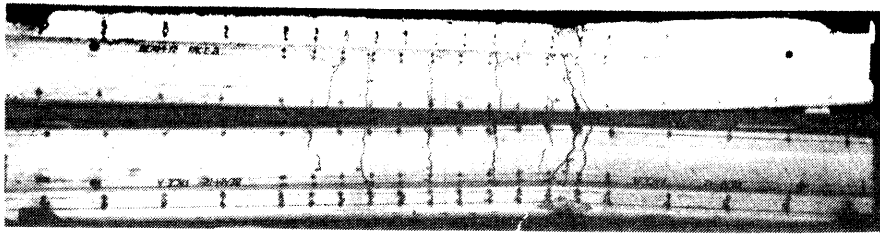


Foto 33 Retak lentur pada balok bertulangan sedikit. (Tes oleh Nawy dkk.)

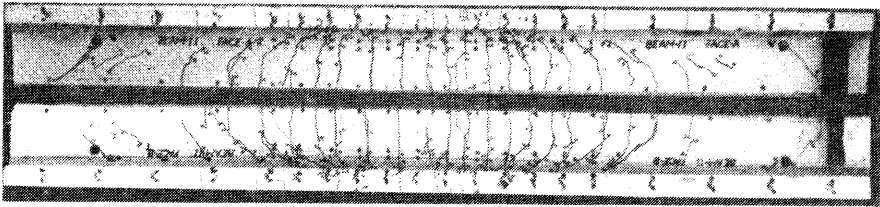


Foto 32 Retak lentur pada balok bertulangan banyak. (Tes oleh Nawy, Potyondy, dkk.)

atau

$$\epsilon_s = 0,003 \left( 1 - \frac{d}{c} \right)$$

Karena

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{(A_s - A'_s)f_y}{\beta_1 \times 0,85f'_c b} = \frac{(\rho - \rho')f_y d}{\beta_1 \times 0,85f'_c b} \quad (5.12)$$

$$\epsilon'_s = 0,003 \left[ 1 - \frac{0,85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho')df_y} \right]$$

Seperti yang telah dijelaskan, agar tulangan tekan leleh, kondisi di bawah ini harus dipenuhi:

$$\epsilon'_s \geq \frac{f_y}{E_s} \quad \text{atau} \quad \epsilon'_s \geq \frac{f_y}{29 \times 10^6}$$

Tulangan tekan leleh jika

$$0,003 \left[ 1 - \frac{0,85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho')f_y d} \right] \geq \frac{f_y}{29 \times 10^6} \quad (5.13)$$

atau

$$1 - \frac{0,85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho')f_y d} \geq \frac{f_y - 87.000}{87.000} \quad (5.14)$$

atau

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85\beta_1 f'_c d'}{f_y d} \frac{87.000}{87.000 - f_y}$$

Jika  $\epsilon_s$  lebih kecil dari  $\epsilon_p$ , maka tegangan tulangan tekan  $f'_s$  dapat dihitung sebagai:

$$f'_s = f_s \epsilon'_s = 29 \times 10^6 \epsilon'_s \quad (5.15)$$

Dengan menggunakan persamaan 5.12 dan 5.15 diperoleh:

$$f'_s = 29 \times 10^6 \times 0,003 \left[ 1 - \frac{0,85\beta_1 f'_c d'}{(\rho - \rho')f_y d} \right] \quad (5.16)$$

Harga  $f'_s$  ini dapat digunakan sebagai pendekatan awal terhadap kontrol keserasian regangan untuk keadaan tulangan tekan belum leleh. Angka penulangan untuk penampang dalam keadaan *balanced* dapat ditulis sebagai:

$$\rho_b = \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (5.17a)$$

di mana  $\bar{\rho}_b$  adalah angka penulangan untuk balok bertulangan tunggal yang tulangan tarikanya mempunyai luas  $A_{s1}$ .

Isagian solusi yang bertulangan tunggal dari penampang bertulangan rangkap pada umumnya memakai angka penulangan maksimum yang diizinkan sebesar  $0,75\rho_b$ . Dengan demikian angka penulangan maksimum yang diizinkan untuk balok bertulangan rangkap adalah:

$$\rho \leq 0,75\bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \quad (5.17b)$$

Dalam pembahasan di sini, hilangnya sebagian luas beton karena adanya tulangan tekan diabaikan dengan alasan tidak begitu mempengaruhi desain praktis. Perlu dicatat bahwa apabila tulangan tekan  $A'_s$  belum leleh, tinggi blok tegangan tekan ekuivalen harus dihitung dengan menggunakan tegangan aktual tulangan tekan yang diperoleh dari regangan  $\epsilon'_s$  pada taraf tulangan tekan sehingga:

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85f'_c b} \quad (5.18)$$

Persamaan 5.16 dapat digunakan untuk harga  $f'_s$  pada coba-coba awal untuk memperoleh harga "a" yang artinya juga mendapat jarak garis netral c. Apabila c ini telah diketahui,  $\epsilon'_s$  dapat dihitung dengan segitiga yang serupa pada Gambar 5.13(b), yang artinya bisa didapat harga  $f'_s$  untuk digunakan kembali sebagai coba-coba berikutnya. Perhitungan coba-coba  $f'_s$  yang lebih dari satu atau dua kali kurang layak dilakukan, hanya akan menghasilkan perbedaan yang secara praktis dapat diabaikan dalam menghitung kekuatan momen nominal  $M_n$ .

Dalam hal demikian, kekuatan momen nominal pada persamaan 5.11 menjadi:

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) d - \frac{a}{2} + A'_s f'_s (d - d') \quad (5.19)$$

Diagram alir pada Gambar 5.14 dapat digunakan untuk menjalankan urutan perhitungan dalam analisis balok bertulangan rangkap. Contoh 5.5 dan 5.6 mengilustrasikan analisis dan desain penampang bertulangan rangkap.

5.7.1 Contoh 5.5: Analisis Balok Bertulangan Rangkap Terhadap Lentur

Hitunglah kekuatan momen nominal  $M_n$  dari suatu penampang segiempat yang diperlihatkan pada Gambar 5.15. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 5000 \text{ psi (34,46 MPa), beton berbobot normal} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (413,4 MPa)} \\ d' &= 2,5 \text{ in. (63,5 mm)} \end{aligned}$$

Solusi

$$A_s = 5,08 \text{ in.}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5,08}{14 \times 21} = 0,0173$$

$$A'_s = 1,2 \text{ in.}^2 \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} = \frac{1,2}{14 \times 21} = 0,0041$$

$$\begin{aligned} A_s - A'_s &= A_{s1} = 5,08 - 1,2 = 3,88 \text{ in.}^2 \\ \rho - \rho' &= 0,0173 - 0,0041 = 0,0132 \end{aligned}$$

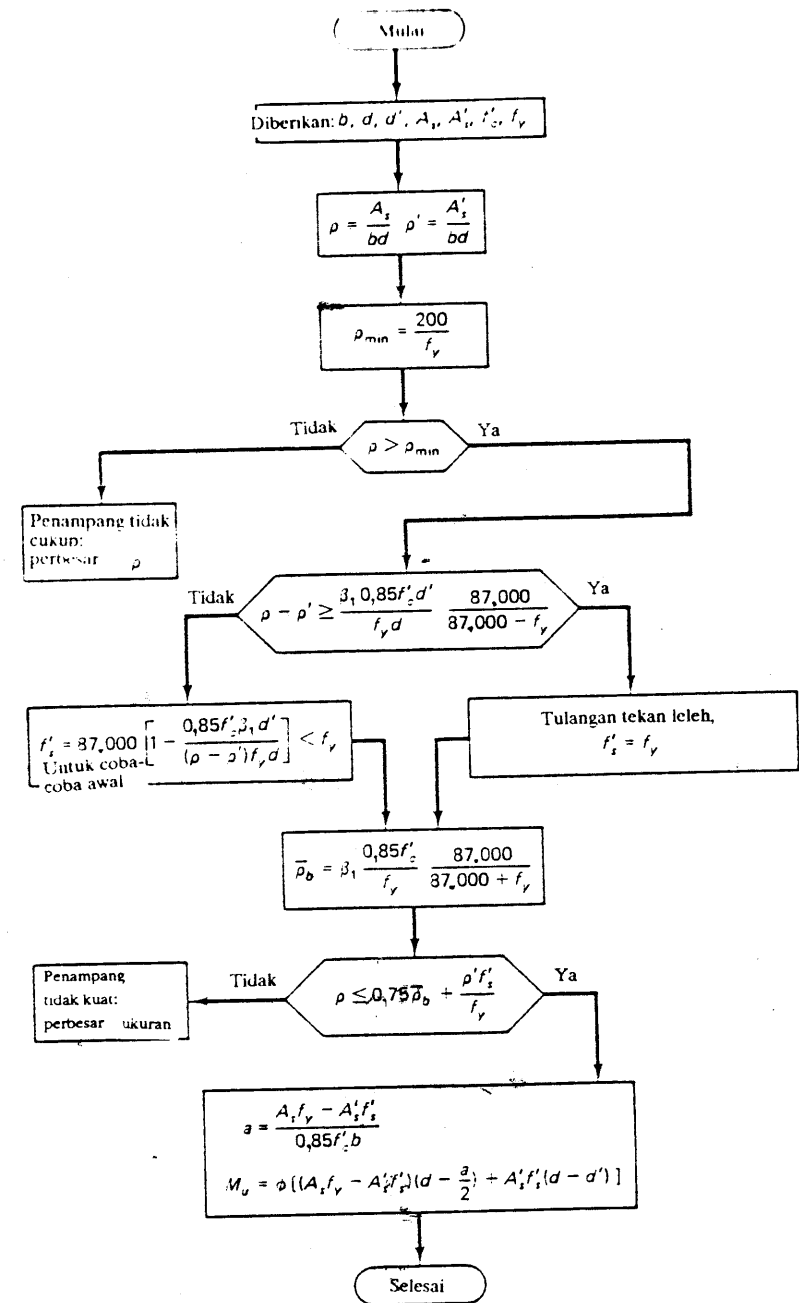
Untuk mengontrol apakah tulangan tekan sudah leleh, gunakan persamaan 5.14:

$$\begin{aligned} \rho - \rho' &\geq \frac{0,85\beta_1 f'_c d}{f_y d} \frac{87.000}{87.000 - f_y} \\ &\geq \frac{0,85 \times 0,80 \times 5000 \times 2,5}{60.000 \times 21} \frac{87.000}{87.000 - 60.000} \\ &\geq 0,0217 \end{aligned}$$

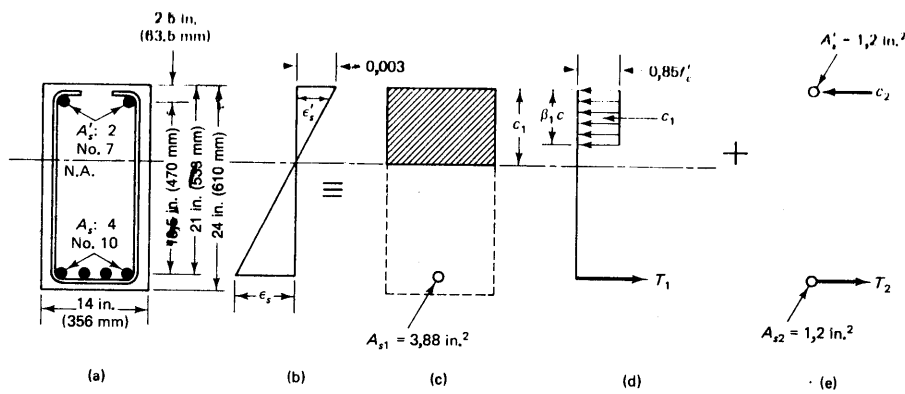
Besarnya  $(\rho - \rho') = 0,0132 < 0,0217$ . Dengan demikian tulangan tekan belum leleh dan  $f'_s$  lebih kecil dari  $f_y$ . Sebagai coba-coba awal di mana tulangan tekan belum leleh:

$$\begin{aligned} f'_s &= 87.000 \left[ 1 - \frac{0,85\beta_1 f'_c}{(\rho - \rho') f_y} \frac{d'}{d} \right] \\ &= 87.000 \left[ 1 - \frac{0,85 \times 0,80 \times 5000}{0,0132 \times 60.000} \times \frac{2,5}{21} \right] = 42.538 \text{ psi} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85 f'_c b} = \frac{5,08 \times 60.000 - 1,2 \times 42.538}{0,85 \times 5000 \times 14} = 4,26 \text{ in. (108,33 mm)}$$



Gambar 5.14 Diagram alir analisis balok segiempat bertulangan rangkap.



**Gambar 5.15** Ukuran penampang melintang balok bertulangan rangkap dan distribusi tegangan dan regangannya: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) bagian 1 dari penampang; (d) gaya-gaya pada bagian 1; (e) gaya-gaya pada bagian 2.

Tinggi garis netral  $c = 4,26/0,80 = 5,325$  in.

Dari segitiga pada Gambar 5.13(b), regangan  $\epsilon'_s$  pada taraf tulangan tekan adalah 0,0019 in./in., jadi  $f'_s = 0,0019 \times 29 \times 10^6 = 46.155$  psi. Apabila dihitung ulang, maka diperoleh  $a = 4,21$  in. sehingga  $c = 5,26$  in. yang memberikan  $f'_s = 45.650$  psi (314,76 kN).

$$\begin{aligned} \bar{\rho}_b &= \beta_1 \frac{0,85f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y} \\ &= 0,8 \frac{0,85 \times 5000}{60.000} \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,0335 \end{aligned}$$

Jadi,  $0,75 \bar{\rho}_b = 0,0252$

Dari persamaan 5.12, angka penulangan maksimum yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} \rho &\leq 0,75 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} \\ 0,75 \bar{\rho}_b + \rho' \frac{f'_s}{f_y} &= 0,0352 + 0,0041 \times \frac{45.650}{60.000} \\ &= 0,0283 > \rho = 0,0173 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$a = \frac{5,08 \times 60.000 - 1,2 \times 45.650}{0,85 \times 5000 \times 14} = 4,20 \text{ in. (106,73 mm)}$$

$$M_n = (A_s f_y - A'_s f'_s) \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d')$$

$$\begin{aligned} M_n &= (5,08 \times 60.000 - 1,2 \times 45.650) \left( 21,0 - \frac{4,20}{2} \right) \\ &+ 1,2 \times 45.650 (21,0 - 2,5) = 5.738.808 \text{ in.-lb (648,49 kN-m)} \end{aligned}$$

Terlihat bahwa jika  $f'_s$  coba-coba awal sebesar 42.538 psi dari persamaan 5.16 yang dipakai, maka  $M_n = 5.732.689$  lb.in. yang hanya berbeda 1 persen dari harga  $M_n$  akhir. Kecilnya perbedaan ini memungkinkan kita untuk menggunakan  $f'_s$  yang diperoleh dari persamaan 5.16 untuk segala tujuan praktis tanpa harus mengadakan coba-coba berkali-kali.

$$M_u = \phi M_n = 0,9 \times 5.738.808 = 5.164.927 \text{ in.-lb (582,64 kN-m)}$$

### 5.7.2 Prosedur Coba-coba – dan – Penyesuaian untuk Desain Penampang Bertulangan Rangkap terhadap Lentur.

1. *Penampang tengah tentang (di lapangan):* Prosedur coba-coba dan – penyesuaian yang dijelaskan pada Bab 5.2 dapat diikuti untuk merencanakan penampang segi-empat. Bila penampangnya bukan segiempat, ikuti prosedur yang serupa dengan pada balok T dan L (Bab 5.10).
2. *Penampang tumpuan:* Lebar  $b$  dan tinggi efektif  $d$  bagian 1 telah diketahui, juga besarnya momen luar negatif rencana  $M_u$ .
  - (a) Carilah  $M_{n1}$  dari penampang bertulangan tunggal dengan menggunakan  $b$  dan  $d$  yang telah diketahui dari penampang di lapangan, dan angka penulangan  $\rho \leq 0,75 \bar{\rho}_b$ .
  - (b) Dari langkah (a), carilah  $M_{n2} = M_n - M_{n1}$  dan tentukan  $A_{s2} = A_s$ . Maka luas tulangan sisi tarik adalah  $A_s = A_{s1} + A'_{s2}$ .
  - (c) *Alternatif lain:* tentukan berapa banyak tulangan yang diteruskan dari lapangan ke tumpuan yang memberikan  $A'_s$  yang dipakai dalam menghitung  $M_{n2}$ .
  - (d) Dari langkah (c) carilah harga  $M_{n1} = M_n - M_{n2}$ . Hitung  $A_{s1}$  untuk balok bertulangan tunggal sebagai bagian pertama dari solusi. Kemudian tentukan luas tulangan total  $A_s = A_{s1} + A'_s$ . Selidiki apakah  $A_{s1}$  tidak melebihi  $0,75 \bar{\rho}_b$  untuk merevisi solusinya.
  - (e) Kontrol keserasian regangan pada kedua alternatif untuk menyelidiki apakah tulangan tekan leleh atau tidak, dan gunakan tegangan baja yang dihitung dari sini untuk menghitung gaya-gaya dan momen.
  - (f) Kontrol apakah memenuhi persyaratan penulangan minimum atau tidak.
  - (g) Pilihlah ukuran tulangan yang memadai.

Jika diinginkan desain balok menerus pracetak bertulangan rangkap, metode 3 (a) atau 3 (b) dari Bab 5.5 untuk balok bertulangan tunggal dapat digunakan. Asumsi yang harus dibuat adalah harga  $R$  yang lebih besar daripada yang digunakan pada balok



bertulangan tunggal. Harga  $R$  ini digunakan sebagai coba-coba awalnya. Dianjurkan agar tidak menggunakan  $A_s$  yang lebih besar dari  $A_s/3$  atau  $A_s/2$ , karena itu asumsikan  $R' \sim 1,3$  sampai  $1,5R$ .

### 5.7.3 Contoh 5.6: Desain Balok Bertulangan Rangkap terhadap Lentur.

Penampang suatu balok bertulangan rangkap mempunyai tinggi efektif minimum  $d = 25$  in. (635 mm) dan dibebani momen rencana total  $M_u = 9,4 \times 10^6$  in.-lb (1062 kN-m), termasuk berat sendirinya. Desainlah penampang tersebut beserta penulangannya pada penampang yang tertarik maupun tertekan untuk memikul beban ini. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27.58 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413.4 MPa)}$$

Selimit beton efektif minimum =  $d' = 2,5$  in. (63,5 mm)

#### Solusi

Asumsikan  $b = 14$  in. =  $0,55 d$ .

$$\bar{\rho}_b = \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,85 \left( \frac{0,85 \times 4000}{60.000} \right) \frac{87.000}{87.000 + 60.000}$$

$$= 0,0285$$

Atau dari Tabel 5.1 dapat diperoleh  $0,75 \bar{\rho}_b$ . Anggap angka penulangan tarik  $0,016$  ( $\infty 0,5 \bar{\rho}_b$ ) untuk bagian solusi balok bertulangan tunggal).

$$\text{luas tulangan tarik} = A_{s1} = (A_s - A'_s)$$

$$= 0,016 \times 14 \times 25 = 5,6 \text{ in.}^2$$

Momen tahanan penampang bertulangan tunggal dengan ukuran 14 in. x 25 in. dan tulangan tarik  $A_s = 5,6 \text{ in.}^2$  adalah:

$$M_{n1} = 5,6 \times 60.000 \left( 25,0 - \frac{5,6 \times 60.000}{2 \times 0,85 \times 4000 \times 14} \right)$$

$$= 7.214.118 \text{ in.-lb (815.2 kN-m)}$$

$\phi M_{n1}$  lebih kecil dari momen rencana  $M_u = 9,4 \times 10^6$  in.-lb., artinya penampang ini terlalu kecil untuk memikul momen rencana  $M_u$ . Dengan demikian penampang tersebut harus direncanakan mempunyai tulangan rangkap. Momen tahanan bagian bertulangan tunggal adalah:

$$M_{n1} = 7.214.118 \text{ in.-lb}$$

Momen yang harus dipikul oleh bagian yang bertulangan rangkap adalah:

$$\frac{9.400.000}{0,9} = 7.214.118 = 3.230.326 \text{ in.-lb (365,0 kN-m)}$$

Untuk menyelidiki apakah tulangan tekan sudah leleh, kontrollah:

$$\rho - \rho' \geq \frac{0,85 f'_c \beta_1 d'}{f_y d} \frac{87.000}{87.000 - f_y}$$

$$\geq \frac{0,85 \times 4000 \times 0,85 \times 2,5}{60.000 \times 25} \frac{87.000}{87.000 - 60.000} \quad (5.14)$$

$$\geq 0,0155$$

Besarnya  $\rho - \rho' = 0,016 > 0,0155$ ; dengan demikian tulangan tekan telah leleh:

$$f'_s = f_y$$

Karena  $M_{n2} = A'_s f_y (d - d')$ , maka  $A'_s$  dapat diperoleh dari:

$$3.230.326 = A'_s \times 60.000 (25,0 - 2,5)$$

Jadi  $A'_s = 2,39 \text{ in.}^2$ . Jadi:

$$A_s = A_{s1} + A'_s = 5,6 + 2,39 = 7,99 \text{ in.}^2$$

Gunakan delapan tulangan No. 9 (diameter 28,6 mm) yang terdiri atas dua lapis pada sisi yang tertarik ( $A_s = 8,0 \text{ in.}^2$ ) dan empat tulangan No.7 (diameter 22,2 mm) pada sisi yang tertekan ( $A'_s = 2,4 \text{ in.}^2$ ) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.16. Pada desain akhir ini, kontrol, apakah tulangan tekan sudah leleh:

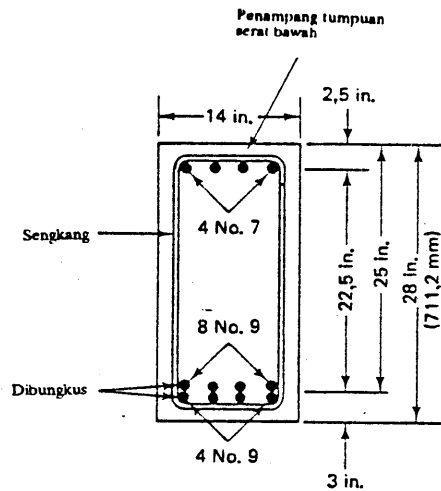
$$\rho = \frac{8,0}{14 \times 25} = 0,02286 \quad \rho' = \frac{2,4}{14 \times 25} = 0,00686$$

$$\rho - \rho' = 0,0165 < 0,75 \bar{\rho}_b \quad \text{O.K.}$$

$$\rho - \rho' > 0,0155; \text{ jadi, } f'_s = f_y \quad \text{O.K.}$$

$$\text{angka penulangan minimum} = \frac{200}{f_y} = \frac{200}{60.000} = 0,0033 < \rho \quad \text{O.K.}$$

$$A_s - A'_s = 8,00 - 2,4 = 5,6 \text{ in.}^2$$



Gambar 5.16 Detail penulangan balok bertulangan rangkap pada contoh 5.6.

Momen rencana:

$$M_u = 0,9 \left[ 5,6 \times 60.000 \left( 25,0 - \frac{5,6 \times 60.000}{2 \times 0,85 \times 4.000 \times 14} \right) + 2,4 \times 60.000 (25,0 - 2,5) \right]$$

$$= 9.408.706 \text{ in.-lb} > 9.400.000 \text{ in.-lb} (1063 \text{ kN-m} > 1062,0 \text{ kN-m})$$

dapat digunakan.

#### Solusi alternatif

Anggap besarnya  $R' \approx 1,5R \approx 1350$  ( $R$  adalah untuk balok bertulangan tunggal dengan material yang sama, yaitu  $R = 900$ ).

$$M_n = \frac{9,4 \times 10^6}{0,9} = 10,44 \times 10^6 \text{ lb-in.}$$

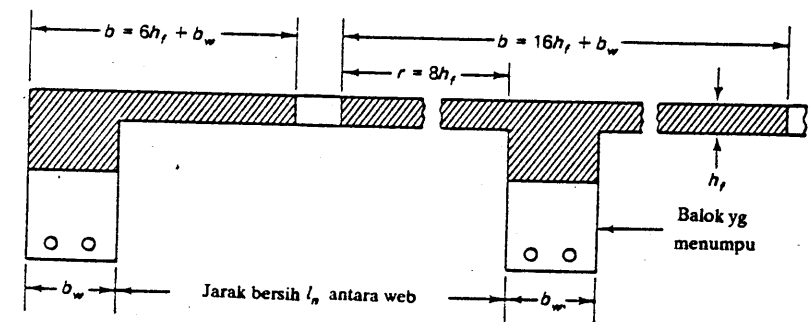
$$M_n = Rbd^2 \text{ atau } 10,44 \times 10^6 = 1350bd^2$$

$$bd^2 = \frac{10,44 \times 10^6}{1350} = 7737 \text{ in.}^3$$

Asumsikan bahwa  $b = d/2$ ; jadi  $d^3 = 15.474 \text{ in.}^3$  dan  $d = 24,92 \text{ in.}$  Asumsikan penampang coba-coba dengan  $b = 14 \text{ in.}$ ,  $d = 25 \text{ in.}$  Kemudian teruskan analisisnya dengan cara yang biasa, dengan menggunakan  $\rho - \rho' \leq \bar{\rho}b$  seperti yang digunakan pada cara di atas tadi.

## 5.8 PENAMPANG-PENAMPANG YANG BUKAN SEGIEMPAT

Balok T dan balok L adalah bentuk penampang balok bukan segiempat yang paling sering digunakan. Karena slab pada umumnya dicor secara monolit dengan baloknya, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.17, maka kekuatan dan kekakuan balok segiempat akan bertambah dengan adanya kontribusi bagian slab. Berdasarkan percobaan-percobaan dan pengalaman-pengalaman di lapangan, dapat dikatakan bahwa ada bagian slab yang dapat dianggap berlaku secara monolit sebagai bagian dari balok (menjadi flens dari balok). Perlu dicatat bahwa dalam hal penampang gabungan yaitu balok dan slab ditumpu terus-menerus (dengan perancah) pada waktu pelaksanaannya — maka balok dan slab ini dapat dianggap bekerja bersama-sama untuk memikul semua beban, termasuk berat-sendirinya. Akan tetapi, apabila baloknya tidak ditumpu dengan perancah, balok tersebut harus mampu memikul berat-sendirinya ditambah berat sendiri slab pada waktu balok mengeras. Setelah slab mengeras, balok dan slab ini keduanya memikul beban-beban lainnya.



Gambar 5.17 Balok T dan L sebagai bagian dari sistem lantai slab-balok (penampang melintang di lapangan balok).

Lebar bagian slab yang dianggap dapat bekerja sama dengan balok dalam membentuk penampang balok berflens harus memenuhi persyaratan berikut (lihat Gambar 5.17):

#### Balok-balok T

Lebar slab tambahan di satu sisi balok (effective overhang)  $\geq 8 h_f$

Pada setiap sisi, lebar ini  $\geq 0,5$  jarak bersih web balok berikutnya ( $\geq \frac{1}{2} l_n$ )

Lebar flens  $b \geq 0,25$  tentang balok =  $0,25L$

Balok-balok spandrel atau balok-balok tepi (balok dengan slab hanya pada satu sisi saja) disebut juga balok L

Lebar slab tambahan di satu sisi balok

$\geq 6 h_f$ , juga

$\geq$  jarak bersih ke web balok berikutnya ( $\geq l_n/2$ ), juga

$\geq (1/2)$  bentang balok.

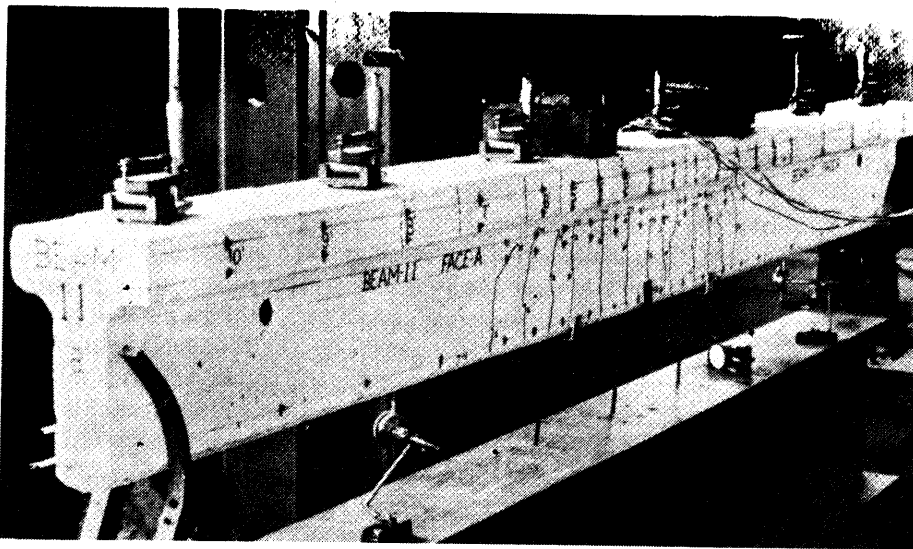


Foto 34 Perilaku struktural balok berflens pratekan ditumpu sederhana. (Tes oleh Navy dkk.)

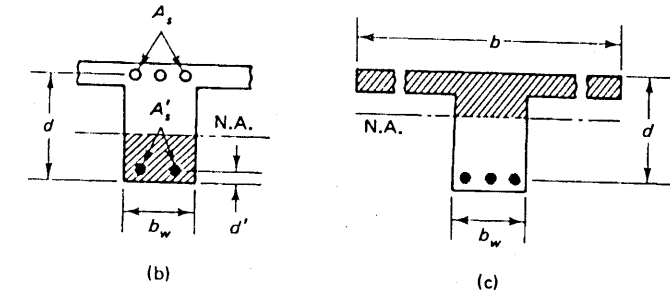
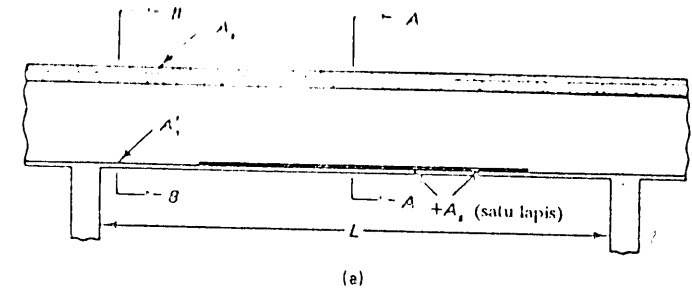
### 5.9 ANALISIS BALOK T DAN L

Balok berflens terutama digunakan pada penampang-penampang pada lapangan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.17. Hal ini adalah karena di lapangan flens mengalami tekan, artinya flens mempunyai kontribusi terhadap kekuatan momen pada lapangan. Pada tumpuan, flens mengalami tarik; dengan demikian bagian ini diabaikan dalam perhitungan kekuatan momen penampang tumpuan. Dengan perkataan lain, penampang ini adalah penampang terbalik, bertulangan rangkap, yang mempunyai tulangan tekan  $A'_s$  di bagian bawah dan tulangan tarik  $A_s$  di bagian atas. Sebagai ilustrasi, Gambar 5.18 memperlihatkan balok menerus dengan penampang di ambil pada lapangan dan pada tumpuan.

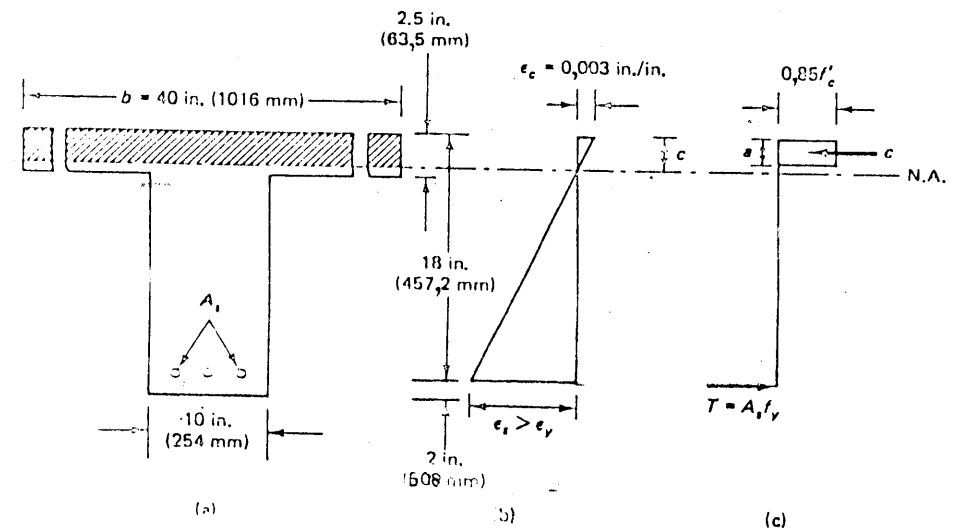
Prinsip-prinsip dasar yang digunakan dalam desain balok segiempat juga berlaku untuk balok berflens. Perbedaan utama antara penampang segiempat dengan penampang berflens adalah dalam perhitungan gaya tekan  $C_c$ . Bergantung pada tinggi garis netral  $c$ , kasusnya dapat diidentifikasi sebagai berikut:

#### Kasus 1: Tinggi Garis Netral $c$ Kurang dari Tebal Flens $h_f$ (Gambar 5.19)

Hal ini dapat dianggap sebagai penampang segiempat biasa apabila tinggi  $a$  dari blok tegangan segiempat ekuivalen lebih kecil dari tebal flens. Pada analisisnya sebagai lebar balok harus dipakai lebar flens  $b$  pada sisi yang tertekan.



Gambar 5.18 Tampak dan potongan balok menerus monolit: (a) tampak balok; (b) penampang perletakan B - B (balok bertulangan rangkap terbalik); (c) penampang A - A pada lapangan (balok T).



Gambar 5.19 Penampang balok T dengan garis netral pada flens ( $c < h_f$ ); (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

Dengan melihat Gambar 5.19, keseimbangan gaya  $C = T$  dapat dinyatakan sebagai:

$$0,85f'_c b a = A_s f_y \quad \text{atau} \quad a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

Dengan demikian kekuatan momen nominalnya adalah  $M_n = A_s f_y (d - a/2)$ . Persamaan ini sama dengan persamaan 5.4 untuk penampang segiempat. Karena kontribusi gaya dari beton yang tertarik diabaikan, maka bagian dari flens yang tertarik juga diabaikan.

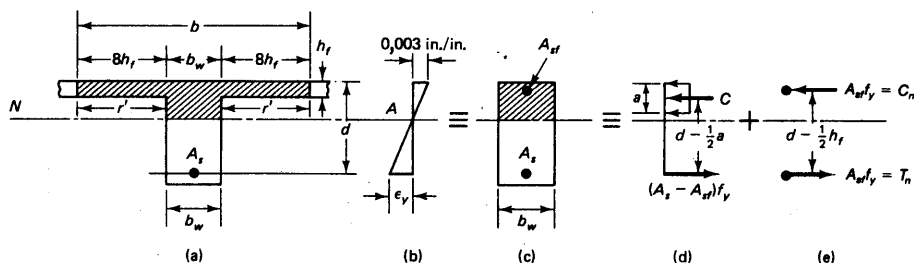
### Kasus 2: Tinggi Garis Netral $c$ lebih Besar dari Tebal Flens $h_f$ (Gambar 5.20).

Dalam hal ini ( $c > h_f$ ), tinggi blok tegangan segiempat ekuivalen  $a$  dapat lebih kecil atau lebih besar daripada tebal flens  $h_f$ . Jika  $c$  lebih besar daripada  $h_f$  dan  $a$  lebih kecil daripada  $h_f$ , dalam desainnya balok tersebut masih dapat ditinjau sebagai balok segiempat. Dengan demikian parameter desain yang diuraikan pada kasus 1 masih dapat digunakan di sini.

Jika  $c$  dan  $a$  lebih besar daripada  $h_f$ , penampang tersebut harus dianggap sebagai penampang T. Jenis balok T ( $a > h_f$ ) ini dapat diperlakukan serupa dengan balok berpenampang segiempat dengan tulangan rangkap (Gambar 5.20). Kontribusi adanya flens dikiri-kanan sisi balok yang mengalami tekan dipandang sebagai analogi dengan adanya tulangan tekan imajiner. Dalam gambar 5.20 gaya tekan  $C_n$  sama dengan kekuatan beton rata-rata  $f'_c$  dikalikan dengan luas bagian flens tersebut.

Jadi,  $C_n = 2r'h_f \times 0,85 f'_c (b - b_w) h_f$  di mana  $r'$  adalah lebar total bagian flens dikanan dan kiri sisi balok. Gaya tekan ini harus sama dengan gaya tarik  $T_n$  agar seimbang, yaitu  $T_n = (A_s F \times f_y)$ .  $A_s F$  adalah luas baja tekan imajiner yang kapastasya ekuivalen dengan kapasitas gaya flens dikiri-kanan sisi balok. Dengan demikian luas ekuivalen  $A_s F$  tersebut adalah:

$$A_s F = \frac{0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y} \quad (5.20)$$



Gambar 5.20 Distribusi tegangan dan regangan pada penampang berflens (balok T): (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) penampang transformasi; (d) gaya-gaya bagian 1; (e) gaya-gaya bagian 2.

Untuk balok yang dipandang sebagai balok T nyata, gaya tarik  $A_s f_y$  dari tulangan harus lebih besar daripada kapasitas gaya luas flens total  $0,85 f'_c b h_f$ . Dengan demikian:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} > h_f \quad (5.21a)$$

atau

$$h_f < (1,18 \bar{\omega} d = a) \quad (5.21b)$$

di mana  $\bar{\omega} = (A_s/bd)(f_y/f'_c)$

Blok tegangan beton sesungguhnya berbentuk parabolis dari tepi yang tertekan sampai ke tinggi garis netral  $c$ . Dengan demikian, berdasarkan alasan teoretis, jika kita menggunakan blok tegangan parabola, persamaan 5.21b untuk balok T dapat ditulis sebagai:

$$h_f < \frac{1,18 \bar{\omega} d}{\beta_1} \quad (5.21c)$$

Angka penulangan pada kondisi *balanced* untuk balok T dapat ditulis sebagai:

$$\rho_b = \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b - \rho_f) \quad (5.22)$$

di mana

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y}$$

$\rho_f$  = angka penulangan tulangan tarik yang diperlukan untuk mengimbangi kekuatan tekan bagian flens di sisi kiri-kanan balok.

$$\rho_f = 0,85 f'_c (b - b_w) \frac{h_f}{f_y b_w d}$$

Seperti pada kasus balok bertulangan tunggal maupun bertulangan rangkap, angka penulangan tarik maksimum yang diizinkan adalah  $0,75 \rho_b$  agar menjamin keruntuhan yang daktail. Dengan demikian dalam hal balok T:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \leq 0,75 \rho_b \quad (5.23)$$

Kontrol keserasian regangan tidak diperlukan di sini karena baja imajiner  $A_s F$  ini dianggap selalu leleh. Persyaratan tulangan minimum:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} \geq \frac{200}{f_y} \quad (5.24)$$

harus dipenuhi agar balok tidak berperilaku seperti tanpa tulangan. Perlu dicatat bahwa yang digunakan dalam persamaan 5.24 adalah  $b_w$  bukan seperti pada balok bertulangan tunggal atau rangkap yang menggunakan  $b$ .

Seperti pada desain dan analisis balok bertulangan tunggal atau rangkap, tulangan tarik dipandang sebagai dua bagian, yaitu  $A_{s1}$  yang harus mengimbangi gaya tekan segiempat pada luas  $b_w a$  dan  $A_{s2}$  untuk mengimbangi luas baja imajiner  $A_{sf}$ . Dengan demikian kekuatan momen nominal total untuk bagian 1 dan 2 adalah:

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} \quad (5.25a)$$

$$M_{n1} = A_{s1} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = (A_s - A_{sf}) \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.25b)$$

$$M_{n2} = A_{s2} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) = A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.25c)$$

Kekuatan momen desain  $\phi M_n$  paling sedikit harus sebesar momen luar rencana  $M_u$ , jadi;

$$M_u = \phi M_n = \phi \left[ (A_s - A_{sf}) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (5.26)$$

Diagram alir pada Gambar 5.21 memperlihatkan urutan perhitungan untuk analisis balok T. Contoh analisis di bawah ini mengilustrasikan perhitungan kekuatan momen nominal untuk balok T pracetak tipikal.

### 5.9.1 Contoh 5.71: Analisis Balok T untuk Kapasitas Momen

Hitunglah kekuatan momen nominal dan momen batas desain suatu balok yang diperlihatkan pada Gambar 5.22 jika bentang balok tersebut adalah 30 ft (9,14 m). Diberikan:

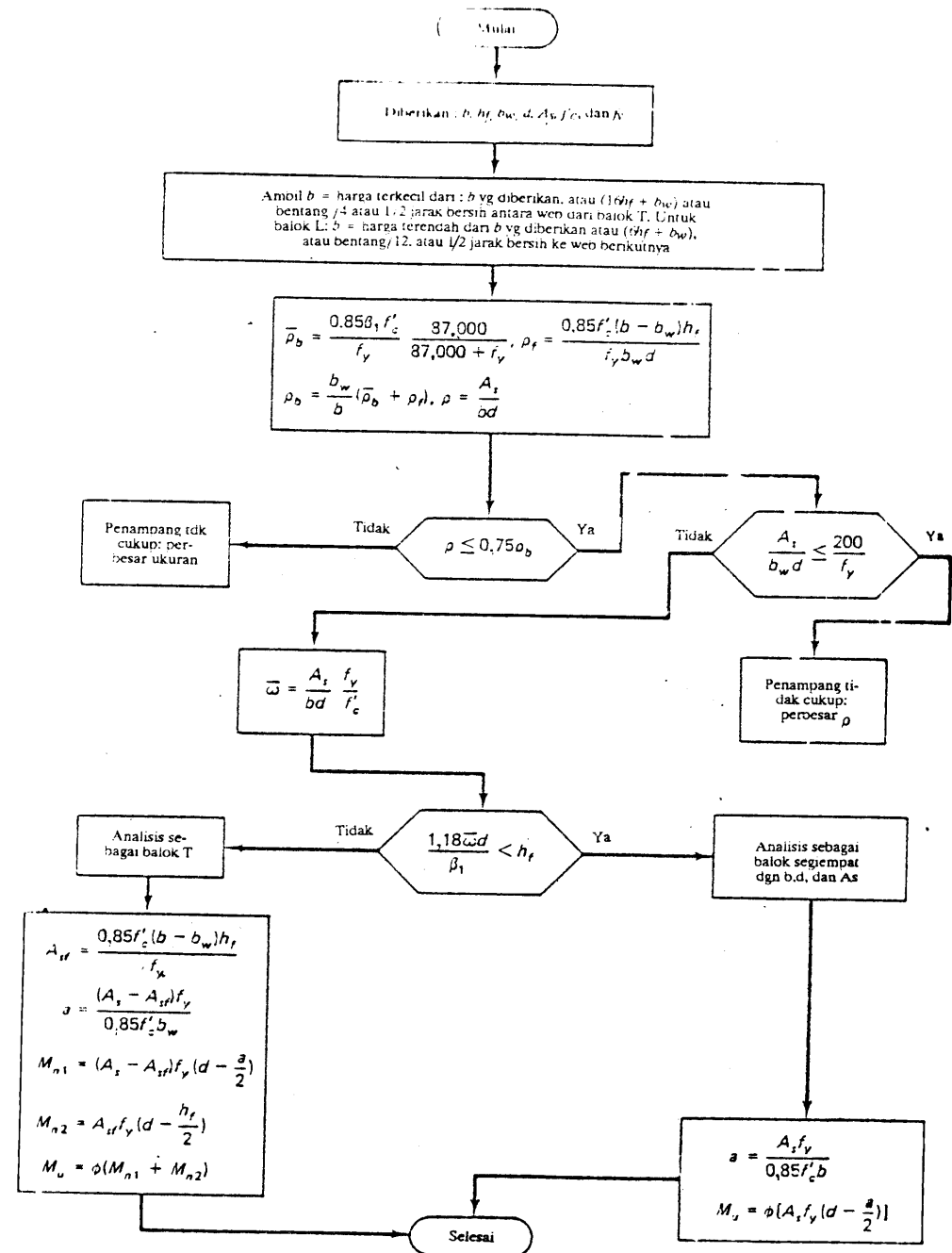
$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,4 MPa)}$$

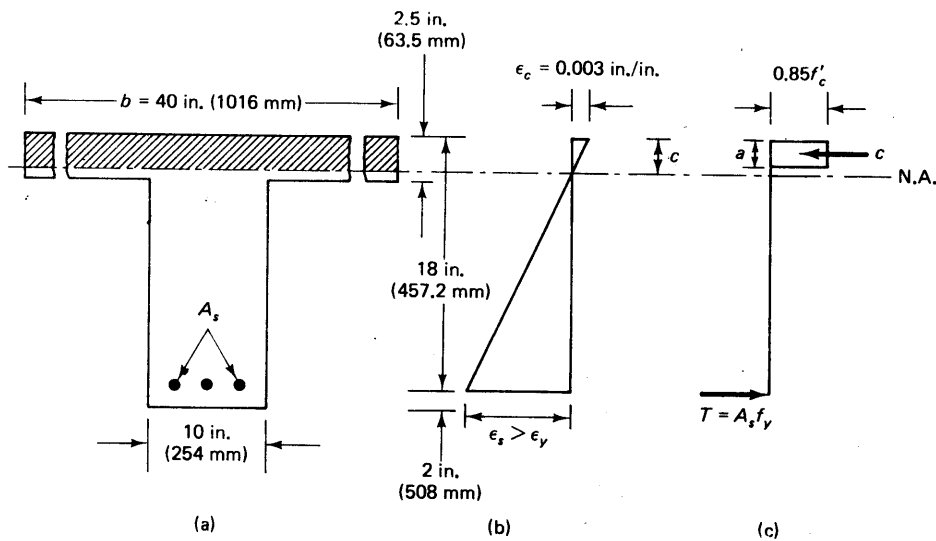
Luas tulangan tarik:

$$(a) A_s = 4,0 \text{ in}^2 \text{ (2580 mm}^2\text{)}$$

$$(b) A_s = 6,0 \text{ in}^2 \text{ (3870 mm}^2\text{)}$$



Gambar 5.21 Diagram alir analisis balok T dan L



Gambar 5.22 Geometri, distribusi regangan, dan gaya pada balok T pada contoh 5.7: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

### Solusi

Kontrol lebar flens tidak diperlukan pada balok pracetak karena penampang pracetak dapat bekerja sendiri, bergantung pada sistem konstruksinya.

Cek  $\rho_{max}$  :

$$\rho_{max} \leq 0,75 \rho_b$$

$$\begin{aligned} \bar{\rho}_b &= \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 4000}{60.000} \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 0,029 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_f &= \frac{0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y b_w d} \\ &= \frac{0,85 \times 4000 (40 - 10) \times 2,5}{60.000 \times 10 \times 18} = 0,024 \end{aligned}$$

$$\rho_b = \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_f) = \frac{10}{40} (0,029 + 0,024) = 0,013$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,010$$

$$\rho_{min} = \frac{200}{60.000} = 0,0033$$

$$(a) A_s = 4 \text{ in.}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{4,0}{10 \times 18} = 0,0222 > \rho_{min} = 0,0033 \quad \text{O.K}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,0}{40 \times 18} = 0,006 < \rho_{max} \quad \text{O.K}$$

Cek apakah penampang tersebut berperilaku sebagai balok T:

$$\bar{\omega} = \frac{A_s f_y}{bd f'_c} = \frac{4,0}{40 \times 18} \frac{60}{4} = 0,083$$

$$c = \frac{1,18 \bar{\omega} d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,083 \times 18}{0,85} = 210 \text{ in.} < (h_f = 2,5 \text{ in.})$$

Dengan demikian balok ini dapat dianalisis sebagai balok segiempat dengan menggunakan  $b$ ,  $d$ , dan  $A_s$ .

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{4,0 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 40} = 1,765 \text{ in.}$$

$$M_n = 4,0 \times 60.000 \left( 18 - \frac{1,765}{2} \right) = 4.108.200 \text{ in.-lb}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,9 \times 4.108.200 \text{ in.-lb} = 3.697.380 \text{ in.-lb} (417,8 \text{ kN-m})$$

$$(b) A_s = 6,0 \text{ in.}^2$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{6,0}{10 \times 18} = 0,033 > \rho_{min} = 0,0033 \quad \text{O.K}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,0}{40 \times 18} = 0,0083 < \rho_{max} = 0,10 \quad \text{O.K}$$

$$\bar{\omega} = \frac{6,0}{40 \times 18} \frac{60}{4} = 0,0125$$

$$\frac{1,18 \omega d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0125 \times 18}{0,85} = 3,124 > (h_f = 2,5)$$

Dengan demikian garis netral terletak di bawah flens. Balok ini harus diperlakukan sebagai balok T atau ekuivalennya yang merupakan balok segiempat bertulangan rangkap dengan luas tulangan tekan imajiner  $A_{sf}$ .

$$A_{sf} = \frac{0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 4000 (40 - 10) \times 2,5}{60.000} = 4,25 \text{ in.}^2$$

$$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0,85 f'_c b_w}$$

$$= \frac{(6,00 - 4,25) \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 10}$$

$$= 3,09 \text{ in.}$$

$$M_{n1} = (A_s - A_{sf}) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= (6,00 - 4,25) \times 60.000 \left( 18 - \frac{3,09}{2} \right)$$

$$= 1.727.780 \text{ in.-lb}$$

$$M_{n2} = A_{sf} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) = 4,25 \times 60.000 \left( 18 - \frac{2,5}{2} \right)$$

$$= 4.271.250 \text{ in.-lb}$$

$$M_n = M_{n1} + M_{n2} = (1.727.780 + 4.271.150) = 6.000.000 \text{ in.-lb.}$$

$$= 6.000,00 \text{ in.-kips.}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,9 \times 6.000.000 = 5.400.000 \text{ in.-lb (610,2 kN-m)}$$

### 5.10 PROSEDUR COBA-COBA-DAN-PENYESUAIAN UNTUK DESAIN PENAMPANG BERFLENS

Tebal slab  $h_f$  yang menjadi flens dari balok telah diketahui karena slab biasanya telah didesain terlebih dahulu. Data yang telah tersedia juga adalah momen luar rencana  $M_u$  di lapangan balok. Langkah-langkah coba-coba-dan -penyesuaian untuk desain penampang balok berflens diringkas sebagai berikut:

1. Pilihlah suatu penampang balok bertulangan tunggal yang dapat menahan momen luar rencana  $M_u$ , juga momen akibat berat sendirinya. Perlu diingat bahwa penampang L maupun T mempunyai ukuran yang lebih kecil daripada penampang segiempat bertulangan tunggal.
2. Kontrollah apakah perbandingan bentang-tinggi cukup layak, yaitu di antara 12 dan 18. Jika tidak demikian, sesuaikan lagi ukuran penampangnya.
3. Hitunglah lebar flens berdasarkan kriteria pada Bab 5.8.
4. Hitunglah apakah garis netral terletak pada flens atau tidak. Ingat bahwa tinggi garis netral untuk penampang segiempat bertulangan tunggal adalah  $c = 1,18 \omega d / \beta_1$ .
  - (a) Jika  $c < h_f$ , balok tersebut harus dianggap sebagai balok bertulangan tunggal dengan lebar  $b$  ekuivalen dengan lebar flens yang ditentukan pada langkah 2.
  - (b) Jika  $c > h_f$  dan tinggi blok tegangan ekuivalen  $a$  juga lebih besar dari  $h_f$  desainlah sebagai balok T atau L sesuai dengan baloknya (apakah T atau L).
5. Carilah luas baja tekan ekuivalen  $A_{sf}$  untuk bagian flens di kiri-kanan balok, dan analisislah penampang ini seperti pada contoh 5.7(b). Hitunglah kapasitas momen nominalnya  $M_{n1}$  dan  $M_{n2}$ .
6. Ulangi langkah 4 dan 5 sampai besarnya  $\phi M = \phi (M_{n1} + M_{n2})$  dekat (sedikit lebih besar) harga momen luar rencana  $M_u$ , dan selidik apakah berat sendiri web sudah benar.
7. *Alternatif lain*, penampang coba-coba awal dapat dipilih dengan menggunakan faktor momen  $R'' > R$  pada langkah 3 (a) dari Bab 5.5 untuk balok bertulangan tunggal rupa sehingga  $R'' \approx 1,35 - 1,50 R$ . Tentukan tinggi penampang coba-coba dari persamaan  $M_n = R'' b d^2$ , dan lanjutkan analisisnya.

#### 5.10.1 Contoh 5.8: Desain Balok Tepi (Balok L)

Sebuah atap yang berupa sistem slab satu arah dicor secara monolit dengan balok seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.23. Bentang efektif balok adalah 35 ft (10,67 m) dan semua balok berjarak sama, yaitu 7 ft 6 in. (2,29) as ke as. Atap ini harus memikul beban tanah di atasnya setinggi 6 ft 4 in. (1,52 m) di samping berat-sendirinya. Anggap juga slab tepi memikul beban dinding selebar 12 in. tinggi 7 ft dengan berat 840 lb per ft lari. Desainlah penampang balok tepi AB dengan mengang-gap berat tanah jenuh adalah 125 lb/ft<sup>3</sup> (2,56 ton/m<sup>3</sup>). Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi (20,68 MPa), beton berbobot normal}$$

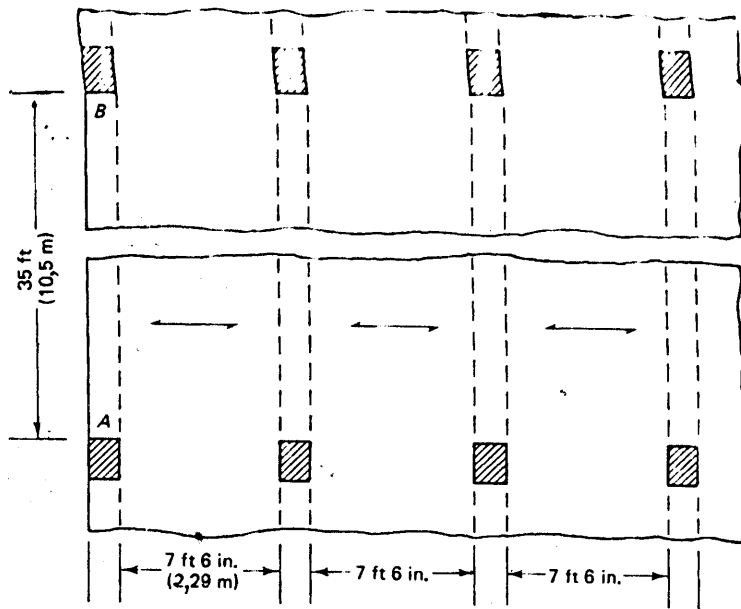
$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa),}$$

#### Solusi

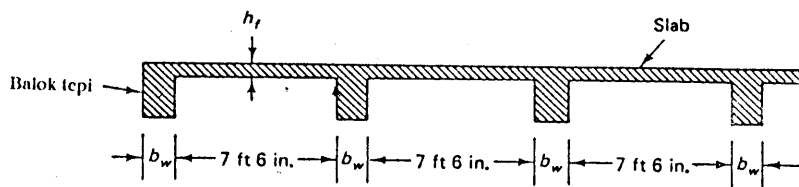
##### Disain slab

Berat tanah = 6,33 x 125 = 791, sebut saja 800 psf (38,32 kPa) Anggap tebal slab  $h = 4 \text{ in. (1016 mm)} = 4/12 \times 150 = 50 \text{ psf. } d = h - (0,75 \text{ in. selimut} + 0,5 \text{ diame-ter tulangan No. 4)} = 4,0 - 1,0 = 3,0 \text{ in.}$





(a)



(b)

Gambar 5.23 Desain balok tepi AB pada contoh 5.8: (a) denah; (b) penampang melintang.

$$\begin{aligned} \text{Intensitas beban rencana} &= w_u = 1,4 (800 + 50) \\ &= 1190 \text{ lb/ft}^3 (57,0 \text{ kPa}). \end{aligned}$$

Dari peraturan ACI, momen negatif untuk tumpuan pertama slab menerus adalah:

$$-M_u = \frac{w_u l_n^2}{12} = \frac{1190 (7,5)^2}{12} = w_u l_n^2 = 66.938 \text{ in.-lb.}$$

Kekuatan momen negatif slab yang diperlukan adalah

$$-M_n = \frac{66.938}{0,9} = 74.376 \text{ in.-lb.}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Anggap bahwa  $(d - a/2) > 0,9d = 0,9 \times 3,0 = 2,7 \text{ in.}$

$$A_s = \frac{74.376}{60.000 \times 2,7} = 0,459 \text{ in.}^2 \text{ pada slab selebar } 12 \text{ in.}$$

Coba  $b = 12 \text{ in.}$ ,  $d = 3 \text{ in.}$ , dan tulangan No. 5 berjarak 7,5 in. as ke as.  $A_s = 0,496 \text{ in.}^2$ .

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{0,496 \times 60.000}{0,85 \times 3000 \times 12} = 0,97 \text{ in.}$$

Momen tahanan nominal:

$$M_n = 0,496 \times 60.000 \left( 3,0 - \frac{0,97}{2} \right) = 74.846 \text{ in.-lb.}$$

$> M_n$  yang diperlukan = 74,376 in. lb O.K.

$$\rho = \frac{0,496}{12 \times 3} = 0,0138$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{f_y} = \frac{87.000}{87.000 + f_y} = \frac{0,85 \times 0,85 \times 3000}{60.000} = \frac{87.000}{87.000 + f_y}$$

$$= 0,021$$

maksimum yang diizinkan =  $0,75 \rho_b = 0,016 > 0,0138$

O.K.

Dengan cara serupa, untuk momen positif  $+M_n = w_u l_n^2 / 16$ , diperlukan tulangan No. 5 berjarak 10 in. Gunakan tulangan No. 5 berjarak 7,5 in. as ke as untuk penulangan negatif (diameter 15,9 mm dengan jarak 190,5 mm) dan tulangan No. 5 berjarak 10 in. as ke as untuk penulangan positif.

$$\begin{aligned} \text{tulangan temperatur} &= 0,0018bh = 0,0018 \times 12 \times 4,0 \\ &= 0,0864 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak maksimum yang diizinkan} &= 3h = 3 \times 4 \\ &= 12 \text{ in. (304,8 mm)} \end{aligned}$$

Gunakan tulangan No. 3 berjarak 12 in. =  $0,11 \text{ in.}^2$  (diameter 25,4 mm) untuk tulangan temperatur.

Desain web balok

Untuk memilih penampang coba-coba, anggap bahwa  $d = l_n/18$  (diperoleh dari syarat lendutan) atau

$$d = \frac{35,0 \times 12}{18} = 23,33 \text{ in.}$$

Anggap bahwa  $h = 26 \text{ in. (660,4 mm)}$ ,  $d = 22,5 \text{ in. (571,6 mm)}$ , dan  $b_w = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$

$$\text{Luas beban pada balok } L = \frac{7,5}{2} + \frac{14}{12} = 4,92 \text{ ft}$$

$$\text{beban kerja } w_w = (4,92 - 1,0) \times 800 = 3136 \text{ lb/ft}$$

$$\text{berat slab} = \frac{4,0}{12} \times 150 \times 4,92 = 246 \text{ lb/ft}$$

$$\text{berat web balok} = \frac{14(26 - 4)}{144} \times 150 = 312 \text{ lb/ft}$$

$$\text{berat dinding setinggi 7 ft} = 840 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban kerja total} = 3136 + 246 + 321 + 840 = 4543 \text{ lb/ft;}$$

$$\text{beban rencana } w_u = 1,4 \times 4543 = 6360 \text{ lb/ft}$$

$$\text{momen luar rencana } M_u = \frac{w_u l_n^2}{\phi} = \frac{6360(35,0)^2}{0,9} \times 12 = 8.499.273 \text{ in.-lb.}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{8.499.273}{0,9} = 9.443.637 \text{ in.-lb (1067,06 kN-m)}$$

Untuk menentukan apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok L atau tidak, cari dahulu letak garis netral, apakah masih di daerah flens atau tidak. Dengan demikian perlu diasumsikan luas tulangan tarik pada lapangan terlebih dahulu. Jika dianggap dahulu penampangnya segiempat dengan lengan momen  $jd = 0,85 d = 0,85 \times 22,5 = 19,3 \text{ in.}$ , maka:

$$M_n = A_s f_y jd \quad \text{atau} \quad 9.443.637 = A_s \times 60.000 \times 19,3.$$

$$A_s = \frac{9.443.637}{60.000 \times 19,3} = 8,16 \text{ in}^2$$

Anggap tulangnya adalah 8 buah No. 9 pada dua lapisan =  $8,0 \text{ in}^2 (5160 \text{ mm}^2)$ .

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{di mana } b = b_w + 6hf = 14 + 6 \times 40 = 38 \text{ in. (965,2 mm)}.$$

$$\rho = \frac{8,0}{38 \times 22,5} = 0,00936$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c} = 0,00936 \times \frac{60.000}{3000} = 0,187$$

$$\text{tinggi garis netral } c = \frac{1,18 \omega d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,187 \times 22,5}{0,85}$$

atau

$$c = 5,84 \text{ in.} > 4,0 \text{ in.}$$

$$a = \beta_1 c = 0,85 \times 5,83 = 4,96 > 4,0 \text{ in.}$$

Dengan demikian penampangnya adalah balok L karena letak garis netralnya di bawah flens seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.24.

Untuk  $f_c' = 3000 \text{ psi}$  dan  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ .

$\rho_b = 0,0214$ , maka:

$$A_{sf} = \frac{hf(b - b_w)0,85f_c'}{f_y} = \frac{4,0(38 - 14) \times 0,85 \times 3000}{60.000}$$

$$= 4,08 \text{ in}^2 (2631,6 \text{ mm}^2)$$

$$\rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} = \frac{4,08}{14 \times 22} = 0,01295$$

$$\rho_b = (\bar{\rho}_b + \rho_f) \frac{b_w}{b} = (0,0214 + 0,01295) \frac{14}{38} = 0,01266$$

$$0,75 \rho_b = 0,00949 > \rho_{\text{sesungguhnya}} = 0,00936$$

Dengan demikian penampang tersebut adalah *under-reinforced* dan memenuhi persyaratan ACI.

$$a = \frac{(A_s - A_{sf})f_y}{0,85f_c' b_w} = \frac{(8,0 - 4,08) 60.000}{0,85 \times 3000 \times 14} = 6,59 \text{ in. (167,4 mm)}$$

$$M_n = (A_s - A_{sf})f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_{sf}f_y \left( d - \frac{1}{2} hf \right)$$

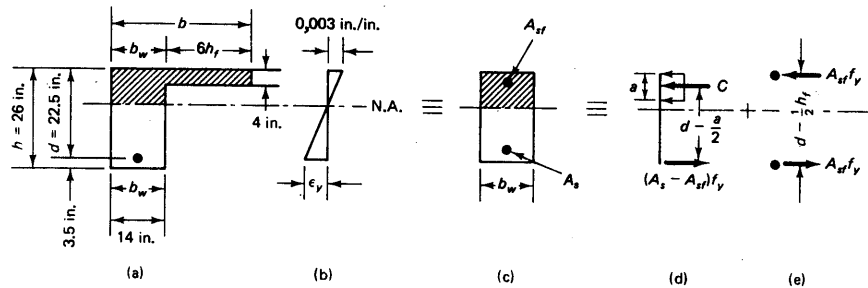
$$= (8,0 - 4,08) 60.000 \left(22,5 - \frac{6,59}{2}\right) + 4,08 \times 60.000 \left(22,5 - \frac{4,0}{2}\right)$$

$$= 9.535.416 \text{ in.-lb.}$$

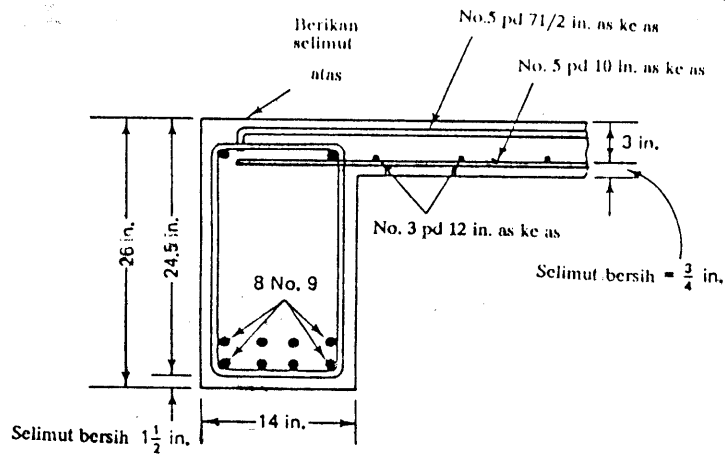
$$\text{momen desain } M_u = 0,9 \times 9.535.416 \text{ in.-lb} = 8.581.874 \text{ in.-lb.}$$

$$\text{momen rencana aktual } M_u = 8.499.273 \text{ in.-lb} < 8.581.874 \text{ in.-lb.}$$

Berarti desain dapat diterima. Detail penulangan lentur balok L AB diperlihatkan pada Gambar 5.25.



**Gambar 5.24** Gaya-gaya dan tegangan pada balok L: (a) penampang melintang; (b) diagram regangan; (c) penampang transformasi; (d) gaya-gaya pada bagian 1; (e) gaya-gaya pada bagian (2).



**Gambar 5.25** Detail tulangan lentur pada lapangan untuk balok AB pada contoh 5.8.

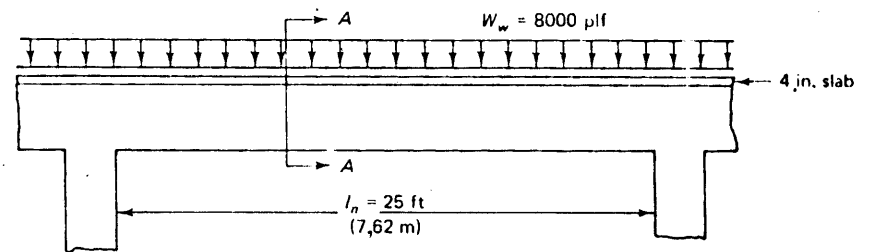
### 5.10.2 Contoh 5.9: Desain Balok Lantai Menerus Tengah terhadap Lentur

Desainlah balok tengah berpenampang segiempat yang mempunyai bentang bersih 25 ft (7,62 m) dan harus mampu memikul beban hidup 8000 lb/ft lari (35,58 kN) di samping juga berat sendirinya seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.26. Anggap balok ini dicor secara monolit dengan slab yang mempunyai tebal 4 in. (101,6 mm). Diberikan:

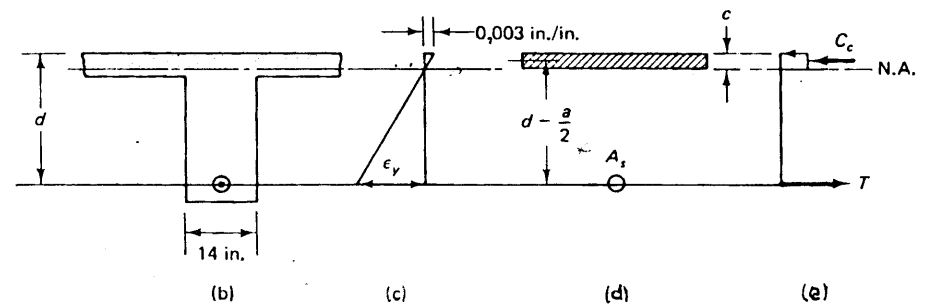
$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,4 MPa)}$$

Anggap juga tidak ada beban dan gempa.



(a)



**Gambar 5.26** Penampang di lapangan balok menerus pada contoh 5.9: (a) tampak balok; (b) penampang A - A; (c) distribusi regangan; (d) garis netral di dalam flens; (e) gaya-gaya dan tegangan.

#### Solusi

$$\text{Anggap berat sendiri web adalah } = 400 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Beban rencana } = U = 1,4 \times 400 + 1,7 \times 8000$$

$$= 14.160 \text{ lb/ft}$$

Momen positif rencana untuk bentang tengah  $M_u$  (dari ACI) adalah

$$+M_u = \frac{W_u l_n^2}{16} = \frac{14.160 \times (25,0)^2}{16} \times 12 = 6.637.500 \text{ in.-lb. (750,04 kN-m)}$$

Momen negatif rencana  $M_u$  pada tumpuan (tarik pada serat atas) adalah:

$$-M_u = \frac{14.160 (25,0)^2}{11} \times 12 = 9.654.546 \text{ in.-lb (1091,0 kN-m)}$$

Penampang pada lapangan (balok T)

Anggap  $b_w = 14 \text{ in. (0,3556 m)}$

$$\triangleright 16 \times 4 + 14 = 78 \text{ in.}$$

$$\triangleright (25 \times 12) / 4 = 75 \text{ in.}$$

$\triangleright$  jarak antarbalok (as ke as) belum diketahui

Jika tinggi blok tegangan  $a$  dianggap ekuivalen dengan tebal flens  $h_f = 4 \text{ in.}$ , gaya tekan  $C_n$  (yaitu volume blok tekan) adalah:

$$C_n = 0,85 f'_c b h_f = 0,85 \times 4000 \times 75 \times 4,0 = 1.020.000 \text{ lb}$$

$$\text{momen positif yang diperlukan } +M_n = \frac{6.637.500}{\phi = 0,90} = 7.375.000 \text{ in. lb.}$$

Untuk memperoleh luas tulangan tarik  $A_s$  yang cukup mendekati, juga untuk menentukan apakah balok tersebut berflens, maka pada coba-coba awal gunakan luas tulangan tarik dari penampang segiempat yang dapat memikul momen  $M_n = 7.375.000 \text{ in.-lb.}$

Untuk memenuhi persyaratan defleksi, tinggi balok dicoba

$$d = \frac{l}{12} = \frac{25,0 \times 12}{144} = 25 \text{ in. (635,0 mm)}$$

Untuk berat sendiri 400 lb/ft, coba  $b_w = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$  dan  $h = 28,0 \text{ in. (711,2 mm)}$ .

$$\text{berat sendiri} = \frac{14 \times 28}{144} \times 150 = 408 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban rencana revisi } U = 1,4 \times 408 + 1,7 \times 8000 = 14.171 \text{ lb/ft.}$$

$$\text{momen positif revisi } +M_n = 7.375.500 \times \frac{14.171}{14.160} = 7.881.230 \text{ in.-lb.}$$

$$\text{momen negatif revisi } M_n = \frac{9.654.546}{0,9} \times \frac{14.171}{14.160} = 10.736.607 \text{ in.-lb.}$$

$$\text{Anggap lengan momen } jd = 0,9 d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ in.}$$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y \times 0,9 d} = \frac{7.321.270}{60.000 \times 22,5} = 5,47 \text{ in.}^2$$

Untuk balok T diperlukan  $A_s$  yang lebih sedikit. Coba 4 tulangan No. 10  $5,08 \text{ in.}^2$

$$T_n = 5,08 \times 60.000 = 304.800 \text{ lb} \ll 1.020.000 \text{ lb}$$

Garis netral harus pada flens agar terpenuhi kondisi  $T_n = C_n$ . Dengan demikian perlakukan balok ini sebagai balok T bertulangan tunggal dan mempunyai lebar flens  $b = 75 \text{ in.}$  dan

$$\rho = \frac{5,08}{b \times d} = \frac{5,08}{75 \times 25} = 0,0027$$

Kontrol lain untuk posisi garis netral dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan-persamaan di bawah ini:

$$\bar{\omega} = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0,0027 \times \frac{60.000}{4000} = 0,0406$$

$$c = \frac{1,18 \bar{\omega} d}{\beta_1} = 1,18 \times 0,0406 \times \frac{25}{0,85} = 1,41 \text{ in.} \ll h_f = 4,0 \text{ in.}$$

Momen tahanan nominal  $M_n = A_s f_y (d - a/2)$  atau

$$M_n = 5,08 \times 60.000 (25 - \frac{1}{2} \times 0,85 \times 1,41) = 7,437,349 \text{ in.-lb (840,4 kN-m)}$$

Momen sesungguhnya  $M_n$  lebih besar dari momen yang diperlukan  $M_n = 7381230 \text{ in.-lb.}$

$$\frac{A_s}{b_w d} = \frac{5,08}{14 \times 25} = 0,0145 > \rho_{\min} = \frac{200}{f_y} = 0,0033 \quad \text{O.K.}$$

Jadi, penampang pada lapangan adalah  $b_w = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$ ,  $h = 28 \text{ in. (685,8 mm)}$ ,  $d = 25,0 \text{ in. (635,0 mm)}$ , dan  $A_s = 4$  tulangan No. 10 (diameter 32,25 mm).

Penampang tumpuan (penampang segiempat bertulangan rangkap)

Penampang ini harus memikul momen serupa dengan yang bekerja pada contoh 5.6 dan mempunyai dimensi penampang sama. Momen tahanan yang diperlukan adalah  $M_n = 10.736.607 \text{ in.-lb. (1212,1 kN-m)}$ . Anggap bahwa 2 tulangan No. 10 dari lapangan diteruskan ke tumpuan =  $2,54 \text{ in.}^2$ .  $M_{n2} = A_s' f_y (d - d')$  dengan anggapan  $A_s$  telah leleh karena luas ini cukup dekat dengan  $2,4 \text{ in.}^2$  pada contoh 5.6. Jadi:

Anggap lengan momen  $jd \cong 0,85 jd = 25 \times 0,85 = 21,5 \text{ in.}$

$$\text{Coba } A_{s1} = \frac{7.307.607}{60.000 \times 21,5} = 5,73 \text{ in.}^2$$

$$\text{total } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 5,73 + 2,54 = 8,27 \text{ in.}^2$$

Coba 7 tulangan No. 10 (50,0 mm) pada dua lapisan,  $A_s = 8,89 \text{ in.}^2$

$$A_{s1} = 8,89 - 2,54 = 6,35 \text{ in.}^2$$

$$\rho - \rho' = \frac{6,35}{14 \times 25} = 0,0181 > 0,0155$$

dari contoh 5.6. Dengan demikian asumsi bahwa  $A_s$  telah leleh memang benar.

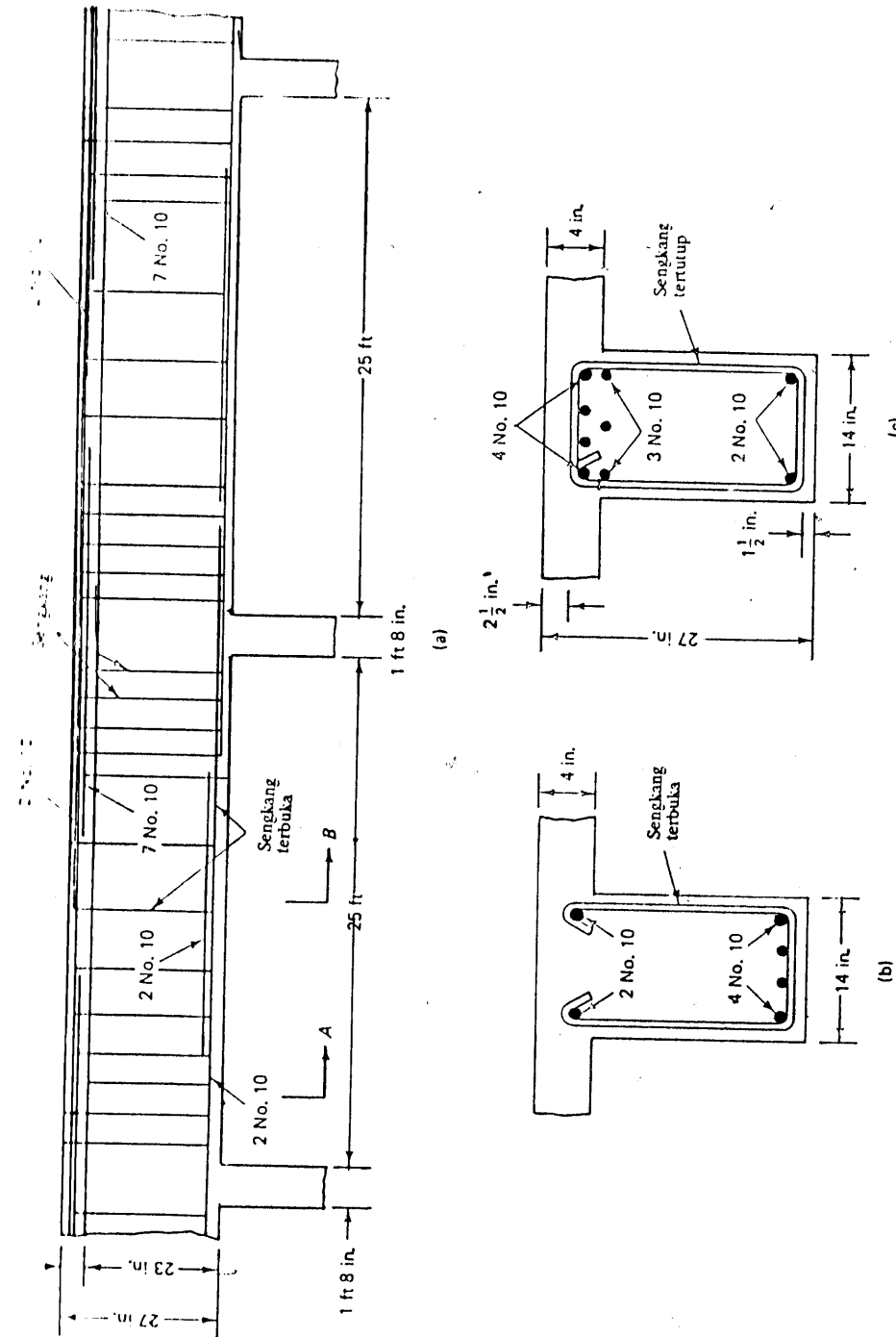
$$a = \frac{(A_s - A_s')f_y}{0,85f_c'b} = \frac{6,35 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 14} = 8,00 \text{ in.}$$

$$M_{n1} = (A_s - A_s')f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 6,35 \times 60.000 \left( 25,0 - \frac{8,00}{2} \right) = 8.000.200 \text{ in.-lb}$$

$$\begin{aligned} \text{available } M_n &= M_{n1} + M_{n2} = 8.000.200 + 3.429.000 \\ &= 11.429.200 \text{ in.-lb (1291,5 kN-m)} \end{aligned}$$

Kekuatan momen nominal yang tersedia lebih besar dari yang diperlukan ( $10.736.607 \text{ in.-lb} = 1215,4 \text{ kN-m}$ ). Maka desain ini sudah cukup. Dengan demikian digunakan 7 tulangan No. 10 pada bagian atas tumpuan pada dua lapis dan 2 tulangan No. 10 pada bagian bawah penampang tumpuan. Gunakan pula sengkang tertutup untuk mengikat tulangan tarik dan tulangan tekan pada tumpuan. Perlu dicatat bahwa tulangan yang lebih besar dari No. 11 sedapat mungkin dihindari karena sulit dipotong dan kurang efisien untuk kontrol retak.

Agar desainnya lebih lengkap, perlu diadakan pengecekan kapasitas tarik diagonal, *serviceability*, dan panjang penyaluran tulangan seperti yang dibahas pada Bab 6, 8, dan 10. Detail penulang sepanjang bentang balok diperlihatkan pada Gambar 5.27.



Gambar 5.27 Penulangan balok menerus pada contoh 5.9: (a) tampak memanjang (tak berskala); (b) penampang lapangan B - B; (c) penampang tumpuan A - A

**SOAL**

5.1 Untuk balok yang penampang melintangnya diperlihatkan pada Gambar 5.28 tentukan apakah keruntuhan balok diawali dengan hancurnya beton ataukah dengan lelehnya tulangan. Diberikan data sebagai berikut:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27.58 MPa) untuk kasus (a)}$$

$$f'_c = 7000 \text{ psi (48.28 MPa) untuk kasus (b)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413.7 MPa)}$$

Juga selidiki apakah penampang ini memenuhi persyaratan ACI.

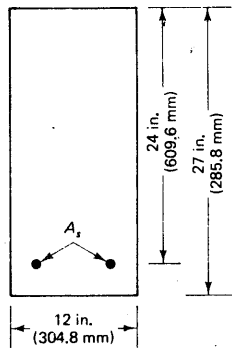
5.2 Hitunglah kekuatan momen nominal penampang balok yang diperlihatkan pada Gambar 5.29. Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi (20,68 MPa) untuk kasus (a)}$$

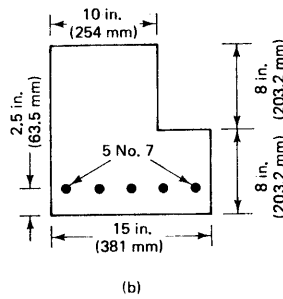
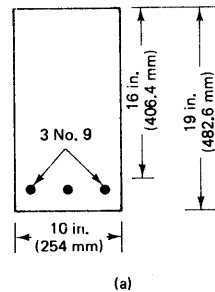
$$f'_c = 6000 \text{ psi (41,36 MPa) untuk kasus (b)}$$

$$f'_c = 9000 \text{ psi (61.10 MPa) untuk kasus (c)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$



Gambar 5.28



Gambar 5.29

5.3 Hitunglah beban yang dapat dipikul oleh balok yang diperlihatkan pada Gambar 5.30 Diberikan:

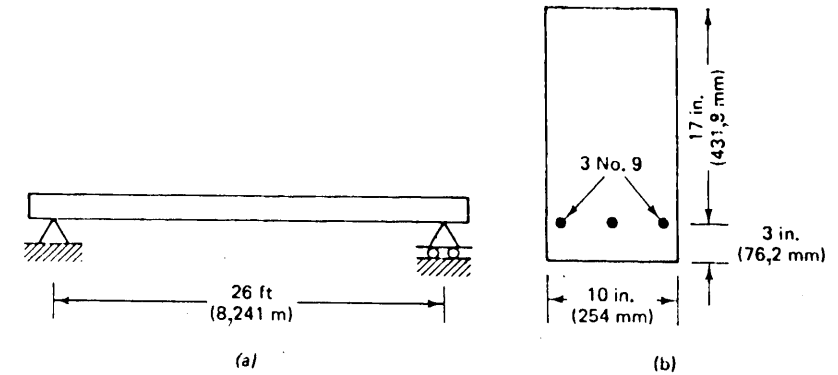
$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413.7 MPa)}$$

5.4 Desainlah slab satu arah yang harus memikul beban hidup 100 psf dan beban mati 50 psf. Slab ini ditumpu sederhana dengan bentang 12 ft. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$



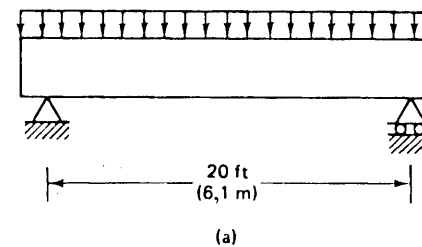
Gambar 5.30

5.5 Desainlah balok di atas tumpuan sederhana seperti yang diperlihatkan pada Gambar 5.31. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,37 MPa), beton berbobot normal}$$

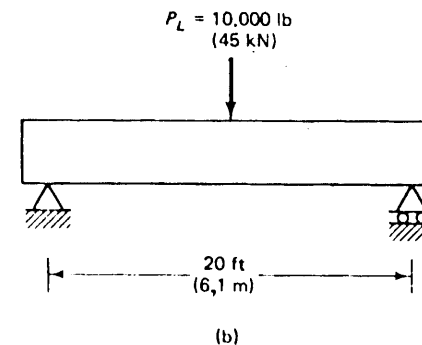
$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$\rho = 0,5 \rho_b$$

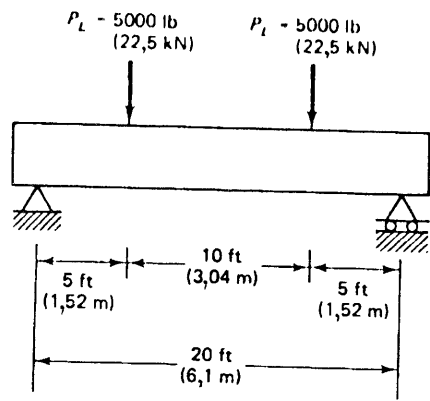


$$W_L = 1000 \text{ lb/ft (14,6 kN/m)}$$

$$W_D = 500 \text{ lb/ft (termasuk berat sendiri balok) (7,3 kN/m)}$$



Tidak ada beban mati eksternal



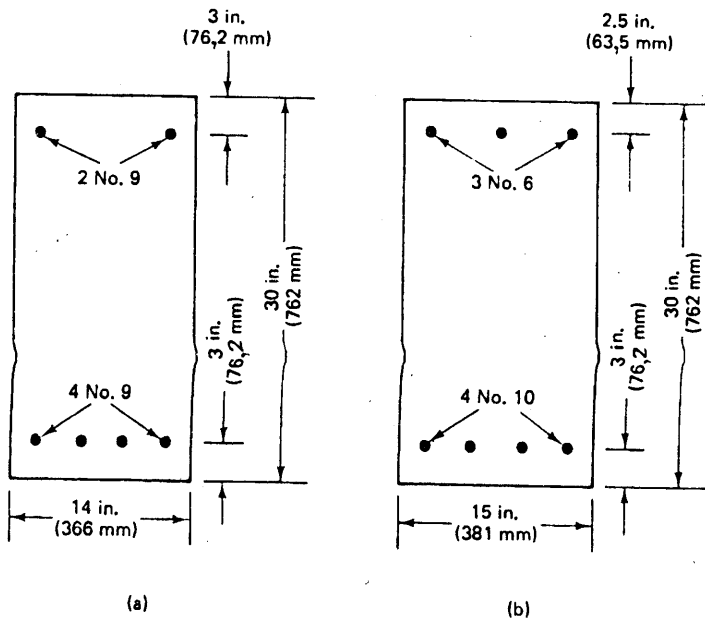
(c)

Gambar 5.31

5.6 Kontrol apakah penampang yang diperlihatkan pada Gambar 5.32 memenuhi persyaratan ACI (318 – 83) untuk penulangan minimum dan maksimum. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,48 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$



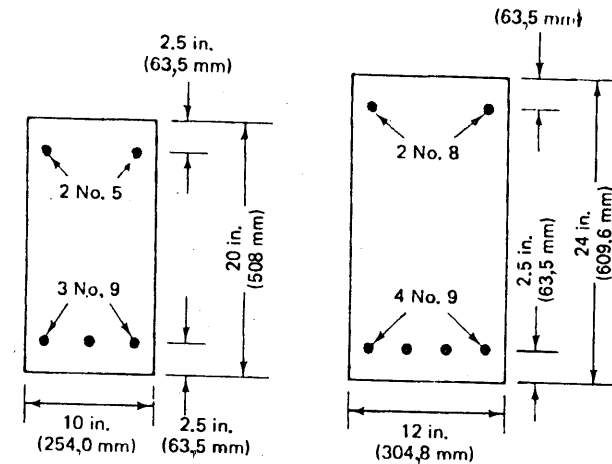
Gambar 5.32

Sisi yang tertekan pada kedua gambar ini adalah sisi yang atas.

5.7 Hitunglah tegangan pada tulangan tekan  $f_s$  pada penampang yang diperlihatkan pada Gambar 5.33. Diberikan.

$$f'_c = 6000 \text{ psi (41,43 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$



Gambar 5.33

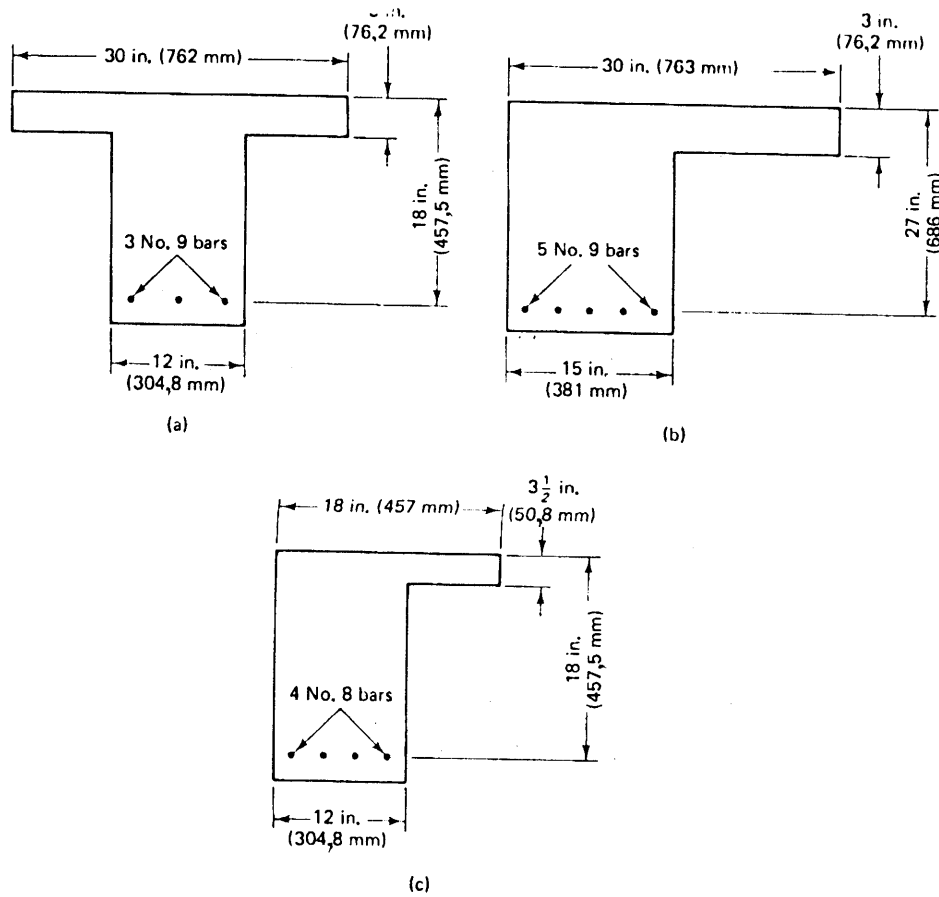
- 5.8 Hitunglah kapasitas momen batas penampang balok pada contoh 5.2. Anggap dua tulangan No. 6 sebagai tulangan tekannya.
- 5.9 Selesaikan soal 5.3 jika ditambahkan dua tulangan No. 6 sebagai tulangan tekan.
- 5.10 Pecahkan soal 5.5 dengan tambahan ketentuan bahwa tebal balok  $h$  tidak boleh melebihi 20 in. Kalikan 2 beban pada Gambar 5.31(a) dan (b), dan kalikan 3 beban pada gambar (c).
- 5.11 Pada keadaan runtuh, tentukan apakah penampang pracetak yang diperlihatkan pada Gambar 5.34 berperilaku sebagai penampang segiempat ataukah sebagai penampang berflens. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

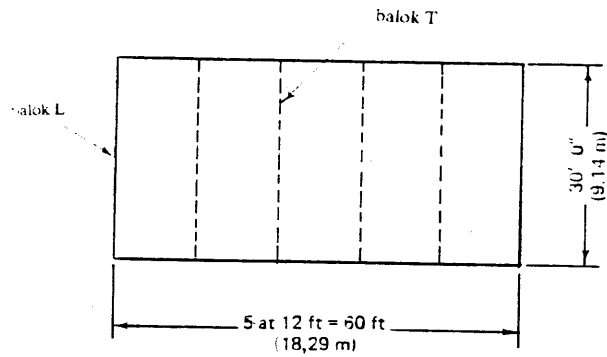
$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

- 5.12 Kontrol apakah penampang pada soal 5.11 memenuhi persyaratan ACI (318 – 83).
- 5.13 Hitunglah kekuatan momen nominal penampang pada soal 5.11.





Gambar 5.34



Gambar 5.35 Denah sistem slab satu arah.

- 5.14 Ulangi soal 5.5 tanpa menggunakan penampang segiempat, tetapi menggunakan penampang T. Gunakan tebal flens 3 in. (76,2 mm) dan lebar flens 30 in. (762 mm).
- 5.15 Dengan menggunakan detail dari soal 5.4, desainlah balok beton bertulang T untuk sistem *slab* satu arah pada Gambar 5.35. Luas lantai 30 ft x 60 ft. (9,14 m x 18,29 m) dengan bentang efektif balok T 30 ft (9,14 m).

# 6

## GESER DAN TARIK DIAGONAL PADA BALOK

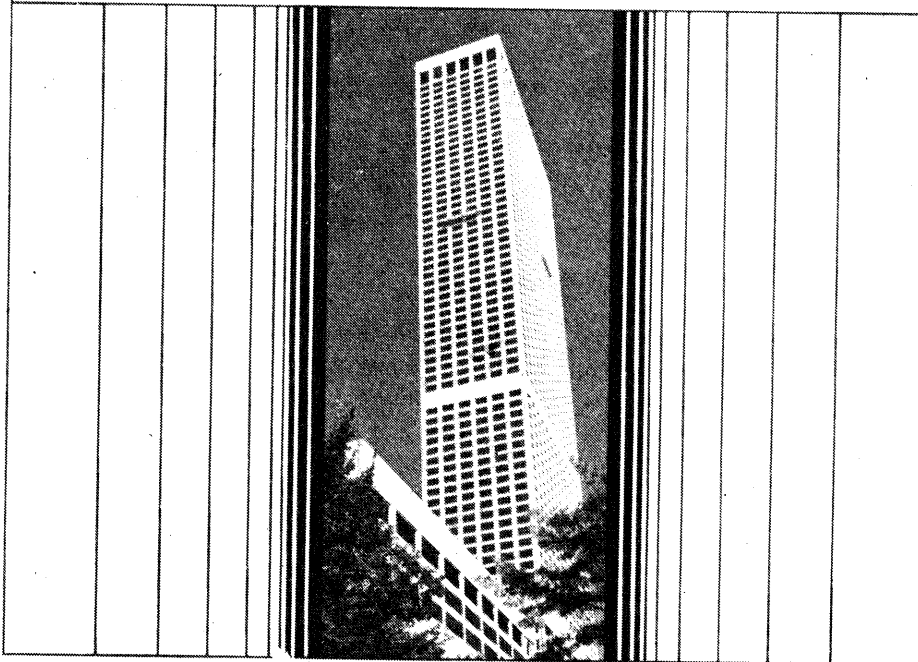


Foto 35 Water Tower Place, Chicago. (Atas izin Portland Cement Association.)

### 6.1 PENDAHULUAN

Bab ini menyajikan prosedur-prosedur untuk analisis dan desain pada penampang beton bertulang terhadap geser yang diakibatkan oleh bekerjanya beban-beban luar. Karena kekuatan tarik beton jauh lebih kecil dibandingkan dengan kekuatan tekannya, maka desain terhadap geser merupakan hal yang sangat penting dalam struktur beton.

Perilaku balok beton bertulang pada keadaan runtuh karena geser sangat berbeda dengan pada keruntuhan karena lentur. Balok tersebut langsung hancur tanpa adanya peringatan terlebih dahulu. Juga retak diagonalnya jauh lebih lebar dibandingkan dengan retak lentur. Foto-foto yang dicantumkan di sini memperlihatkan keruntuhan geser balok yang berupa tarik diagonal seperti yang akan dibahas pada bab ini. Karena perilaku kegagalan getas (brittle) ini, perencana harus merancang penampang yang cukup kuat untuk memikul beban geser luar rencana tanpa mencapai kapasitas gesernya. Geser juga merupakan parameter yang sangat berarti pada perilaku braket (brackets), korbél (corbel), dan balok tinggi. Oleh karena itu, desain elemen-elemen struktur ini akan dibahas di sini secara lebih rinci.

### 6.2 PERILAKU BALOK HOMOGEN

Tinjaulah dua elemen yang sangat kecil,  $A_1$  dan  $A_2$ , dari suatu balok beton bertulang pada Gambar 6.1(a) yang homogen, isotropis, dan distribusi tegangan lentur dan tegangan geser untuk seluruh tinggi penampang. Tegangan normal tarik  $f_t$  dan tegangan geser  $\nu$  adalah tegangan-tegangan untuk elemen  $A_1$  pada bidang  $a_1 - a_1$  sejauh  $y'$  dari sumbu netral. Dari prinsip mekanika klasik, tegangan normal  $f$  dan tegangan geser  $\nu$  untuk elemen  $A_1$  dapat ditulis dengan:

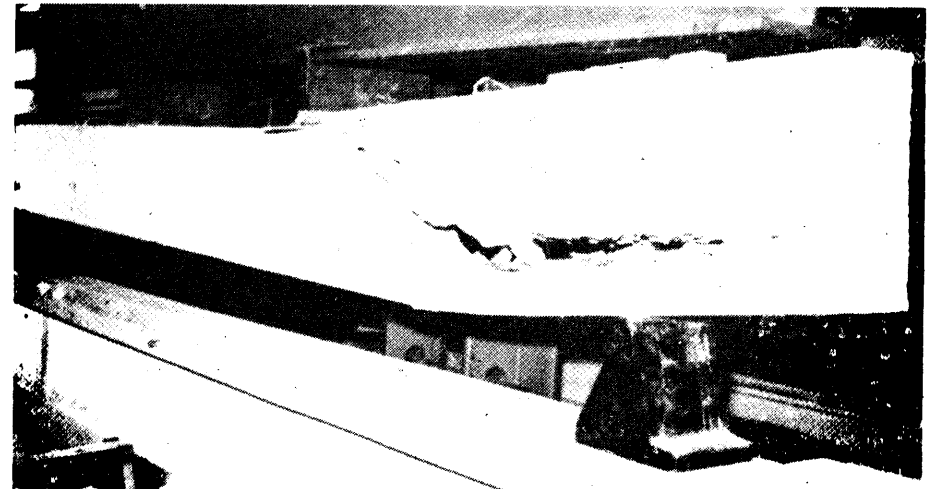


Foto 36 Kegagalan tarik diagonal tipikal pada taraf beban *rupture*. (Tes oleh Nawy dkk.)



Foto 37 Balok ditumpu sederhana sesaat sebelum taraf beban retak tarik diagonal. (Tes oleh Nawy dkk.)

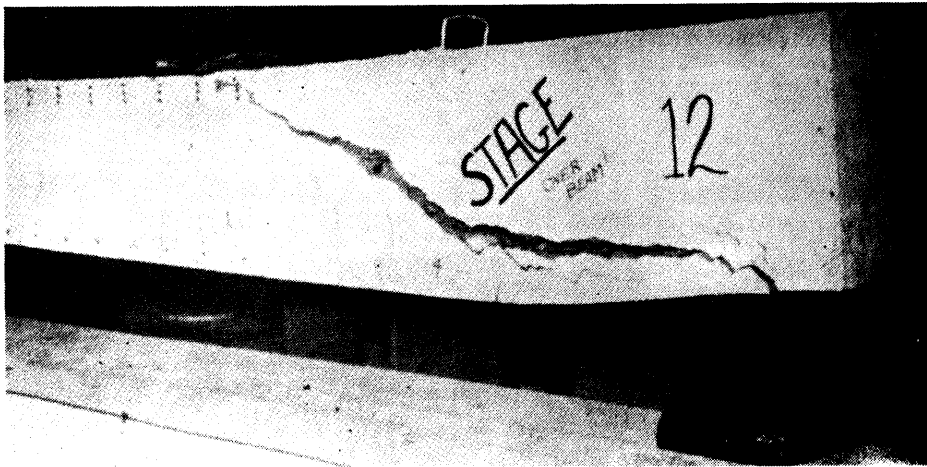


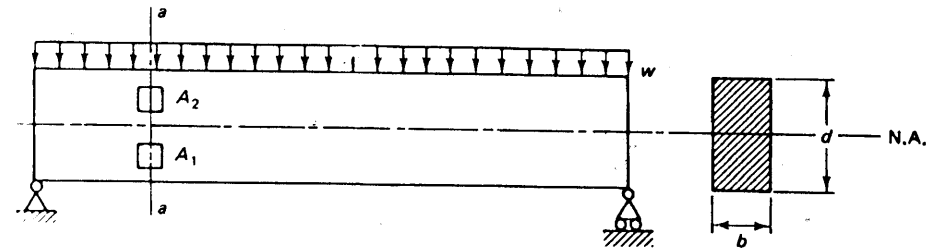
Foto 38 Retak tarik diagonal utama pada balok yang diperlihatkan pada Foto 37.

$$f = \frac{My}{I} \quad (6.1)$$

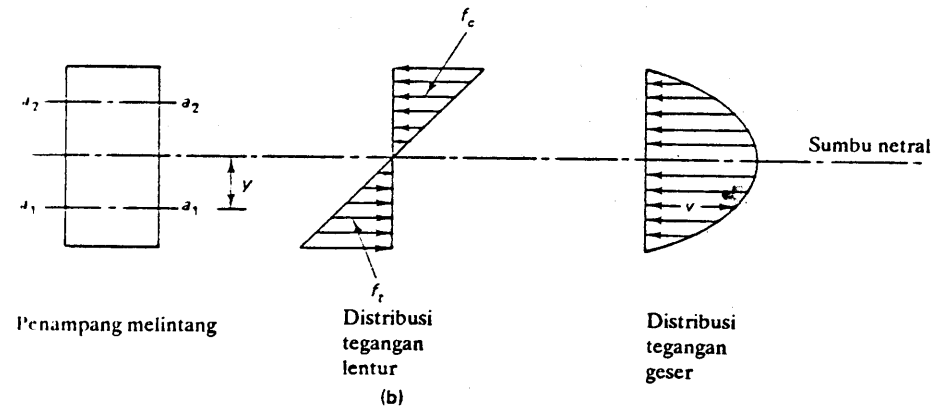
dan

$$v = \frac{VA \bar{y}}{Ib} \quad (6.2)$$

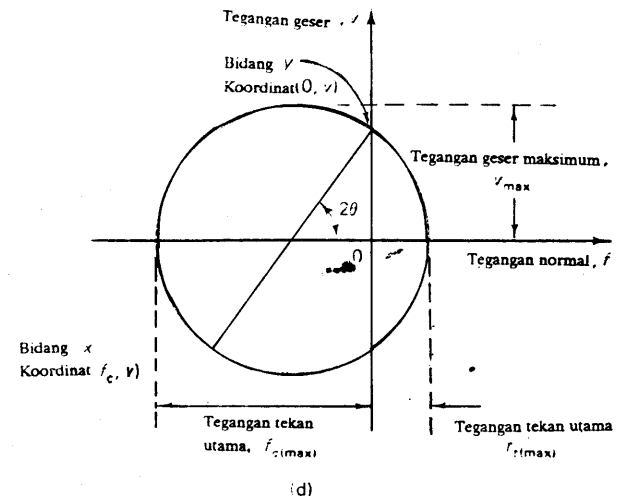
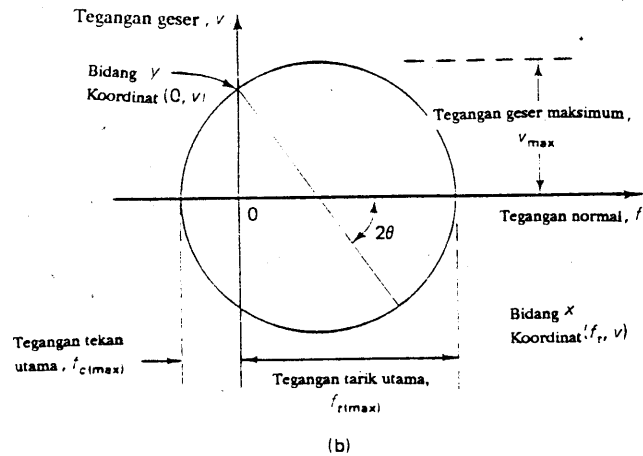
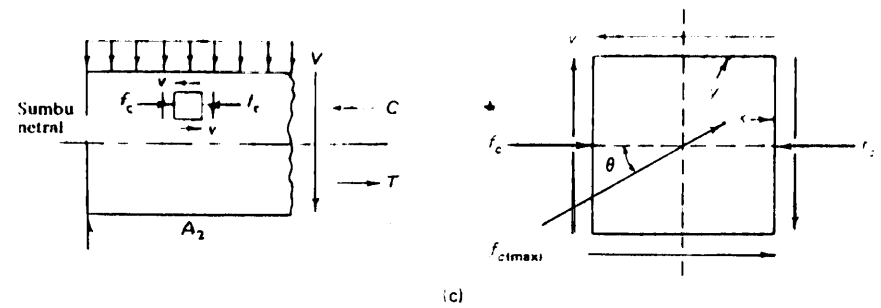
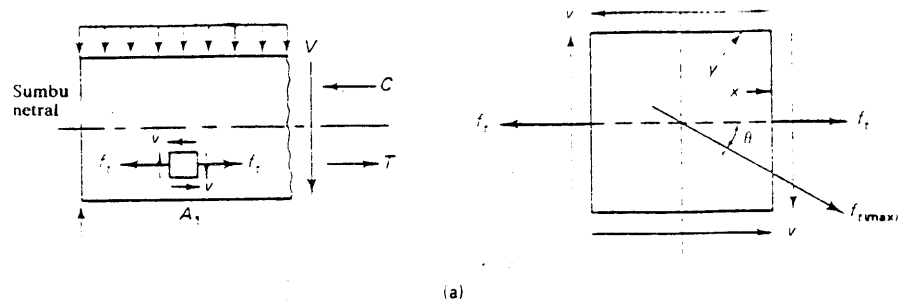
- di mana  $M$  dan  $V$  = momen lentur dan gaya geser pada penampang  $a_1 - a_1$   
 $A$  = luas penampang melintang bidang yang melalui titik berat elemen  $A_1$   
 $y$  = jarak elemen ke sumbu netral  
 $\bar{y}$  = jarak titik berat  $a$  ke sumbu netral  
 $I$  = momen inersia penampang melintang  
 $b$  = lebar balok



(a)



Gambar 6.1 Distribusi tegangan balok segiempat homogen tipikal.



Gambar 6.2 Keadaan tegangan pada elemen  $A_1$  dan  $A_2$ : (a) keadaan tegangan pada elemen  $A_1$ ; (b) lingkaran Mohr untuk elemen  $A_1$ ; (c) keadaan tegangan pada elemen  $A_2$ ; (d) lingkaran Mohr untuk elemen  $A_2$ ;

Gambar 6.2 (lanjutan)

Gambar 6.2 memperlihatkan tegangan-tegangan dalam yang ada pada elemen  $A_1$  dan  $A_2$ . Dengan menggunakan lingkaran Mohr pada gambar 6.2(b), tegangan-tegangan utama untuk elemen  $A_1$  pada daerah tarik (di bawah sumbu netral) menjadi:

$$f_{t(max)} = \frac{f_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_t}{2}\right)^2 + v^2} \quad \text{tarik utama} \quad (6.3a)$$

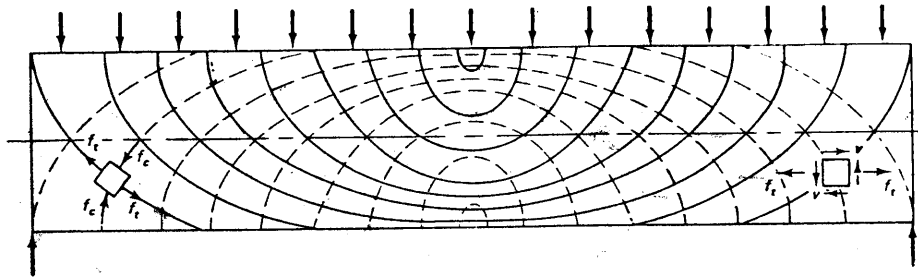
$$f_{c(max)} = \frac{f_t}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_t}{2}\right)^2 + v^2} \quad \text{tekan utama} \quad (6.3b)$$

dan

$$\tan 2\theta_{max} = \frac{v}{f_t/2} \quad (6.3c)$$

### 6.3 PERILAKU BALOK BETON BERTULANG SEBAGAI PENAMPANG YANG HOMOGEN

Kekuatan tarik beton bertulang besarnya sekitar sepersepuluh dari kekuatannya. Kekuatan tekan  $f'_c$  pada elemen  $A_2$  pada Gambar 6.2(b) di atas sumbu netral mencegah retak karena tegangan utama maksimum elemen ini adalah tekan. Untuk elemen  $A_1$  di bawah sumbu netral, tegangan utama maksimumnya adalah tarik sehingga retak menjadi mudah terjadi. Semakin dekat ke perletakan, momen lentur, dan juga  $f_t$  berkurang dengan disertai bertambahnya tegangan geser. Tegangan utama  $f_{t(max)}$  tarik bekerja pada bidang yang kurang-lebih  $45^\circ$  terhadap normal penampang di dekat perletakan seperti terlihat pada Gambar 6.3. Karena kecilnya kekuatan tarik beton, maka timbul retak diagonal sepanjang bidang yang tegak lurus terhadap bidang tegangan tarik utama, dengan demikian disebut *retak tarik diagonal*. Untuk mencegah retak ini diperlukan suatu penulangan "tarik diagonal".



Gambar 6.3 Trajektori tegangan utama pada balok homogen isotropis. Garis tak putus: trajektori tarik; garis putus-putus: trajektori tekan.

Jika  $f_t$  di dekat perletakan pada Gambar 6.3 dianggap sama dengan nol, elemen ini akan mengalami keadaan geser murni dan dengan menggunakan persamaan 6.3b akan diperoleh besarnya tegangan tarik sama dengan tegangan geser  $v$  pada bidang  $45^\circ$ . Tegangan tarik diagonal inilah yang menyebabkan retak-retak miring.

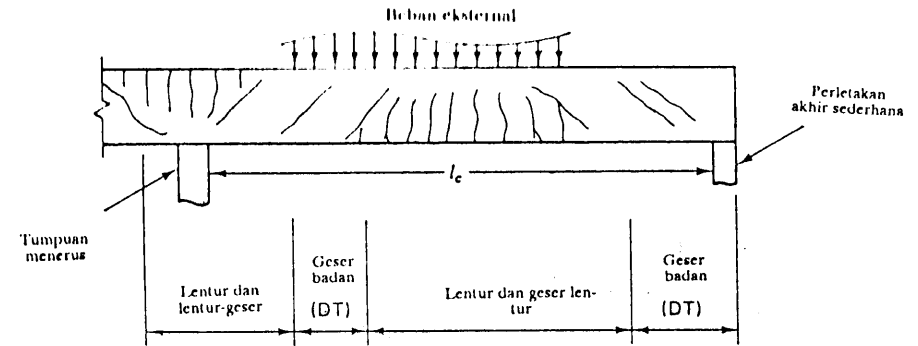
Pengertian lebih dalam mengenai mekanisme geser pada beton bertulang masih sangat kompleks. Akan tetapi, pendekatan ACI-ASCE Joint Committee 426 memberikan korelasi empiris yang sistematis mengenai konsep-konsep dasarnya berdasarkan hasil-hasil percobaan.

#### 6.4 BALOK BETON BERTULANG TANPA PENULANGAN TARIK DIAGONAL

Pada daerah yang mengalami momen yang besar, retak yang dapat terjadi disebut *retak lentur*. Pada daerah yang gesernya besar, akibat tarik diagonal dapat terjadi retak miring sebagai kelanjutan dari retak lentur, dan disebut *retak geser lentur*. Gambar 6.4 memperlihatkan jenis-jenis retak pada balok beton bertulang dengan tanpa penulangan tarik diagonal.

##### 6.4.1 Ragam Kegagalan Balok tanpa Penulangan Tarik Diagonal

Kelangsingan balok — yaitu perbandingan antara bentang bersih dengan tinggi balok — menentukan ragam keruntuhan balok. Gambar 6.5 memperlihatkan pola keruntuhan secara skematis. Bentang geser  $a$  untuk beban terpusat adalah jarak antara titik tangkap beban tersebut dengan muka perletakan. Untuk beban terdistribusi, bentang gesernya sama dengan bentang bersih balok  $l_c$ . Pada dasarnya dapat terjadi tiga ragam keruntuhan (atau kombinasinya), yaitu (1) keruntuhan lentur, (2) keruntuhan tarik diagonal, dan (3) keruntuhan tekan akibat geser. Untuk balok yang semakin langsing, kecenderungan ragam keruntuhan adalah lentur, seperti yang terlihat pada pembahasan berikut ini.



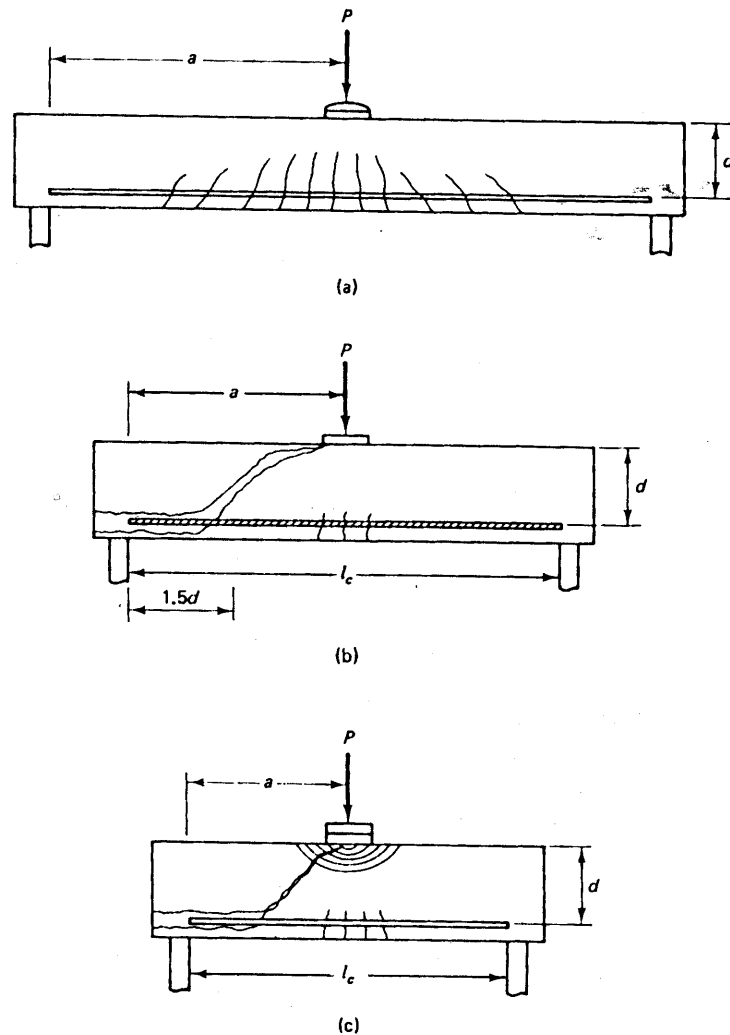
Gambar 6.4 Kategori retak.

##### 6.4.2 Keruntuhan Lentur (F)

Pada daerah yang mengalami keruntuhan lentur, retak terutama terjadi pada sepertiga tengah bentang, dan tegaklurus terhadap arah tegangan utama. Retak-retak ini diakibatkan oleh tegangan geser  $v$  yang sangat kecil dan tegangan lentur  $f$  yang sangat dominan yang besarnya hampir mendekati tegangan utama horizontal  $f_t(max)$ . Dalam keadaan runtuh lentur demikian, beberapa retak halus berarah vertikal terjadi di daerah tengah bentang sekitar 50% dari yang diakibatkan oleh beban runtuh lentur. Apabila bebannya bertambah terus, retak-retak di tengah bentang bertambah, dan retak awal yang sudah terjadi akan semakin lebar dan semakin panjang menuju sumbu netral penampang. Hal ini bersamaan dengan semakin besarnya lendutan di tengah bentang. Jika balok tersebut *under-reinforced*, maka keruntuhan ini merupakan keruntuhan yang duktail (ductile) yang ditandai dahulu dengan lelehnya tulangan tarik. Perilaku duktail ini memberikan peringatan terlebih dahulu kepada pemakai bangunan sebelum terjadinya kehancuran total balok (collapse). Agar berperilaku duktail, biasanya perbandingan antara bentang geser dengan tinggi penampang harus lebih besar dari 5,5 dalam hal beban terpusat, dan melebihi 15 untuk beban terdistribusi.

##### 6.4.3 Keruntuhan Tarik Diagonal (DT)

Keruntuhan ini dapat terjadi apabila kekuatan balok dalam diagonal tarik lebih kecil daripada kekuatan lenturnya. Perbandingan antara bentang geser dengan tinggi penampangnya adalah *menengah*, yaitu  $a/d$  bervariasi antara 2,5 dan 5,5 untuk beban terpusat. Balok demikian disebut balok dengan kelangsingan menengah. Retak-retak mulai terjadi di tengah bentang, berarah vertikal, yang berupa retak halus, dan diakibatkan oleh lentur. Hal ini diikuti dengan rusaknya lekatan antara baja tulangan dengan beton di sekitarnya, pada perletakan. Maka, tanpa adanya peringatan sebelum runtuh, dua atau tiga retak diagonal terjadi pada jarak sekitar  $1,5d$  sampai  $2d$  dari muka perletakan. Untuk mencapai kestabilan, satu retak diagonal ini melebar ke dalam retak tarik diagonal utama, dan diperlihatkan pada Gambar 6.5(b) atau 6.7. Perhatikan



Gambar 6.5 Ragam keruntuhan sebagai fungsi dari kelangsingan balok: (a) keruntuhan lentur; (b) keruntuhan tarik diagonal; (c) keruntuhan geser tarik.

bahwa retak lentur tidak menjalar ke sumbu netral pada kegagalan getas (brittle) ini, yang hanya memperlihatkan lendutan yang kecil pada saat terjadi keruntuhan ini.

#### 6.4.4 Keruntuhan Tekan Geser (SC)

Balok-balok yang mengalami keruntuhan demikian mempunyai perbandingan antara bentang geser dengan tinggi penampang  $a/d$  sebesar 1 sampai 2,5 untuk beban terpusat, dan kurang dari 5,0 untuk beban terdistribusi. Seperti pada tarik diagonal, ke-

runtuhan ini dimulai dengan timbulnya retak lentur-halus-vertikal di tengah bentang, dan tidak terus menjalar, karena terjadinya kehilangan lekatan antara tulangan membujur (longitudinal) dengan beton di sekitarnya pada daerah perletakan. Setelah itu diikuti dengan retak miring, yang lebih curam daripada retak diagonal tarik, secara tiba-tiba dan menjalar terus menuju sumbu netral. Kecepatan penjalaran ini semakin berkurang sebagai akibat dari hancurnya beton pada tepi tertekan dan terjadinya redistribusi tegangan pada daerah atas. Pada saat bertemunya retak miring ini dengan tepi beton yang tertekan, terjadilah keruntuhan secara tiba-tiba seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.5(c). Ragam keruntuhan ini dapat dipandang kurang getas dibandingkan dengan ragam keruntuhan tarik diagonal karena adanya redistribusi regangan tadi. Sekalipun demikian keruntuhan yang bersifat getas harus sama sekali dihindarkan karena sifatnya yang tidak ada peringatan terlebih dahulu.

Balok beton bertulang merupakan material yang tidak homogen, dan kekuatannya di sepanjang bentang merupakan variasi distribusi normal. Karena itu kita tidak dapat memastikan apakah letak diagonal dapat terjadi bersama-sama di kedua ujung perletakan. Juga, karena ketidakhomogenan ini, kombinasi yang *tumpang tindih* antara kegagalan F, DT, dan SC dapat terjadi untuk rasio bentang geser/tinggi yang tumpang tindih. Jika kita memberikan penulangan geser dengan cukup memadai, kegagalan getas batang horizontal ini dapat dihindari, yang hanya menambah sedikit saja harga beton bertulang tersebut. Tabel 6.1 memberikan ringkasan mengenai pengaruh angka kelangsingan balok dengan ragam keruntuhannya.

TABEL 6.1 PENGARUH KELANGSINGAN BALOK TERHADAP RAGAM KERUNTUHAN

Kategori balok	Ragam keruntuhan	Perbandingan bentang geser dengan tinggi sebagai ukuran dari kelangsingan <sup>a</sup>	
		Beban terpusat, $a/d$	Beban terdistribusi, $l_c/d$
Langsing	Lentur (F)	> 5,5	> 16
Sedang	Tarik diagonal (DT)	2,5–5,5	11–16 <sup>b</sup>
Tinggi	Tekan geser (SC)	1–2,5	1–5 <sup>b</sup>

<sup>a</sup> = bentang geser beban terpusat

$l_c$  = bentang geser beban terdistribusi

$d$  = tinggi efektif balok

<sup>b</sup> Untuk beban terdistribusi, ada transisi antara balok tinggi dengan balok menengah.

## 6.5 ANALISIS TARIK DIAGONAL PADA BALOK LANGSING DAN SEDANG

Terjadinya retak miring awal menentukan kekuatan geser balok tanpa penulangan. Karena bertambahnya retak merupakan fungsi dari kekuatan tarik pada badan balok, maka diperlukan pengetahuan mengenai tegangan-tegangan utama pada penampang kritis, seperti yang dibahas pada Bab 6.2 dan 6.3. Tegangan utama yang menentukan pada beton merupakan hasil dari tegangan geser  $v_u$  yang diakibatkan oleh gaya geser luar rencana  $V_u$  dan tegangan horizontal lentur  $f_t$  akibat momen luar rencana  $M_u$ . Peraturan ACI memberikan model empiris berdasarkan hasil-hasil percobaan untuk sejumlah balok tanpa penulangan badan. Model ini merupakan solusi regresi ke persamaan dasar tegangan utama dua dimensi pada satu titik, yaitu:

$$f_{r(max)} = f_t' = \frac{f_t}{2} + \sqrt{\frac{f_t^2}{2} + v^2} \quad (6.3a)$$

di mana  $f_t(max)$  adalah tegangan utama tarik dan dapat diasumsikan sama dengan suatu konstanta dikalikan dengan tegangan belah tarik  $f_t$  dari beton sederhana. Karena  $f_t$  telah dibuktikan merupakan fungsi dari  $(f_c')$  0,5, maka persamaan 6.3a menjadi:

$$\sqrt{f_c'} = K_1 \left[ \frac{f_t}{2} + \sqrt{\frac{f_t^2}{2} + v^2} \right] \quad (6.4)$$

di mana  $K_1$  adalah konstanta.

Tegangan lentur  $f_t$  pada beton merupakan fungsi dari tegangan pada tulangan memanjang, atau merupakan fungsi dari momen tahanan penampang, yaitu:

$$f_t \propto \frac{E_c}{E_s} f_s \propto \frac{E_c M_n}{E_s A_s d}$$

Akan tetapi, angka penulangan adalah  $\rho_w = A_s/bd$  pada sisi tertarik, dan  $E_c/E_s$  mempunyai harga yang konstan, maka:

$$f_t = F_1 \frac{M_n}{\rho_w b d^2} \quad (6.5)$$

di mana  $F_1$  adalah konstanta yang akan ditentukan dengan percobaan, dan  $M_n$  adalah kekuatan momen nominal penampang tersebut. Tegangan geser  $v$  pada suatu penampang  $bd$  akibat gaya geser luar rencana  $V_u$  adalah:

$$v = F_2 \frac{V_n}{bd} \quad (6.6)$$

di mana  $V_n$  adalah tahanan geser nominal penampang yang ditinjau dan  $F_2$  adalah konstanta lain yang akan ditentukan dari percobaan balok. Koefisien-koefisien  $F_1$  dan  $F_2$  bergantung pada berbagai variabel, termasuk geometri balok, jenis pembebanan,

banyaknya dan susunan penulangan, dan interaksi antartulangan baja dan betonnya.

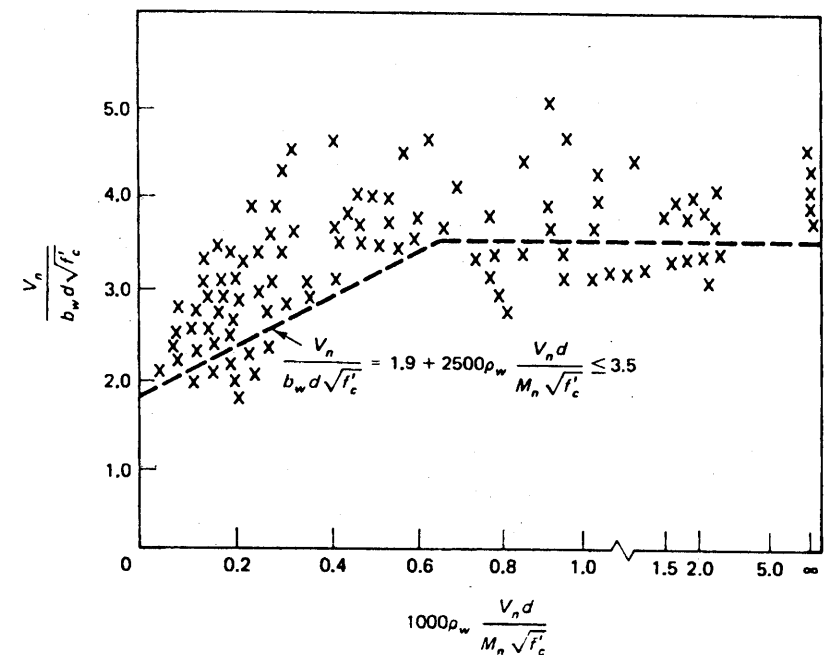
Dengan mensubstitusikan  $f_t$  dari persamaan 6.5 dan  $v$  dari persamaan 6.6, menyusun suku-sukunya dan mengevaluasi konstanta-konstanta  $K_1$ ,  $F_1$ , dan  $F_2$  dari model eksperimental, maka diperoleh persamaan regresi sebagai berikut:

$$\frac{V_n}{bd \sqrt{f_c'}} = 1.9 + 2500 \rho_w \frac{V_n d}{M_n \sqrt{f_c'}} \leq 3.5 \quad (6.7)$$

Plot persamaan 6.7 diperlihatkan pada Gambar 6.6. Perlu dicatat bahwa  $M_n/V_n d = a/d$ , yang berarti bahwa persamaan 6.7 secara langsung memperhitungkan perbandingan bentang geser dan tinggi, yang artinya memperhitungkan kelangsingan balok. Jika tahanan geser nominal badan balok beton sederhana kita sebut  $V_c$ , maka  $V_n$  pada sisi kiri persamaan 6.7 harus dinyatakan dalam  $V_c$ . Dengan mentransformasi persamaan 6.7 ke dalam format gaya, kita peroleh tahanan geser badan balok beton normal tanpa tulangan diagonal tarik sebagai:

$$V_c = 1.9 b_w d \sqrt{f_c'} + 2500 \rho_w \frac{V_n d}{M_n} b_w d \leq 3.5 b_w d \sqrt{f_c'} \quad (6.8)$$

Perlu ditekankan di sini bahwa perbandingan  $V_u d/M_u$  atau  $V_n d/M_n$  tidak boleh melebihi 1.0 di mana  $V_n = V_u/\phi$  dan  $M_n = M_u/\phi$  adalah besarnya geser dan momen pada penampang di mana  $V_c$  dihitung.



Gambar 6.6 Tahanan geser badan balok beton bertulang.

Harga kritis awal  $V_n$  dan  $M_n$  diambil pada jarak  $d$  dari muka perletakan karena retak tarik diagonal utama terjadi pada daerah tersebut, seperti yang terlihat pada Gambar 6.5b. Semakin ke tengah bentang balok,  $M_n$  dan  $V_n$  akan berubah. Momen dan geser ini harus dihitung untuk masing-masing penampang yang dianalisis untuk memberikan penulangan badannya.

Untuk memudahkan perhitungan, persamaan ACI yang lebih konservatif dapat digunakan, khususnya bila balok tersebut tidak berulang kali digunakan pada strukturnya:

$$V_c = \lambda \times 2.0 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.9)$$

di mana  $\lambda$  adalah faktor yang bergantung pada jenis beton, yang harganya 1,0 untuk beton berbobot normal, 0,85 untuk beton-pasir berbobot ringan (sand-lightweight concrete), dan 0,75 untuk semua beton berbobot ringan. Jika gaya tekan juga ada,  $V_c$  pada persamaan 6.9 menjadi:

$$V_c = 2\lambda \left( 1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.10a)$$

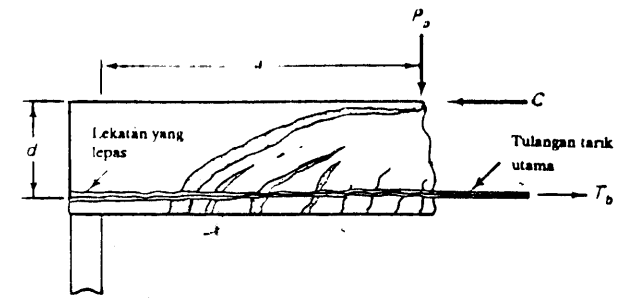
Dan bila gaya tarik yang cukup, berarti juga ada:

$$V_c = 2\lambda \left( 1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.10b)$$

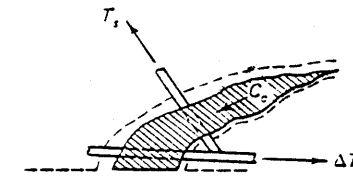
$N_u/A_g$  pada persamaan di sini dalam psi, di mana  $N_u$  adalah beban aksial pada batang dan  $A_g$  adalah luas penampang bruto;  $N_u$  adalah negatif bila berupa normal tarik.

## 6.6 ANALOGI RANGKA BATANG BIDANG PADA PENULANGAN BADAN

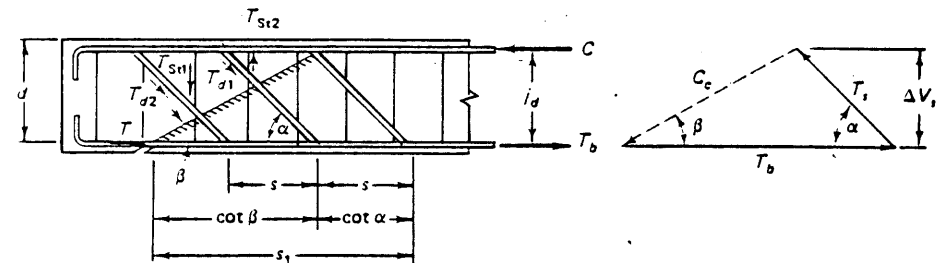
Sebagaimana telah dibahas sebelum ini, penulangan badan harus diberikan untuk mencegah keruntuhan yang diakibatkan oleh tarik diagonal. Secara teoretis, jika tulangan yang diperlukan (yang ditunjukkan dengan trajektori pegangan tarik seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.3) ada pada balok, maka tidak akan terjadi keruntuhan geser. Akan tetapi, pada peninjauan praktis tidak dijumpai keadaan demikian. Dalam hal ini perlu ada bentuk lain penulangan untuk menetralkan tegangan tarik utama pada bidang keruntuhan geser kritis. Ragam keruntuhan geser mengakibatkan balok menjadi bidang lengkung simulasi yang mengalami tekan pada bagian atasnya, dan terikat bagian bawahnya oleh tulangan memanjang balok seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.7(a). Jika kita isolasi bagian beton yang tertekan ini seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.7(b), maka ini dapat dipandang sebagai batang tekan dari suatu rangka batang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.7(c) sebagai poligon-poligon gaya  $C_c$ ,  $T_b$ , dan  $T_s$  yang menunjukkan gaya-gaya yang bekerja pada rangka batang (itu sebabnya kita sebut *analogi rangka batang*). Gaya  $C_c$  adalah gaya tekan pada permukaan beton simulasi, gaya  $T_b$  adalah inkremen gaya tarik dari tulangan tarik memanjang, dan  $T_s$  adalah gaya tarik pada tulangan sengkang yang miring. Gambar 6.8(a) memperlihatkan rangka batang analogi untuk kasus sengkang vertikal, bukan sengkang miring, sehingga terlihat poligon gayanya mempunyai gaya vertikal  $T_t$ .



(a)



(b)



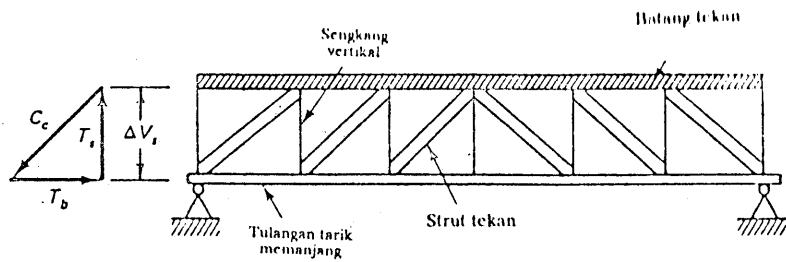
(c)

Gambar 6.7 Mekanisme keruntuhan tarik diagonal: (a) pola keruntuhan; (b) isolasi beton yang tertekan; (c) analogi rangka batang bidang.

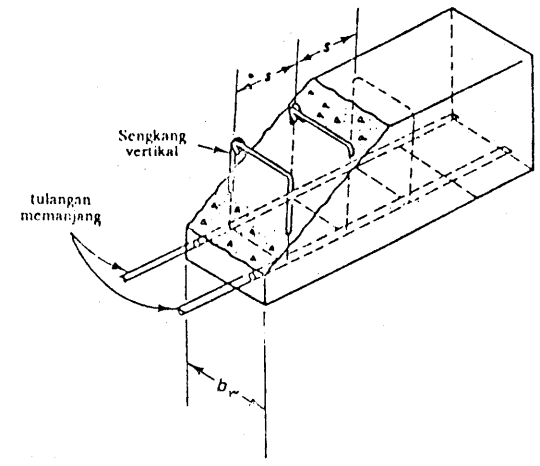
Seperti yang telah terlihat pada pembahasan di atas, penulangan geser pada dasarnya mempunyai empat fungsi utama, yaitu:

1. Memikul sebagian gaya geser luar rencana  $V_u$
2. Membatasi bertambahnya retak diagonal
3. Memegang dan mengikat tulangan memanjang pada posisinya sehingga tulangan memanjang ini mempunyai kapasitas yang baik untuk memikul lentur
4. Memberikan semacam ikatan pada daerah beton yang tertekan apabila sengkang ini berupa sengkang tertutup

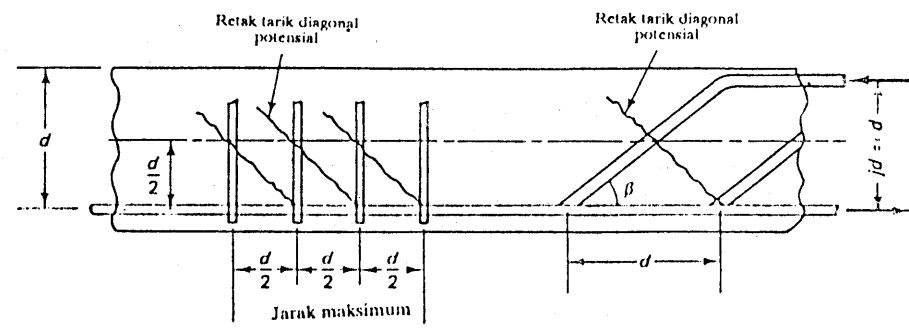




(a)



(b)



(c)

Gambar 6.8 Susunan tulangan badan (sengkoang): (a) analogi rangka batang untuk sengkoang vertikal; (b) pandangan tiga dimensi sengkoang vertikal; (c) jarak sengkoang.

### 6.6.1 Tahanan Tulangan Badan

Jika  $V_c$ , yaitu tahanan geser nominal badan beton sederhana, kurang dari gaya geser vertikal total nominal  $V_u/\phi - V_n$ , tulangan badan harus memikul selisih kedua harga itu, yaitu:

$$V_s = V_n - V_c \quad (6.11)$$

Gaya geser tahanan nominal  $V_c$  dapat dihitung dari persamaan 6.8 atau 6.9, dan  $V_s$  dapat diperoleh dari analisis keseimbangan gaya-gaya batang pada rangka batang analogi. Dari gambar 6.7(c):

$$V_s = T_s \sin \alpha = C_c \sin \beta \quad (6.12a)$$

di mana  $T_s$  adalah resultan gaya dari semua sengkoang yang melintang bidang retak diagonal, dan  $n$  adalah banyaknya jarak  $s$ . Jika  $s_1 = ns$  pada batang tarik bawah angka batang analogi, maka:

$$s_1 = jd(\cot \alpha + \cot \beta) \quad (6.12b)$$

Dengan menganggap lengan momen  $jd \cong d$ , gaya pada sengkoang persatuan panjang dari persamaan 6.12a dan 6.12b, di mana  $s_1 = ns$ , menjadi:

$$\frac{T_s}{s_1} = \frac{T_s}{ns} = \frac{V_s}{\sin \alpha} \frac{1}{d(\cot \beta + \cot \alpha)} \quad (6.12c)$$

Apabila ada  $n$  sengkoang miring di dalam  $s_1$  dan jika  $A_v$  adalah luas penampang satu sengkoang miring,

$$T_s = nA_v f_y \quad (6.13a)$$

Dengan demikian:

$$nA_v = \frac{V_s ns}{d \sin \alpha (\cot \beta + \cot \alpha) f_y} \quad (6.13c)$$

Akan tetapi, dapat diasumsikan, bahwa dalam hal keruntuhan tarik diagonal, diagonal tekannya membentuk sudut  $\beta = 45^\circ$  dengan horizontal, sehingga persamaan 6.13b. menjadi:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} [\sin \alpha (1 + \cot \alpha)]$$

dan diperoleh

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (6.14a)$$

atau

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (6.14b)$$

Jika tulangan badan (senggang) miring ini terdiri atas tulangan tunggal atau satu kelompok tulangan yang terletak pada jarak yang sama dari muka perletakan, maka:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 3.5 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Jika senggang vertikal yang digunakan, maka sudut  $\alpha$  menjadi  $90^\circ$  sehingga:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (6.15a)$$

atau

$$s = \frac{A_v f_y d}{(V_u/\phi) - V_c} = \frac{A_v \phi f_y d}{V_u - \phi V_c} \quad (6.15b)$$

### 6.6.2 Pembatasan Ukuran dan Jarak Senggang

Persamaan-persamaan 6.14 dan 6.15 memberikan hubungan yang berbanding terbalik antara jarak senggang dengan gaya geser yang harus dipikulnya, yaitu  $s$  akan berkurang apabila  $(V_n - V_c)$  membesar. Agar semua retak diagonal yang potensial dapat dipikul oleh senggang vertikal, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.7c, maka ada syarat pembatasan jarak senggang vertikal maksimum, yaitu:

1.  $V_n - V_c > 4\sqrt{f'_c} b_w d$ :  $s_{max} = d/2 \leq 24$  in.
2.  $V_n - V_c \leq 4\sqrt{f'_c} b_w d$ :  $s_{max} = d/4 \leq 24$  in.
3.  $V_n - V_c > 8\sqrt{f'_c} b_w d$ : perbesar penampang

Luas tulangan badan minimum  $A_v$  juga ada, yaitu apabila gaya geser luar rencana  $V_u$  melebihi setengah kekuatan geser badan beton sederhana  $\phi V_c$ . Hal ini dimaksudkan agar mencegah keruntuhan getas (brittle), jadi memungkinkan senggang dan balok pada daerah tertekan untuk terus memikul beban geser tambahan sesudah terbentuknya retak miring.

$$A_v \text{ minimum} = \frac{50 b_w s}{f_y} \quad (6.16)$$

di mana  $A_v$  adalah luas semua batang senggang vertikal pada penampang.

### 6.7 PROSEDUR DESAIN PENULANGAN BADAN UNTUK GESER

Berikut ini adalah rangkuman urutan langkah-langkah desain yang disarankan.

1. Tentukan penampang kritis dan hitung gaya geser rencana  $V_u$  pada penampang ini. Apabila reaksi dalam arah geser yang bekerja mengakibatkan tekan sampai ke daerah yang tertekan dari batang, penampang kritis dapat dianggap pada jarak  $d$  dari perletakan apabila tidak ada beban terpusat di antara perletakan dengan jarak  $d$  ini.
2. Cek apakah

$$V_c \leq \phi (V_c + 8\sqrt{f'_c} b_w d)$$

di mana  $b_w$  adalah lebar badan (atau diameter pada penampang lingkaran). Jika kondisi ini tidak terpenuhi, penampang ini harus diperbesar.

Gunakan penulangan geser minimum  $A_v$  apabila  $V_u$  lebih besar dari setengah  $\phi V_c$  dengan perkecualian sebagai berikut:

- (a) Konstruksi beton joist
- (b) Slab dan fundasi
- (c) Balok dengan tinggi yang tidak melebihi 10 in. (254 mm) atau 2,5 kali tebal flensnya:

$$A_v \text{ minimum} = \frac{50 b_w s}{f_y}$$

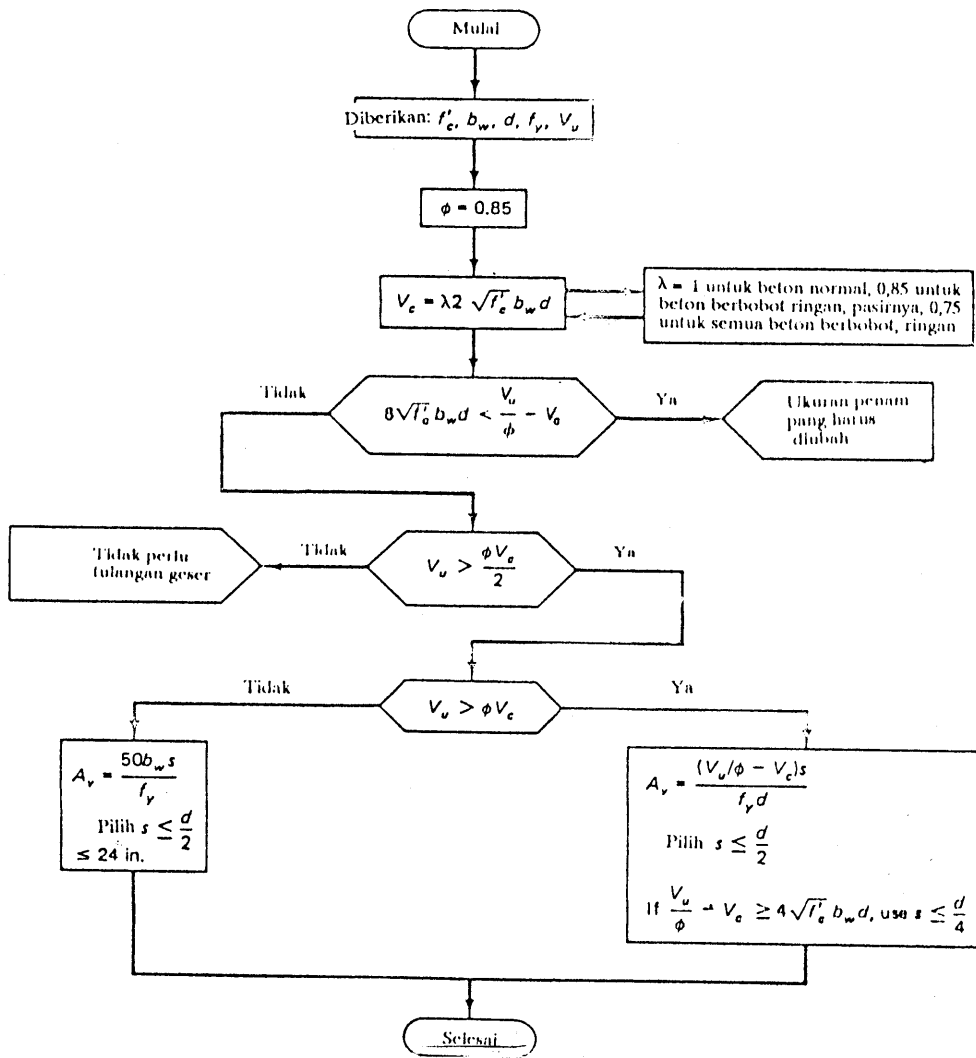
Untuk praktisnya, selalu ada senggang minimum agar memudahkan dalam pelaksanaannya.

4. Jika  $V_u > \phi V_c$ , penulangan geser harus diberikan sedemikian rupa sehingga  $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$  di mana:

$$V_s = \begin{cases} \frac{A_v f_y d}{s} & \text{untuk senggang vertikal} \\ \frac{A_v f_y d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) & \text{untuk senggang miring} \end{cases}$$

5. Jarak maksimum  $s$  haruslah  $s = d/2 \leq 24$  in., kecuali jika  $V_s > 4\sqrt{f'_c} b_w d$ , jarak ini menjadi  $s \leq d/4 \leq 24$  in.

Gambar 6.9 menyajikan diagram alir perhitungan yang diperlukan dalam desain senggang vertikal. Modifikasi sederhana dapat dibuat apabila akan digunakan untuk desain senggang miring.



Gambar 6.9 Diagram alir untuk prosedur desain tulangan badan.

## 6.8 CONTOH-CONTOH DESAIN TULANGAN BADAN UNTUK GESER

### 6.8.1 Contoh 6.1: Desain Senggang Badan

Suatu balok segiempat mempunyai bentang efektif 25 ft (7,62 m) dan memikul beban hidup kerja 8000 lb per ft lari (10,85 kN/m) dan tidak ada beban mati luar selain be-

rat-sendirnya. Rancanglah penulangan gesernya. Gunakan persamaan 6.9 untuk menghitung kapasitas  $V_c$  badan beton sederhana. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27.6 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

$$b_w = 14 \text{ in. (356 mm)}$$

$$d = 28 \text{ in. (712 mm)}$$

$$h = 30 \text{ in. (762 mm)}$$

Tulangan tarik memanjang: 6 batang No. 9 (diameter 28,6 mm)

Tidak ada gaya aksial pada balok

*Solusi*

*Gaya geser rencana (Langkah 1)*

$$\text{berat sendiri balok} = \frac{14 \times 30}{144} \times 150 = 437,5 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban rencana total} = 1,7 \times 8000 + 1,4 \times 437,5 = 14212,5 \text{ lb/ft}$$

Gaya geser rencana pada muka perletakan adalah

$$V_u = \frac{25}{2} \times 14212,5 = 177,566 \text{ lb}$$

Penampang kritis pertama adalah pada jarak  $d = 28 \text{ in.}$  dari muka perletakan balok ini (setengah bentang = 150 in.).

$$V_u \text{ pada } d = \frac{150 - 28}{150} \times 17.656 = 144.494 \text{ lb}$$

*Kapasitas geser (Langkah 2)*

Kapasitas geser badan beton sederhana untuk beton berbobot normal, dengan menggunakan persamaan yang disederhanakan, adalah ( $\lambda = 1,0$ ):

$$V_c = 2,0 \sqrt{f'_c} b_w d = 2 \sqrt{4000} \times 14 \times 28 = 49.585 \text{ lb}$$

Cek apakah penampang ini mampu memikul geser:

$$(8 + 2,0) \sqrt{f'_c} b_w d = 10 \sqrt{f'_c} b_w d = 247.923 \text{ lb}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{144.494}{0,85} = 169.993 \text{ lb penampang O.K.}$$

$V_n > V_c$ , jadi diperlukan sengkang

**Penulangan geser (Langkah 3 sampai 5)**

Coba sengkang dua lengan No. 4 (luas per lengan = 0,20 in.<sup>2</sup>)

$$A_v = 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ in.}^2$$

Dari persamaan 6.15b:

$$s = \frac{A_v f_y d}{(V_u/\phi) - V_c} = \frac{0,4 \times 60.000 \times 28}{169.993 - 49.584} = 5,58 \text{ in. (141,7 mm)}$$

Karena  $V_n - V_c > 4\sqrt{f'_c} b_w d$ , maka jarak maksimum yang diizinkan  $s = d/4 = 28/4 = 7$  in. Pada penampang kritis,  $d = 28$  in. dari muka perletakan, jadi jarak maksimum yang diizinkan dalam hal ini adalah 5,58 in.

Gaya geser untuk beban terdistribusi berkurang secara linier dari perletakan ke tengah bentang (dari tumpuan ke lapangan balok). Dengan demikian penulangan badan dapat dikurangi sesampai di daerah yang memerlukan tulangan minimum, dan sampai zone yang tidak memerlukan tulangan badan. Ukuran dan jarak sengkang yang sama yang diperlukan pada penampang kritis sejauh  $d$  dari perletakan harus diteruskan sampai ke perletakan. Gambar 6.10 mengilustrasikan berbagai harga yang dihitung.

**Fase kritis  $x_d$**  (tinjau tengah bentang sebagai titik asal):  $V_n = 169993$  lb, dan sebelum ini telah didapat  $s = 5,58$  in.  $x_d$  dari titik tengah bentang =  $150 - 28 = 122$  in.

Bidang  $x_1$  pada  $s = d/4$  jarak maksimum:

$$V_{s1} = 4\sqrt{f'_c} b_w d = 4\sqrt{4000} \times 14 \times 28 = 99.169 \text{ lb}$$

$$V_{n1} = 99.169 + 49.585 = 148.754 \text{ lb}$$

$$x_1 \text{ dari titik tengah bentang} = (150 - 28) \times \frac{148.754}{169.993} = 106,76 \text{ in}$$

**Bidang  $x_1$  pada  $s = d/2$  jarak maksimum:**

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} \text{ atau } \frac{28}{2} = \frac{0,4 \times 60.000 \times 28}{V_s}$$

atau

$$V_{s2} = 48.000 \text{ lb}$$

$$V_{n2} = 48.000 + 49.585 = 97.585 \text{ lb}$$

$$x_2 \text{ dari titik tengah bentang} = 122 \times \frac{97.585}{169.993} = 70,03 \text{ in.}$$

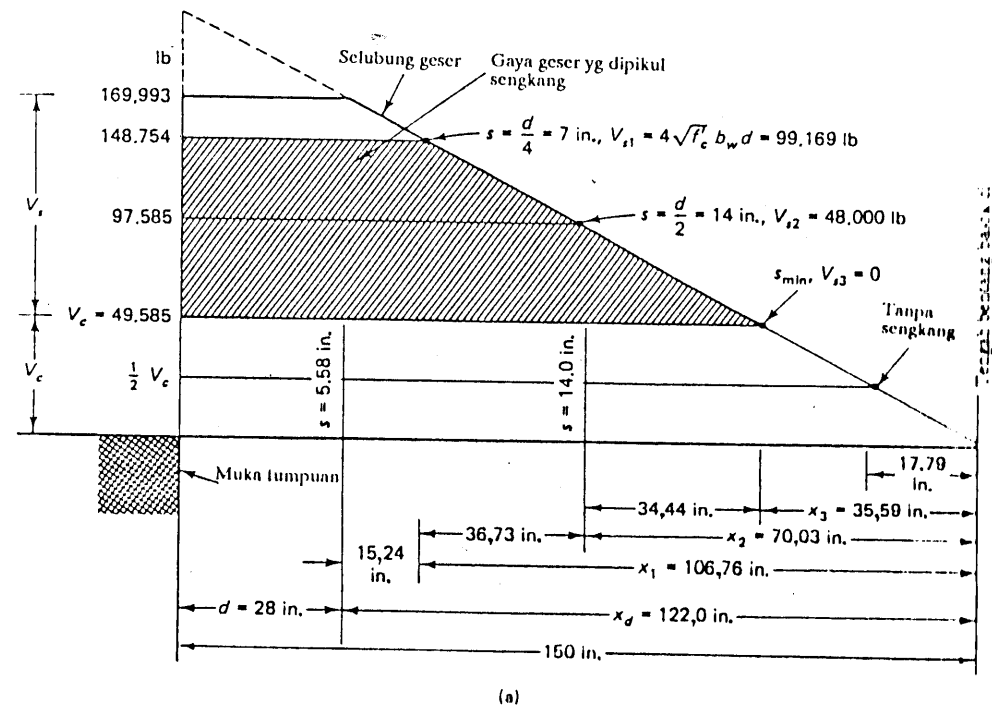
Dari gambar 6.10(a), jarak 36,73 in. adalah daerah transisi dari  $s = 7$  in. ke  $s = 14$  in.; dengan demikian jarak sengkangnya adalah 8 in. as ke as seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.10b).

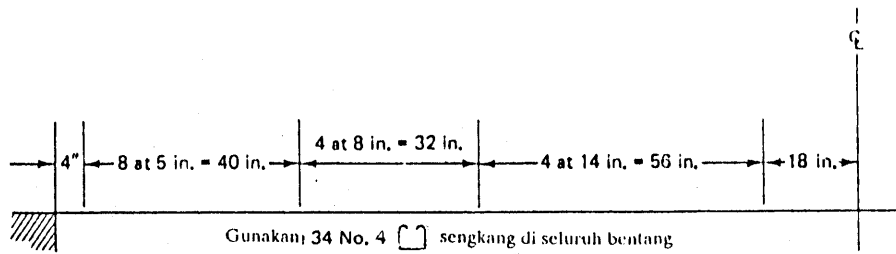
**Bidang  $x_3$  pada gaya geser  $V_c$ :**

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d = 49.585 \text{ lb}$$

$$x_3 \text{ dari titik tengah bentang} = 122 \times \frac{49.585}{169.993} = 35,59 \text{ in.}$$

Teruskan sengkang ini sampai  $d = 28$  in. setelah titik di mana secara teoretis tidak diperlukan sengkang.





(b)

**Gambar 6.10** Susunan sengkang untuk contoh 6.1: (a) selubung geser dan segmen desain sengkang; (b) jarak sengkang vertikal.

Penulangan badan minimum: Cek apakah  $V_u > \phi V_c/2$  atau  $V_u > V_c/2$

$$V_w = 144.494$$

$$\frac{1}{2}V_c = \frac{1}{2} \times 49.585 = 24.793 \text{ lb}$$

$$A_v = \frac{50b_w s}{f_y} = \frac{50 \times 14 \times 14}{60.000} = 0,16 \text{ in}^2$$

$$< A_v \text{ sesungguhnya} = 0,40 \text{ in}^2 \text{ O.K.}$$

atau

$$s = \frac{A_v f_y}{50b_w} = \frac{0,40 \times 60.000}{50 \times 14} = 3,43 \text{ in.}$$

$$s \text{ maksimum yang digunakan} = d/2 = 14 \text{ in. O.K.}$$

$$x_y = 122,0 \times \frac{24.793}{169.993} = 17,79 \text{ in. dari tengah bentang}$$

Atur (sesuaikan) jarak sengkang vertikal sesungguhnya.

Luas yang diarsir pada Gambar 6.10(a) adalah luas gaya geser yang diberi sengkang tersebut. Jarak sengkang pada Gambar 6.10(b) didasarkan atas tinjauan praktis yang diinginkan, dan sesedikit mungkin ada perubahan jarak sengkang.

### 6.8.2\* Contoh 6.2: Solusi Alternatif untuk Contoh 6.1

Carilah gaya  $V_c$  dan perubahan jaraknya untuk balok dalam contoh 6.1 jika yang digunakan persamaan 6.8 (yang lebih baik) di mana adanya sedikit kontribusi tulangan memanjang lebih ditinjau secara akurat.

Solusi

Kapasitas geser beton sederhana, ada badan adalah:

$$V_c = 1,9\sqrt{f_c'} b_w d + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} b_w d \leq 3,5\sqrt{f_c'} b_w d$$

di mana  $\rho_w$  adalah tulangan memanjang yang tertarik saja pada badan (web)

$$\rho_w = \frac{6,0}{14 \times 28} = 0,0153$$

$$V_u \text{ pada jarak } d \text{ dari perletakan} = 144.499 \text{ lb (dari contoh 6.1)}$$

$$V_u d = 144.499 \times 28 = 4.045.972 \text{ in. lb}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ pada jarak } d \text{ dari perletakan} &= V_u d - \frac{w_u d^2}{2} \\ &= (14.212,5 \times \frac{25}{2}) \times 28 - \frac{14.212,5(28)^2}{12 \times 2} \\ &= 4.510.100 \text{ in. lb} \end{aligned}$$

$$\frac{V_u d}{M_u} \text{ atau } \frac{V_n d}{M_n} = \frac{4.045.972}{4.510.100} = 0,9 < 1,0 \text{ gunakan } 0,9$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1,9\sqrt{4000} \times 14 \times 28 + 2500 \times 0,0153 \times 0,9 \\ &= 47.105,4 \text{ lb} + 13.494,6 = 60.600 \text{ lb} \end{aligned}$$

Gunakan sengkang vertikal dua lengan No. 4 seperti pada contoh 6.1.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_u/\phi - V_c} = \frac{0,4 \times 60.000 \times 28}{169.933 - 60.600} = 6,14 \text{ in. (156,0 mm)}$$

$$s = \frac{d}{4} = 7 \text{ in.}$$

$$\text{Gunakan persamaan 6.8, } V_{c1} = 57738 \text{ lb, } V_{n1} = 152.941 \text{ lb}$$

$$x_1 = (150 - 28) \frac{152.941}{169.993} = 109,86 \text{ in.}$$

$$s = \frac{d}{2} = 14 \text{ in.}$$

$$V_{c2} = 50.718 \text{ lb} \quad V_{u2} = 98.824 \text{ lb}$$

$$x_2 = 122 \times \frac{98.824}{169.993} = 70,92 \text{ in.}$$

Pada titik di selubung geser di mana  $V_s = 0$ , besarnya  $V_u d / M_u$  dalam persamaan 6.8 hampir mendekati nol untuk beban terdistribusi merata. Dengan demikian anggap bahwa

$$V_c = 2,0\sqrt{f'_c} b_w d, \text{ bukannya } V_c = 1,9\sqrt{f'_c} b_w d + 2500\rho_w \frac{V_w d}{M_u}$$

Sehingga menggunakan  $x_3 = 35,59$  pada Gambar 6.11 (seperti pada Gambar 6,10 pada contoh 6.1) cukup akurat untuk tinjauan praktis. Atur jarak sengkangnya seperti terlihat pada Gambar 6.11(b).

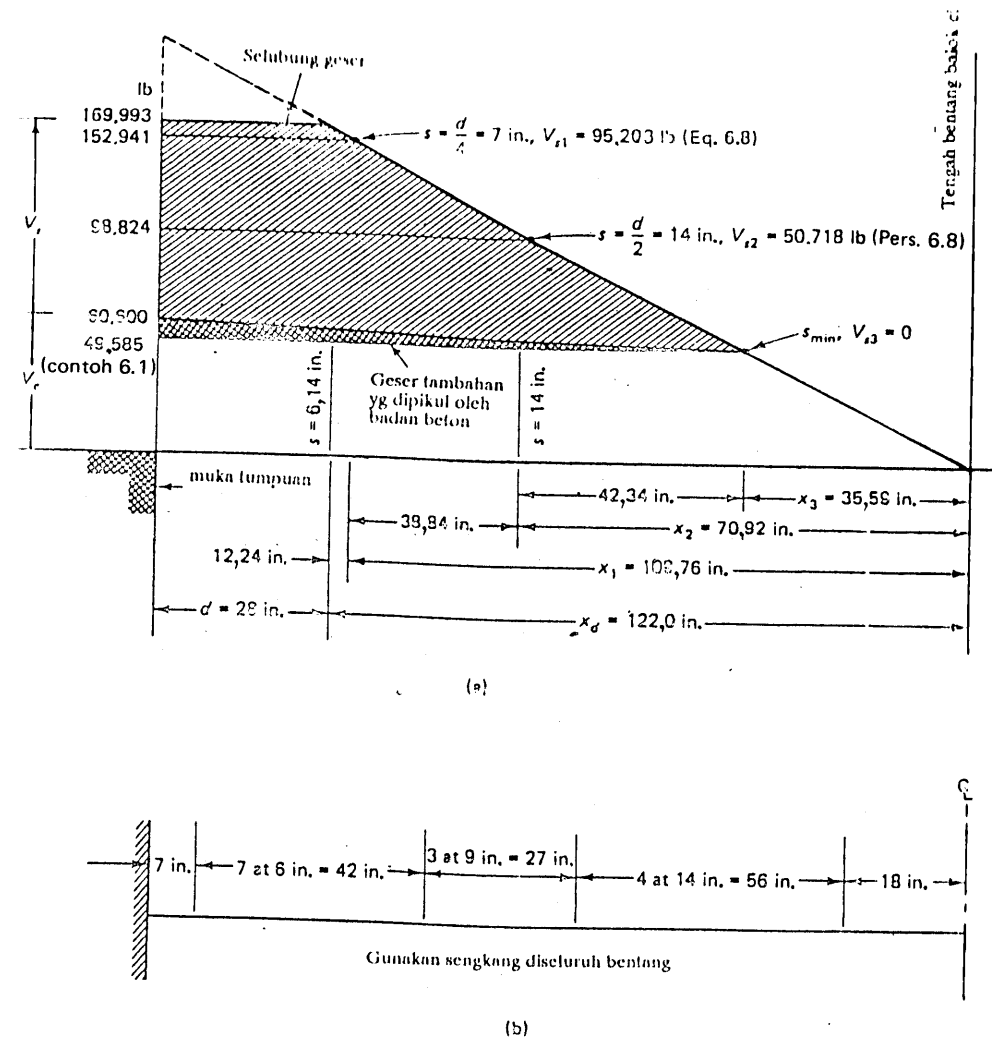
Diagram geser yang memperlihatkan semua detail ini diperlihatkan pada Gambar 6.11. Terlihat bahwa solusi yang lebih halus ini mengurangi gaya geser yang dipikul oleh sengkang pada penampang kritis  $d$  di antara 49.585 lb (dari contoh 6.1) dan 60.600 lb (dari contoh 6.2) seperti yang terlihat pada daerah yang diarsir. Perbedaan ini dipikul oleh beton sederhana pada badan. Adanya sedikit penghematan dalam jumlah sengkang yang diperoleh dengan metode yang lebih halus ini secara luas digunakan pada bangunan bertingkat tinggi berbentuk banyak.

Perlu dicatat bahwa dalam masalah geser untuk suatu beban terpusat di dekat tengah bentang, atau dalam hal beban yang dapat berbalik arah, lihat Gambar 6.12, jarak sengkang dipasang hampir selalu sama di sepanjang bentang balok. Jarak yang digunakan ini harus memenuhi jarak yang diperlukan pada penampang kritis, yaitu pada jarak  $d$  dari muka perletakan. Diagram geser superposisi untuk beban hidup terpusat (ataupun merata) dengan beban mati merata akan menghasilkan gaya geser total yang harus dipakai untuk merencanakan jarak sengkang.

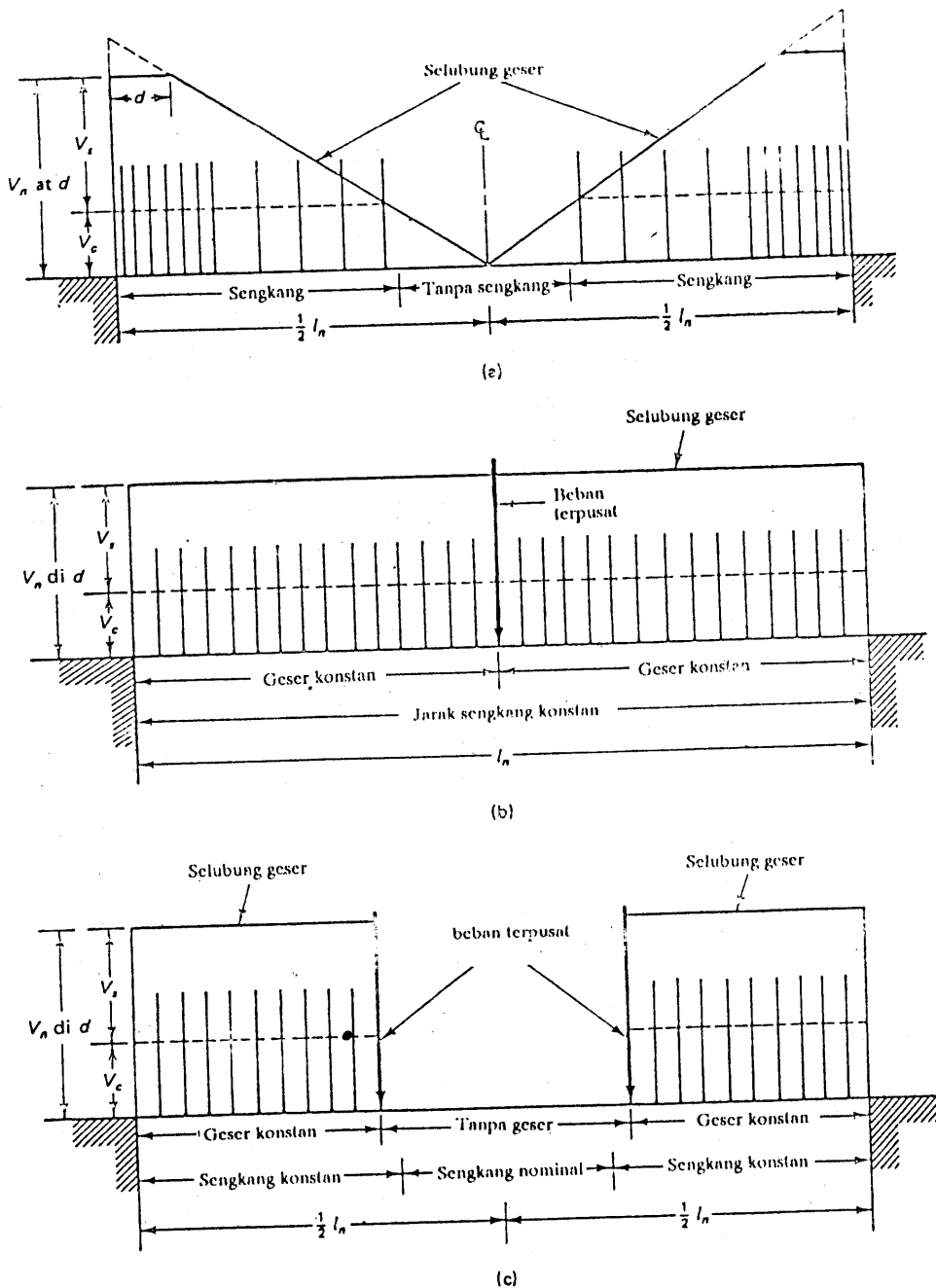
## 6.9 BALOK TINGGI

Balok tinggi adalah suatu elemen struktur yang mengalami beban seperti pada balok biasa, tetapi mempunyai angka perbandingan tinggi/lebar yang besar, dan angka perbandingan bentang geser/tinggi tidak melebihi 2 sampai 2,5 di mana bentang geser adalah bentang bersih balok untuk beban terdistribusi merata. Lantai beton yang mengalami beban horizontal, dinding yang mengalami beban vertikal, balok bentang pendek yang mengalami beban sangat berat, dan kebanyakan dinding geser merupakan contoh-contoh jenis elemen struktur ini.

Karena geometrinya inilah maka balok tinggi ini lebih berperilaku dua dimensi – bukan satu dimensi – dan mengalami keadaan tegangan dua dimensi. Sebagai akibatnya, bidang datar sebelum melentur tidak harus tetap datar setelah melentur. Distribusi regangannya tidak lagi linier, dan deformasi geser yang diabaikan pada balok biasa menjadi sesuatu yang cukup berarti dibandingkan dengan deformasi lentur murni. Sebagai akibatnya, blok tegangan menjadi nolinier meskipun masih pada taraf



Gambar 6.11 Susunan sengkang untuk contoh 6.1: (a) selubung geser dan segmen disain sengkang; (b) jarak sengkang vertikal.



Gambar 6.12 Skema distribusi sengkang: (a) jarak sengkang untuk balok dengan beban terdistribusi merata; (b) jarak sengkang untuk balok dengan beban terpusat; (c) jarak sengkang untuk balok dengan dua beban terpusat sejauh  $1/3$  bentang dari perletakan.

elastis. Pada keadaan limit dengan beban batas, distribusi tegangan tekan pada beton tidak akan lagi mengikuti bentuk parabola seperti Gambar 5.2(c) yang digunakan pada balok biasa.

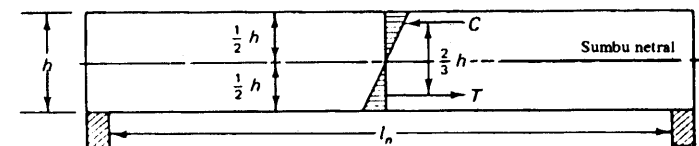
Gambar 6.13 mengilustrasikan kelinieran distribusi tegangan di tengah bentang sebelum terjadinya retak, pada balok biasa, di mana perbandingan bentang efektif/tinggi  $> 4$ . Sebaliknya, Gambar 6.14(a) memperlihatkan ketidaklinieran tegangan di tengah bentang sehubungan dengan ketidaklinieran regangan yang kita bicarakan tadi. Dapat juga dikatakan bahwa besarnya tegangan tarik maksimum pada sisi bawah jauh melebihi besarnya tegangan tekan maksimum. Hal ini diperlihatkan dengan trajektori tegangan pada Gambar 6.14(b). Perhatikan kecuraman dan pemusatan trajektori tegangan tarik utama pada tengah bentang dan pemusatan trajektori tegangan tekan pada perletakan untuk kedua kasus pembebanan balok, di atas dan di bawah.

Beton retak dalam arah tegak lurus trajektori tegangan utama. Apabila bebannya terus bertambah, retak ini akan melebar dan menjalar, juga timbul retak lainnya. Dengan demikian semakin sedikit beton yang harus memikul keadaan tegangan yang tak menentu. Karena bentang geser untuk balok tinggi itu kecil, tegangan tekan pada daerah perletakan mempengaruhi besar dan arah tegangan tarik utama sehingga menjadi curam dan harganya berkurang.

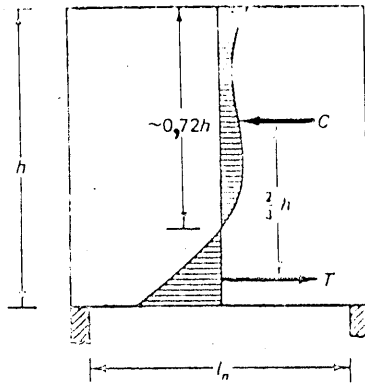
Dalam banyak hal retak-retak ini hampir selalu vertikal dan mengikuti arah trajektori tegangan, yang pada keadaan runtuh karena geser, balok ini hampir tergeser (lepas) dari perletakannya. Jadi, untuk balok tinggi, selain penulangan geser vertikal di sepanjang bentang, diperlukan juga penulangan horizontal di seluruh tinggi balok. Dari gambar 6.14(b) dan (c), juga gradien trajektori tegangan tarik pada serat bawah, diperlukan pemusatan tulangan horizontal untuk memikul besarnya tegangan tarik pada sisi bawah balok tinggi.

Selain itu, besarnya angka perbandingan tinggi/bentang dari balok ini menyebabkan bertambahnya tahanan terhadap beban geser luar akibat aksi pelengkung tekan yang cukup tinggi. Dengan demikian dapat diharapkan bahwa gaya geser tahanan nominal  $V_c$  untuk balok tinggi akan jauh lebih besar daripada  $V_c$  untuk balok biasa.

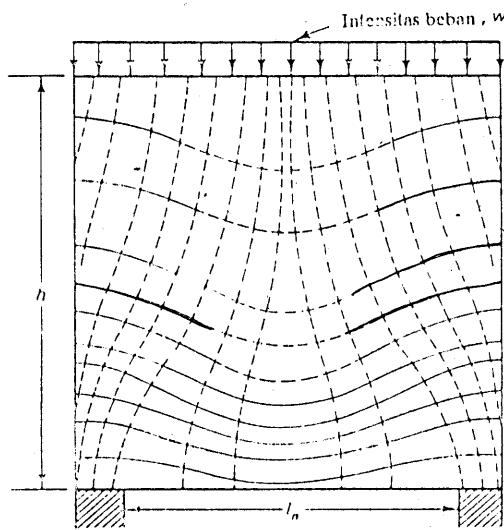
Sebagai ringkasan, geser pada balok tinggi merupakan tinjauan yang utama dalam desainnya. Besar dan jarak penulangan geser vertikal dan horizontal sangat berbeda dengan yang dipakai pada balok biasa, begitu pula persamaan-persamaan yang digunakan dalam desainnya.



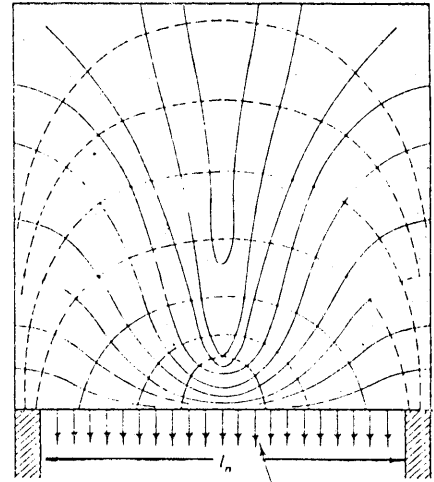
Gambar 6.13 Distribusi elastis pada balok biasa ( $l_n/h \geq 3,5$  sampai 5).



(a)



(b)



(c)

**Gambar 6.14** Distribusi tegangan elastis pada balok tinggi; (a) balok tinggi ( $l_n/h \leq 1,0$ ); (b) trajektori tegangan utama pada balok tinggi yang dibebani di atas; (c) trajektori tegangan utama pada balok tinggi yang dibebani di bawah.

### 6.9.1 Kriteria Desain terhadap Geser untuk Balok Tinggi yang Dibebani di Atas

Dari diskusi pada Bab 6.9 dapat disimpulkan bahwa balok tinggi ( $a/d < 2,5$  dan  $l_n/d < 5,0$ ) mempunyai tahanan geser nominal  $V_c$  yang lebih tinggi daripada balok biasa. Pada balok biasa, penampang kritis untuk menghitung gaya geser rencana  $V_u$  diambil pada jarak  $d$  dari muka perletakan; sedangkan pada balok tinggi, bidang gesernya sangat miring dan dekat perletakan. Jika  $x$  adalah jarak antara bidang keruntuhan

dari muka perletakan,  $l_n$  adalah bentang bersih untuk beban terdistribusi merata, dan  $a$  adalah lengan geser atau bentang untuk beban terpusat, maka persamaan untuk jarak ini adalah:

$$\text{Beban terdistribusi merata: } x = 0,15 l_n \quad (6.17a)$$

$$\text{Beban terpusat: } x = 0,50 a \quad (6.17b)$$

Dalam kedua hal, jarak  $x$  ini tidak boleh melebihi tinggi efektif  $d$ .

Gaya geser rencana  $V_u$  harus memenuhi kondisi:

$$V_u \leq \phi (8\sqrt{f'_c} b_w d) \text{ untuk } l_n/d < 2,0 \quad (6.18a)$$

atau

$$V_u \leq \phi \left[ \frac{2}{3} \left( 10 + \frac{l_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \right] \text{ untuk } 2 \leq l_n/d \leq 5 \quad (6.18b)$$

Jika tidak memenuhi keadaan ini, penampang harus diperbesar. Faktor reduksi kekuatan  $\phi = 0,85$ .

Gaya geser tahanan nominal  $V_c$  untuk beton sederhana dapat diambil sebagai:

$$V_c = \left( 3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 1,9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 6 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.19a)$$

di mana  $1,0 < 3,5 - 2,5 (M_u/V_u d) \leq 2,5$ . Faktor ini merupakan pengali dari persamaan dasar  $V_c$  dari balok biasa untuk memperhitungkan besarnya kapasitas tahanan balok tinggi. Peraturan ACI mengizinkan kapasitas tahanan yang tinggi ini apabila retak-retak minor pada keadaan  $V_u$  melebihi beban retak geser pertama masih dapat ditoleransi. Apabila tidak demikian, dapat digunakan:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.19b)$$

Apabila gaya geser rencana  $V_u$  melebihi  $\phi V_c$ , penulangan geser harus diberikan sehingga memenuhi  $V_u \leq \phi (V_c + V_s)$  di mana  $V_s$  adalah gaya yang dipikul oleh penulangan geser:

$$V_s = \left( \frac{A_v}{s_v} \frac{1 + l_n/d}{12} + \frac{A_{vh}}{s_h} \frac{11 - l_n/d}{12} \right) f_y d \quad (6.20)$$

di mana  $A_v$  = luas total penulangan vertikal yang berjarak  $s_v$  dalam arah horizontal di kedua sisi balok.

$A_{vh}$  = luas total penulangan horizontal yang berjarak  $s_h$  dalam arah vertikal di kedua sisi balok

$$s_v \text{ maksimum } \leq d/5 \text{ atau } 18 \text{ in.}$$

$$\text{(mana yang terkecil)} \quad (6.21a)$$

$$s_h \text{ maksimum } \leq d/3 \text{ atau } 18 \text{ in.}$$



dan

$$A_v \text{ minimum} = 0,0015 b s_v \quad (6.21b)$$

$$A_{vh} \text{ minimum} = 0,0025 b s_h$$

Penulangan geser yang diperlukan pada penampang kritis harus diberikan di seluruh balok tinggi.

Dalam hal balok tinggi menerus, sebagai akibat dari besarnya kekakuan dan sangat kecilnya rotasi balok pada perletakan, faktor kesinambungan pada perletakan interior pertama dapat diambil sebesar 1,0. Dengan demikian – untuk tujuan praktis – penulangan yang sama terhadap geser dapat dipakai untuk seluruh bentang jika semua bentang sama dan mengalami pembebanan yang serupa.

## 6.9.2 Kriteria Desain terhadap lentur pada Balok Tinggi

### 6.9.2.1 Balok Ditumpu Sederhana

Peraturan ACI tidak menspesifikasikan prosedur desain, tetapi mensyaratkan analisis nonlinier secara kasar untuk desain dan analisis lentur balok tinggi. Penyajian sederhana pada bab ini berdasarkan rekomendasi Euro-International Concrete Committee (CEB).

Gambar 6.14(a) memperlihatkan skema distribusi tegangan pada balok tinggi homogen yang mempunyai angka perbandingan bentang/tinggi  $l_n/h = 1,0$ . Dari penyelidikan secara eksperimen dapat diketahui bahwa lengan momennya tidak begitu banyak berubah meskipun sesudah terjadi retak awal. Karena momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_n = A_s f_y \times \text{lengan momen } jd \quad (6.22a)$$

maka luas penulangan  $A_s$  untuk lentur adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} \geq \frac{200bd}{f_y} \quad (6.22b)$$

Lengan momen yang direkomendasikan oleh CEB adalah:

$$jd = 0,2(l + 2h) \text{ untuk } 1 \leq l/h < 2 \quad (6.23a)$$

dan

$$jd = 0,6l \text{ untuk } l/h < 1 \quad (6.23b)$$

di mana  $l$  adalah bentang efektif yang diukur dari as ke as perletakan atau 1,15 bentang bersih  $l_n$ , mana saja yang terkecil. Penulangan tarik harus ditempatkan pada sisi bawah tinggi balok hingga tinggi segmennya adalah:

$$y = 0,25h \quad 0,05l < 0,20h$$

Pada daerah ini harus ada tulangan berdiameter kecil dan berjarak dekat yang dijangkarkan pada tumpuannya.

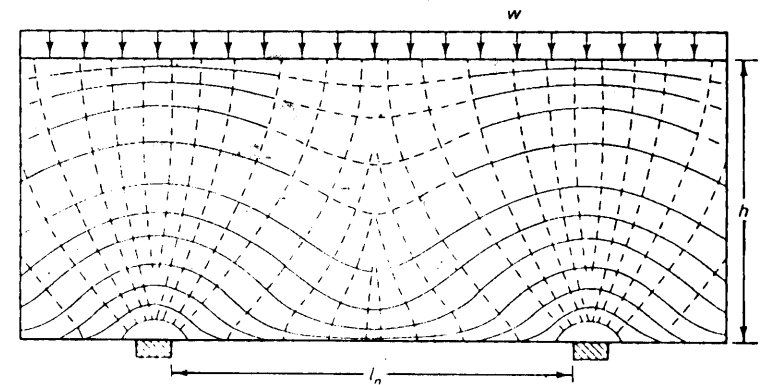
### 6.9.2.2 Balok Menerus

Balok tinggi yang menerus dapat diperlakukan dengan cara yang sama dengan balok tinggi sederhana, tetapi harus ada penulangan tambahan yang memikul momen negatif pada tumpuan. Gambar 6.15 memperlihatkan trayektori tegangan untuk tegangan tarik utama dan tekan utama pada balok tinggi yang menerus. Dengan membandingkan diagram ini dengan Gambar 6.14(b) untuk kasus balok ditumpu sederhana, terlihat bahwa bentuk kecuraman trajektori tegangan tarik di tengah bentang serupa. Pada tumpuan menerus seluruh bagian penampangnya mengalami tarik.

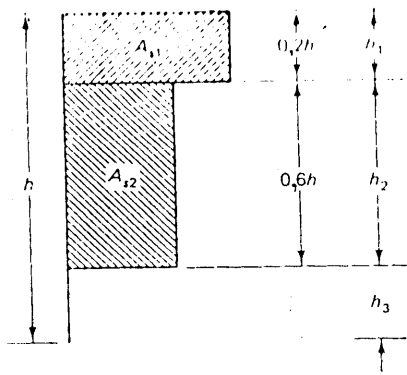
Pemusatan trajektori tegangan tarik pada daerah perletakan dari balok tinggi menerus mengharuskan adanya penjangkaran yang baik tulangan geser horizontal. Luas tulangan lentur total yang diperlukan adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y jd} \geq \frac{200bd}{f_y}$$

seperti persamaan 6.22b untuk balok ditumpu sederhana. Akan tetapi, di sini lengan momen  $jd$  berbeda, yaitu besarnya:



Gambar 6.15 Trayektori tegangan tekan dan tarik pada balok tinggi menerus. Garis tidak putus menunjukkan trajektori tarik, garis putus-putus menunjukkan trajektori tekan.



Gambar 6.16 Distribusi tulangan lentur horizontal pada balok tinggi menerus.

$$jd = 0,2(l + 1,5fh) \text{ untuk } 1 \leq l/h \leq 2,5 \quad (6.25a)$$

$$jd = 0,5l \text{ untuk } l/h \quad (6.25b)$$

Distribusi penulangan lentur negatif  $A_s$  pada balok menerus harus sedemikian rupa sehingga luas baja  $A_{s1}$  harus ditempatkan pada 20% dari tinggi balok, dan luas tulangan *balance*  $A_{s2}$  pada bagian 60% berikutnya dari tinggi balok seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.16. Masing-masing luas tulangan ini adalah:

$$A_{s1} = 0,6(l/h - 1)A_s \quad (6.26a)$$

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} \quad (6.26b)$$

Untuk kasus-kasus di mana angka perbandingan  $l/h$  berharga lebih kecil atau sama dengan 1,0, gunakan luas nominal sebagai  $A_{s1}$  pada bagian 20% di sisi atas balok, dan gunakan luas total  $A_s$  pada bagian 60% berikutnya dari tinggi balok. Bagian sisanya,  $h_3$ , yang merupakan daerah tulangan positif berasal dari bentang balok, harus diteruskan ke perletakan untuk menjamin penjangkaran dan kesinambungan.

### 6.9.3 Langkah Perhitungan Desain Terhadap Geser pada Balok Tinggi

Berikut ini adalah prosedur yang direkomendasikan untuk desain penulangan geser pada balok tinggi berdasarkan persyaratan ACI. Urutan langkah ini pada dasarnya serupa dengan yang dicantumkan pada Bab 6.7 untuk desain penulangan badan balok biasa. Sebagai tambahan di sini diperlukan penulangan lentur untuk memikul tegangan akibat lentur.

1. Cek apakah balok tersebut dapat diklasifikasikan sebagai balok tinggi, yaitu  $a/d < 2,5$  (untuk beban terpusat) atau  $l_n/d < 5,0$  (untuk beban terdistribusi merata).

2. Tentukan jarak penampang kritis  $s$  dari muka tumpuan:  $x = 0,5a$  untuk beban terpusat dan  $x = 0,15 l_n$  untuk beban terdistribusi. Hitung gaya geser rencana  $V_u$  pada penampang kritis, dan cek apakah besarnya kurang dari batas minimum  $\phi V_n = V_u$  yang diizinkan dengan menggunakan persamaan 6.18a dan 6.18b; jika tidak demikian, perbesar ukuran penampang.
3. Hitung kapasitas tahanan geser  $V_c$  beton sederhana dengan menggunakan persamaan 6.19.
4. Hitung  $V_s$  jika  $V_u > \phi V_c$  dan tentukan  $s_c$  dan  $s_h$  dengan menganggap dahulu ukuran tulangan geser pada arah vertikal maupun horizontal.
5. Selidiki apakah ukuran dan jarak maksimum dari langkah 4 memenuhi persamaan 6.21a dan 6.21b. Apabila tidak memenuhi, perbaiki dan cek kembali dengan menggunakan persamaan 6.20.
6. Pilihlah ukuran dan jarak yang layak dari penulangan geser dalam arah vertikal maupun horizontal. Apabila memungkinkan, gunakan kawat yang dilas agar dicapai penjangkaran tulangan dan menjamin tulangan tetap pada posisinya di dalam penampang balok tinggi.
7. Desainlah penulangan lentur yang memenuhi persamaan 6.26a dan 6.26b, dan gambar 6.16 apabila baloknya menerus. Jika baloknya ditumpu sederhana, konsentrasikan tulangan memanjang horizontal pada bagian  $(0,25h - 0,05l) \leq 0,20 h$  di sisi bawah dari ketinggian balok.
8. Buatlah sketsa gambar distribusi tulangan lentur maupun tulangan geser.

### 6.9.4 Contoh 6.3: Desain Penulangan Geser pada Balok Tinggi

Balok ditumpu sederhana yang mempunyai bentang bersih  $l_n = 10 \text{ ft}$  (3,05 m) dibebani hidup terdistribusi merata 86.000 lb/ft (1255,6 kN/m) di atasnya. Tinggi balok adalah 6 ft (1,83 m) dan lebarnya  $b$  adalah 20 in. (508 mm). Luas tulangan horizontalnya adalah 8,0 in<sup>2</sup> (5161 mm<sup>2</sup>) yang ditentukan dari persamaan 6.4. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

Rencanakan penulangan geser balok ini.

Solusi

- \* Cek  $l_n/d$  (langkah 1), hitung gaya geser rencana  $V_u$   
Asumsikan bahwa  $d = 0,9h = 0,9 \times 6 \times 12 = 65 \text{ in. (1651 mm)}$ .

$$\frac{l_n}{d} = \frac{10,0 \times 12}{65} = 1,85 < 5$$

Dengan demikian dapat dianggap sebagai balok tinggi.

$$\text{Berat sendiri balok} = \frac{20 \times 72}{144} \times 150 = 1500 \text{ lb/ft (21,9 kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban rencana total} &= 1,7 \times 86.000 + 1,4 \times 1500 \\ &= 148.300 \text{ lb/ft (2165,2 kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak penampang kritis} &= 0,15 \ell_n = 0,15 \times 10,0 \\ &= 1,5 \text{ ft} = 18 \text{ in. (457,2 mm)} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana  $V_u$  pada penampang kritis adalah

$$V_u = \frac{148.300 \times 10}{2} - 148.300 \times \frac{18}{12} = 519.050 \text{ lb (2308,7 kN)}$$

Kekuatan geser nominal  $V_n$  dan kapasitas tahanan  $V_c$  (langkah 2 dan 3)

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi(8\sqrt{f'_c} b_w d) = 0,85(8\sqrt{4000} \times 20 \times 65) \\ &= 559.091 \text{ lb (2486,8 kN)} > 519.050 \text{ O.K.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{148.300 \times 10 \text{ ft}}{2} \times 1,5 - \frac{148.300 \times (1,5)^2}{2} \\ &= 945.412,5 \text{ ft-lb} = 11.344.950 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{V_u d} = \frac{11.344.950}{519.050 \times 65} = 0,3363$$

$$3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} = 3,5 - 2,5 \times 0,3363 = 2,66 > 2,5 \text{ gunakan } 2,5$$

$$\rho_w = \frac{8,0}{20 \times 65} = 0,0062$$

$$\frac{V_u d}{M_u} = 2,97$$

Dari persamaan 6.19:

$$\begin{aligned} V_c &= 2,5(1,9\sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \\ &= 2,5(1,9\sqrt{4000} + 2500 \times 0,0062 \times 2,97) \times 20 \times 65 \\ &= 540.155 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$6\sqrt{f'_c} b_w d = 493.315 \text{ lb} < 540.155 \text{ lb}$$

Jadi,  $V_c = 493.315 \text{ lb (2144,3 kN)}$  yang menentukan.

Penulangan geser (Langkah 4 dan 5)

Anggap digunakan tulangan berdiameter 9,52 mm (No. 3) pada arah horizontal maupun vertikal dari balok tinggi.

$$A_v = 2 \times 0,11 = 0,22 \text{ in.}^2 (141,9 \text{ mm}^2) = A_{ch}$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

atau

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{519.050}{0,85} - 493.315 = 117.332 \text{ lb (521,9 kN)}$$

$$V_s = \left( \frac{A_v}{s_y} \frac{1 + \ell_n/d}{12} + \frac{A_{ch}}{s_h} \frac{11 - \ell_n/d}{12} \right) f_y d$$

Anggap bahwa  $s_y = s_h = s$  (jarak pada arah horizontal maupun vertikal sama), maka

$$11.732 = \left( \frac{0,22}{s} \frac{1 + 120/65}{12} + \frac{0,22}{s} \frac{11 - 120/65}{12} \right) 60.000 \times 65$$

$$s = 7,31 \text{ in. (185,7 mm)}$$

Jarak tulangan vertikal maksimum yang diizinkan adalah  $s_y = d/5$  atau 18 in. (mana saja yang terkecil).

$$s_y = \frac{65}{5} = 13 \text{ in.} \quad \text{jadi } s_y = 7,31 \text{ in. yang menentukan.}$$

Jarak tulangan horizontal maksimum yang diizinkan adalah  $s_h = d/3$  atau 18 in. (mana saja yang terkecil).

$$s_h = \frac{65}{3} = 21,7 \text{ in.} \quad \text{jadi } s_h = 7,31 \text{ in. yang menentukan.}$$

Gunakan jarak  $s_y = s_h = 7 \text{ in. (177,8 mm)}$

$$\text{Minimum } A_v = 0,0015 b s_v = 0,0015 \times 20 \times 7 = 0,21 \text{ in.}^2 < 0,22 \text{ in.}^2 \quad \text{O.K.}$$

$$\text{Minimum } A_{ch} = 0,0025 b s_h = 0,0025 \times 20 \times 7 = 0,35 \text{ in.}^2 > 0,22 \text{ in.}^2$$

Jadi, tulangan No. 3 tidak dapat digunakan sebagai tulangan horizontal. Tulangan No. 4 pada kedua sisi =  $2 \times 0,20 \text{ in.}^2 = 0,40 \text{ in.}^2$ . Gunakan tulangan vertikal No. 3 berjarak 7 in. as ke as (berdiameter 12,70 mm dengan jarak 177,8 mm as ke as) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.17. Dengan mengganti tulangan No. 3 menjadi No. 4 pada persamaan 6.20 untuk menghitung  $V_s$ , akan diperoleh penulangan geser yang memberikan gaya geser tahanan  $V_s$  yang lebih besar.

Sistem penulangan yang lebih baik adalah dengan menggunakan kawat yang dilas. Sebagai perbandingan, untuk kasus ini dapat digunakan kawat yang dilas berukuran D20 (diameter 0,5 in. = 12,7 mm) berjarak  $s_h = 6$  in. (152 mm) as ke as pada arah vertikal, dan  $s_v = 8$  in. (203 mm) as ke as dalam arah horizontal.

### 6.9.6 Contoh 6.4: Penulangan Lentur pada Balok Tinggi

Rencanakan penulangan lentur untuk balok pada contoh soal 6.3.

#### Solusi

$l_n = 120$  in. (3048 mm) dan  $h = 72$  in. (1828 mm). Karena panjang perletakan tidak diberikan, anggap bahwa  $l = 1,15l_n = 138$  in. (3505 mm). Beban luar rencana adalah  $U = 148.300$  lb/ft.

$$\begin{aligned} \text{Momen luar rencana} = M_u &= \frac{w_u l^2 n}{8} = \frac{148.300(10,0)^2}{8} = 1.853.750 \text{ ft-lb} \\ &= 22.245.000 \text{ in.-lb (2513,7 kN-m)} \end{aligned}$$

$$\frac{l}{h} = \frac{138}{72} = 1,92 < 2$$

$$jd = 0,2(138 + 2 \times 72) = 56,4 \text{ in.}$$

$$A_s = \frac{22.245.000}{0,9 \times 56,4 \times 60.000} = 7,30 \text{ in.}^2 (4708,5 \text{ mm}^2)$$

Gunakan 4 tulangan horizontal No. 9 pada setiap sisi dengan luas =  $8,00 \text{ in.}^2$ . Bagian dari tinggi balok tempat  $A_s$  didistribusikan, diukur dari muka bawah balok, adalah:

$$0,25h - 0,05l = 0,25 \times 72 - 0,05 \times 138 = 11,1 \text{ in.}$$

$$\text{Jarak penulangan lentur} = \frac{11,1}{3} = 3,7 \text{ in.}$$

Keempat tulangan No. 9 berjarak vertikal 3,5 in. as ke as pada masing-masing sisi balok tinggi harus dijangkarkan dengan baik ke perletakan (tulangan berdiameter 28,6 mm dengan jarak 76,2 mm). Gambar 6.17(a) memberikan denah dan potongan penampang yang memperlihatkan detail penulangan geser vertikal dan horizontal, juga penulangan lentur yang terkumpul pada bagian bawah setinggi 10,5 in. dari blok tinggi.

### 6.9.6 Contoh 6.5: Desain Penulangan untuk Balok Tinggi yang Menerus

Desainlah penulangan yang diperlukan untuk bentang dalam (interior) suatu balok tinggi menerus di atas banyak perletakan apabila beban dan karakteristik balok sama dengan yang ada pada contoh 6.3.

#### Solusi

##### Penulangan geser

Karena balok tinggi mempunyai kekakuan yang besar, faktor kesinambungan geser untuk tumpuan interior pertama, dapat dianggap sebesar 1,0. Jadi dapat digunakan penulangan geser vertikal maupun vertikal sama dengan pada contoh 6.3. Digunakan kawat yang dilas berukuran D20 (berdiameter 0,5 in. = 12,7 mm) dengan jarak 6 in. (152 mm) as ke as dalam arah horizontal, dan 5 in. (203 mm) dalam arah vertikal seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.18.

##### Penulangan lentur

Anggap bahwa  $d = 65$  in. dari contoh 6.3. Momen rencana positif pada lapangan mendekati harga:

$$\begin{aligned} +M_u &= \frac{w_u l^2 n}{16} = \frac{148.300(10)^2}{16} = 926.875 \text{ ft-lb} \\ &= 11.122.500 \text{ in.-lb (1257 kN-m)} \end{aligned}$$

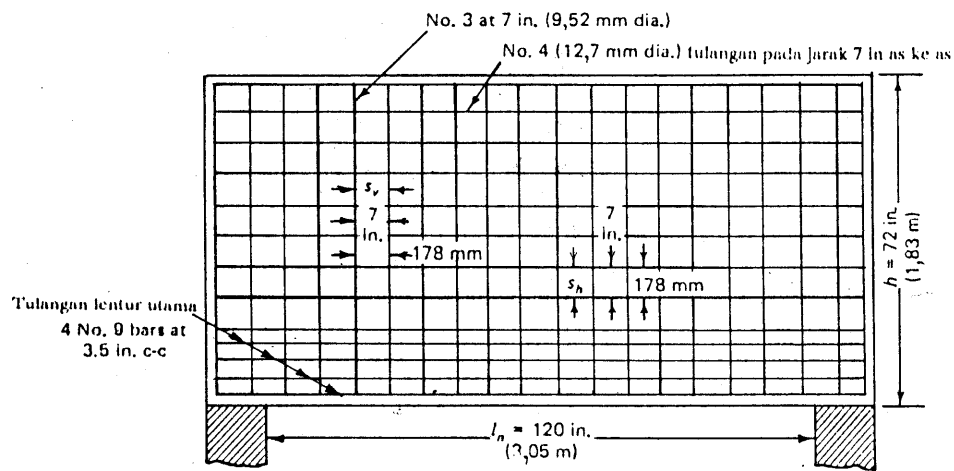
$$+M_n = \frac{M_u}{\phi} = 12.358.333 \text{ in.-lb (1397 kN-m)}$$

lengan momen  $jd = 56,4$  in. (dari contoh 6.3)

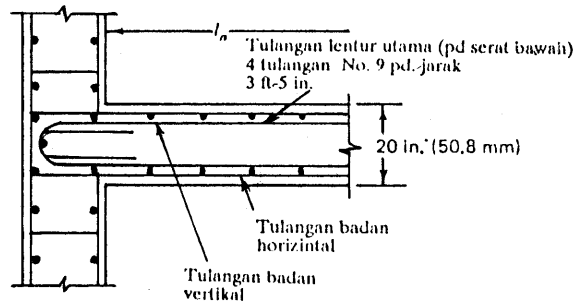
$$\begin{aligned} +A_s &= \frac{M_n}{f_y jd} = \frac{12.358.333}{60.000 \times 56,4} = 3,65 \text{ in.}^2 < \frac{200bd}{f_y} \\ &= \frac{200(20 \text{ in.})(0,9 \times 72 \text{ in.})}{60.000} \\ &= 4,32 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

Gunakan 3 tulangan No. 8 pada kedua sisi (3 tulangan berdiameter 25,4 mm pada masing-masing sisi) dengan luas =  $4,74 \text{ in.}^2$  ( $3057 \text{ mm}^2$ ). Teruskan tulangan ini di sepanjang bentang balok ke dalam perletakan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.17.

Momen negatif maksimum rencana pada bentang interior adalah

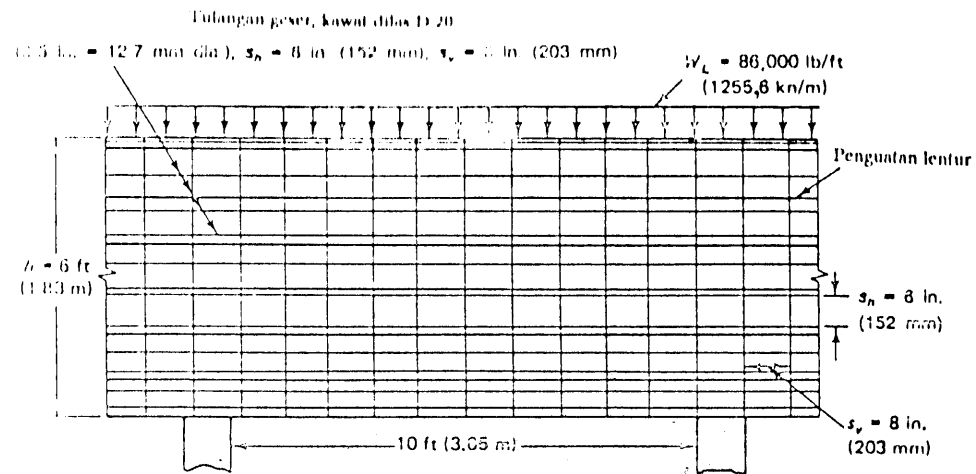


(a)

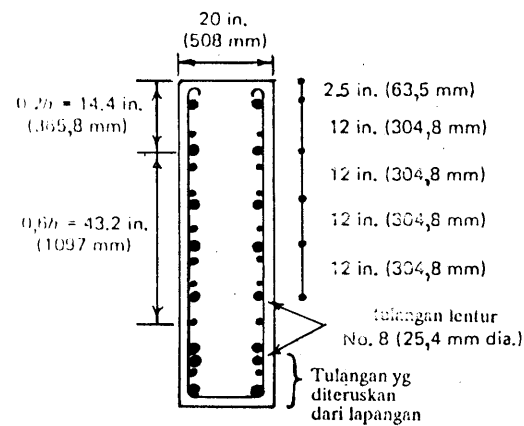


(b)

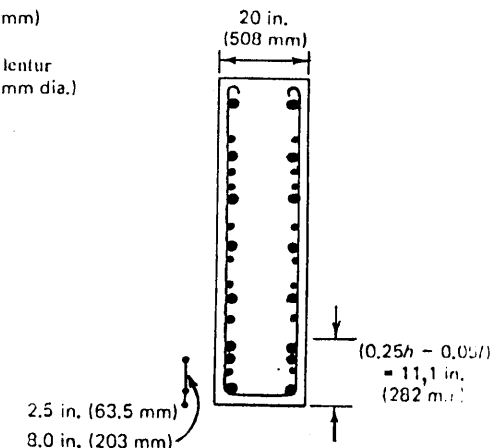
Gambar 6.17 Penulangan balok tinggi ditumpu sederhana (contoh 6.4): (a) potongan memanjang balok; (b) denah balok pada perletakan.



(c)



(b)



(c)

Gambar 6.18 Penulangan balok tinggi menerus: (a) potongan memanjang balok; (b) potongan melintang pada perletakan; (c) potongan melintang pada lapangan.

$$M_u = \frac{w_u l^2}{12} = \frac{148,300(10)^2}{12} = 14,830,000 \text{ in. lb} (1675,8 \text{ kN-m})$$

lengan momen  $jd =$

$$0,2(l + 1,5h) = 0,2(138 + 1,5 \times 72) = 49,2 \text{ in.}$$

Momen tahanan nominal negatif adalah:

$$-M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{14,830,000}{0,9} = 16,477,778 \text{ in.-lb}$$

tulangan negatif total:

$$A_s = \frac{16,477,778}{60,000 \times 49,2} = 5,58 \text{ in.}^2 (3599 \text{ mm}^2)$$

Luas tulangan negatif yang harus diberikan untuk sisi atas adalah:

$$0,5 \left( \frac{l}{h} - 1 \right) A_s = 0,5 \left( \frac{138}{72} - 1 \right) 5,58 = 2,56 \text{ in.}^2$$

$$h_1 = 0,2 \times 72 = 14,4 \text{ in.}$$

$$A_{s2} = 5,58 - 2,56 = 3,02 \text{ in.}^2 \text{ pada } h_2 = 72,0 - 14,4 - 14,4 = 43,2 \text{ in.}$$

Gunakan tulangan No. 8 (berdiameter 25,4 mm).

**Daerah  $h_1$**  : 2 tulangan No. 8 pada masing-masing sisi ( $3,14 \text{ in.}^2 > 2,56 \text{ in.}^2$ ).

**Daerah  $h_2$**  : 3 tulangan No. 8 pada masing-masing sisi ( $4,74 \text{ in.}^2 > 3,02 \text{ in.}^2$ ).

Gambar 6.18 memperlihatkan denah dan potongan melintang susunan penulangan untuk balok ini.

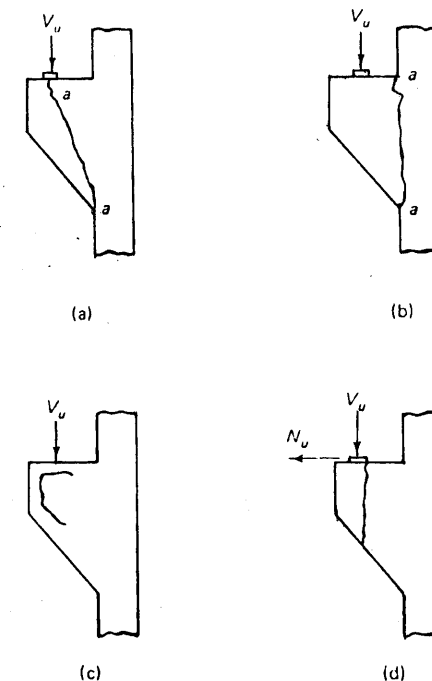
## 6.10 BRAKET

Braket (*brackets* atau *corbels*) adalah kantilever pendek berpenampang tidak prismatis yang terdapat di muka dalam dari kolom, yang berfungsi memikul beban terpusat atau reaksi balok yang cukup besar. Braket merupakan elemen struktur yang sangat penting

untuk memikul balok-balok pracetak, juga untuk memikul sistem struktur lainnya. Beton pracetak dan beton pratekan pada dewasa ini menjadi unsur struktur yang semakin banyak digunakan, yang menyebabkan makin besarnya gaya geser yang harus dipikul pada tumpuan. Dengan demikian, desain braket juga menjadi sangat penting. Keamanan struktur secara keseluruhan dapat juga bergantung pada sistem perletakkannya, dalam hal ini berupa braket, sehingga di sini dibahas dengan cukup rinci.

Pada braket, perbandingan antara lengan (bentang) geser atau bentangnya terhadap tinggi balok biasanya kurang dari 1,0. Kecilnya perbandingan ini menyebabkan keadaan tegangan pada elemen struktur ini menjadi keadaan tegangan dua dimensi seperti yang dialami oleh balok tinggi. Dengan demikian, deformasi geser akan mempengaruhi perilaku tegangan nonlinier, baik pada keadaan masih elastis ataupun sesudah inelastis. Jadi dalam hal ini geser merupakan faktor yang sangat utama. Perbedaannya dengan balok tinggi adalah gaya horizontal yang cukup besar yang diteruskan dari balok yang ditumpu ke braket itu sendiri. Gaya-gaya horizontal ini merupakan akibat dari terjadinya deformasi jangka panjang susut dan rangkai balok yang ditumpu, yang sering kali dijangkarkan ke dalam braket.

Biasanya retak-retak pada braket berupa retak geser berarah vertikal atau agak miring. Retak-retak ini dimulai pada titik tangkap beban terpusat menjalar ke bawah dan menuju titik temu braket dengan muka kolom seperti yang diperlihatkan pada



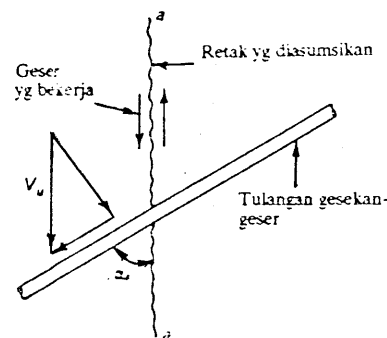
**Gambar 6.19** Pola keruntuhan: (a) geser diagonal; (b) gesekan geser (shear friction); (c) pisahnya penjangkaran; (d) pemisahan vertikal.

Gambar 6.19a. Atau dapat pula retak ini dimulai pada titik temu atas braket dengan muka kolom, dan menjalar dalam arah vertikal menuju sisi bawah braket, seperti terlihat pada Gambar 6.19(b). Pola retak lain untuk elemen braket ini diperlihatkan pada Gambar 6.19(c) dan (d). Dapat pula terjadi kombinasi dari yang telah disebutkan di atas. Keruntuhan tumpu (bearing failure) dapat pula terjadi yang berupa hancurnya beton di bawah pelat tumpu di bawah beban terpusat jika luas tumpu kurang baik direncanakan.

Seperti yang akan dibahas berikut ini, pendetailan tulangan braket merupakan suatu hal yang sangat utama. Keruntuhan elemen struktur ini sering kali dapat diakibatkan oleh kurang terpenuhinya penjangkaran tulangan yang sempurna ke dalam kolom.

### 6.10.1 Hipotesis Gesekan Geser untuk Transfer Geser pada Braket

Braket yang dicor pada saat yang tidak bersamaan dengan kolom yang menumpunya dapat mengakibatkan retak geser pada bidang antara kedua beton ini sementara pada bidang ini harus diteruskan gaya geser. Seperti yang telah dibahas dalam hal balok tinggi, semakin kecil perbandingan  $a/d$ , semakin besar kecenderungan terjadinya geser murni pada bidang vertikal. Perilaku ini akan lebih nyata pada braket karena adanya bidang yang secara potensial mudah retak, yaitu antara dua beton yang berbeda.



Gambar 6.20 Penulangan gesekan-geser (shear friction) pada keadaan retak.

Pendekatan dengan cara gesekan geser dalam kasus ini direkomendasikan oleh ACI seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.19(b). Asumsi yang digunakan adalah sudah adanya bidang retak vertikal ( $a-a$ ) pada Gambar (6.20) yang dianggap pula merupakan bidang gelincir braket pada keadaan limit keruntuhan (limit state of failure). Dalam hal ini digunakan koefisien gesekan  $\mu$  untuk mentransformasikan gaya horizontal dari sengkang tertutup yang terjangkar dengan baik menjadi gaya tahanan nominal vertikal yang harus lebih besar dari beban geser luar rencana. Dengan demikian gaya geser tahanan nominal rencana adalah:

$$V_n = A_c f_y \mu \quad (6.27a)$$

sehingga

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \mu} \quad (6.27b)$$

di mana  $A_{vf}$  adalah luas total sengkang tertutup horizontal yang terjangkar dengan baik.

Gaya geser luar rencana haruslah  $V_u \leq \phi V_n$  yang untuk beton normal adalah:

$$V_n \leq 0,2 f'_c b_w d \quad (6.28a)$$

atau

$$V_n \leq 800 b_w d \quad (6.28b)$$

mana saja yang terkecil. Tinggi efektif braket yang diperlukan dapat ditentukan dari persamaan 6.27a atau 6.27b, mana saja yang memberikan harga terbesar.

Untuk semua beton berbobot-ringan-seluruhnya (all-lighthweight concrete) maupun beton berbobot-ringan-pasirnya (sand-lightweight concrete), kekuatan geser  $V_n$  harus diambil tidak lebih besar dari  $(0,2 - 0,07 a/d) f'_c b_w d$  juga tidak boleh lebih besar dari  $(800 - 280 a/d) b_w d$ , dalam pounds.

Jika penulangan gesekan geser ini miring terhadap bidang geser hingga gaya gesernya menyebabkan tarik pada tulangan gesekan-geser,

$$V_n = A_{vf} (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$$

di mana  $\alpha_f$  adalah sudut antarpemulangan gesekan geser dengan bidang geser. Luas tulangannya menjadi:

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)} \quad (6.28d)$$

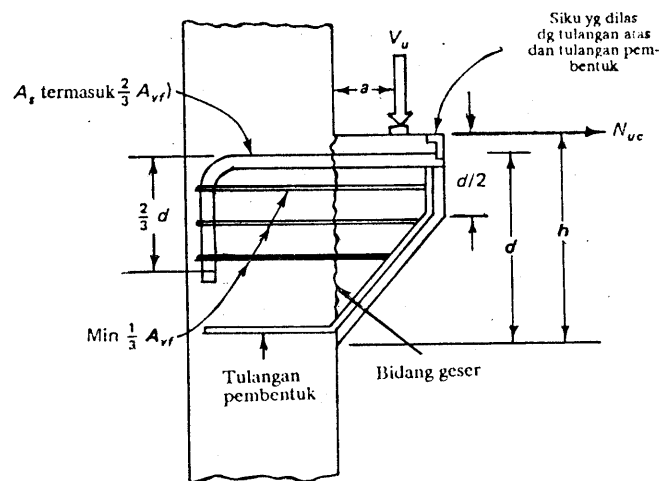
Asumsi yang digunakan adalah seluruh tahanan geser ditimbulkan oleh tahanan pada bidang retak, yaitu bidang pertemuan antara braket dengan kolom. Koefisien-koefisien gesekan ACI  $\mu$  mempunyai harga sebagai berikut:

Beton yang dicor secara monolit	1,4 $\lambda$
Beton yang dicor pada beton kasar yang telah mengeras	1,0 $\lambda$
Beton yang dicor pada beton tidak kasar yang telah mengeras	0,6 $\lambda$
Beton yang diangker oleh baja struktural	0,7 $\lambda$

di mana  $\lambda = 1,0$  untuk beton berbobot normal, 0,85 untuk beton berbobot-ringan-pasirnya, dan 0,75 untuk beton-berbobot-ringan-seluruhnya.

Koefisien gesekan  $\mu$  yang berharga tinggi digunakan agar besarnya gaya geser tahanan yang dihitung sesuai dengan yang diperoleh dari eksperimen. Jika yang digunakan untuk braket berupa beton dengan kekuatan tinggi, seperti beton modifikasi poli-mer (polymer-modified concrete), sedangkan kolom penumpunya berupa beton biasa, tentu saja harus digunakan  $\mu$  yang lebih besar daripada yang tercantum dalam daftar di atas. Penelitian yang telah dilakukan oleh penulis menunjukkan penggunaan  $\mu$  yang lebih besar ini.

Sebagian tulangan horisontal  $A_{vf}$  bekerja sama dengan tulangan atas yang tertarik, dan tulangan  $A_{vf}$  lainnya didistribusikan di seluruh tinggi braket seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.21. Cara menentukan tulangan horisontal utama pada lapisan atas  $A_s$  akan diuraikan pada seksi berikut ini.



Gambar 6.21 Skema penulangan untuk disain braket dengan hipotesa gesek-geser (shear-friction).

### 6.10.2 Efek Gaya Horizontal Luar

Apabila braket dicor secara monolit dengan kolom yang menumpunya dan dibebani oleh gaya tarik horizontal yang besar  $N_{uc}$  yang berasal dari balok yang menumpu ke braket, maka perlu digunakan metode yang agak berbeda, yang sering disebut sebagai teori *strut* (strut theory approach). Dalam segala hal gaya horizontal, rencana  $N_{uc}$  tidak boleh melebihi gaya geser vertikal rencana  $V_u$ . Seperti yang terlihat pada Gambar 6.22, luas tulangan  $A_n$  harus digunakan untuk mampu memikul gaya  $N_{uc}$ , yaitu sebesar:

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (6.29)$$

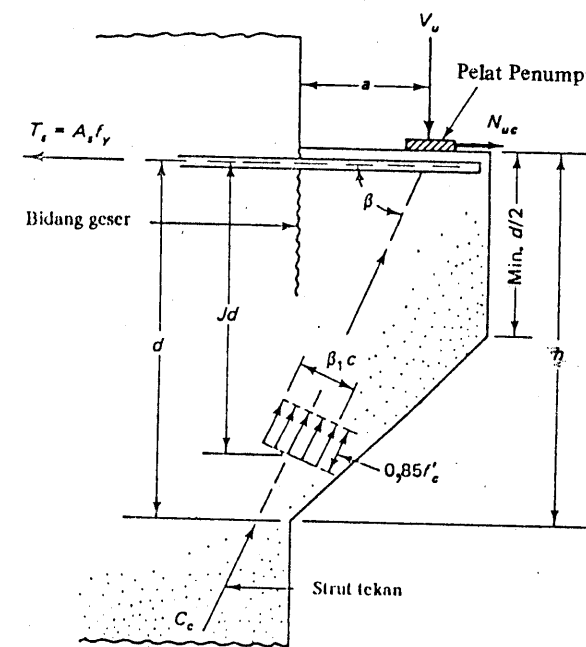
dan

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc}(h - d)}{\phi f_y d} \quad (6.30)$$

Penulangan  $A_f$  juga harus diberikan untuk menahan momen lentur yang diakibatkan oleh  $V_u$  dan  $N_{uc}$ .

Dalam desain, besarnya  $N_{uc}$  tidak boleh kurang dari  $0,20 V_u$ . Luas tulangan lentur  $A_f$  dapat ditentukan dengan rumus pendekatan untuk menghitung keadaan limit balok, yaitu:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y d} \quad (6.31)$$



Gambar 6.22 *Strut* tekan (compression strut) pada braket.

di mana  $M_u = V_u a + N_{uc}(h - a)$ . Sumbu irisan yang diasumsikan ini terletak pada *strut* tekan yang membentuk sudut  $B$  dengan sengkang tarik  $A_s$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.22. Volume blok tegangan  $C_c$  adalah:



$$C_c = 0,85f'_c\beta_1cb = \frac{T_s}{\cos \beta} = \frac{A_s f_y}{\cos \beta} = \frac{V_u}{\sin \beta} \quad (6.32a)$$

untuk itu tinggi blok tegangan  $\beta_1c$  ini berarah tegak lurus terhadap arah strut tekan,

$$\beta_1c = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c b \cos \beta} \quad (6.32b)$$

Tinggi efektif  $d$  dikurangi  $\beta_1c/2 \cos \beta$  dalam arah vertikal menghasilkan lengan momen  $jd$  antara gaya  $T_s$  dan komponen horizontal dari  $C_c$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.22. Dengan demikian:

$$jd = d - \frac{\beta_1c \cdot}{2 \cos \beta} \quad (6.32c)$$

Jika  $jd$  disubstitusikan ke dalam persamaan 6.31,

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \beta_1c/2 \cos \beta)} \quad (6.33)$$

Untuk menghindari coba-coba berkali-kali, lengan momen pada persamaan 6.32c dapat didekati dengan rumus praktis yang sering dipakai dalam banyak hal, yaitu:

$$jd = 0,85d \quad (6.34a)$$

sehingga

$$A_f = \frac{M_u}{0,85 \phi f_y d} \quad (6.34b)$$

Luas tulangan tarik utama  $A_s$  sekarang dapat dihitung dan dipasang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.23:

$$A_s \geq \frac{2}{3} A_{cf} + A_n \quad (6.35)$$

atau

$$A_1 \geq A_f + A_n \quad (6.36)$$

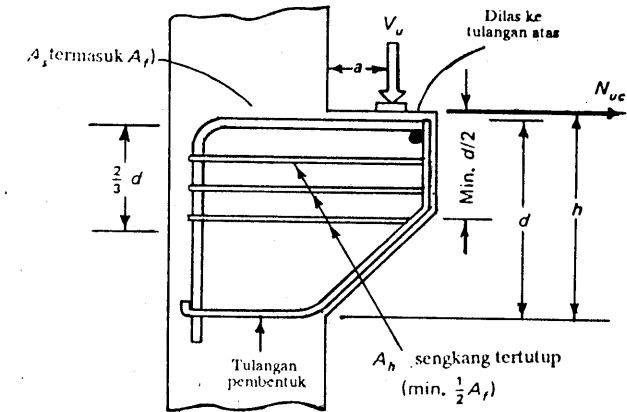
mana saja yang terbesar:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,04 \frac{f'_c}{f_y}$$

Jika  $A_n$  adalah luas total sengkang tertutup atau sengkang yang sejajar dengan  $A_s$ , maka:

$$A_n \geq 0,5 (A_s - A_f) \quad (6.37)$$

Luas bidang tumpuan di bawah beban luar  $V_u$  pada braket tidak boleh terletak di luar bagian lurus dari tulangan tarik utama  $A_s$ , juga tidak boleh di luar bidang tulangan jangkar yang dilas. Hal ini dapat dengan jelas terlihat pada Gambar 6.23.



Gambar 6.23 Skema penulangan untuk desain braket dengan teori strut.

### 6.10.3 Urutan Langkah Desain Braket

Sebagaimana telah didiskusikan dalam seksi yang luas, gaya horizontal rencana  $N_{uc}$ , gaya vertikal rencana  $V_u$ , dan momen lentur  $[V_u a + N_{uc} (h - d)]$  pada dasarnya bekerja terhadap braket. Untuk mencegah keruntuhan, braket harus dirancang untuk menahan gaya-gaya ini secara simultan dengan menggunakan salah satu dari metode berikut, yang bergantung pada pelaksanaan braket, apakah dicor secara monolit dengan kolom atau tidak.

- Untuk braket yang dicor secara monolit dengan kolom tumpuannya, hitunglah luas sengkang tertutup  $A_n$  yang diletakkan di bawah tulangan utama  $A_s$ . Sebagian luas tulangan dari  $A_n$ , dari persamaan 6.29, yang memikul gaya horizontal  $N_{uc}$  adalah  $A_n$ .
- Hitunglah luas tulangan  $A_{vf}$  dengan hipotesis gesekan geser apabila braket dan kolom dicor tidak secara simultan (tidak monolit). Gunakan sebagian dari  $A_{vf}$  pada tinggi braket, dan gabungan keseimbangan dengan luas  $A_s$  pada lapisan yang ada tulangan tarik utama.

Tulangan tarik utama  $A_s$  adalah komponen utama dari kedua metode di atas. Per-

hitungan  $A_s$  bergantung pada persamaan 6.35 dan 6.36, mana saja yang menentukan. Jika persamaan 6.35 yang menentukan, maka  $A_s = (2/3) (A_{vf} + A_n)$  dan sisa yang  $A_{vf}/3$  didistribusikan pada  $2d/3$  dekat  $A_s$ .

Apabila persamaan 6.36 yang menentukan, maka  $A_s = A_f + A_n$  ditambah dengan  $A_f/2$  digunakan sebagai sengkang tertutup yang sejajar dengan  $A_s$  dan didistribusikan dalam  $2d/3$  jarak vertikal di dekat  $A_s$ .

Dalam kedua kasus di atas, penulangan tarik utama ditambah dengan sengkang tertutupnya, secara otomatis merupakan penulangan total yang diperlukan untuk kedua jenis braket. Karena mekanisme keruntuhan sangat tidak tertentu dan arah penjalaran retaknya sering kali acak, maka disarankan untuk menghitung mana yang memberikan harga terbesar penulangan tarik atas utama  $A_s$  pada braket, tanpa memedulikan apakah braket tersebut dicor secara simultan dengan kolom tumpuannya atau tidak.

Sengkang tertutup horizontal juga merupakan elemen utama dalam braket seperti yang terlihat dalam pembahasan di atas. Sering kali tulangan ini ditambah dengan sengkang tertutup yang miring.

Berikut ini dicantumkan urutan perhitungan dalam desain braket yang disarankan.

1. Hitunglah gaya vertikal rencana  $V_u$  dan gaya tahanan nominal  $V_n$  dari penampang sehingga  $V_n \geq V_u/\phi$  di mana  $\phi = 0,85$  untuk semua perhitungan.  $V_u/\phi$  harus  $\leq 0,20 f'_c b_w d$  atau  $\leq 800 b_w d$ . Apabila tidak demikian, penampang beton pada tumpuan harus diperbesar.
2. Hitunglah  $A_{vf} = V_n/f_y \mu$  untuk menahan gaya gesekan geser, dan gunakan dalam perhitungan berikutnya untuk mencari tulangan tarik atas  $A_s$ .
3. Hitunglah luas tulangan lentur  $A_f$  dan luas tulangan tarik langsung  $A_n$  di mana:

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc}(h-d)}{\phi f_y d} \quad \text{dan} \quad A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y}$$

4. Hitunglah luas tulangan utama:

(a)  $A_s = 2A_{vf}/3 + A_n$

(b)  $A_s = A_f + A_n$

dan pilihlah mana yang terbesar. Jika (a) yang menentukan, maka sisa yang  $A_{vf}/3$  harus diberikan sebagai sengkang tertutup yang sejajar dengan  $A_s$ , dan didistribusikan pada  $2d/3$  di dekat  $A_s$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.21.

Jika (b) yang menentukan, maka bersama  $A_f/2$  dipasang sebagai sengkang tertutup di dalam jarak  $2d/3$  di dekat  $A_s$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.23:

$$A_h \geq 0,5(A_s - A_n)$$

dan

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y}$$

atau

$$A_s \text{ minimum} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y} bd$$

5. Pilihlah ukuran dan jarak penulangan braket dengan memberikan perhatian khusus dalam pendetailan susunan tulangannya, sebab banyak braket yang mengalami keruntuhan yang disebabkan oleh pendetailan yang tidak benar.

#### 6.10.4 Contoh 6.5: Desain Braket

Desainlah braket untuk menumpu beban vertikal rencana  $V_u = 90.000$  lb (180 kN) yang bekerja pada jarak  $a = 5$  in. (127 mm) dari muka kolom. Braket ini mempunyai lebar  $b = 10$  in. (254 mm), tebal total  $h = 18$  in. (457,2 mm), dan tinggi efektif  $d = 14$  in. (355,6 mm). Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,5 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

Anggap bahwa braket ini dapat saja dicor secara simultan dengan kolomnya ataupun dicor setelah kolom mengeras. Berat sendiri braket boleh diabaikan.

#### Solusi

##### Langkah 1

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{90.000}{0,85} = 105.882 \text{ lb}$$

$$0,2f'_c b_w d = 0,2 \times 5000 \times 10 \times 14 = 140.000 \text{ lb} > V_n$$

$$800b_w d = 800 \times 10 \times 14 = 112.000 \text{ lb} > V_n \quad \text{O.K}$$

##### Langkah 2

- (a) Konstruksi monolit, beton berbobot normal,  $\mu = 1,4 \lambda$ :

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} = \frac{105.882}{60.000 \times 1,4} = 1,261 \text{ in.}^2 (813,3 \text{ mm}^2)$$

(b) Konstruksi nonmonolit,  $\mu = 1,0 \lambda$ :

$$A_{vf} = \frac{105.882}{60.000 \times 1,0} = 1,765 \text{ in.}^2 (1138,2 \text{ mm}^2)$$

Pilihlah yang terbesar:  $A_{vf} = 1,765 \text{ in.}^2$  yang menentukan.

### Langkah 3

Karena pada soal tidak diberikan gaya luar horizontal  $N_{uc}$  dari balok di atas braket, maka dapat digunakan:

$$N_{uc} \text{ minimum} = 0,20V_u = 0,2 \times 90.000 = 18.000 \text{ lb}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{V_{ua} + N_{uc}(h - d)}{\phi f_y j d} \text{ di mana } j d = 0,85 d$$

$$= \frac{90.000 \times 5 + 18.000 (18 - 14)}{0,90 \times 60.000 (0,85 \times 14)} = 0,812 \text{ in.}^2 (523,9 \text{ mm}^2)$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{18.000 (18 - 14)}{0,85 \times 60.000} = 0,353 \text{ in.}^2 (277,6 \text{ mm}^2)$$

### Langkah 4

Cek tulangan utama yang menentukan  $A_s$ :

$$(a) A_s = \left(\frac{1}{3} A_{vf} + A_n\right) = \frac{1}{3} \times 1,765 + 0,353 = 1,529 \text{ in.}^2$$

$$(b) A_s = A_f + A_n = 0,812 + 0,353 = 1,165 \text{ in.}^2$$

$$A_s \text{ minimum} = 0,04 \frac{f'_c}{f_y} b d = 0,04 \times \frac{5.000}{60.000} \times 10 \times 14 = 0,47 \text{ in.}^2$$

$< 1,529$  O.K.

Gunakan  $A_s = 1,529 \text{ in.}^2 (986,2 \text{ mm}^2)$ .

Sengkang tertutup horizontal:

Karena kasus (a) yang menentukan, maka:

$$\frac{1}{3} A_{cf} = \frac{1}{3} \times 1,765 = 0,588 \text{ in.}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(1,529 - 0,353) = 0,588 \text{ in.}^2$$

Ambil yang terbesar di antara kedua harga ini.

### Langkah 5

Pilihlah ukuran tulangan:

(a)  $A_s$  yang diperlukan =  $1,529 \text{ in.}^2$ ; gunakan 3 tulangan No. 7 =  $1,80 \text{ in.}^2$  (tiga tulangan berdiameter  $22,2 \text{ mm} = 1161 \text{ mm}^2$ ).

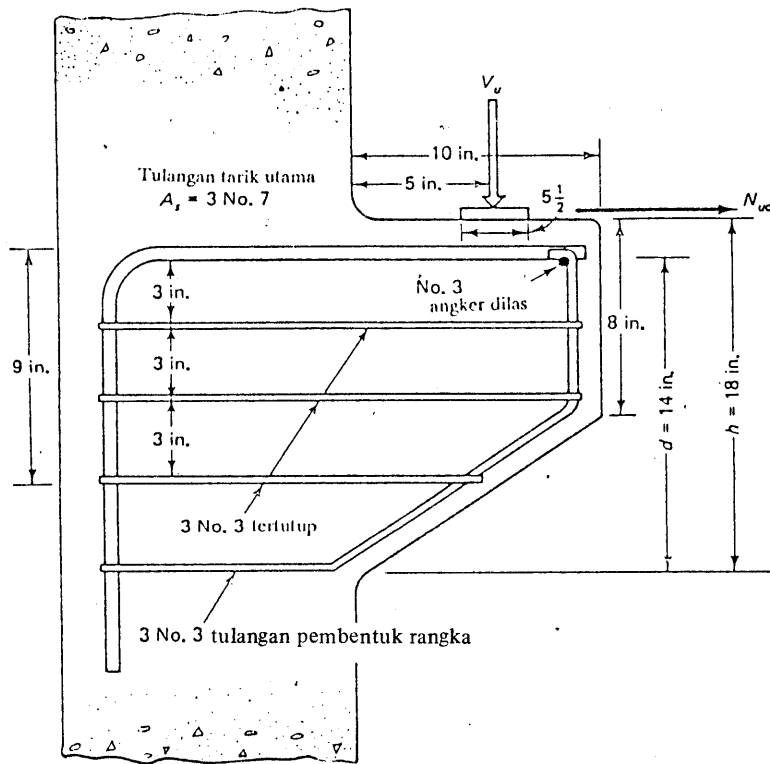
(b)  $A_h$  yang diperlukan =  $0,588 \text{ in.}^2$ ; gunakan tiga sengkang tertutup No. 3 =  $2 \times 3 \times 0,11 = 0,66 \text{ in.}^2$  yang dipasang dalam  $2d/3 = 9,33 \text{ in.}$  jarak vertikal. Dengan demikian gunakan 3 sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 4,5 in. as ke as. Juga gunakan, sebagai rangka, tulangan No. 3 dan 1 batang tulangan No. 3 yang dilus jangkar.

Detail penulangan braket diperlihatkan pada Gambar 6.24. Luas bidang tumpuan (landasan) di bawah beban terpusat juga harus dicek, dan bidang tumpuan ini harus direncanakan agar untuk gaya luar rencana  $V_u$  tegangannya tidak melebihi  $\phi (0,85 f'_c A_1)$  di mana  $A_1$  adalah luas landasan (pad).

$$V_u = 90.000 \text{ lb} = 0,70 (0,85 \times 5000)$$

$$A_1 = \frac{90.000}{0,70 \times 0,85 \times 5000} = 30,25 \text{ in.}^2 (19.516 \text{ mm}^2)$$

Gunakan plat  $5,5 \text{ in.} \times 0,5 \text{ in.}$  Tebalnya harus direncanakan berdasarkan  $V_u$  bekerja.



Gambar 6.24 Detail penulangan braket (contoh 6.5).

## SOAL

- 6.1 Balok di atas tumpuan dengan bentang bersih  $l_n = 22$  ft (6,70 m) dan dibebani beban mati kerja terbagi rata  $w_D = 1200$  lb/ft (17,5 kN/m) dan beban hidup  $w_L = 900$  lb/ft (13,1 kN/m). Tentukan gaya geser vertikal maksimum  $V_u$  pada penampang kritis. Juga tentukanlah tahanan geser  $V_c$  dengan cara yang singkat maupun dengan cara yang lebih halus yang memperhitungkan kontribusi tulangan lentur. Rencanakan ukuran dan jarak penulangan tarik diagonalnya. Diberikan:

$$b_w = 12 \text{ in. (304,8 mm)}$$

$$d = 17 \text{ in. (431,8 mm)}$$

$$h = 20 \text{ in. (508,0 mm)}$$

$$A_s = 6,0 \text{ in.}^2 \text{ (3780 mm}^2\text{)}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ (413,7 MPa)}$$

Asumsikan tidak ada torsi

- 6.2 Pecahkan soal 6.1 dengan menganggap balok tersebut dibuat dari beton berbobot-ringan-pasirnya (sand-lightweight concrete) dan mengalami beban kerja aksial tekan 2500 lb pada titik plastisnya (plastic centroid).
- 6.3 Suatu balok kantilever diberi beban kerja hidup terpusat 25.000 lb. (111,2 kN) yang titik tangkapnya pada jarak 3 ft. 6 in. (1,07 m) dari tumpuan dinding. Penampang balok ini berukuran 10 in. x 20 in. dengan tinggi efektifnya  $d = 17$  in. (431,8 mm). Desainlah sengkang yang diperlukan. Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi}$$

$$f_y = 40.000 \text{ psi}$$

- 6.4 Bentang interior pertama dari suatu balok menerus di atas banyak perletakan mempunyai bentang bersih  $l_n = 18$  ft (5,49 m) dan dibebani beban hidup terbagi merata  $w_L = 1800$  lb per ft lari (26,3 kN/m), dan beban mati  $w_D = 2200$  lb per ft lari (32,1 kN/m) tidak termasuk berat sendiri balok tersebut. Desainlah balok ini terhadap lentur dan tarik diagonal, termasuk ukuran dan jarak sengkangnya, dengan menganggap lebar balok  $b_w = 15$  in. (381,0 mm). Anggap bahwa balok ini tidak mengalami torsi, dan semua bentang balok menerus ini sama. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

- 6.5 Balok menerus mempunyai dua bentang yang sama  $l_n = 18$  ft (5,49 m) dan dibebani beban mati  $w_D = 350$  lb per ft lari (5,1 kN/m) dan beban hidup  $w_L = 900$  lb/ft (13,2 kN/m). Selain itu ada pula beban mati terpusat  $P_D = 20.000$  lb dan beban hidup terpusat  $P_L = 28.500$  lb (12,8 kN) yang bekerja pada satu bentang saja. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

- 6.6 Desainlah sengkang vertikal untuk balok yang mempunyai diagram geser seperti yang diperlihatkan pada Gambar 6.25 dengan menganggap bahwa  $V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d$ . Diberikan:

$$b_w = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$$

$$d_w = 20 \text{ in.}$$

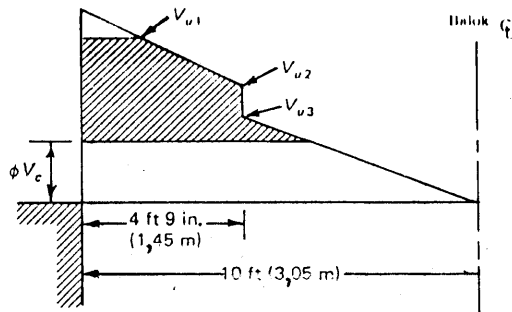
$$V_{u1} = 75.000 \text{ lb (333,6 kN)}$$

$$V_{u2} = 60.000 \text{ lb (266,9 kN)}$$

$$V_{u3} = 45.000 \text{ lb (200,2 kN)}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

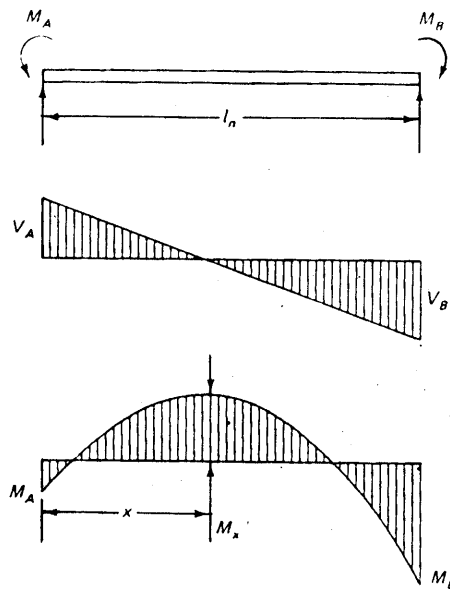


Gambar 6.25

$$V_{u3} = 45,000 \text{ lb (200.2 kN)}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27.58 MPa), normalweight concrete}$$

$$f_y = 60,000 \text{ psi (413.7 MPa)}$$



Gambar 6.26

6.7 Hitunglah kekuatan geser nominal  $V_c$  dari beton sederhana dalam web balok beton menerus (berbobot normal) yang diperlihatkan pada Gambar 6.26 dengan menggunakan persamaan yang lebih teliti untuk menghitung geser. Diberikan:

$$\rho_w = 0,025$$

$$\frac{l_n}{d} = 16$$

$$\frac{x}{l_n} = 0,45$$

$$M_0 = \frac{w_u l_n^2}{8} = 120.000 \text{ ft-lb (162,7 kNm)}$$

$$M_x = 55.000 \text{ ft-lb (74,6 kNm)}$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa), beton berbobot ringan}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Juga hitung intensitas beban rencana  $w_u$  per ft yang dapat bekerja pada balok ini.

6.8 Suatu balok tinggi di atas tumpuan sederhana mempunyai bentang bersih  $l_n = 10 \text{ ft (3,1 m)}$  dan bentang efektif as ke as  $l = 11 \text{ ft 6 in. (3,5 m)}$ . Tinggi total balok adalah  $h = 8 \text{ ft 10 in. (2,7 m)}$ . Balok ini dibebani oleh beban luar rencana pada tepi atasnya sebesar  $w = 120.000 \text{ lb/ft (1601,8 kN/m)}$ , termasuk berat-sendirinya. Rencanakan balok ini terhadap lentur dan geser. Diberikan:

$$f'_c = 4500 \text{ psi (31,03 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Anggap balok ini dibebani hanya pada bidangnya, dan beban angin maupun gempa tidak ditinjau.

6.9 Selesaikan soal 6.8 jika balok yang sama adalah menerus pada tiga bentang dan mengalami pembebanan yang sama intensitasnya.

6.10 Desainlah braket untuk memikul beban luar rencana terpusat  $V_u = 125.000 \text{ lb (556,0 kN)}$  yang bekerja dengan lengan momen  $a = 4 \text{ in. (101,6 mm)}$  dari muka kolom, gaya horizontal rencana  $N_{uc} = 40.000 \text{ lb (177,9 kN)}$ . Diberikan:

$$b = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Asumsikan braket ini dicor setelah kolom tumpuannya kering, tetapi tidak dikasarkan. Gambarkan detail penulangan braket.

6.11 Selesaikan soal 6.10 apabila sistem strukturnya berupa beton berbobot-ringan-pasirnya dan monolit, yaitu braket ini dicor secara simultan dengan kolom tumpuannya.

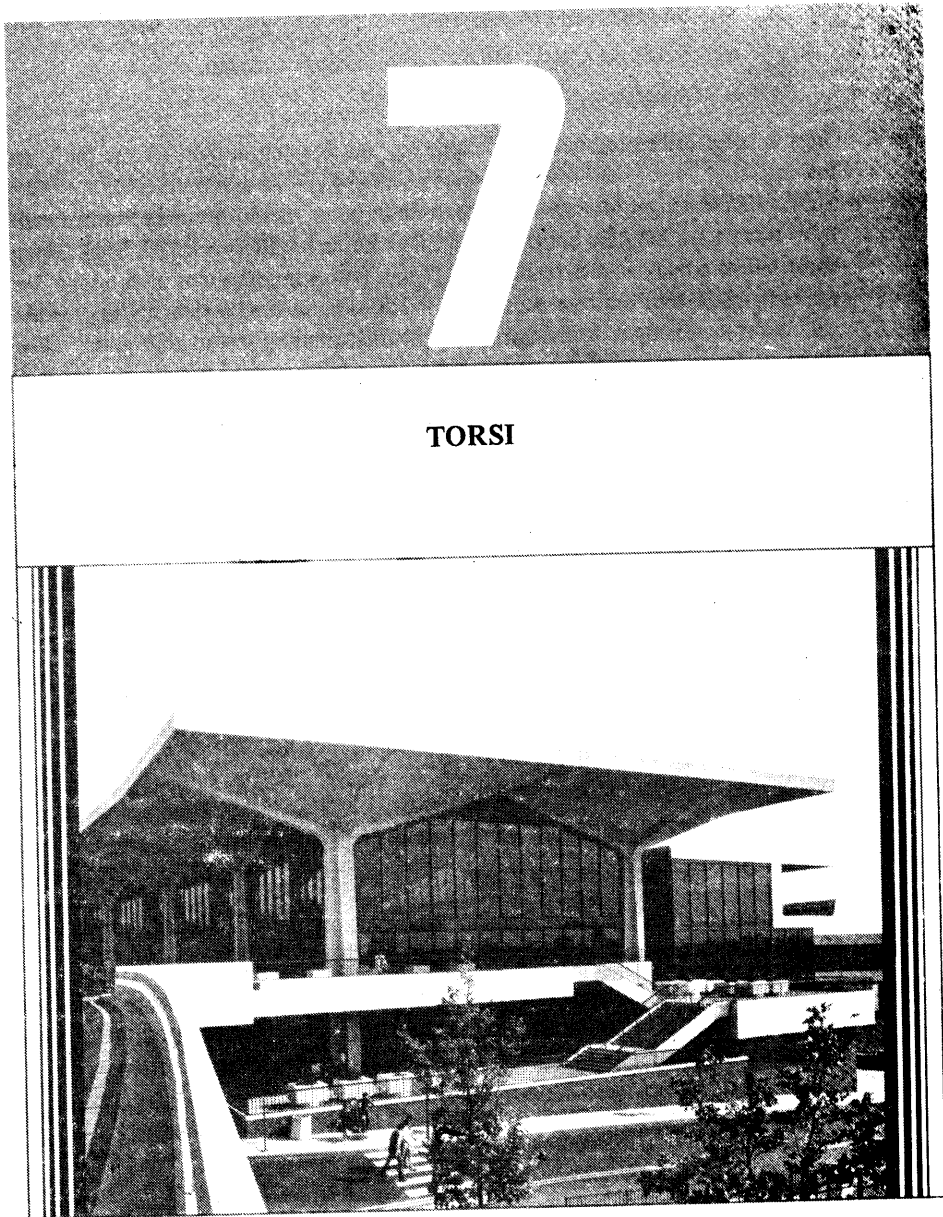


Foto 29 Terminal Bandar Udara Newark, New Jersey. (Atas izin Port of New York - New Jersey Authority.)

## 7.1 PENDAHULUAN

Torsi terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktural. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi (spandrel beam) yang menerima beban dari satu sisi, atap konopi dari halte bus yang ditumpu oleh sistem balok di atas kolom, balok keliling pada lubang lantai, dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Momen-momen puntir ini sering kali menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Sebagai akibatnya, dapat terjadi retak-retak yang dapat menjalar sampai melebihi limit *serviceability* yang diizinkan. Hal ini dapat terjadi apabila tidak diberikan penulangan torsi dengan baik. Foto 40 dan 41 mengilustrasikan banyak dan lebar retak suatu balok yang mengalami kegagalan akibat torsi. Terlihat di sini adanya bidang lengkung puntiran yang diakibatkan oleh momen torsi yang bekerja. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistem struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, seperti yang terlihat pada Foto 42 dan 43. Ini disebabkan oleh adanya redistribusi tegangan di dalam struktura. Sekalipun demikian, berkurangnya integritas akibat adanya gangguan torsi ini harus dihindarkan dengan memberikan penulangan torsi yang diperlukan.

Pendahuluan dalam masalah distribusi tegangan torsi harus dimulai dengan mempelajari perilaku dasar elastis penampang sederhana, seperti penampang lingkaran atau segiempat. Hampir semua balok beton yang mengalami torsi mempunyai komponen

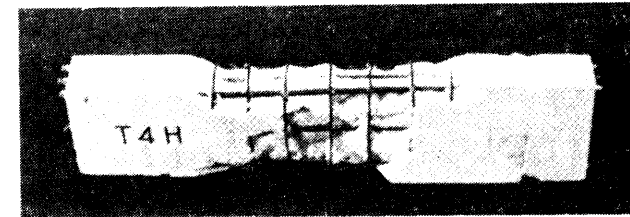


Foto 40 balok beton bertulang yang mengalami keruntuhan akibat torsi murni. (Tes Rutgers: Law, Navy, dkk.)

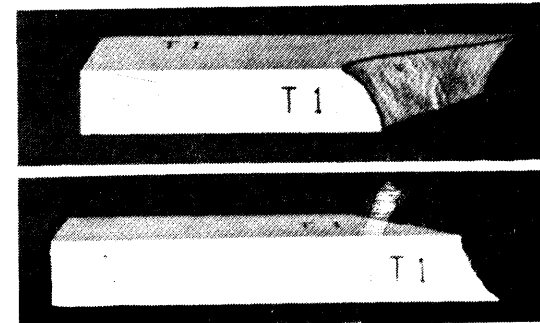


Foto 41 Balok mortar sederhana yang mengalami torsi murni: (a) tampak atas; (b) tampak bawah. (Tes Rutgers: Law, Navy, dkk.)

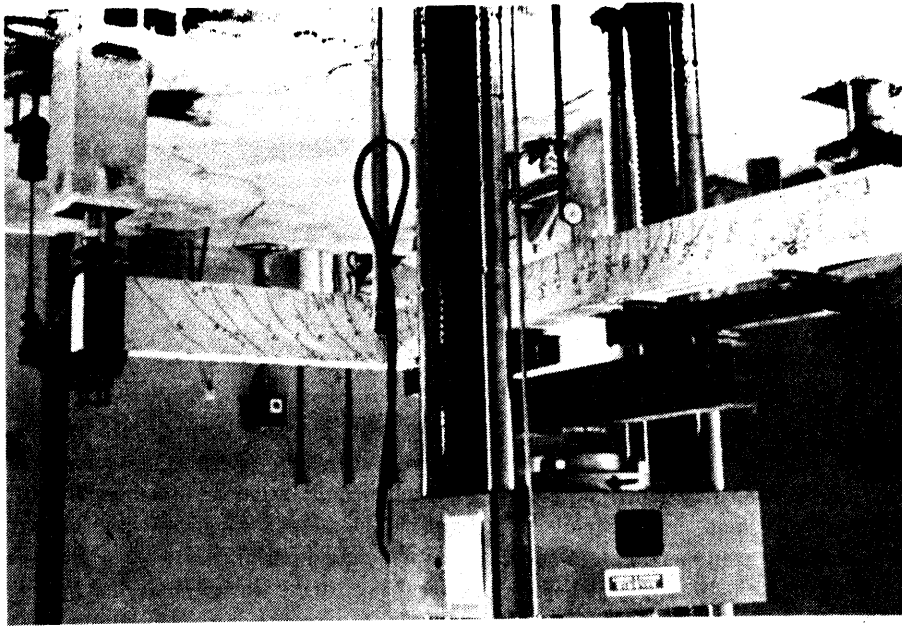


Foto 42 Balok beton bertulang pada susunan percobaan torsi.

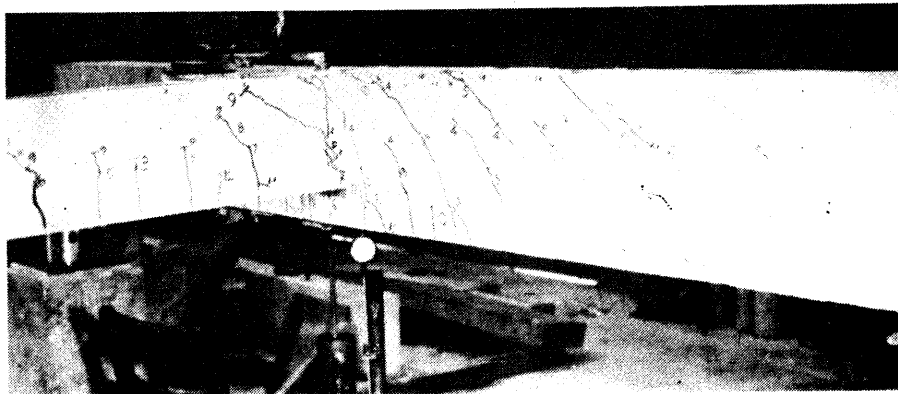


Foto 43 Tampak dekat retak pada balok yang ada dalam Foto 42. (Atas izin Thomas T.C. Hsu.)

penampang berupa segiempat. Penampang ini biasanya berupa penampang bersayap (berflens) seperti penampang balok T dan L. Meskipun penampang lingkaran jarang digunakan pada konstruksi beton biasa, pembahasan ringkas mengenai ini diberikan dengan harapan dapat memberikan pendahuluan awal yang baik menuju perilaku torsi penampang lainnya.

Untuk penampang lingkaran dalam keadaan elastis, tegangan geser sama dengan tegangan geser dikalikan modulus geser. Seperti halnya lentur, tegangan ini sebanding dengan jarak dari sumbu netral (pusat penampang lingkaran) dan mencapai harga maksimum pada serat terluar. Jika  $r$  adalah jari-jari elemen,  $J = \pi r^4/2$  adalah momen inersia polar, dan  $v_{te}$  adalah tegangan geser elastis akibat momen puntir elastis  $T_e$

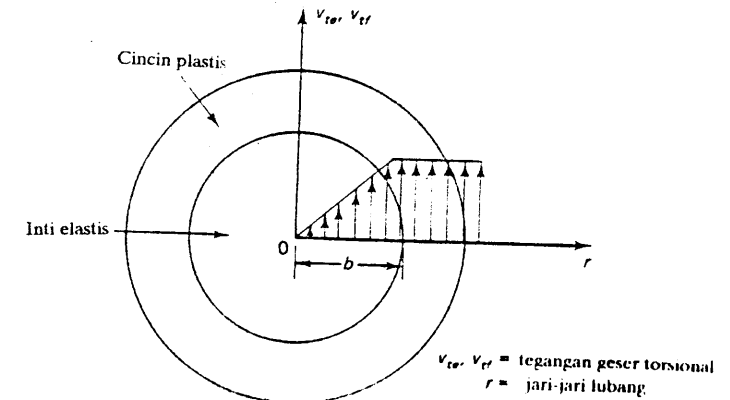
$$v_{te} = \frac{T_e r}{J} \quad (a)$$

Apabila deformasi terjadi pada lubang (shaft) lingkaran, sumbu silinder dianggap tetap lurus. Semua jari-jari pada penampang melintang juga tetap lurus (tidak terjadi *warping*) dan berotasi terhadap sumbu tersebut dengan sudut yang sama. Pada saat elemen lingkaran mulai plastis, tegangan pada cincin plastis terluar menjadi konstan sedangkan tegangan pada cincin dalamnya masih elastis, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.1. Selanjutnya, apabila semua bagian penampang sudah plastis, maka  $b = 0$  dan tegangan gesernya adalah:

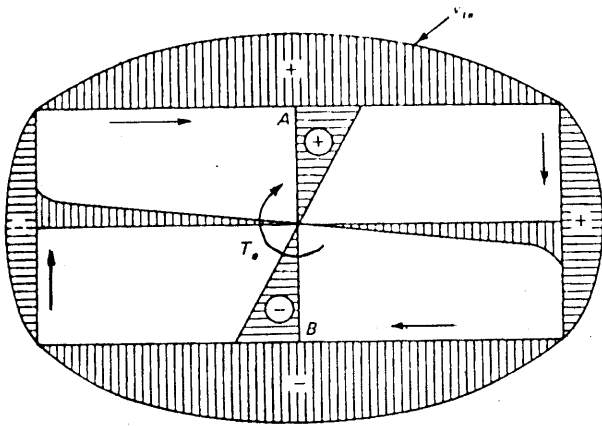
$$v_{tf} = \frac{3}{4} \frac{T_p r}{J} \quad (b)$$

di mana  $v_{tf}$  adalah tegangan geser nonlinier akibat momen puntir batas  $T_p$ , di mana indeks  $f$  menunjukkan keruntuhan.

Pada penampang segiempat, masalah torsi jauh lebih rumit. Penampang melintang yang semula datar mengalami *warping* akibat momen torsi yang bekerja. Momen ini menyebabkan tegangan geser, baik dalam aksial maupun dalam arah transversal. Harga tegangan ini nol pada ujung-ujung penampang dan titik berat penampang, dan mencapai harga maksimum di tepi penampang pada tengah-tengah masing-



Gambar 7.1 Distribusi tegangan geser pada penampang lingkaran



Gambar 7.2 Distribusi tegangan torsi murni pada penampang segiempat.

sisinya, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.2. Tegangan geser maksimum akibat torsi ini terjadi pada titik-titik tengah sisi yang terbesar, yaitu titik A dan B. Kerumitan ini ditambah dengan fakta bahwa penampang beton tidak homogen dan juga tidak isotropis, menyebabkan kesulitan untuk menurunkan rumus matematis yang eksak berdasarkan model-model fisik seperti persamaan (a) dan (b) pada penampang lingkaran.

Selama lebih dari 60 tahun, analisis torsi pada beton didasarkan atas (1) teori elastisitas klasik yang menggunakan rumus matematis berdasarkan verifikasi analogi membran (St. Venant) atau (2) teori plastisitas yang menggunakan analogi timbunan pasir (Nadai). Kedua teori ini pada dasarnya diterapkan untuk keadaan torsi murni. Akan tetapi, berdasarkan eksperimen akhir-akhir ini, ternyata teori elastik sangat tidak memuaskan dalam memprediksi secara akurat keadaan tegangan dalam beton yang mengalami torsi murni. Perilaku beton terhadap torsi lebih baik didekati dengan teori plastis. Dengan demikian hampir semua pembahasan torsi – juga pada beton bertulang – menggunakan pendekatan tersebut.

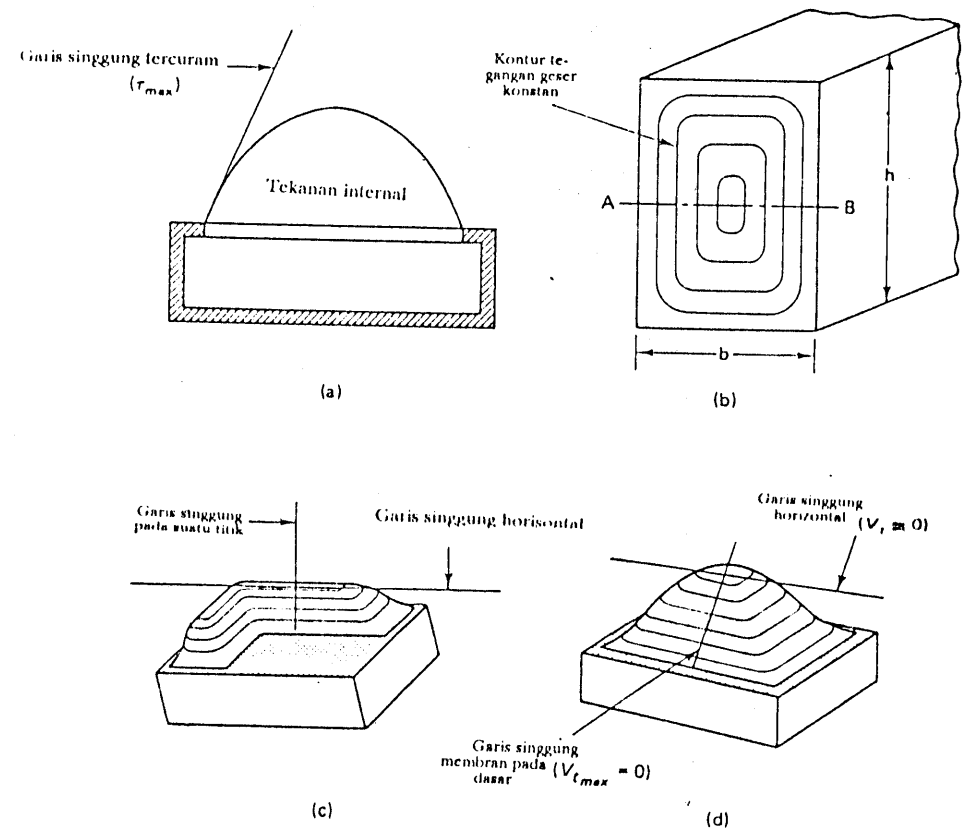
## 7.2 TORSI MURNI PADA ELEMEN BETON SEDERHANA

### 7.2.1 Torsi pada Material Elastis

Pada tahun 1853 St. Venant menyajikan solusinya mengenai masalah elastik dengan *warping* yang diakibatkan oleh torsi murni pada penampang bukan lingkaran. Selanjutnya pada tahun 1903 Prandtl menunjukkan rumus matematis yang sangat berarti dengan menggunakan model analogi membran. Model ini memberikan hubungan khusus antara permukaan membran yang mengalami pembebanan sehingga terdefleksi dengan distribusi tegangan torsi batang yang mengalami momen puntir. Gambar 7.3

memperlihatkan perilaku analogi membran untuk penampang segiempat dan L.

Untuk deformasi kecil dapat dibuktikan bahwa persamaan diferensial permukaan membran yang terdefleksi mempunyai bentuk yang sama dengan persamaan diferensial distribusi tegangan pada penampang batang yang mengalami momen torsi. Dengan cara serupa dapat dibuktikan bahwa (1) garis singgung di setiap titik pada membran yang terdefleksi menunjukkan arah tegangan geser pada penampang melintang padanannya pada batang aktual yang mengalami momen puntir; (2) kemiringan garis singgung maksimum pada membran pada suatu titik sebanding dengan besarnya tegangan geser  $\tau$  pada titik padanannya pada batang aktual; (3) momen torsi yang diterapkan pada batang aktual sebanding dengan *dua kali* volume di bawah membran yang terdefleksi.



Gambar 7.3 Analogi membran pada torsi murni elastis, (a) membran yang mengalami tekanan; (b) kontur pada balok aktual atau pada membran; (c) penampang L; (d) penampang segiempat.



Dapat dilihat pada Gambar 7.2 dan 7.3b bahwa tegangan geser torsi berbanding terbalik dengan jarak antara garis-garis kontur. Semakin dekat garis-garis kontur ini, berarti semakin besarnya tegangan, yang berarti tegangan geser torsi maksimum terjadi pada tengah-tengah sisi segiempat yang terpanjang. Dari analogi membran kita peroleh bahwa tegangan maksimum ini harus sebanding dengan garis singgung yang tercuram, yaitu pada titik *A* dan *B*.

Apabila  $\delta$  = peralihan maksimum membran dari garis singgung di titik *A*, maka dari prinsip dasar mekanika dan teori St. Venant,

$$\delta = b^2 - G\theta \quad (7.1a)$$

Di mana *G* adalah modulus geser dan  $\theta$  adalah sudut puntirannya. Akan tetapi,  $v_{t(max)}$  sebanding dengan kemiringan garis singgung sehingga:

$$v_{t(max)} = k_1 bG\theta \quad (7.1b)$$

di mana *k* adalah konstanta. Momen torsinya  $T_e$  sebanding dengan *dua kali* volume di bawah membran, atau:

$$T_e \propto 2(2^{2/3} \delta bh) = k_2 \delta bh \quad (7.1c)$$

atau

$$T_e = k_3 b^3 hG\theta \quad (7.1c)$$

Dari persamaan 7.1b dan 7.1c,

$$v_{t(max)} = \frac{T_e b}{k b^3 h} \approx \frac{T_e b}{J_1} \quad (7.1d)$$

Penyebut  $kb^3h$  pada persamaan 7.1d menunjukkan momen inersia polar *J* penampang tersebut. Dengan membandingkan persamaan 7.1d dan persamaan (a) untuk penampang lingkaran, terlihat adanya kemiripan dalam kedua persamaan tersebut, dengan suatu faktor *k* pada persamaan segiempat yang memperhitungkan adanya regangan geser akibat *warping*. Persamaan 7.1d dapat disederhanakan lebih lanjut menjadi:

$$v_{t(max)} = \frac{T_e}{kb^2 h} \quad (7.2)$$

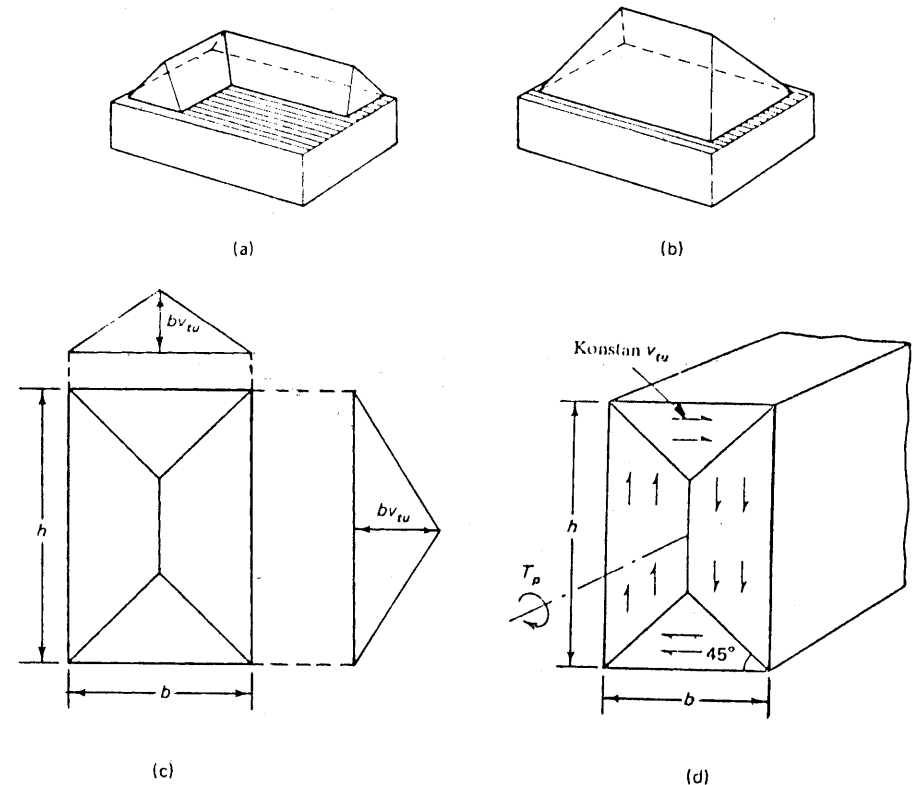
Tegangan pada bidang-bidang di dalam penampang juga dapat dituliskan, seperti segiempat dengan dimensi *x* dan *y* di mana *x* adalah sisi yang terpendek, yaitu:

$$v_{t(max)} = \frac{T_e}{kx^2 y} \quad (7.3)$$

Perlu dicatat bahwa dalam menggunakan pendekatan analogi membran, tegangan geser torsional berubah dari satu titik ke titik lainnya menurut sumbu *AB* yang sama (Gambar 7.3) karena perubahan kemiringan garis singgung yang demikian terjadi pula pada analogi membran. Dengan demikian dapat dihindari perhitungan tegangan yang terlalu rumit.

## 7.2.2 Torsi pada Material Plastis

Seperti yang telah disebutkan di atas, masalah torsi dengan analogi timbunan pasir (sand-heap analogy) memberikan pendekatan yang baik untuk material yang getas (brittle) seperti balok beton yang mengalami torsi. Momen torsi ini juga sebanding dengan *dua kali* volum timbunan, dan tegangan geser torsi maksimumnya sebanding dengan kemiringan timbunan pasir. Gambar 7.4 memperlihatkan ilustrasi dua dan tiga dimensi timbunan pasir tersebut. Momen torsi  $T_p$  pada Gambar 7.4d sebanding dengan *dua kali* volume timbunan segiempat pada bagian (b) dan (c). Terlihat pula bahwa kemiringan bidang sisi timbunan pasir yang merupakan ukuran tegangan geser torsi adalah konstan dalam pendekatan dengan analogi timbunan pasir yang pada analogi membran kemiringan ini berubah secara sinambung. Karakteristik analogi timbunan pasir inilah yang menyebabkan solusinya menjadi sangat lebih mudah.



Gambar 7.4 Analogi timbunan pasir pada torsi plastis murni: (a) timbunan pasir penampang *L*; (b) timbunan pasir penampang segiempat; (c) tampak atas penampang segiempat; (d) tegangan geser torsional.

### 7.2.3 Terapan Analogi Timbunan Pasir pada Balok L

Hampir semua elemen beton yang mengalami torsi adalah penampang bersayap (berflens), dan lebih sering lagi berbentuk balok L yang merupakan balok tepi pada sistem lantai struktural. Balok L pada Gambar 7.5 dipilih dalam penerapan pendekatan timbunan pasir untuk mencari kapasitas momen torsi dan tegangan-tegangan gesernya.

Timbunan pasir dapat dibagi menjadi tiga bagian volume, yaitu:

$V_1$  = piramid yang merepresentasikan bentuk penampang melintang bujur-sangkar =  $y_1 b_w^2 / 3$

$V_2$  = bagian *tenda* dari web yang merepresentasikan bentuk penampang melintang segiempat =  $y_1 b_w (h - b_w) / 2$

$V_3$  = bagian *tenda* yang merepresentasikan bentuk flens balok, yaitu bagian PDI sampai NQM =  $y_2 h_f (b - b_w) / 2$

Momen torsionalnya sebanding dengan dua kali volume timbunan pasir, jadi:

$$T_p \approx 2 \left[ \frac{y_1 b_w^2}{2} + \frac{y_1 b_w (h - b_w)}{2} + \frac{y_2 h_f (b - b_w)}{2} \right] \quad (7.4)$$

Demikian pula tegangan geser torsionalnya sebanding dengan kemiringan timbunan pasir, jadi:

$$v_1 = \frac{v_1 b_w}{2} \quad (7.5a)$$

$$v_2 = \frac{v_1 h_f}{2} \quad (7.5b)$$

Dengan mensubstitusikan  $y_1$  dan  $y_2$  dari persamaan 7.5a dan 7.5b ke dalam persamaan 7.4 dihasilkan:

$$v_{t(max)} = \frac{T_p}{(b_w^2/6)(3h - b_w) + (h_f^2/2)(b - b_w)} \quad (7.6)$$

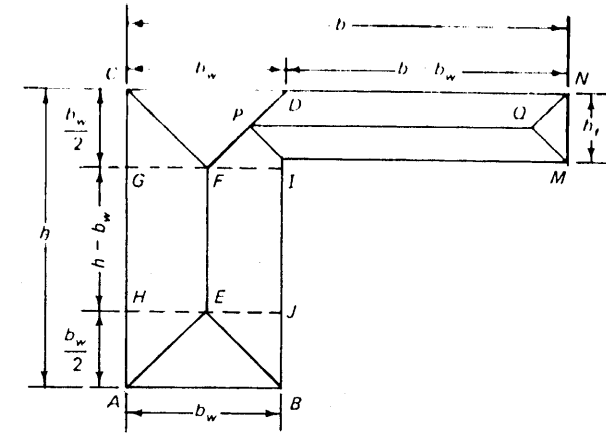
Apabila pembilang dan penyebut dalam persamaan 7.6 dibagi dengan  $(b_w h)^2$  dan kedua suku disusun kembali, maka akan diperoleh:

$$v_{t(max)} = \frac{T_p h (b_w h)^2}{\left[ \frac{1}{6} (3 - b_w/h) \right] + \frac{1}{2} (h_f/b_w)^2 (b/h - b_w/h)} \quad (7.7a)$$

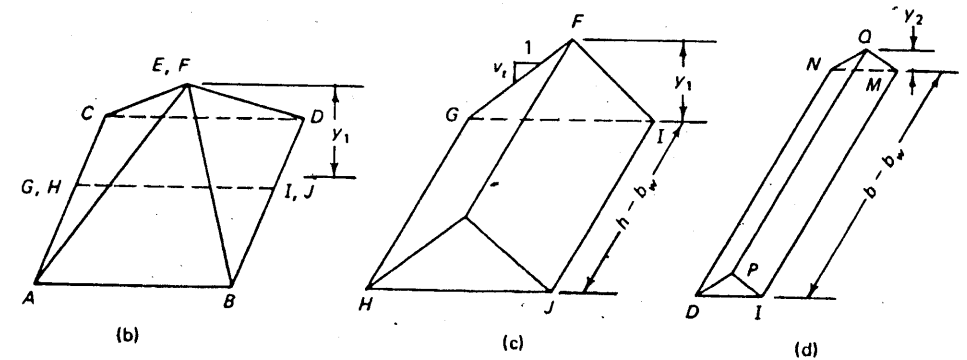
Jika kita asumsikan bahwa  $C_t$  pada penyebut dalam persamaan 7.7a dan  $J_E = C_t (b_w h)^2$ , maka persamaan 7.7a menjadi:

$$v_{t(max)} = \frac{T_p h}{J_E} \quad (7.7b)$$

di mana  $J_E$  ekuivalen dengan momen inersia polar yang merupakan fungsi dari bentuk penampang melintang balok. Perlu dicatat bahwa bentuk persamaan 7.7b serupa dengan persamaan 7.1d yang diperoleh dari analogi membran, dengan perbedaan hanya pada penyebutnya ( $J$  dan  $J_E$ ). Persamaan 7.7a dapat dengan langsung diterapkan pada penampang segiempat dengan menuliskan  $h_f = 0$ .



(a)



Gambar 7.5 Analogi timbunan pasir pada penampang berflens: (a) timbunan pasir pada penampang melintang berbentuk L; (b) bentuk piramid dari web ( $V_1$ ); (c) segmen *tenda* dari web ( $V_2$ ); (d) segmen *tenda* dari flens ( $V_3$ )

Perlu pula diketahui bahwa beton bukan merupakan material yang plastis sempurna, jadi kekuatan torsional aktual penampang beton sederhana mempunyai harga di antara analogi membran dengan analogi timbunan pasir.

Persamaan 7.7b dapat ditulis kembali dengan memasukkan  $T_p = T_c$ , yaitu tahanan torsi nominal beton sederhana, dan  $v_{t(max)} = v_{tc}$  (notasi dalam ACI) sehingga:

$$T_e = k_2 b^2 h v_{tc} \quad (7.8a)$$

$$T_e = k_2 x^2 y v_{tc} \quad (7.8b)$$

di mana  $x$  adalah dimensi terkecil penampang segiempat.

Penelitian-penelitian yang dilakukan oleh Hsu dan dikonfirmasi oleh hasil-hasil lainnya menunjukkan bahwa  $k_2$  dapat diambil sebesar 1/3. Harga ini berasal dari teori lentur miring (*skew-bending theory*) pada beton sederhana. Juga telah diperoleh bahwa  $6\sqrt{f'_c}$  dapat dipandang sebagai harga batas kekuatan torsi murni balok beton

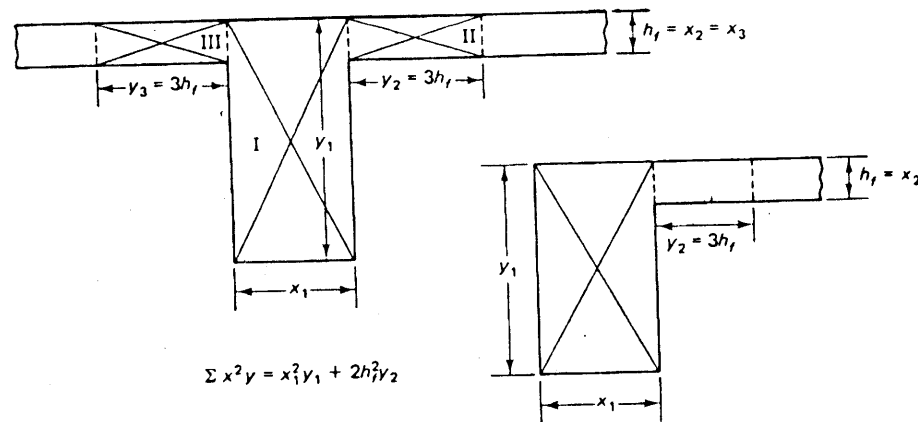
tanpa tulangan. Dengan menggunakan faktor reduksi 2,5 untuk memperhitungkan beban retak torsi pertama  $V_{TC} = 2,4\sqrt{f'_c}$  dan menggunakan  $k_2 = 1/3$  pada persamaan 7.8, kita peroleh:

$$T_e = 0,8\sqrt{f'_c}x^2y \quad (7.9a)$$

di mana  $x$  adalah sisi terpendek penampang segiempat. Faktor reduksi yang cukup besar, yaitu 2,5, dipakai untuk memperhitungkan adanya efek momen lentur yang mungkin saja memang ada.

Apabila penampangnya berupa T atau L, luasnya dapat dibagi menjadi komponen-komponen berupa segiempat seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.6 sehingga:

$$T_c = 0,8\sqrt{f'_c}\Sigma x^2y \quad (7.9b)$$



Gambar 7.6 Komponen-komponen segiempat untuk perhitungan  $T_c$ .

### 7.3 TORSI PADA ELEMEN BETON BERTULANG

Torsi pada struktur beton hampir selalu disertai dengan geser dan lentur. Pembahasan-pembahasan sebelum ini diharapkan dapat memberikan gambaran latar belakang mengenai kontribusi beton sederhana pada penampang yang bersangkutan dalam memberikan tahanan tegangan yang berasal dari gaya-gaya geser, normal, momen lentur, maupun torsi. Kapasitas beton sederhana dalam menahan torsi apabila dikombinasikan dengan beban-beban lain dapat – dalam banyak hal – lebih kecil daripada apabila hanya menahan momen torsi luar rencana yang sama tanpa dikombinasikan dengan gaya lainnya. Sebagai akibatnya harus diberikan penulangan untuk menahan kelebihan torsi.

Adanya penulangan horizontal dan vertikal untuk menahan bagian dari momen torsional menyebabkan adanya elemen baru dalam penyusunan gaya-gaya dan momen-momen dalam penampang. Apabila:

- $T_n$  = tahanan torsional nominal total yang diperlukan pada penampang, termasuk penulangannya
- $T_c$  = tahanan torsional nominal beton sederhana
- $T_s$  = tahanan torsional dari penulangan

maka

$$T_n = T_c + T_s \quad (7.10a)$$

atau

$$T_s = T_n - T_c \quad (7.10b)$$

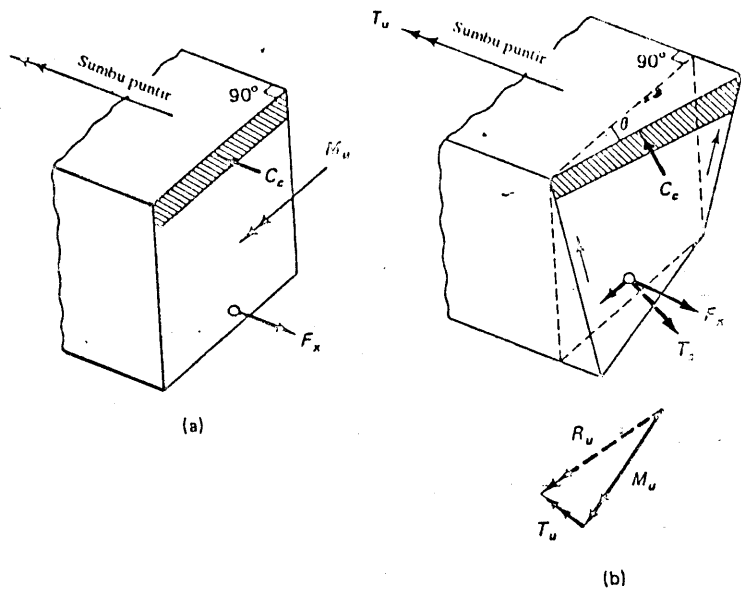
Untuk mempelajari kontribusi tulangan memanjang dan tulangan sengkang tertentu agar  $T_s$  dapat dihitung, perlu dianalisis dahulu sistem gaya-gaya yang bekerja pada penampang melintang elemen struktural yang telah mengalami *warping* pada keadaan limit keruntuhannya. Pada dasarnya ada dua pendekatan yang dapat diterapkan, yaitu:

1. Teori lentur miring yang berdasarkan atas pendekatan deformasi datar untuk penampang datar yang mengalami lentur dan torsi.
2. Teori analogi rangka batang dan perluasannya menjadi teori medan tekan (compression field theory). Ini merupakan modifikasi analogi rangka batang untuk desain sengkang geser menjadi metode yang dapat diterapkan untuk mencari sengkang torsional.

#### 7.3.1 Teori Lentur Miring

Teori ini meninjau secara rinci perilaku deformasi internal deretan penampang di sepanjang balok yang mengalami pilin (*warping*). Peneliti yang pertama dalam bidang ini adalah Lessig, kemudian disusui oleh Collins, Hsu, Zia, Gesund, Mattock, dan Elfgren. T.C.C. Hsu telah memberikan kontribusi – berdasarkan eksperimennya – yang sangat berarti dalam teori lentur miring sebagaimana yang akan disajikan di sini. Dalam bukunya, Hsu menjelaskan secara rinci perkembangan teori torsi, sampai yang pada struktur beton, disertai penjelasan rinci bagaimana teori lentur miring digunakan sebagai dasar dalam peraturan ACI mengenai torsi. Karena kerumitan masalah torsi tersebut, dalam buku ini hanya disajikan diskusi yang cukup ringkas.

Bidang keruntuhan penampang balok biasa yang mengalami momen lentur  $M_u$  tetap datar setelah melentur seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.7(a). Apabila momen torsi  $T_u$  juga bekerja sehingga melebihi kapasitas penampang, maka terjadi retak pada tiga sisi penampang melintang balok, dan terjadi tegangan tekan pada bagian sisi keempat sepanjang balok. Pada saat beban melebihi keadaan limit keruntuhan, terjadi permukaan lentur miring yang merupakan akibat dari kombinasi momen torsi  $T_u$  dan momen lentur  $M_u$ . Garis netral penampang miring dan daerah yang diarsir pada Gambar 7.7b memperlihatkan daerah tertekan yang sudah tidak lurus lagi, tetapi membentuk sudut  $\theta$  dengan penampang melintang datar semula.



Gambar 7.7 Lentur miring akibat torsi: (a) lentur tanpa torsi; (b) lentur dan torsi.

Sebelum retak, baik batang memanjang maupun sengkang tertutup tidak memberikan kontribusi dalam kekakuan torsi penampang. Pada taraf pembebanannya mulai menyebabkan retak, kekakuan penampang berkurang, tetapi tahanan torsinya bertambah, bergantung pada banyaknya dan pada distribusi tulangan memanjang maupun sengkang tertutupnya. Perlu ditekankan di sini bahwa sedikit tambahan kekuatan torsi dapat juga diperoleh di atas kapasitas beton sederhana meskipun tidak ada tulangan torsi memanjang maupun tulangan sengkang tertutup.

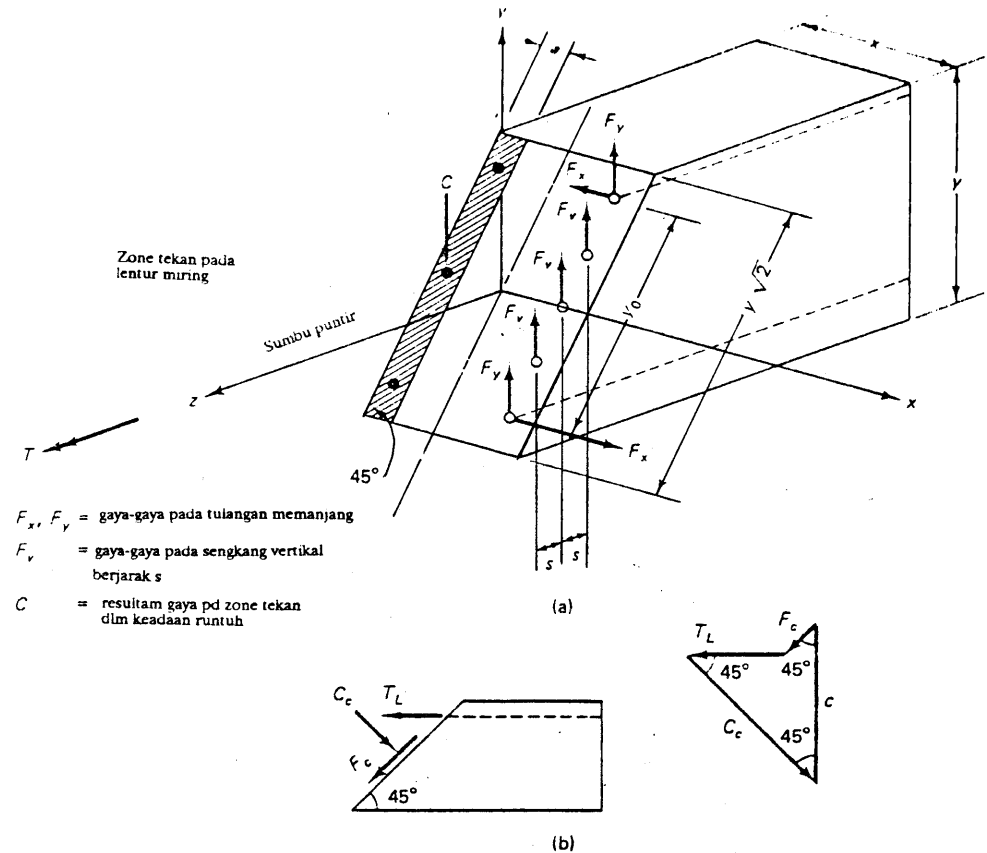
Teori lentur miring mengidealisasikan daerah tertekan sebagai tinggi yang seragam. Teori ini beranggapan bahwa retak pada ketiga permukaan lain dari penampang melintang tersebar merata dengan sengkang tertutup pada permukaan ini menahan geser melalui aksi pasak (dowel) dengan beton. Gambar 7.8(a) memperlihatkan gaya-gaya yang bekerja pada bidang yang terlentur miring. Poligon pada Gambar 7.8(b) menunjukkan tahanan geser beton  $F_c$ , gaya aktif tulangan baja memanjang pada daerah tertekan  $T_L$ , dan gaya blok tekan  $C_c$ .

Momen torsi  $T_c$  dari gaya geser  $F_c$  yang dihasilkan oleh luas tegangan tekan yang diarsir dalam Gambar 7.8(a) adalah:

$$T_c = \frac{F_c}{\cos 45^\circ} \times \text{lengan momennya terhadap gaya } F_v \text{ pada gambar 7.8a} \quad (7.11a)$$

$$\text{atau } T_c = \sqrt{2} F_c (0,8x)$$

di mana  $x$  adalah sisi yang terpendek pada balok. Percobaan-percobaan selanjutnya untuk memperoleh  $F_c$  yang dinyatakan dalam tegangan internal pada beton,  $k_1 \sqrt{f'_c}$ , dan konstanta torsional geometris penampang,  $k_2 x^2 y$ , menghasilkan persamaan:



Gambar 7.8 Gaya-gaya pada bidang terlentur miring: (a) semua gaya yang bekerja pada bidang miring pada keadaan runtuh; (b) vektor-vektor gaya pada daerah tertekan.

$$T_c = \frac{2,4}{\sqrt{x}} x^2 y \sqrt{f'_c} \quad (7.11b)$$

Gaya pasak  $F_x$  dan  $F_y$  diasumsikan sebanding dengan luas penampang melintang tulangan-tulangan tersebut. Apabila telah diperoleh perbandingan antara tahanan torsional yang dihasilkan oleh gaya pasak  $F_x$  dan  $F_y$  dengan tahanan torsi dari gaya simpai (hoop forces), maka momen torsi akan merupakan penjumlahan:

$$\Sigma F_v (\frac{1}{2} x_1), \Sigma F_x (\frac{1}{2} y_0), \Sigma F_y (\frac{1}{2} x_0), \Sigma T_t (\frac{1}{2} x_0)$$

Dimensi  $x_1$  dan  $x_2$  adalah berturut-turut dimensi as ke as yang terpendek dan yang terpendek dari sengkang tertutup segiempat; dimensi  $x_0$  dan  $y_0$  adalah dimensi as ke as

padanannya, tulangan memanjang pada pojok-pojok sengkang. Dengan demikian dihasilkan persamaan kekuatan torsi  $T_s$  – yang dihasilkan oleh tulangan memanjang dan sengkang tertutup – sebagai:

$$T_s = \alpha_1 \frac{x_1 y_1 A_s f_y}{s} \quad (7.12)$$

di mana  $\alpha_1 = 0,66 + 0,33y_1/x_1$  sehingga momen tahanan torsi nominal total adalah  $T_n = T_c + T_s$  atau:

$$T_n = \frac{2,4}{\sqrt{x}} x^2 y \sqrt{f_c'} + (0,66 + 0,33 \frac{y_1}{x_1}) \frac{x_1 y_1 A_s f_y}{s} \quad (7.13)$$

### 7.3.2 Teori Analogi Rangka Batang Ruang

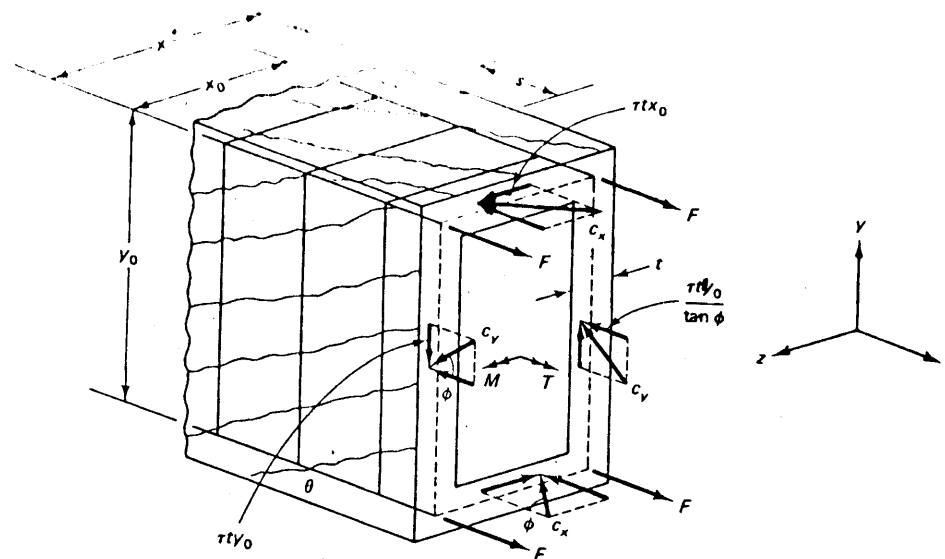
Pada awalnya teori ini diturunkan oleh Rapsch dan dikembangkan lebih lanjut oleh Lampert dan Collins. Kemudian dilanjutkan oleh Hsu, Thurliman, Elfgren, dan lain-lain. Pengembangan yang lebih teliti lagi dilakukan oleh Collins dan Mitchell yang dikenal sebagai teori medan tekan. Analogi rangka batang ruang merupakan perluasan dari model yang digunakan dalam desain sengkang penahan geser. Disebabkan oleh tidak datarnya bentuk penampang yang mengalami momen torsi, maka digunakan rangka batang ruang yang terdiri atas sengkang sengkang sebagai batang diagonal tarik, dan digunakan pula jalur beton yang bersudut  $45^\circ$  dengan arah retak sebagai batang-batang tekan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.9.

Teori ini menggunakan anggapan bahwa balok beton dalam torsi berperilaku serupa dengan kotak berdinding tipis (thin-walled box) dengan aliran geser konstan pada penampang melintang dindingnya. Penggunaan penampang berlubang – bukannya yang masif – dimaksudkan agar memberikan momen torsional batas yang sama, dindingnya tidak terlalu tipis. Kesimpulan demikian didasarkan atas percobaan-percobaan yang membuktikan bahwa kekuatan torsional penampang masif terdiri atas tahanan *sangkar sengkang tertutup* – yaitu yang terkurung oleh tulangan memanjang dan melintang – dan *struts* miring beton tertekan yang terletak pada dinding sangkar. *Struts* tertekan ini merupakan jalur beton yang miring antarretak, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.9.

Peraturan CEB-FIP mengenai torsi dibuat berdasarkan model rangka batang ini. Dalam peraturan ini tebal efektif dinding balok berlubang diambil sebesar  $D_o/6$  di mana  $D_o/6$  adalah diameter lingkaran yang dicakup dalam segiempat yang menghubungkan tulangan-tulangan memanjang pojok, jadi  $D_o = x_o$  pada Gambar 7.9. Sebagai kesimpulan, adanya *inti* tidak mempengaruhi kekuatan batang demikian terhadap torsi, yang berarti bahwa pendekatan dengan analogi rangka batang ruang berdasarkan penampang berlubang dapat diterima.

Apabila aliran geser pada dinding penampang kotak adalah  $\tau t$  di mana  $\tau$  adalah tegangan geser dan  $F$  adalah gaya tarik pada masing-masing tulangan memanjang pojok, maka persamaan keseimbangan gaya adalah:

$$4F = 2 \frac{\tau t x_o}{\tan \phi} + 2 \frac{\tau t y_o}{\tan \phi} \quad (7.14)$$



- $F$  = gaya tarik pada masing-masing tulangan memanjang
- $C_x$  = gaya tekan miring pada sisi horizontal
- $C_y$  = gaya tekan miring pada sisi vertikal
- $\tau t$  = gaya aliran per satuan panjang pada dinding

Gambar 7.9 Gaya-gaya pada permukaan beton kotak berlubang dengan analogi rangka batang.

dan momen akibat gaya-gaya aliran geser adalah:

$$T_n = \tau t y_o x_o + \tau t x_o y_o \quad (7.15)$$

Apabila  $A_t$  adalah luas penampang melintang sengkang dan  $f_y$  adalah kekuatan leleh sengkang dan jarak antaranya adalah  $s$ , maka:

$$A_t f_y = \tau t s \tan \phi \quad (7.16a)$$

Juga apabila  $A_q$  adalah luas total empat batang memanjang yang dipojok,

$$F = \frac{1}{4} A_q f_y \quad (7.16b)$$

Dengan menyelesaikan persamaan-persamaan 7.14, 7.15, dan 7.16a, maka diperoleh:

$$T_n = 2x_0y_0 \sqrt{\frac{A_t f_y A_t f_y}{2s(x_0 + y_0)}} \quad (7.17)$$

Untuk kasus sengkang melintang dan tulangan memanjang yang volumenya sama, momen tahanan torsional  $T_n$  pada keadaan gagal adalah:

$$T_n = 2 \frac{A_t f_y}{s} x_0 y_0 \quad (7.18)$$

Perhatikan di sini adanya kemiripan persamaan 7.12 – yang dikembangkan dengan teori lentur miring – dengan persamaan 7.18 yang dikembangkan dengan teori analogi rangka batang ruang.

#### 7.4 PERILAKU BETON YANG MENGALAMI KOMBINASI TORSI, GESER, DAN LENTUR

##### 7.4.1 Kombinasi Torsi dan Geser

Pembahasan yang telah dibicarakan sejauh ini adalah mengenai mekanisme tahanan internal berikut gaya-gayanya; momen-momen, dan tegangan-tegangan pada beton sederhana dan pada beton bertulang, khususnya untuk elemen struktural satu dimensi yang mengalami pembebanan momen puntir. Apabila torsi luar ini disertai juga dengan geser luar, maka bagian yang sama akan mengalami tegangan geser yang diakibatkan oleh efek kombinasi antara kedua jenis beban luar tersebut, yaitu yang diakibatkan oleh interaksi antara momen dan geser. Tahanan balok terhadap kombinasi momen dan geser lebih kecil daripada tahanan terhadap momen saja ataupun geser saja. Dengan demikian, ada suatu hubungan interaksi yang cukup penting. Hubungan ini serupa dengan kombinasi antara momen lentur dengan gaya normal yang akan dibahas pada Bab 9. Gambar 7.10 memperlihatkan penggambaran dari persamaan interaksi tak berdimensi yang menghubungkan torsi dengan geser sebagai berikut:

1. Elemen struktur yang tidak mempunyai tulangan badan:

$$\left(\frac{T_c}{T_{co}}\right)^2 + \left(\frac{V_c}{V_{co}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (7.19a)$$

$T_c$  dan  $V_c$  adalah torsi dan geser luar nominal apabila bekerja secara simultan, sedangkan  $T_{co}$  dan  $V_{co}$  adalah harga nominal torsi dan geser apabila masing-masing bekerja sendiri-sendiri.

2. Elemen-elemen struktural yang ditulangi terhadap torsi dan geser:

$$\left(\frac{T_n}{T_{no}}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{V_{no}}\right)^2 \leq 1,0 \quad (7.19b)$$

$T_n$  dan  $V_n$  merupakan kekuatan torsi dan geser nominal untuk menahan  $T_u$  dan  $V_u$  apabila bekerja secara simultan, sedangkan  $T_{no} = T_c + T_s$  merupakan tahanan torsi nominal dari badan yang ditulangi apabila torsi murni saja yang bekerja pada

penampang, dan  $V_{no} = V_c + V_s$  merupakan tahanan geser nominal dari badan yang ditulangi apabila geser saja yang bekerja pada penampang. Persamaan 7.19a dapat ditulis dengan menggunakan harga  $T_c$  pendekatan dari persamaan 7.11b dan  $V_c$  dari persamaan 6.9 untuk badan yang tak bertulangan:

$$\left(\frac{T_c}{0,8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}\right)^2 + \left(\frac{V_c}{2 \sqrt{f'_c} b_w d}\right)^2 \leq 1,0 \quad (7.20)$$

Dalam hal badan bertulangan yang mengalami pembebanan kombinasi torsi dan geser, batas untuk  $T_{no}$  dan  $V_{no}$  harus memberikan jaminan bahwa dalam keadaan limit kegagalan, tulangan badan meleleh. Berdasarkan hasil-hasil percobaan yang telah dilakukan,

$$T_{no} \leq 12 \sqrt{f'_c} \frac{\Sigma x^2 y}{3} \quad \text{dan} \quad V_{no} \leq \sqrt{f'_c} b_w d$$

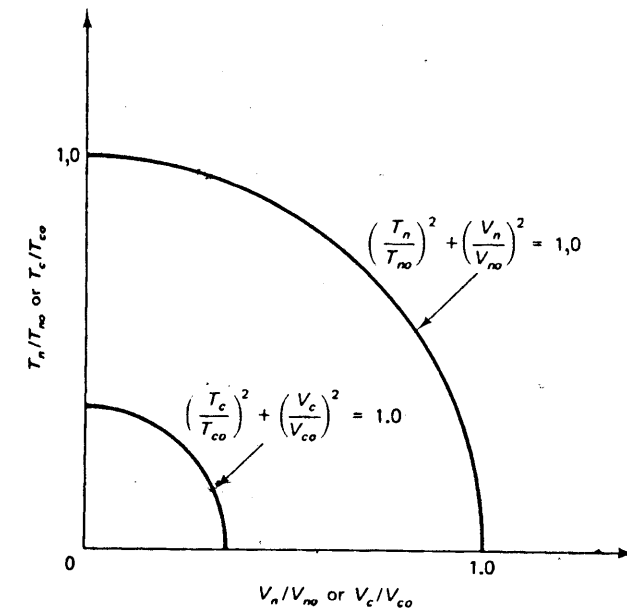
Dengan demikian persamaan 7.19b menjadi:

$$\left(\frac{T_n}{4 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{10 \sqrt{f'_c} b_w d}\right)^2 \leq 1,0 \quad (7.21)$$

Terlihat bahwa dengan membandingkan persamaan 7.20 dan 7.21, kita ketahui  $T_n = 5 T_c$ . Peraturan ACI menyederhanakan prosedur dengan mensyaratkan bahwa:

$$T_s \leq 4 T_c \quad (7.22)$$

Apabila tidak terpenuhi, maka ukuran penampang balok harus diperbesar.

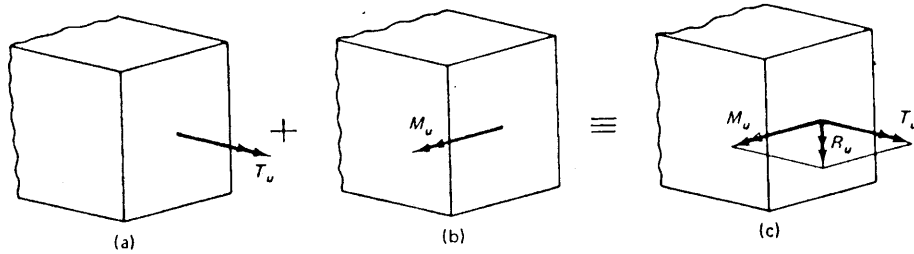


Gambar 7.10 Diagram interaksi untuk kombinasi torsi dan geser.

### 7.4.2 Kombinasi Torsi dan Lentur

Apabila lentur bekerja secara simultan dengan torsi, maka kapasitas lentur penampang akan sangat jauh berkurang. Sebagai akibatnya, retak yang ditimbulkan oleh tegangan geser torsional akan terjadi pada taraf pembebanan yang rendah. Gambar 7.11(c) memperlihatkan resultan vektor  $R_u$  untuk kombinasi momen lentur dan puntir (torsi) yang mengakibatkan terjadinya pilin (warping) pada penampang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.7b.

Dengan cara yang serupa dengan kasus kombinasi antara torsi dengan geser, dapat diperoleh hubungan interaksi antara torsi dengan lentur apabila keduanya bekerja secara simultan. Perlu diasumsikan di sini bahwa penampangnya bertulang tarik dan tekan.



Gambar 7.11 Penyajian vektor necara skematis untuk suatu kombinasi torsi dan lentur; (a) lentur; (b) torsi; (c) kombinasi lentur dan torsi.

Ada dua persamaan interaksi yang pemakaiannya bergantung pada kasusnya, yaitu:

1. Apabila tulangan tarik leleh dalam zone tarik,

$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 = r \left(1 - \frac{M_n}{M_{n0}}\right) \quad (7.23a)$$

2. Apabila leleh tarik terjadi pada zone tekan lentur,

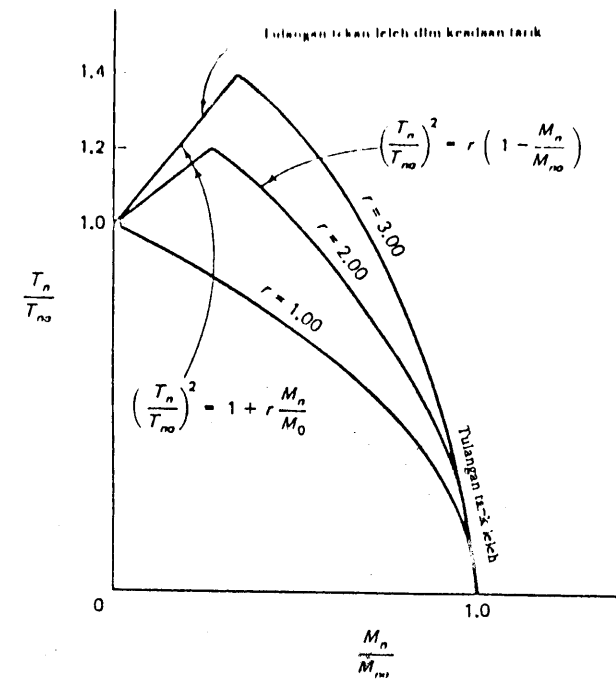
$$\left(\frac{T_n}{T_{n0}}\right)^2 = 1 + r \frac{M_n}{M_{n0}} \quad (7.23b)$$

di mana  $T_n$  = kekuatan momen torsional nominal yang ekuivalen dengan  $T_u/\phi$   
 $T_{n0}$  = tahanan torsional nominal dari badan beton bertulangan apabila bekerja torsi murni saja

$M_n$  = kekuatan momen lentur nominal  $M_u/\phi$   
 $M_{n0}$  = kekuatan lentur nominal apabila bekerja momen lentur saja

$$r = \frac{A_s f_y}{A_s' f_y}$$

Gambar 7.12 memperlihatkan diagram interaksi untuk kombinasi torsi dan lentur, untuk angka perbandingan gaya  $r = A_s f_y / A_s' f_y$ , yang berharga 1,0 dan 3,0.



Gambar 7.12 Diagram interaksi kombinasi torsi dan lentur

### 7.4.3 Kombinasi Lentur, Geser, dan Torsi

Kombinasi tiga parameter ini akan menghasilkan suatu bentuk permukaan interaksi tiga dimensi. Lingkup pembahasan buku ini dibatasi oleh kelayakan dalam pembahasan. Persamaan-persamaan yang merupakan penggabungan efek kombinasi torsi dan geser dengan efek kombinasi lentur dan torsi (dari dua kasus interaksi yang dibahas pada Bab 7.4.1 dan 7.4.2) dapat saja digunakan. Peraturan ACI mensyaratkan (1) perhitungan tulangan badan melintang untuk geser dan (2) perhitungan tulangan memanjang untuk torsi, ditambahkan dengan tulangan yang diperlukan oleh lentur, kemudian didistribusikan secara simetris pada seluruh penampang melintang.

## 7.5 DESAIN BALOK BETON BERTULANG YANG MENGALAMI KOMBINASI TORSI, LENTUR, DAN GESER

### 7.5.1 Perilaku Torsi pada Struktur

Momen torsi yang bekerja pada suatu komponen struktural seperti balok tepi dapat dihitung dengan menggunakan prosedur analisis struktural yang biasa. Desain komponen struktural ini harus didasarkan atas keadaan limit keruntuhan (limit state of failure). Dengan demikian perilaku sistem struktural setelah mengalami retak akibat torsi harus

diidentifikasi dengan menggunakan salah satu dari dua kondisi ini, yaitu (1) tidak ada redistribusi tegangan torsional ke batang struktural lain setelah terjadinya retak dan (2) redistribusi tegangan torsional dan momen-momen setelah terjadinya retak mempengaruhi keserasian (compatibility) antara batang-batang yang bertemu.

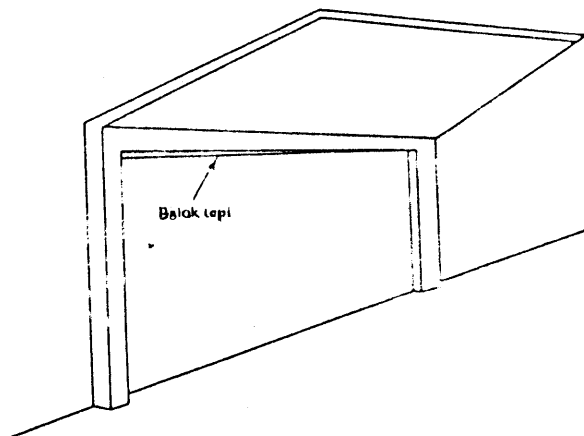
Resultan-resultan tegangan akibat torsi pada balok statis tertentu dapat diperoleh dari kondisi keseimbangan saja. Kondisi yang demikian memerlukan suatu desain terhadap momen torsi luar rencana penuh karena tidak adanya kemungkinan redistribusi tegangan. Keadaan demikian sering disebut sebagai *torsi keseimbangan*. Salah satu contoh elemen strukturnya adalah balok tepi (edge beam) yang memikul kanopi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.13.

Balok tepi ini harus dirancang terhadap momen torsi luar rencana *total* yang diakibatkan beban slab; bila tidak demikian, dapat terjadi *collapse*. Keruntuhan yang terjadi dapat diakibatkan oleh balok yang tidak cukup memenuhi kondisi keseimbangan gaya-gaya dan momen-momen dari momen torsi luar.

Pada sistem statis tak tentu, asumsi-asumsi kekakuan, keserasian regangan pada titik-titik kumpul, dan redistribusi tegangan-tegangan dapat mempengaruhi resultan-resultan tegangan sehingga terjadi reduksi tegangan geser torsional. Dengan demikian boleh saja dilakukan reduksi momen rencana pada desain suatu batang struktural apabila bisa diharapkan terjadi redistribusi ke batang-batang lainnya yang bertemu. Peraturan ACI mengizinkan momen torsional maksimum rencana pada penampang kritis sejauh  $d$  dari muka tumpuan:

$$T_u = \phi \left( 4\sqrt{f'_c} \frac{\Sigma x^2 y}{3} \right) \quad (7.24)$$

Mengadakan reduksi torsi rencana dalam hal ini pada dasarnya tidak mengakibatkan terjadinya kegagalan pada struktur, tetapi dapat menyebabkan terjadinya retak yang berlebihan, yaitu apabila  $\phi [4(f'_c)^{0.5} \Sigma x^2 y / 3]$  jauh lebih kecil dari torsi rencana aktual. Contoh torsi keserasian dapat dilihat pada Gambar 7.14.



Gambar 7.13 Tidak ada redistribusi torsi (torsi keseimbangan).

Balok  $B_2$  memberikan momen torsi  $T_u$  pada penampang 1 dan 2 dari balok tepi (spandrel beam)  $AB$  dalam gambar 7.14b. besarnya kekakuan relatif antara balok  $AB$  dan balok melintang  $B_1$  menentukan besarnya rotasi pada titik kumpulnya, titik 1 dan 2. Karena adanya kesinambungan dan aksi dua arah, maka momen-momen ujung balok  $B_2$  pada titik kumpul dengan balok tepi  $AB$  tidak sepenuhnya ditransfer sebagai momen-momen torsi pada kolom-kolom tumpuan  $A$  dan  $B$ . Momen-momen ini akan banyak berkurang karena terjadi redistribusi momen yang berupa transfer sebagian besar momen lentur ujung dari ujung 1 dan 2 ke ujung 3 dan 4, juga pada lapangan balok  $B_2$ .  $T_u$  pada masing-masing tumpuan balok tepi  $A$  dan  $B$  dan pada penampang kritis sejauh  $d$  dari tumpuan-tumpuan ini dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan 7.24.

$$T_u = \phi \left( 4\sqrt{f'_c} \frac{\Sigma x^2 y}{3} \right)$$

Apabila torsi rencana aktual akibat balok  $B_2$  kurang dari yang diberikan pada persamaan 7.24, balok ini harus direncanakan terhadap harga torsi yang lebih rendah. Akan tetapi, momen-momen torsi dapat diabaikan apabila.

$$T_u < \phi \left( 0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y \right) \quad (7.25)$$

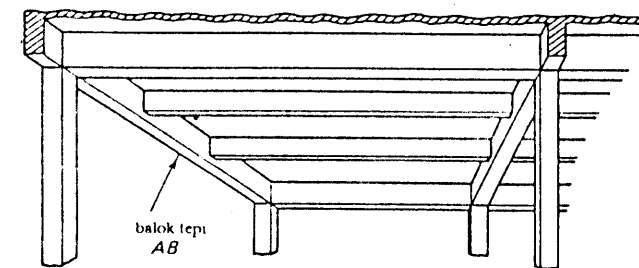
Apabila momen torsi rencana  $T_u$  melebihi  $\phi [0,5(f'_c)^{0.5} \Sigma x^2 y]$ , peraturan ACI mensyaratkan bahwa bagian badan beton sederhana harus direncanakan terhadap

$$V_c = \frac{2\sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + [2,5C_1(T_u/V_u)]^2}} \quad (7.26a)$$

dan

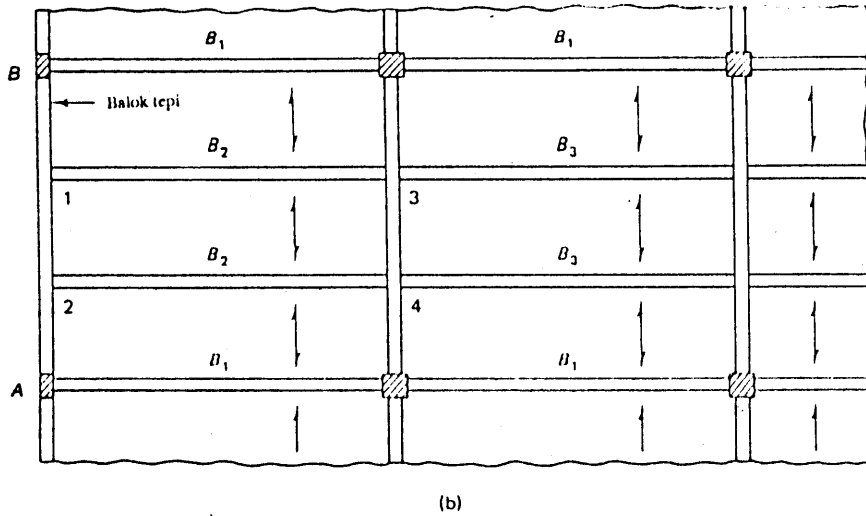
$$T_c = \frac{0,8\sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4V_u/C_t T_u)^2}} \quad (7.26b)$$

Persamaan-persamaan 7.26a dan 7.26b diturunkan dari persamaan 7.20 dengan asumsi angka perbandingan antara momen torsi dengan gaya geser tetap konstan selama umur pembebanan. Apabila kontribusi penulangan torsi juga diperhitungkan, ACI membatasi torsi  $T_s$  yang dipikul oleh baja tidak boleh melebihi  $4T_c$  seperti pada persamaan 7.22.



(a)





Gambar 7.14 Redistribusi torsi (keserasian); (a) tampak isometri satu panel ujung; (b) denah sistem lantai satu arah tipikal.

### 7.5.2 Penulangan Badan terhadap Torsi

Seperti telah disebutkan pada Bab 7.3.1, kekuatan torsional tambahan yang sangat berarti akibat adanya tambahan tulangan torsional akan dapat diperoleh hanya dengan menggunakan tulangan memanjang dan sengkang. Idealnya volume yang sama antara sengkang tertutup dan tulangan memanjang harus dipakai agar keduanya berpartisipasi penuh dalam menahan momen torsi. Jika  $s$  adalah jarak sengkang,  $A_t$  adalah luas penampang melintang tulangan memanjang total,  $A_s$  adalah luas penampang satu lengan sengkang, dan dimensi sengkang adalah  $x_1$  pada arah yang pendek dan  $y_1$  pada arah yang panjang, maka:

$$2A_t(x_1 + y_1) = A_s s \quad (7.27a)$$

sehingga

$$2A_t = \frac{A_s s}{x_1 + y_1} \quad (7.27b)$$

Dengan demikian tulangan badan torsional total, termasuk sengkang tertutup dan tulangan memanjang pada persamaan 7.27a dan 7.27b, menjadi:

$$A_{total} = 2A_t + \frac{A_s s}{x_1 + y_1} \quad (7.28a)$$

Akan tetapi, dari persamaan 7.12,

$$A_t = \frac{T_u s}{\alpha_1 x_1 y_1 f_y} \quad (7.28b)$$

di mana  $\alpha_1 = 0,66 + 0,33 y_1/x_1 \leq 1,5$  dan  $T_u$  adalah momen tahanan torsional tulangan badan. Jika  $T_c$  adalah tahanan torsional beton sederhana pada badan,

$$T_s = T_u - T_c \quad (7.29)$$

Dari persamaan 7.27b dan dengan menggunakan persamaan ACI untuk  $A_t$  untuk kombinasi torsi dan geser, di mana:

$$2A_t = \frac{200 \times s}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t}$$

maka tulangan torsional memanjang dapat dinyatakan sebagai:

$$A_t = \frac{400 \times s}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} - 2A_t \frac{x_1 \times y_1}{s} \quad (7.30)$$

di mana  $C_t = b_w d / \Sigma x^2 y$ . Suku  $2A_t$  pada persamaan 7.30 tidak dapat lebih kecil dari  $50 b_w s / f_y$  karena harga ini adalah  $2A_t$  minimum untuk sengkang torsional yang efektif.

Pengurangan sengkang dapat dikompensasi dengan penambahan tulangan memanjang asalkan saja volume tulangan torsional total tetap sama. Jika jarak  $s$  dari sengkang cukup kecil sehingga  $2A_t$  jauh lebih besar dari harga minimum  $50 b_w s / f_y$ , tidak wajar apabila  $A_t$  pada persamaan 7.30 berharga negatif. Karena itulah  $A_t$  dari persamaan 7.27, untuk suatu volume sengkang dan tulangan memanjang yang sama, digunakan:

$$A_t = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s} \quad (7.31)$$

Luas total  $A_{vt}$  sengkang tertutup untuk kombinasi torsi dan geser menjadi:

$$A_{vt} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_s}{s} \geq \frac{50 b_w s}{f_y} \quad (7.32)$$

### 7.5.3 Prosedur Desain untuk Kombinasi Torsi dan Geser

Berikut ini dicantumkan ringkasan urutan yang direkomendasikan dalam desain. Suatu diagram alir yang menjelaskan urutan operasi perhitungan dalam bentuk gambar diperlihatkan pada Gambar 7.15.

1. Klasifikasikan apakah torsi yang bekerja berupa torsi keseimbangan atukah torsi keserasian. Tentukan penampang kritisnya dan hitung momen torsi rencana  $T_u$ . Penampang kritis diambil pada jarak  $d$  dari muka tumpuan. Apabila  $T_u$  lebih kecil daripada  $\phi [0,5(f_c')^{0,5} x^2 y]$ , maka efek torsi boleh diabaikan.
2. Hitung tahanan torsional nominal  $T_c$  badan beton sederhana dengan persamaan

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{f_c'} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / C_t T_u)^2}}$$

di mana  $C_t = b_w d / \Sigma x^2 y$ . Elemen struktur yang mengalami gaya aksial tarik yang cukup besar harus direncanakan terhadap harga  $T_c$  yang dikalikan dengan  $(1 + N_u / 500 A_g)$  di mana  $N_u$  adalah negatif untuk tarik.

Cek apakah  $T_u$  melebihi  $\phi T_c$ . Apabila tidak, efek torsi dapat diabaikan. Apabila ya, hitunglah  $T_s$ , yaitu momen torsi yang harus ditahan oleh tulangan. Untuk torsi keseimbangan:

$$T_s = T_n - T_c$$

Untuk torsi keserasian:

$$T_s = \frac{4}{3} \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y - T_c \text{ atau } T_s = T_n - T_c$$

mana saja yang terkecil. Harga  $T_n$  tidak boleh lebih kecil dari  $T_u / \phi$ . Apabila  $T_s > 4T_c$ , perbesar penampang.

Pilihlah sengkang tertutup yang akan digunakan sebagai tulangan melintang. Ukuran tulangan minimum No. 3 (diameter 9,5mm) dapat saja digunakan. Apabila  $s$  = jarak konstan sengkang, hitunglah luas sengkang untuk torsi per satu lengan per satuan jarak:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{\alpha_1 x_1 y_1 f_y}$$

- Hitung penulangan geser yang diperlukan oleh  $A_v$  per satuan jarak dalam penampang melintang.  $V_u$  adalah gaya geser luar rencana pada penampang kritis  $V_c$  adalah tahanan geser nominal badan beton, dan  $V_s$  adalah gaya geser yang harus dipikul oleh sengkang:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$

di mana  $V_s = V_n - V_c$  dan

$$V = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + [2.5 C_t (T_u / V_u)]^2}}$$

Besarnya  $V_n$  tidak boleh lebih kecil dari  $V_u / \phi$ .

- Dapatkan luas total sengkang tertutup yang diperlukan untuk torsi dan geser  $A_{vt}$  dan desainlah sengkangnya sedemikian hingga memenuhi:

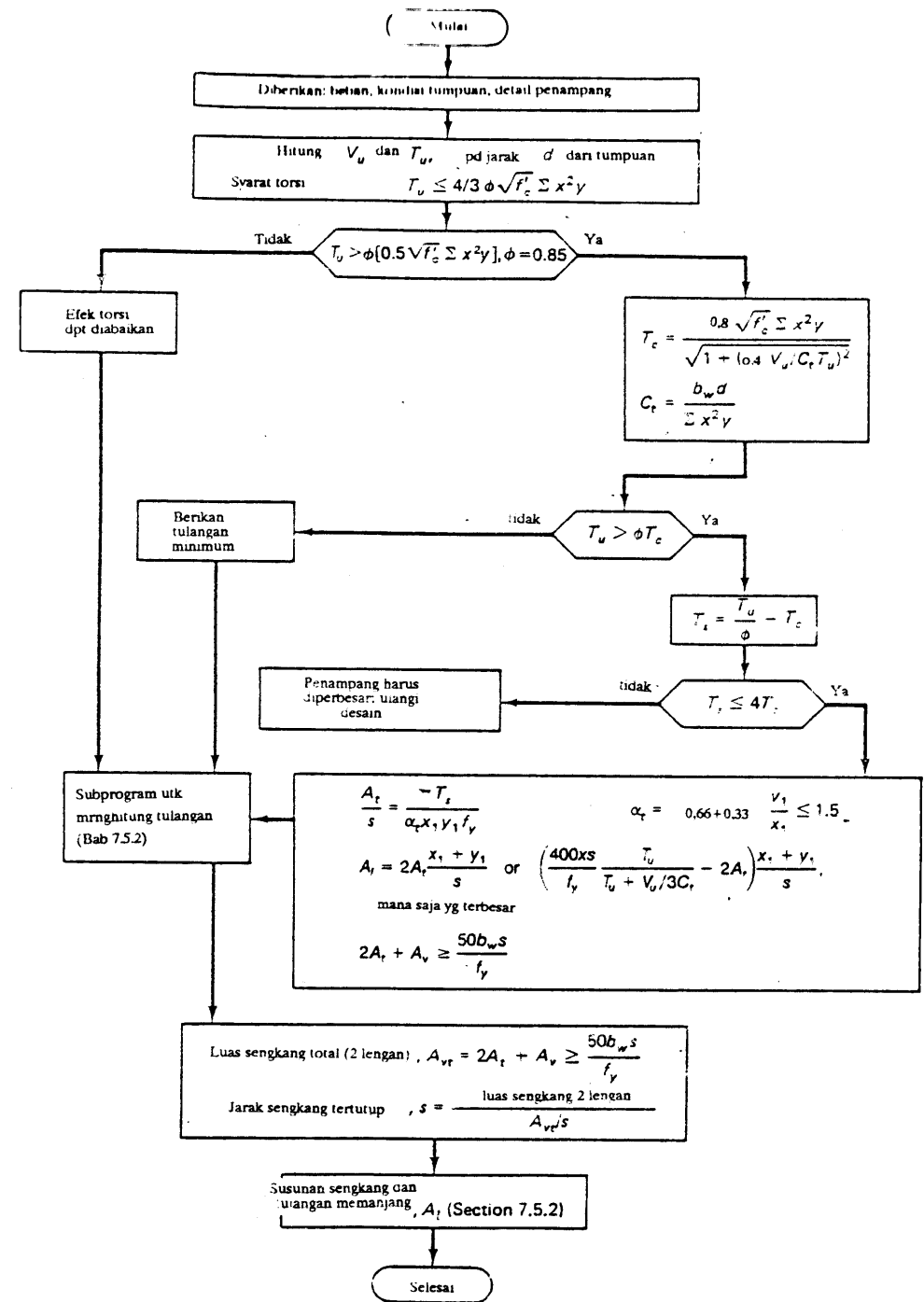
$$A_{vt} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \geq \frac{50b_w s}{f_y}$$

- Hitunglah luas tulangan memanjang  $A_l$  yang diperlukan untuk torsi di mana:

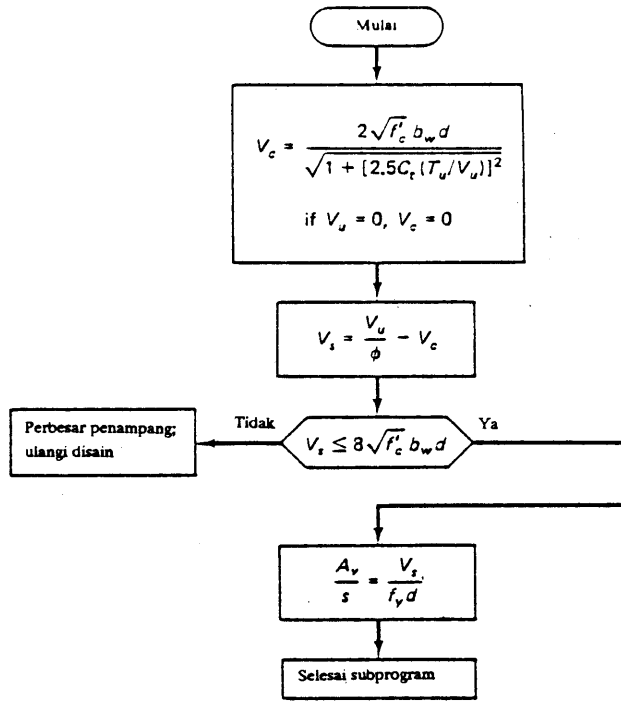
$$A_l = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s}$$

atau

$$A_l = \left( \frac{400xs}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u / 3C_t} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$



Gambar 7.15 Diagram alir untuk desain penulangan terhadap kombinasi geser dan torsi: (a) tulangan badan torsional, (b) tulangan badan geser.



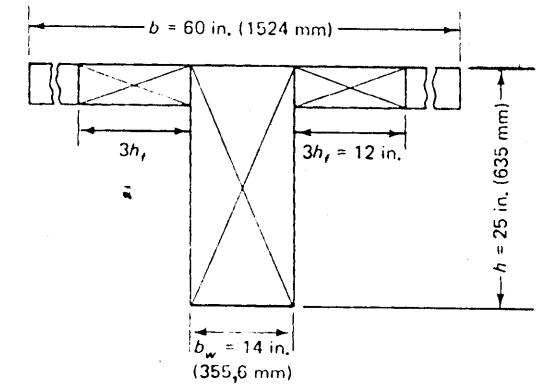
Gambar 7.15 (lanjutan)

7.5.4 Contoh 7.1: Desain Tulangan Badan untuk Kombinasi Torsi dan Geser pada Penampang Balok T

Suatu penampang balok T mempunyai ukuran geometri seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.16. Pada penampang kritisnya ada gaya geser luar rencana sebesar  $V_u = 15000 \text{ lb}$  (67,5 kN). Selain itu ada torsi: (a) momen torsi luar rencana keseimbangan  $T_u = 500.000 \text{ in.-lb}$  (57,15 kN-m); (b) momen torsi luar rencana keserasian  $T_u = 75.000 \text{ in.-lb}$  (8,47 kN-m), dan (c) momen torsi luar rencana keserasian  $T_u = 300.000 \text{ in.-lb}$ . Diberikan:

- Tulangan lentur  $A'_s = 3,4 \text{ in.}^2$  (2193 mm<sup>2</sup>).
- $f'_c = 4.000 \text{ psi}$  (27,58 MPa, beton berbobot normal)
- $f_y = 60.000$  (413,7 MPa)

Desainlah tulangan badan yang diperlukan pada balok ini



Gambar 7.16 Segiempat-segiempat komponen dari balok T

mana saja yang terbesar.  $A_1$  yang dihitung dengan menggunakan persamaan yang kedua tidak boleh melebihi

$$A_1 = \left( \frac{400xs}{f_u} \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} - \frac{50b_ws}{f_y} \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$

6. Rencanakan tulangannya dengan menggunakan petunjuk di bawah ini:
  - (a) Jarak  $s$  dari sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $(x_1 + y_1)/4$  atau 12 in.
  - (b) Tulangan memanjang harus berjarak sama di sekeliling sengkang tertutup. Jarak antartulangan ini harus kurang dari 12 in. dan paling sedikit satu tulangan memanjang harus diletakkan pada masing-masing pojok sengkang tertutup.
  - (c) Kekuatan leleh untuk desain tulangan torsi tidak boleh melebihi 60.000 psi.
  - (d) Sengkang-sengkang yang digunakan untuk tulangan torsi harus cukup dijangkarkan ke jarak  $d$  dari tepi serat yang tertekan. Sengkang tertutup dengan lekukan di ujungnya dapat mengatasi hal ini.
  - (e) Tulangan torsi harus ada juga pada jarak paling sedikit  $(d + b)$  di luar titik yang secara teoritis memerlukan dengan maksud mengatasi tegangan geser yang secara potensial dapat berlebihan.

Solusi

(a) Torsi keseimbangan (equilibrium torsion):

Momen torsi rencana (Langkah 1)

Diberikan momen torsi keseimbangan = 500.000 in.-lb (57,15 kN-m). momen torsi total harus digunakan untuk desain. Dari Gambar 7.16:

$$\sum x^2y = 14^2 \times 25 + 4^2 \times 3 \times 4 + 4^2 \times 3 \times 4 = 5284 \text{ in}^3$$

$$\phi (0,5 \sqrt{f'_c} \sum x^2y) = 0,85 \times 0,5 \times \sqrt{4000} \times 5284 = 142.030 \text{ in.-lb} < T_u$$

Dengan demikian sengkang harus ada.

Desain sengkang tertutup yang memikul torsi (Langkah 2)

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{500.000}{0,85} = 588.235 \text{ in.0lb} (66,47 \text{ kN-m})$$

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / C_t T_u)^2}}$$

Anggap tebal selimut beton efektif adalah 2,5 in. dan  $d = 25,0 - 2,5 = 22,5$  in.

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} = \frac{14 \times 22,5}{5284} = 0,0596$$

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{4000} \times 5284}{\sqrt{1 + \left( \frac{0,4 \times 15.000}{0,0596 \times 500.000} \right)^2}} = 262.092 \text{ in.-lb (29,61 kN-m)}$$

Juga anggap bahwa untuk tujuan praktis,  $T_c$  dan  $V_c$  konstan sepanjang lapangan balok.

$$T_s = T_n - T_c = 588.235 - 262.092 = 326.143 \text{ in.-lb (36,85 kN-m)}$$

Anggap tebal bersih selimut beton 1,5 in. dan digunakan sengkang tertutup No.4

$$\begin{aligned} x_1 &= 14 - 2(1,5 + 0,25) = 10,5 \text{ in.} \\ y_1 &= 25 - 2(1,5 + 0,25) = 21,5 \text{ in.} \\ \alpha_1 &= 0,66 + 0,33 \times \frac{21,5}{10,5} = 1,34 < 1,5 \end{aligned}$$

Gunakan  $\alpha_t = 1,34$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{T_s}{f_y \alpha_t x_1 y_1} = \frac{326.143}{60.000 \times 1,34 \times 10,5 \times 21,5} \\ &= 0,0180 \text{ in}^2/\text{in. jarak/satu kaki.} \end{aligned}$$

Desain sengkang geser (Langkah 3)

$$V_c = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + [2,5 C_t (T_u / V_u)]^2}} = \frac{2 \sqrt{4000} \times 14 \times 22,5}{\sqrt{1 + (2,5 \times 0,0596 \times 500.000 / 15.000)^2}}$$

$$= 7865 \text{ lb (35,39 kN)}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{15.000}{0,85} - 7865 = 9782 \text{ (44,2 kN)}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{9782}{60.000 \times 22,5} = 0,0072 \text{ in}^2/\text{in. jarak / dua kaki}$$

Sengkang tertutup kombinasi untuk torsi dan geser (Langkah 4)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,0180 + 0,0072 = 0,0432 \text{ in}^2/\text{in.}$$

Coba sengkang tertutup No. 3 (diameter 9,5 mm). Luas untuk 2' kaki adalah =  $0,22 \text{ in.}^2$  ( $142 \text{ mm}^2$ ):

$$s = \frac{\text{luas penampang sengkang}}{(A_{vt}/s) \text{ yang diperlukan}} = \frac{0,22}{0,0432} = 5,09 \text{ in.}$$

$$\text{jarak maksimum yang diizinkan, } s_{max} = \frac{x_1 + y_1}{4} = \frac{10,5 + 21,5}{4} = 8 \text{ in.} > 5 \text{ in. O.K.}$$

Gunakan sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 5 in. (127 mm) as ke as:

$$\text{sengkang minimum yang diperlukan} = A_v + 2A_t = \frac{50 b_w s}{f_y} = \frac{50 \times 14 \times 5}{60.000} = 0,0583 \text{ in.}^2$$

$$\text{luas yang diberikan} = 0,22 \text{ in.}^2 > 0,058 \text{ in.}^2 \text{ O.K.}$$

Desain tulangan torsi memanjang (Langkah 5)

$$A_{\ell} = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s} = 2 \times 0,018(10,5 + 21,5) = 1,152 \text{ in.}^2$$

Juga

$$A_l = \left( \frac{400 x s}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u / 3 C_t} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{5}$$

(atau dengan mensubstitusikan  $50 b_w s / f_y$  untuk  $A_t$ , mana saja yang menentukan)

$$\frac{50 b_w s}{f_y} = 0,0583 < 2A_t = 2 \times 0,0180 \times 5 = 0,18 \text{ in.}^2$$

Gunakan  $2A_t = 0,18 \text{ in.}^2$ . Dengan demikian:

$$\begin{aligned} A_l &= \left( \frac{400 \times 14 \times 5}{60.000} \frac{500.000}{500.000 + \frac{15.000}{3 \times 0,0596}} - 0,18 \right) \frac{10,5 + 21,5}{5} \\ &= 1,41 \text{ in.}^2 > 1,152 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

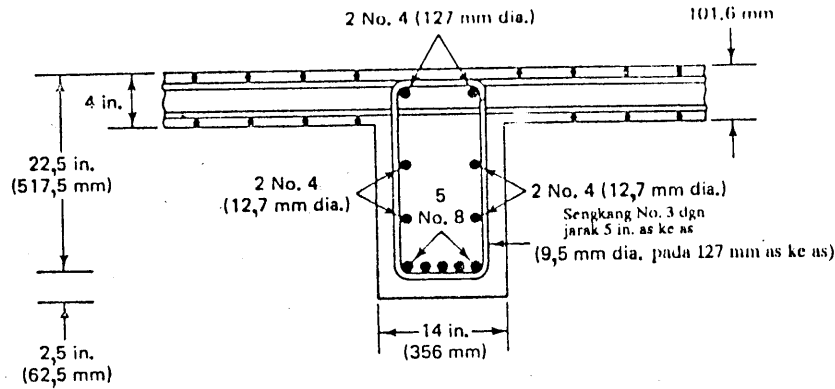
Jadi gunakan  $A_{\ell} = 1,41 \text{ in.}^2$

Distribusi tulangan torsi memanjang

Luas tulangan torsional  $A_{\ell} = 1,41 \text{ in.}^2$  Anggap bahwa 0,25  $A_{\ell}$  ada pada pojok-pojok atas, dan 0,25  $A_{\ell}$  didistribusikan merata pada muka vertikal penampang melintang balok dengan jarak antara tidak melebihi 12 in. as ke as.

$$\Sigma A_s \text{ pada lapangan} = \frac{A_{\ell}}{4} + A_s = \frac{1,41}{4} + 3,4 = 3,75 \text{ in.}^2$$

Berikan 5 tulangan No. 8 (diameter 25,4 mm) pada sisi bawah. Berikan 2 tulangan No. 4 (diameter 12,7 mm pada masing-masing sisi. Gambar 7.17 memperlihatkan geometri penampang melintang.



Gambar 7.17 Detail tulangan badan, contoh 7.1 (a).

### Solusi

(b) Torsi Keserasian (compatibility torsion):

#### Momen torsi rencana (Langkah 1)

Diberikan  $T_u = 75.000 \text{ in.-li}$  (8,7 kN-m).

Dengan menggunakan hasil yang diperoleh pada kasus (a) kita peroleh:

$$\begin{aligned} \phi (0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y) &= 0,85 \times 0,5 \times \sqrt{4000} \times 5284 \text{ in}^3 \\ &= 142.030,5 \text{ in.-lb} (16,04 \text{ kN-m}) > T_u \\ &= 75.000 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

Jadi efek torsi dapat diabaikan.

### Solusi

(c) Torsi keserasian (compatibility torsion):

#### Momen torsi rencana (Langkah 1)

Diberikan bahwa  $T_u = 300.000 \text{ in.-lb}$  (33,9 kN-m) dan lebih besar daripada  $\phi [0,5 (f'_c)^{0,5} \Sigma x^2 y]$ , jadi harus diberi sengkang. Karena merupakan torsi keserasian, maka penampang tersebut boleh direncanakan terhadap momen torsi sebesar  $\phi [0,4 (f'_c)^{0,5} \Sigma x^2 y]$  apabila momen torsi luasnya melebihi harga ini:

$$\phi \left( 4 \sqrt{f'_c} \frac{\Sigma x^2 y}{3} \right) = 378,748 \text{ in.-lb} > T_u \text{ yang diberi} = 300.000 \text{ in.-lb}$$

Dengan demikian penampangnya harus dirancang terhadap  $T_u = 300.000 \text{ in.-lb}$  (3,9 kN-m)

#### Desain sengkang tertutup terhadap torsi (Langkah 2)

Dengan menggunakan persamaan 7.26b,

$$T_c = 253,467 \text{ in.-lb} (28,64 \text{ kN-m})$$

$$T_s = T_u - T_c = \frac{300.000}{0,85} - 253,467 = 99,474 \text{ in.-lb} (11,24 \text{ kN-m})$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{99,474}{60.000 \times 1,34 \times 10,5 \times 21,5} = 0,0055 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{satu kaki}$$

#### Desain sengkang terhadap geser (Langkah 3)

$$V_c = \frac{2 \sqrt{4000} \times 14 \times 22,5}{\sqrt{1 + (2,5 \times 0,0596 \times 300.000/15.000)^2}} = 12.676 \text{ lb} (57,04 \text{ kN})$$

$$V_s = V_u - V_c = \frac{15.000}{0,85} - 12,676 = 4971 \text{ lb} (22,40 \text{ kN})$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{4971}{60.000 \times 22,5} = 0,0037 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

#### Sengkang tertutup kombinasi terhadap torsi dan geser (Langkah 4)

$$\frac{A_{tr}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,0055 + 0,0037 \approx 0,0147 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

Coba sengkang no. 3 dengan luas =  $2 \times 0,11 = 0,22 \text{ in.}^2$  (diameter 9,5 mm,  $A_v = 142 \text{ mm}^2$ ), maka:

$$s = \frac{\text{Luas penampang sengkang } A_v}{(A_{vt}/s) \text{ yang diperlukan}} = \frac{0,22}{0,0137} = 16,06 \text{ in.}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak maksimum yang diizinkan } s_{maxs} &= \frac{x_1 + y_1}{4} = \frac{10,5 + 21,5}{4} \\ &= 8 \text{ in.} < 16,06 \text{ in.} \end{aligned}$$

Dengan demikian dipakai sengkang tertutup No. 3 (diameter 9,5 mm) dengan jarak 8 in as ke as (203,2 as ke as).

$$\text{luas sengkang minimum yang diperlukan} = \frac{50 \times 14 \times 8}{60.000} = 0,0933 \text{ in}^2$$

$$\text{Luas yang diberikan} = 0,22 \text{ in}^2 > 0,0933 \text{ in}^2 \text{ O.K.}$$

#### Desain tulangan memanjang terhadap torsi (Langkah 5)

$$A_t = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s} = 0,01(10,5 + 21,5) = 0,32 \text{ in}^2$$

$$\frac{50b_w s}{f_y} = 0,093 > 2A_t = 0,011 \times 8 = 0,088 \text{ in}^2$$

Jadi dapat juga:

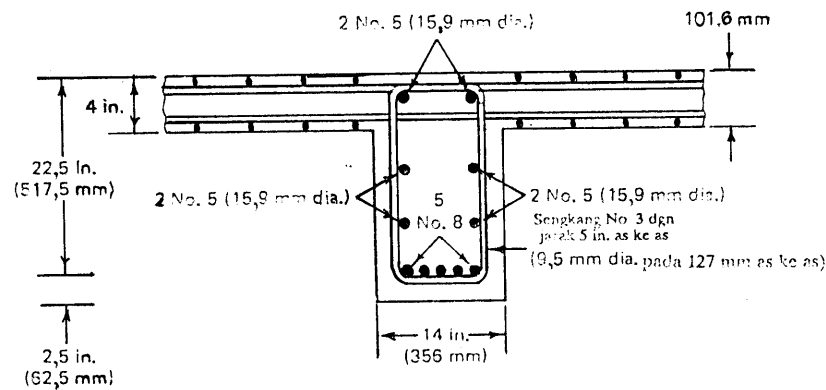
$$A_t = \left( \frac{400 \times 8 \times 14}{60.000} \frac{300.000}{300.000 + \frac{15.000}{3 \times 0,0596}} - 0,093 \right) \frac{10,5 + 21,5}{8} \cdot 2,74$$

$$= 1,96 \text{ in}^2$$

Dengan demikian  $A_Q$  yang harus diberikan = 1,96 in<sup>2</sup>.

#### Distribusi tulangan memanjang torsional

$A_Q$  torsional = 1,96 in<sup>2</sup> sehingga  $A_Q/4 = 0,49 \text{ in}^2$ . Dengan menggunakan logika yang sama dengan kasus (a), gunakan 5 tulangan No. 8 (diameter 25,4 mm) pada sisi bawah. Luas yang diperlukan,  $A_s + A_Q/4 = 3,89 \text{ in}^2$  sedangkan luas yang diberikan = 3,95 in<sup>2</sup>. Luas yang diberikan pada pojok-pojok atas dan pada masing-masing muka vertikal =  $A_t/4 = 0,49 \text{ in}^2$ . Gunakan 2 tulangan No. 5 (diameter 15,9 mm) untuk di atas dan pada masing-masing muka vertikal dengan luas masing-masing 0,62 in<sup>2</sup>. Gambar 7.18 memperlihatkan geometri tulangan pada penampang.



Gambar 7.18 Detail penulangan badan, contoh 7.1 (c).

#### 7.5.5 Contoh 7.2: Desain Tulangan Badan terhadap Torsi Keseimbangan

Bentang balok slab kanopi dari beton berbobot normal adalah 24 ft (7,32 m) terletak di atas banyak perletakan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.19. Balok ini memikul beban hidup kerja merata sebesar 30 psf (1,44 kPa). Desainlah balok tepi interior bentang A1–A2 terhadap tarik diagonal dan torsi. Asumsikan tidak ada angin maupun gempa, juga abaikan efek susut dan rangkai. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_c = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Kolom-kolom eksterior = 12 in x 20 in. (304,8 x 508 mm)

$A_s$  lapangan = 1,50 m<sup>2</sup> (967,74 mm<sup>2</sup>)

$A_s$  tumpuan = 2,4 m<sup>2</sup> (1548 mm<sup>2</sup>)

$A'_s$  tumpuan = 0,8 m<sup>2</sup> (516,12 mm<sup>2</sup>)

#### Solusi

##### Momen torsional rencana (Langkah 1)

Balok A1–A2 merupakan kasus torsi tanpa redistribusi karena tahanan torsi balok tersebut diperlukan untuk mempertahankan keseimbangan. Dengan demikian penampang ini harus dirancang untuk menahan momen torsional rencana luar total.

$$\text{Beban mati kerja dari slab kantilever} = 1/12 \times 8,0 \times 150$$

$$= 100,0 \text{ psf (5,08 kPa)}$$

$$\text{Beban hidup} = 30 \text{ psf (1,44 kPa)}$$

$$\text{Beban rencana } U = 1,4 \times 100,0 + 1,7 \times 30 = 191 \text{ psf (9,1 kPa)}$$

$$\text{Beban total pada slab kantilever} = 191 \times 24 \times 7 = 32088 \text{ lb (144,4 kN)}$$

Beban ini bekerja pada pusat berat beban seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.19(a) dengan lengan momen = 4,0 ft (1,22 m). Dengan demikian momen rencana maksimum pada sumbu tumpuan adalah  $0,5 \times 32.088 \times 4 = 64,176 \text{ ft-lb}$

Perhatikan bahwa reaksi pada tumpuan adalah setengah dari torsi total yang bekerja pada slab seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.20 karena pusat berat momen torsi ini di tengah-tengah antara perletakan. Karena bebannya terdistribusi merata, maka momen torsi yang terjadi akan berubah secara linier di sepanjang bentang. Gambar 7.21(a) memperlihatkan selubung torsional untuk balok dengan harga  $T_c$  yang dianggap konstan di sepanjang bentang. Momen torsi rencana pada penampang kritis sejauh  $d$  (17,5 in.) dari muka tumpuan adalah

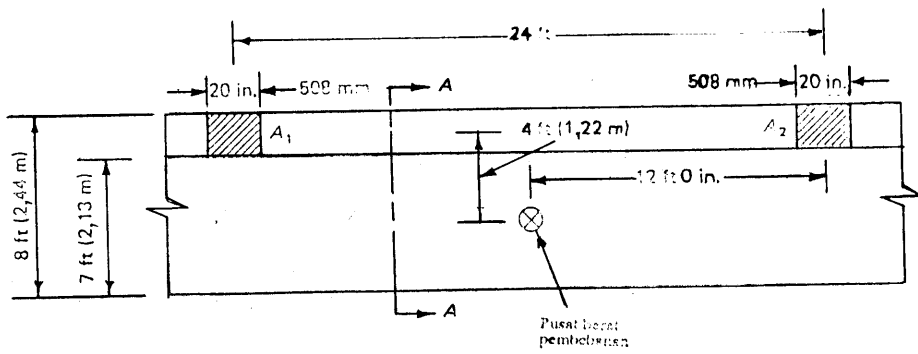
$$T_u = 64.176,0 \left( \frac{12 - \frac{10 + 17,5}{12}}{12} \right) = 51.920,0 \text{ ft-lb}$$

$$= 623.040 \text{ in.-lb (70,4 kN-m)}$$

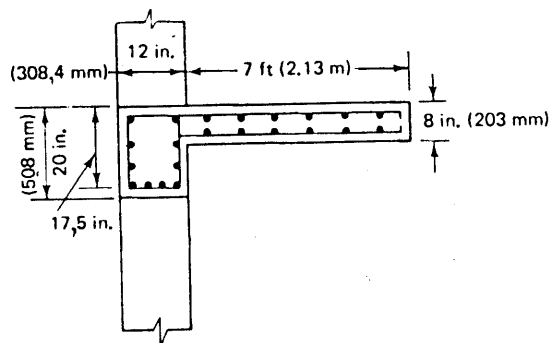
$$T_n = \frac{51.920}{0,85} = 61.082 \text{ ft-lb (82,83 kN-m)}$$

**Distribusi gaya geser.** Karena balok ini akan dirancang terhadap geser dan torsi, maka distribusi gaya geser di sepanjang bentangnya harus ditentukan dahulu. Dengan beban rencana  $U$ , maka diperoleh gaya geser pada sumbu tumpuan akibat beban pada slab adalah  $0,5 \times 191 \times 8 \times 24 = 18,336 \text{ lb}$ . Reaksi akibat berat sendiri badan adalah:

$$1,4 \left| \frac{12 \times (20 - 8)}{144} \right| \times 150 \left| \times \frac{24}{2} \right| = 2520 \text{ lb}$$



(a)



(b)

Gambar 7.19 Denah dan potongan penampang, contoh 7.2; (a) denah; (b) potongan

Dengan demikian gaya geser rencana total pada sumbu tumpuan = 18,336 + 2520 = 20.856 lb. Gaya geser rencana  $V_u \leq \phi V_n$  pada penampang kritis adalah;

$$V_u = 20.856 \left( \frac{12 - \frac{10 + 17,5}{12}}{12} \right) = 16.873 \text{ lb (77,05 kN)}$$

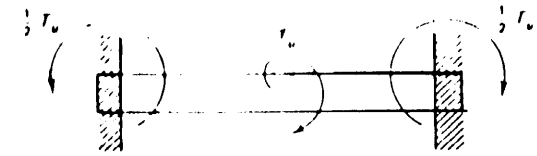
$$V_n = \frac{16.873}{0,85} = 19.851 \text{ lb (88,30 kN)}$$

Perhatikan bahwa faktor kesinambungan 1,15 digunakan dalam menghitung  $V_u$  apabila yang ditinjau adalah penampang interior pertama. Gambar 7.12(b) memperlihatkan selubung gaya geser rencana untuk balok  $A_1-A_2$  dengan asumsi harga  $V_c$  kontan disepanjang bentang. Dari Gambar 7.22;

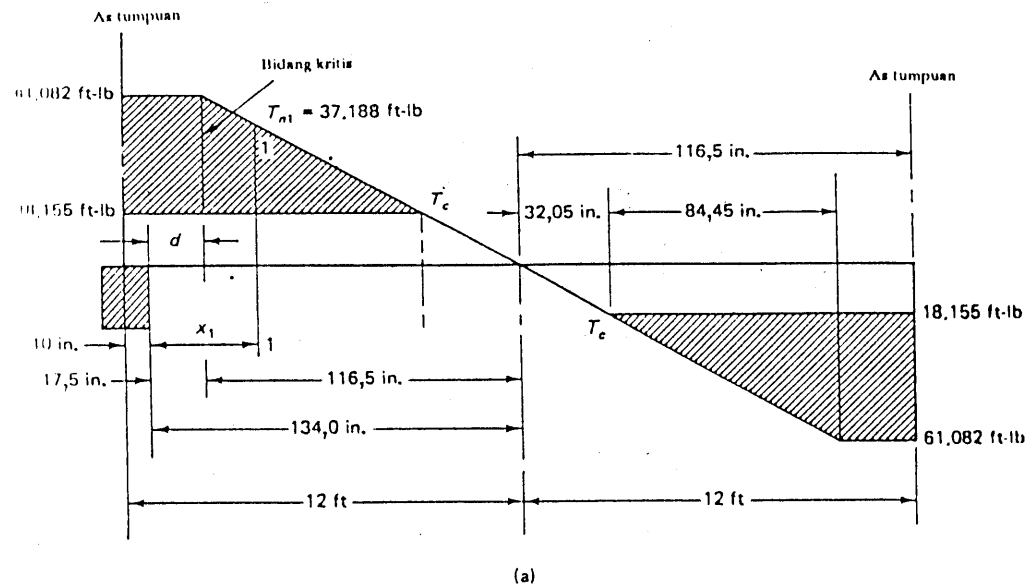
$$\Sigma x^2 y = 12^2 \times 20 + 8^2 \times 24 = 4416 \text{ in.}^3$$

$$\phi (0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y) = 0,85 \times 0,5 \sqrt{4000} \times 4416 = 118.699 \text{ in.-lb} < T_u$$

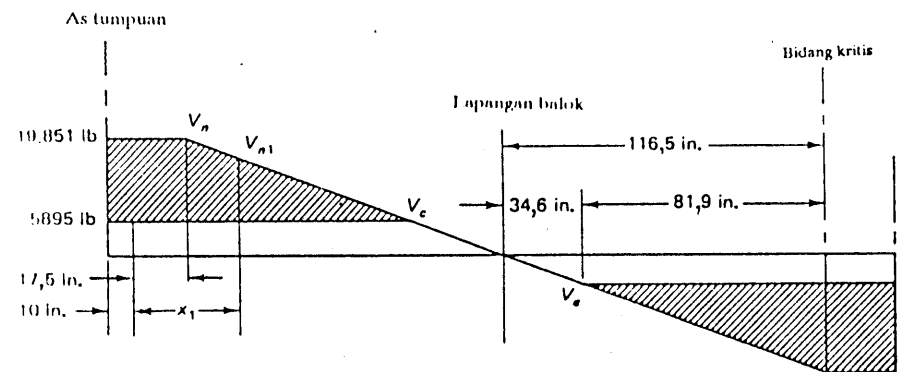
Dengan demikian efek torsional harus ditinjau dalam desain.



Gambar 7.20 Distribusi momen torsi



(a)



(b)

Gambar 7.21 (a) Torsi dan (b) selubung kekuatan geser untuk balok  $A_1-A_2$ , contoh 7.2.

Desain sengkang tertutup terhadap torsi (Langkah 2)

Pada penampang kritis,

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{623.040}{0,85} = 732.988 \text{ in.-lb} = 61,082 \text{ ft.-lb (82,82 kN-m)}$$

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / C_t T_u)^2}}$$

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} = \frac{12 \times 17,5}{4416} = 0,0476$$

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{4000} \times 4416}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \times 16.873}{0,0476 \times 623.040}\right)^2}} = 217.863 \text{ in.-lb} = 18.155 \text{ ft.-lb (24,62 kN-m)}$$

$$T_s = T_n - T_c = 732.988 - 217.863 = 515.125 \text{ in.-lb} = 42.927 \text{ ft.-lb (58,21 kN-m)}$$

$$= T_s (515.125 \text{ in.-lb}) < 4T_c (871.452 \text{ in.-lb}) \quad \text{O.K.}$$

Asumsikan tebal bersih selimut beton adalah 1,5 in. dan digunakan sengkang No. 4. jadi:

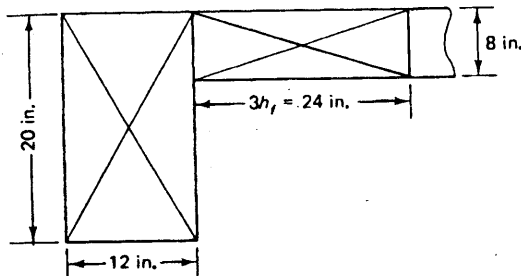
$$x_1 = 12 - 2(1,5 + 0,25) = 8,5 \text{ in.}$$

$$y_1 = 20 - 2(1,5 + 0,25) = 16,5 \text{ in.}$$

$$\alpha_1 = 0,66 + 0,33 \times \frac{16,5}{8,5} = 1,30 < 1,5$$

Gunakan  $\alpha_t = 1,30$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{f_y \alpha_1 x_1 y_1} = \frac{515.125}{60.000 \times 1,30 \times 8,5 \times 16,5} = 0,0471 \text{ in}^2/\text{in. jarak/kaki}$$



Gambar 7.22 segiempat-segiempat komponen

Desain sengkang terhadap geser (Langkah 3)

$$V_c = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + [2,5 C_t (T_u / V_u)]^2}} = \frac{2 \sqrt{4000} \times 12 \times 17,5}{\sqrt{1 + (2,5 \times 0,0476 \times 623.040 / 16.873)^2}}$$

$$= 5895 \text{ lb (26,21 kN)}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{16.873}{0,85} - 5895 = 13.956 \text{ lb (62,07 kN)}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{13.956}{60.000 \times 17,5} = 0,0133 \text{ in}^2/\text{in. jarak/dua kaki}$$

Sengkang tertutup kombinasi untuk torsi dan geser (Langkah 4)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,0471 + 0,0133 = 0,1075 \text{ in}^2/\text{in.}$$

$$\frac{50b_w}{f_y} = 0,01 < \frac{A_v + 2A_t}{s} \quad \text{O.K.}$$

Coba sengkang tertutup No. 4 yang luasnya  $2 \times 0,2 = 0,4 \text{ in}^2$ .

$$s = \frac{\text{luas penampang melintang}}{(A_{vt}/s) \text{ yang diperlukan}} = \frac{0,4}{0,1075} = 3,72 \text{ in. as ke as}$$

$$= (94,54 \text{ mm as ke as})$$

Jarak maksimum yang diizinkan

$$s_{\max} = \frac{x_1 + y_1}{4} = \frac{8,5 + 16,5}{4} = 6,25 \text{ in.} > 3,72 \text{ in.} \quad \text{O.K.}$$

Dengan demikian, berikan sengkang tertutup No. 4 (diameter 12,7 mm) dengan jarak 3,5 in. as ke as (89 mm as ke as) pada penampang vertikal sampai dengan muka perletakan.

Menambah jarak sengkang. karena momen torsi dan gaya geser berkurang para tengah bentang balok, maka jarak sengkang di sini dapat diperbesar. Apabila yang digunakan sengkang tertutup No. 4 dengan jarak 6,25 in. (yaitu jarak maksimum yang diizinkan), maka kapasitas torsional  $T_s$  sengkang adalah:

$$T_s = \frac{\alpha_1 x_1 y_1 f_y A_t}{s} = \frac{1,30 \times 16,5 \times 8,5 \times 60.000 \times 0,20}{6,25}$$

$$= 350.064 \text{ in.-lb}$$

Untuk praktisnya, harga  $V_c$  dan  $T_c$  diasumsikan konstan disepanjang bentang dan harga yang konstan ini dipakai dalam perhitungan  $T_s$ . Tahanan torsional nominal  $T_n$ , aki-



bat  $T_c + T_{s1}$  (sehubungan dengan digunakannya sengkang No. 4 dengan jarak  $s = 6,25$  in.) adalah  $T_n = 217.863 + 350.064 = 567.927$  in.-lb =  $47.327$  ft.-lb. Jarak  $x_1$  (sehubungan dengan  $T_{n1}$ ) dari bidang muka tumpuan 1-1 dalam Gambar 7.21(a) adalah:

$$x_1 = -17,5 + \left( 116,5 - \frac{47.327}{61.082} \times 116,5 \right) = 43,73 \text{ in.}$$

Tambahkan  $s$  semula =  $3,5$  in. pada bidang  $x_1 = 43,73$  dari muka tumpuan, misalnya sejauh  $45$  in. dari penampang kritis.

Desain sengkang:

$$T_{n1} \text{ di } x_1 = \frac{116,5 - 45}{116,5} \times 61.082 = 37.488 \text{ ft.-lb} = 449.857 \text{ in.-lb}$$

$$V_{n1} \text{ di } x_1 = \frac{116,5 - 45}{116,5} \times 19.851 = 12.183 \text{ lb}$$

$$T_{s2} = 449.857 - 217.863 = 231.994 \text{ in.-lb}$$

$$V_{s2} = 12.183 - 5895 = 6288 \text{ lb}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{231.994}{60.000 \times 1,3 \times 8,5 \times 16,5} = 0,0212 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{62.88}{60.000 \times 17,5} = 0,0060 \text{ in}^2/\text{dua kaki}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 0,0060 + 2 \times 0,0212 = 0,0484 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

Untuk sengkang tertutup No. 4,

$$s = \frac{0,20 \times 2}{0,0484} = 8,25 \text{ in. } c-c > 6,25 \text{ in. yang diizinkan}$$

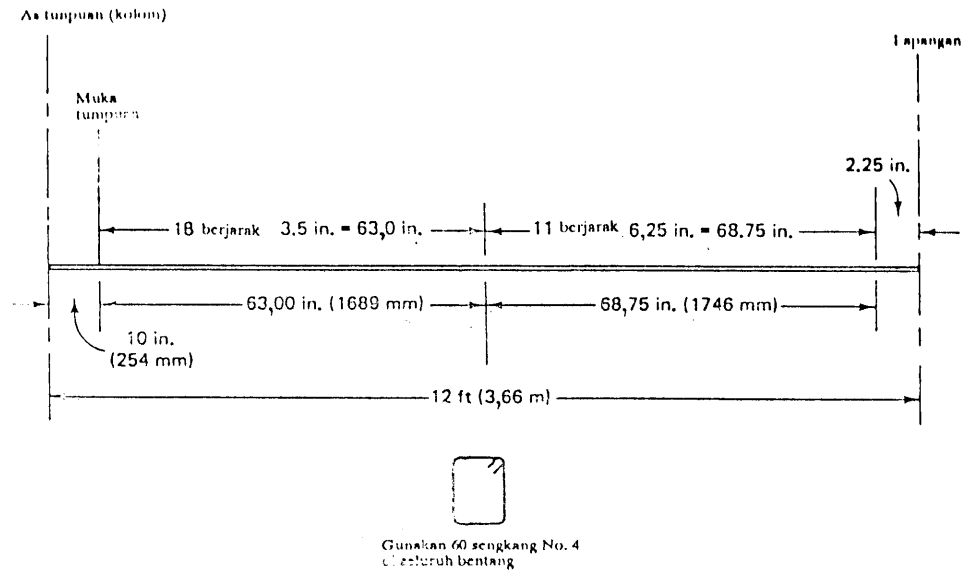
Dengan demikian ubahlah jarak sengkang No. 4 yang  $6,25$  in. as ke as mulai dari  $45$  in. dari penampang kritis  $d$  menuju tengah bentang. Sengkang-sengkang ini harus digunakan sampai jarak  $d + b = 17,5 + 12,0 = 29,0$  in., yaitu suatu batas di mana di luar daerah tersebut secara teoretis tidak diperlukan sengkang lagi. Dari Gambar 7.21(b) terlihat bahwa sengkang-sengkang ini digunakan sampai tengah bentang. Gambar 7.23 memperlihatkan secara skematis jarak-jarak sengkang tertutup tersebut.

Desain tulangan torsional memanjang (Langkah 5)

$$A_\ell = \frac{2A_t(x_1 + y_1)}{s} = 2 \times 0,0471 (8,5 + 16,5) = 2,36 \text{ in}^2$$

Juga

$$A_\ell = \left( \frac{400xs}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$



Gambar 7.23 Susunan tulangan sengkang untuk contoh 7.2.

Dengan mensubstitusikan  $50b_{ws}/f_y$  untuk  $2A_t$  – apabila harga ini lebih besar dari  $2A_t$  – maka diperoleh:

$$\frac{50b_{ws}}{f_y} = \frac{50 \times 12 \times 3,5}{60.000} = 0,035 < 2A_t = 2 \times 0,0471 \times 3,5 = 0,33 \text{ in}^2$$

Dengan demikian gunakan  $2A_t = 0,33 \text{ in}^2$ .

Atau dapat juga;

$$A_\ell = \left( \frac{400 \times 3,5 \times 12}{60.000} \frac{623.040}{623.040 + 16.873/3 \times 0,0476} - 0,33 \right) \frac{8,5 + 16,5}{3,5} = -0,676 \text{ in}^2$$

Harga ini tidak menentukan karena volume tulangan memanjang  $A_\ell$  harus sama dengan volume minimum sengkang tertutup melintang. Jadi,  $A_\ell = 2,36 \text{ in}^2$  ( $1523 \text{ mm}^2$ ) yang menentukan. Sekalipun diagram yang lebih halus akan memberikan pengurangan jumlah tulangan torsional memanjang – pada penampang-penampang yang semakin ke tengah bentang – sebagai akibat dari berkurangnya harga  $T_u$ , demi alasan praktis gunakan saja  $A_\ell$  yang sama sampai ke tengah bentang.

Untuk mendistribusikan  $A_\ell$  secara genap pada semua muka balok, gunakan  $A_\ell/4$  pada masing-masing muka vertikal dengan  $A_\ell/4$  pada masing-masing pojok atas, dan  $A_\ell/4$  pada pojok-pojok bawah sebagai tambahan terhadap tulangan lentur.  $A_\ell/4 =$

$2,36/4 = 0,59 \text{ in}^2$  (381 mm<sup>2</sup>). Gunakan 2 tulangan No. 5 = 0,62 in<sup>2</sup> (diameter 12,7 mm) pada masing-masing sisi vertikal untuk penampang-penampang pada tumpuan dan pada lapangan.

Penampang tumpuan:

$$A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = 0,59 + 2,4 = 2,99 \text{ in}^2$$

Gunakan 4 tulangan No. 4 = 2,16 in<sup>2</sup> (25,4 mm).

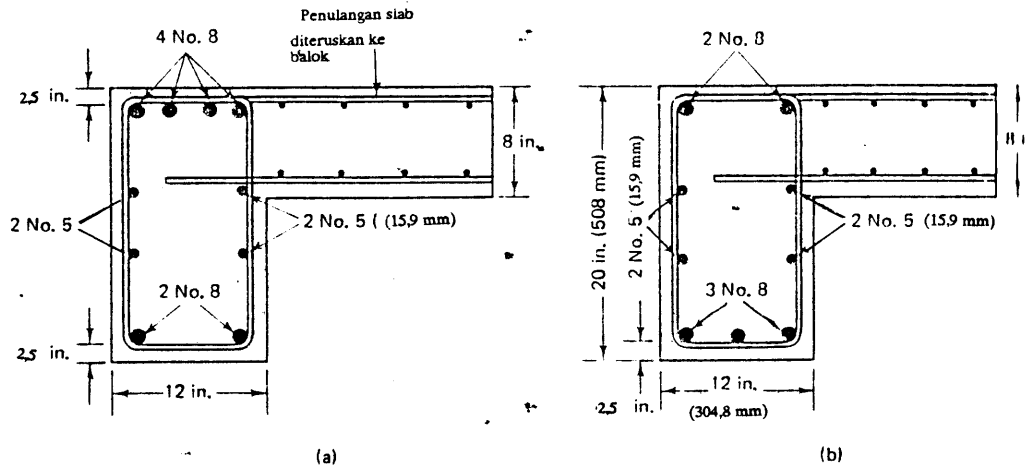
$$A'_s = \frac{A_l}{4} + A'_s = 0,59 + 0,8 = 1,39 \text{ in}^2$$

Gunakan 2 tulangan No. 8 = 1,58 in<sup>2</sup>.

Penampang lapangan:

$$A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = 0,50 + 1,50 = 2,09 \text{ in}^2$$

Gunakan 3 tulangan No. 8 = 2,37 in<sup>2</sup>.



Gambar 7.24 detail penulangan badan; (a) penampang tumpuan; (b) penampang lapangan.

Karena pada penampang yang semakin ke tengah bentang momen torsinya semakin berkurang, maka 2 dari tulangan memanjang No. 8 dapat dipotong sebelum mencapai penampang tengah bentang. Gambar 7.24(a) dan (b) memberikan detail penulangan penampang pada tumpuan dan lapangan.

### 7.5.6 Contoh 7.3: Desain Tulangan Badan untuk Torsi Keceratan

Sistem lantai garasi parkir yang berupa slab satu arah terletak pada balok-balok diperlihatkan pada Gambar 7.25. Dimensi panel tipikal adalah 12 ft 6 in. x 50 ft (3,81 m x 15,24 m) as ke as. Desainlah balok tepi eksterior (exterior spandrel beam)  $A_1 - B_1$  terhadap kombinasi torsi dan geser dengan asumsi penampang telah cukup kuat terhadap lentur. Diberikan:

Beban hidup kerja = 50 psf (2,4 kPa)

Tebal slab = 5 in. (127 mm)

$f'_c = 4000 \text{ psi}$  (27,58 MPa), beton berbobot normal

$f_y = 60000 \text{ psi}$  (413,7 MPa)

Tinggi lantai ke lantai = 10 ft

Kolom eksterior = 14 in. x 24 in. (356 mm x 610 mm)

Kolom interior = 24 in. x 24 in. (610 mm x 610 mm)

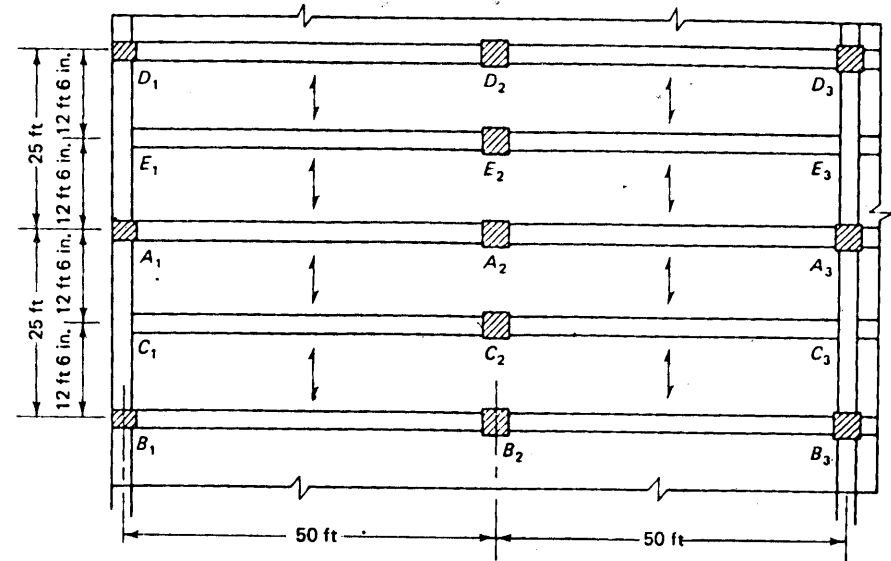
Semua balok = 14 in. x 30 in. (356 mm x 762 mm)

Tulangan lentur yang diperlukan untuk balok  $A_1 - B_1$ :

$A_s$  tumpuan = 2,16 in<sup>2</sup>

$A'_s$  tumpuan = 0,90 in<sup>2</sup>

$A_s$  lapangan = 1,69 in<sup>2</sup>



Gambar 7.25 Denah sistem lantai.

**Solusi**

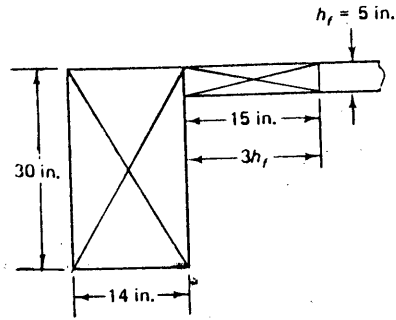
Momen-momen torsional rencana (Langkah 1, 2, dan 3)

1. Balok  $A_1-B_1$  merupakan kasus torsi keserasian karena balok ini merupakan bagian dari suatu sistem lantai di mana redistribusi momen terjadi. Momen torsi akibat  $C_2-C_1$  pada pertemuan  $C_1$  didistribusikan ke arah  $C_1-C_2$  akibat fleksibilitas dan rotasi penampang balok pada  $C_1$  dibanding dengan kekakuannya pada  $A_1$  dan  $B_1$ . Dengan demikian harga momen torsi rencana pada penampang untuk masing-masing ujung (Gambar 7.26(a)) adalah:

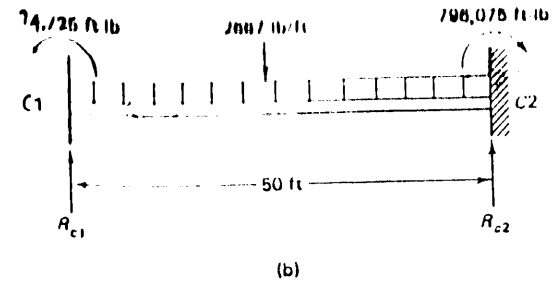
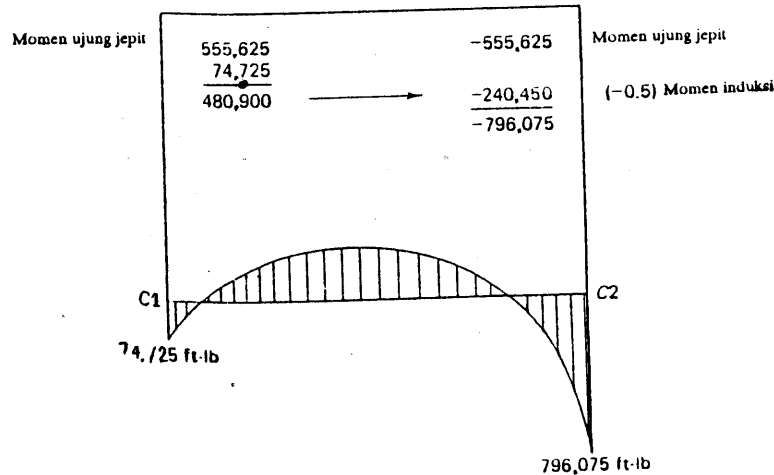
$$T_u = \phi \left( 4 \sqrt{f_c'} \frac{\Sigma x^2 y}{3} \right)$$

$$\Sigma x^2 y = 14^2 \times 30 + 5^2 \times 15 = 6255 \text{ in}^3$$

$$T_u = 0,85 \times 4 \sqrt{4000} \times \frac{6255}{3} = 448.348 \text{ in.-lb} = 37,362,3 \text{ ft.-lb}$$



(a)



(b)

Gambar 7.26 (a) Segiempat-segiempat komponen; (b) momen lentur pada balok  $C_1-C_2$ .

2. Momen ujung jepit pada balok  $C_1-C_2$ .

$$\text{beban mati kerja} = \left[ \frac{5,0}{12} \times 12,5 + \frac{(30 - 5) \times 14}{144} \right] 150 = 1146 \text{ lb/ft} (16,7 \text{ kN/m})$$

$$\text{beban hidup kerja} = 50 \times 12,5 = 625 \text{ lb/ft} (9,1 \text{ kN/m})$$

$$\text{beban rencana } U = 1,4 \times 1146 + 1,7 \times 625 = 2667 \text{ lb/ft} (38,9 \text{ kN/m})$$

$$\text{momen ujung jepit} = \frac{w_u l^2}{12} = \frac{2667 (50)^2}{12} = 555.625 \text{ ft.-lb}$$

Torsi rencana untuk kasus torsi keserasian pada balok  $C_2-C_1$  di titik kumpul  $C_1$  adalah:

$$T_u = 2 \times 37.362,3 = 74.725 \text{ ft.-lb}$$

Harga ini lebih rendah daripada momen ujung rencana  $w_u l^2 / 12$  pada ujung  $C_1$ . Dengan demikian momen torsi yang harus dipakai pada lapangan  $A_1-B_1$  adalah  $T_u = 74.725 \text{ ft.-lb}$ . Kerjakan distribusi momen seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.26(b) untuk menentukan reaksi  $R_{C1}$  dan  $R_{C2}$ .

3. Reaksi balok pada  $C_1$  dan geser pada balok  $A_1-B_1$ :

$$\Sigma M_{C2} = 0 \text{ atau } 50R_{C1} + 796.075 - 74725 - \frac{2667(50)^2}{2} = 0$$

$$R_{C1} = \frac{-796.075 + 74.725 + 3.333.750}{50} = 52.248 \text{ lb}$$

$$\text{Berat sendiri rencana } A_1-B_1 = 1,4 \left( \frac{14 \times 30}{144} \right) 150 = 613 \text{ lb/ft}$$

Jarak penampang kritis pada  $A_1-B_1$  dari sumbu kolom

$$= d + \frac{14}{2} = (30 - 2,5) + \frac{14}{2} = 34,5 \text{ in.}$$

$$V_u = \frac{52.248}{2} + 613 \left( 12,5 - \frac{34,5}{12} \right) = 32.024 \text{ lb}$$

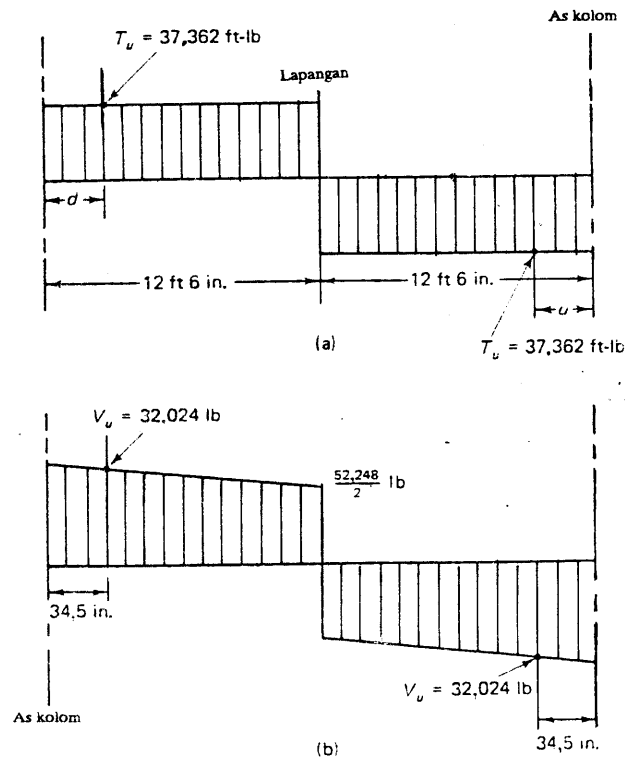
Balok  $A_1-B_1$  akan mengalami selubung geser dan torsi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.27.

Desain sengkang tertutup terhadap torsi (Langkah 2)

$$T_n = \frac{37.362,3 \times 12}{9,85} = 527.468 \text{ in.-lb (59,60 kN-m)}$$

$$T_c = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4R V_u / C_t T_u)^2}}$$

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} = \frac{14 \times 27,5}{6255} = 0,0616$$



Gambar 7.27 Selubung (a) torsi dan (b) geser, pada balok  $A_1-B_1$ , contoh 7.3.

$$T_c = \frac{8,8 \sqrt{4000} \times 6255}{\sqrt{1 + \left( \frac{0,4 \times 32.024}{0,0616 \times 448.384} \right)^2}} = 287.103 \text{ in.-lb (32,44 kN-m)}$$

$$T_s = 527.468 - 287.103 = 240.365 \text{ in.-lb (27,16 kN-m)}$$

yang harus dipikul oleh sengkang tertutup. Anggap selimut bersih beton 1,5 in. dan digunakan sengkang tertutup No. 4,

$$x_1 = 14 - 2(1,5 + 0,25) = 10,3 \text{ in.}$$

$$y_1 = 30 - 2(1,5 + 0,25) = 26,3 \text{ in.}$$

$$\alpha_t = 0,66 + 0,33 \times \frac{26,5}{10,5} = 1,493 < 1,5$$

gunakan  $\alpha_t = 1,493$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_s}{f_y \alpha_t x_1 y_1} = \frac{240.365}{60.000 \times 1,493 \times 10,5 \times 26,5}$$

$$= 0,0096 \text{ in}^2 / \text{in. jarak/kaki}$$

Desain sengkang geser (Langkah 3)

$$V_c = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{1 + [2,5 C_t (T_u / V_u)]^2} = \frac{2 \sqrt{4.000} \times 14 \times 27,5}{\sqrt{1 + (2,5 \times 0,0616 \times 448.348 / 32.024)^2}}$$

$$V_c = 20.490 \text{ lb (91,14 kN)}$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{32.024}{0,85} - 20.490 = 17.185 \text{ lb (76,44 kN)}$$

$$\frac{A_y}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{17.185}{60.000 \times 27,5} = 0,0104 \text{ in}^2 / \text{in. jarak/dua kaki}$$

Sengkang tertutup kombinasi untuk torsi dan geser (Langkah 4)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{2A_t}{s} + \frac{A_y}{s} = 2 \times 0,0096 + 0,0104 = 0,0296 \text{ in}^2 / \text{in./dua kaki}$$

Coba sengkang No. 3 :

$$2 \times 0,11 = 0,22 \text{ in}^2 \text{ (diameter 9,5 mm, } A_s = 142 \text{ mm}^2)$$

$$s = \frac{\text{luas penampang sengkang } A_s}{(A_{vt}/s) \text{ yang diperlukan}} = \frac{0,22}{0,0296} = 7,43 \text{ in. as ke as.}$$

Jarak maksimum yang diizinkan

$$s_{maks} = \frac{x_1 + y_1}{4} = \frac{10,5 + 26,5}{4} = 9,25 \text{ in.} > 7,43 \text{ in.}$$

Cek jarak sengkang yang diperlukan pada lapangan (Langkah 5)

$$V_c \text{ pada lapangan} = \frac{2\sqrt{4000} \times 14 \times 27,5}{\sqrt{1 + (2,5 \times 0,0616 \times 448.348/26.124)^2}} = 17.233 \text{ lb}$$

$$V_s = \frac{52.248}{2 \times 0,85} - 17.233 = 12.501 \text{ lb}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{13.501}{60.000 \times 27,5} = 0,0082 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

$$T_c \text{ pada lapangan} = \frac{0,8\sqrt{4000} \times 6.255}{\sqrt{1 + \left(\frac{0,4 \times 26.124}{0,0616 \times 448.348}\right)^2}} = 296.002 \text{ in.-lb}$$

$$T_s = 527.468 - 296.002 = 231.466 \text{ in.-lb}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{231.466}{60.000 \times 1,493 \times 10,5 \times 26,5} = 0,0093 \text{ in}^2/\text{in.}$$

$$\frac{A_{vt}}{s} = 2 \times 0,0093 + 0,0082 = 0,0266 \text{ in}^2/\text{in.}/\text{dua kaki}$$

$$s = \frac{0,22}{0,0266} = 8,27 \text{ in. as ke as}$$

Gunakan sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 7,25 in. (184 mm) as ke as.

sengkang minimum yang diperlukan =

$$\begin{aligned} A_v + 2A_t &= \frac{50b_w s}{f_y} = \frac{50 \times 14 \times 7,25}{60.000} \\ &= 0,0846 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Luas yang diberikan =  $0,22 \text{ in}^2 > 0,0846 \text{ in}^2$  O.K.

Desain tulangan memanjang torsional

$$A_l = 2A_t \frac{x_1 + y_1}{s} = 2 \times 0,0096 (10,5 + 26,5) = 0,71 \text{ in}^2$$

Juga

$$A_l = \left( \frac{400xs}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$

(atau dengan mensubstitusikan  $50b_w s/f_y$  untuk  $2A_t$ , pilih mana yang menentukan)

$$\frac{50b_w s}{f_y} = 0,0846 < 2A_t = 2 \times 0,0096 \times 7,25 = 0,1392 \text{ in}^2$$

Dengan demikian

$$\begin{aligned} A_l &= \left( \frac{400 \times 14 \times 7,25}{60.000} \frac{448.348}{448.348 + \frac{32.024}{3 \times 0,0616}} - 0,1392 \right) \frac{10,5 + 26,5}{7,25} \\ &= 1,78 \text{ in}^2 (1148 \text{ mm}^2) \end{aligned}$$

Gunakan  $A_l = 1,78 \text{ in}^2 (1148 \text{ mm}^2)$ . Tulangan ini harus diletakkan di sekeliling badan dengan jarak yang tidak melebihi 12 in. dan harus ada pada masing-masing pojok sengkang tertutup. Kombinasikan tulangan pojok dengan tulangan lenturnya.

Distribusi tulangan memanjang terhadap torsi

$A_l$  torsional =  $1,78 \text{ in}^2$  (gunakan untuk lapangan maupun tumpuan). Anggap bahwa  $A_l/4$  ada pada pojok-pojok atas  $A_l/4$  lagi didistribusikan secara merata pada muka-muka vertikal penampang balok dengan jarak yang tidak melebihi 12 in. as ke as.

$$\Sigma A_s \text{ pada lapangan} = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{1,78}{4} + 1,69 = 2,14 \text{ in}^2$$

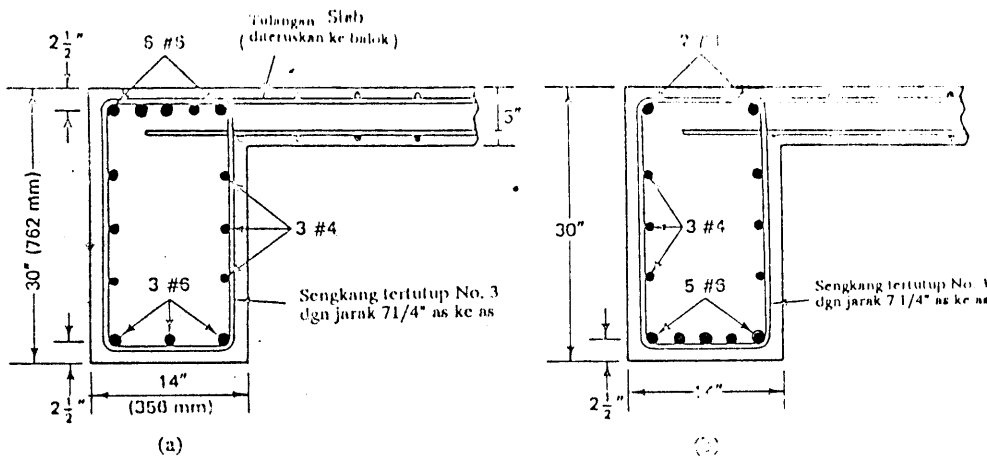
tulangan No. 6 =  $2,20 \text{ in}^2$ , 3 tulangan diteruskan sampai tumpuan (5 tulangan diameter 19,1 mm):

$$\Sigma A_s = \frac{A_l}{4} + A_s = \frac{1,78}{4} + 2,16 = 2,61 \text{ in}^2$$

6 tulangan No. 6 =  $2,64 \text{ in}^2$  (6 tulangan diameter 19,1 mm):

$$A_s \text{ pada masing-masing muka vertikal} = A_s/4 = 1,78/4 = 0,445 \text{ in}^2 \text{ (3 tulangan No. 4 = } 0,60 \text{ in}^2 \text{)}$$

Gunakan 3 tulangan No. 4 pada masing-masing muka (3 tulangan diameter 12,7 mm). Berapa tulangan memanjang dipotong sebelum mencapai lapangan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.2. Gambar 7.28 memperlihatkan geometri penampang melintang balok tepi pada tumpuan, juga pada lapangan balok.



Gambar 7.28 Detail penulangan badan; (a) penampang tumpuan; (b) penampang lapangan.

### SOAL

7.1 Hitunglah kapasitas torsi  $T_c$  untuk balok yang diperlihatkan pada Gambar 7.29. Diberikan:

$$V_u/T_u = 0,05$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa), beton berbobot normal}$$

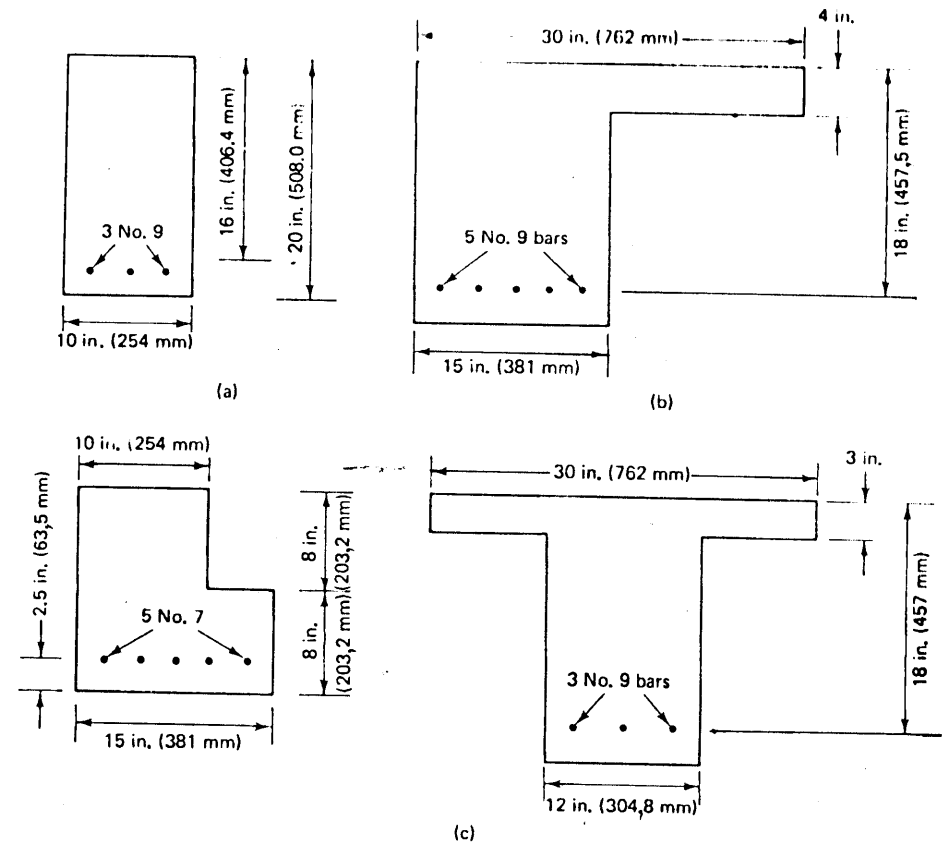
7.2 Balok kantilever mengalami beban hidup kerja terpusat sebesar 20.000 lb (90 kN) yang bertitik tangkap pada jarak 3 ft 6 in. (1,07 m) dari dinding tumpuannya. Selain itu, balok ini juga harus memikul torsi rencana yang berupa torsi keseimbangan  $T_u = 300.000 \text{ in.-lb (33,89 kN-m)}$ . Penampang melintang balok adalah 12 in. x 24 in. (304,8 mm x 609,6 mm) dengan tinggi efektif 22,5 in. (571,5 mm). Desainlah senggang dan tulangan memanjang tambahan yang diperlukan. Diberikan:

$$f'_c = 3.500 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$A_s = 4,0 \text{ in}^2 (2580,64 \text{ mm}^2)$$

7.3 Bentang interior pertama dari suatu balok menerus mempunyai bentang bersih  $l_n = 18 \text{ ft (5,49 m)}$ . Balok ini mengalami beban mati luar merata  $w_D = 1700 \text{ plf (24 pkN/m)}$  dan beban hidup kerja  $w_L = 2200 \text{ plf (32,1 kN/m)}$ . Desainlah penampang ini terhadap lentur, tarik diagonal, dan torsi. Pilihlah ukuran dan jarak senggang tertutup, juga tulangan memanjang tambahan yang diperlukan untuk torsi. Asumsikan bahwa lebar balok  $b_w = 15 \text{ in. (381,0 mm)}$  dan mungkin terjadi



Gambar 7.29 Penampang melintang untuk soal 7.1.

redistribusi tegangan torsional sehingga torsi luar  $T_u$  dapat dianggap sebesar  $\phi (4\sqrt{f'_c} \sum x^2 y/3)$ . diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa), beton berbobot normal.}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

(Perhatikan bahwa soal ini serupa dengan soal 6.4 ditambah masalah torsi.)

7.4 Suatu balok menerus mempunyai selubung geser dan torsi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.30. Dimensi balok adalah  $b_w = 14 \text{ in. (355,6 mm)}$ ,  $d = 25 \text{ in. (63,5 mm)}$ . Balok ini mengalami gaya geser rencana =  $V_{u1} = 75.000 \text{ lb (333,6 kN)}$ ,  $V_{u2} = 60.000 \text{ lb}$ , dan  $V_{u3} = 45.000 \text{ lb}$ . Desainlah balok ini terhadap torsi dan geser, dan buatlah detail penulangan badan. Diberikan.

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot ringan}$$

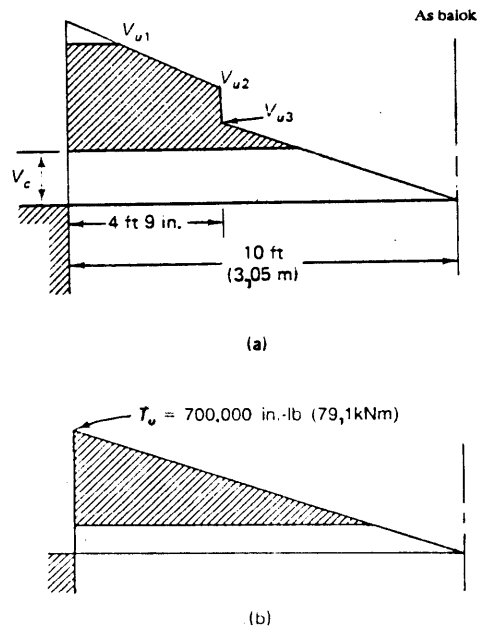
$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Penulangan yang diperlukan adalah sebagai berikut :

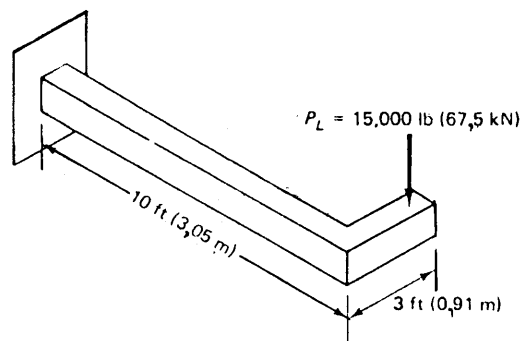
$$A_s \text{ lapangan} = 3,0 \text{ in.}^2$$

$$A_s \text{ tumpuan} = 3,6 \text{ in.}^2$$

$$A_s' \text{ tumpuan} = 0,7 \text{ in.}^2$$

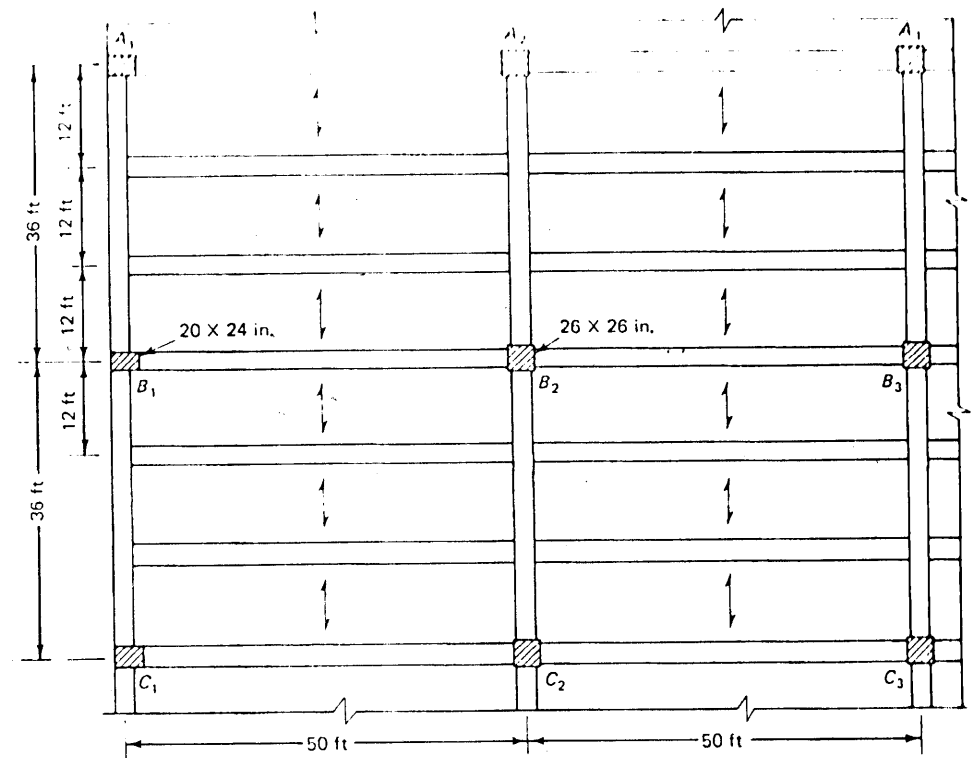


Gambar 7.30 Selubung (a) geser dan (b) torsi.



Gambar 7.31

7.5 Desainlah balok segiempat yang ada pada Gambar 7.31 terhadap lentur, geser, dan torsi. Asumsikan bahwa lebar balok adalah  $b = 12 \text{ in.}$  (305 mm). Diberikan:



Gambar 7.32

$$f_c' = 4000 \text{ psi (27,58 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,8 MPa)}$$

7.6 Balok tepi eksterior  $A_1-B_1$ , yang merupakan bagian dari sistem lantai seperti yang diperlihatkan pada Gambar 7.32, mempunyai bentang as ke as 36 ft. Tebal slab =  $h_f = 6 \text{ in.}$  (152,4 mm), dan ukuran blok penampang adalah 15 in. x 36 in. Balok ini mengalami beban hidup kerja = 50 psf (2,4 kPa). Desainlah penulangan geser dan torsi yang diperlukan untuk memikul beban luar rencana tersebut. Diberikan:

$$f_c' = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Asumsikan penulangan lentur yang diperlukan untuk balok  $A_1-B_1$  adalah:

$$A_s \text{ lapangan} = 2,09 \text{ in.}^2$$

$$A_s \text{ tumpuan} = 3 \text{ in.}^2$$

$$A_s' \text{ tumpuan} = 1,6 \text{ in.}^2$$

# 8

## SERVICEABILITY BALOK DAN PELAT SATU ARAH

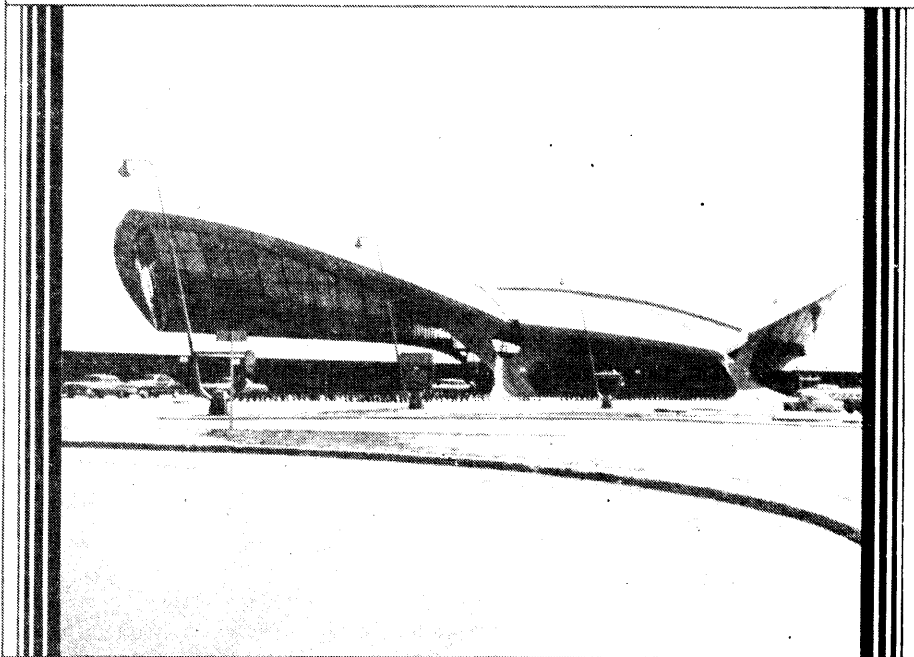


Foto 44 Terminal TWA Kennedy International Airport New York (atas izin Ammann & Whitney.)

## 8.1 PENDAHULUAN

*Serviceability* (kemampuan layan) suatu struktur ditentukan oleh lendutan, retak, korosi tulangan, dan rusaknya permukaan betonnya. Rusaknya permukaan dapat dikurangi dengan kontrol yang baik pada waktu pengadukan, pengecoran, dan perawatan betonnya. Apabila permukaan ini diekspos terhadap bahan kimia yang merusak seperti pada pabrik bahan kimia, dan sebagainya, diperlukan suatu jenis semen tertentu disertai bahan tambahan yang dimasukkan ke dalam campuran beton. Penggunaan selimut beton yang cukup, seperti yang direkomendasikan dalam Bab 4 dan 5, kontrol yang baik atas kualitas material, kontrol retak, dan kriteria kontrol lendutan dalam desain, dapat mengurangi – atau mungkin dapat menghapuskan – masalah-masalah ini.

Bab ini berhubungan dengan evaluasi lendutan dan perilaku retak pada balok dan slab satu arah secara rinci. Hal ini dimaksudkan untuk memberi kepada perencana, latar belakang mendasar yang cukup dalam hal pengaruh retak terhadap kekakuan batang dan defleksi sesaat serta jangka panjang (*short-term and long-term deflection*), juga dalam keadaan bagaimana suatu balok beton yang telah retak masih dapat dianggap cukup baik secara estetis tanpa mengurangi keandalannya. Defleksi slab dua arah dan plat-plat diberikan pada Bab 11 disertai contoh-contoh numerik mengenai perhitungan lendutan untuk jangka pendek (*sesaat*), juga untuk jangka panjang.

## 8.2 PENTINGNYA PENYELIDIKAN DEFLEKSI

Desain tegangan kerja (*working stress design*) dan analisisnya yang digunakan sebelum tahun 1970-an membatasi tegangan pada beton sampai sekitar 45% dari kekuatan tekannya, dan tegangan pada baja sampai 50% dari kekuatan lelehnya. Analisis elastis digunakan untuk desain rangka struktural, juga pada penampang beton bertulang. Elemen struktural dirancang untuk mampu memikul momen kerja di sepanjang batang dengan –seringkali– pengabaian redistribusi momen. Akan tetapi, sebagai akibatnya, penampang akan mempunyai kekuatan cadangan yang jauh lebih besar dibandingkan dengan yang diperoleh dengan pendekatan cara kekuatan batas (*ultimate strength*).

Beton berkekuatan tinggi dengan harga  $f'_c$  yang lebih tinggi dari 12.000 psi (82,74 MPa) dan baja-baja berkekuatan tinggi pada dewasa ini banyak digunakan untuk desain struktur karena semakin berkembangnya pengetahuan mengenai sifat-sifat material pembentuk beton, yang artinya juga semakin kecilnya faktor beban dan semakin berkurangnya cadangan kekuatan. Dengan demikian batang-batang yang semakin langsing dan efektif juga harus ditentukan oleh defleksinya sebagai kriteria dalam desain.

Balok dan slab jarang sekali digunakan sebagai elemen struktur yang terisolasi; biasanya merupakan bagian yang monolit dari suatu sistem yang terintegrasi. Lendutan yang berlebihan pada suatu slab lantai dapat menyebabkan dislokasi partisi yang ditumpunya. Begitu pula lendutan yang berlebihan pada balok dapat menyebabkan



rusaknya partisi di bawahnya, dan lendutan yang berlebihan pada balok di atas jendela dapat menyebabkan kaca jendela pecah. Dalam hal lantai terbuka atau atap, seperti lantai-lantai atas garasi parkir, dapat menyebabkan rembesan air. Karena hal-hal di atas ini maka kriteria kontrol defleksi merupakan hal yang penting, dan di sini dican-tumkan pada Tabel 11.3.

### 8.3 PERILAKU DEFLEKSI PADA BALOK

Hubungan beban-defleksi balok beton bertulang pada dasarnya dapat diidealisasikan menjadi bentuk trilinear seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.1. Hubungan ini terdiri atas tiga daerah sebelum terjadinya *rupture*.

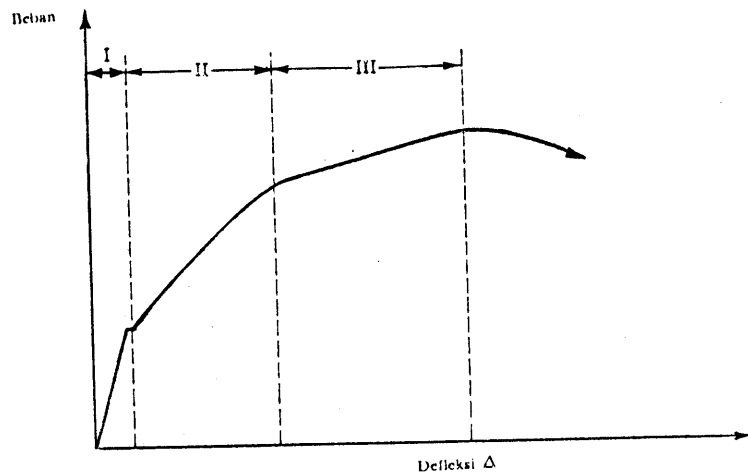
*Daerah I*: Taraf praretak, di mana batang-batang strukturalnya bebas retak (Gam-bar 8.3)

*Daerah II*: Taraf pascaretak, di mana batang-batang struktural mengalami retak-retak terkontrol yang masih dapat diterima, baik distribusinya maupun lebarnya.

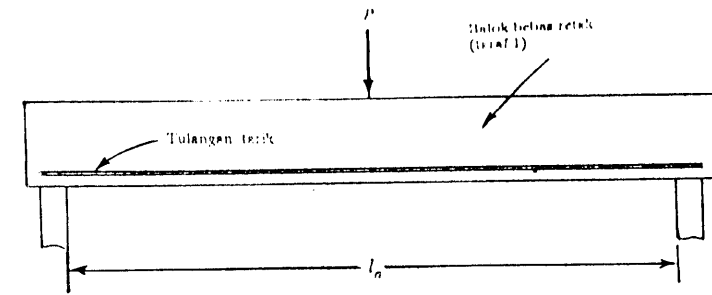
*Daerah III*: Taraf pasca-*serviceability*, di mana tegangan pada tulangan tarik sudah mencapai tegangan lelehnya.

#### 8.3.1 Taraf praretak: Daerah I

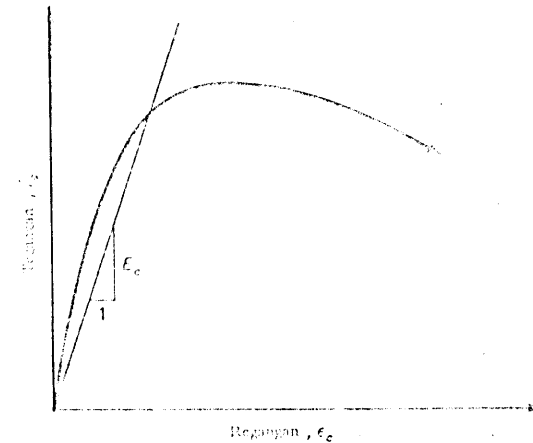
Segmen praretak dari kurva beban-defleksi pada dasarnya berupa garis lurus yang mem-perlihatkan perilaku elastis penuh. Tegangan tarik maksimum pada balok dalam daerah ini lebih kecil daripada kekuatannya akibat lentur, atau sebut saja lebih kecil dari modulus rupture  $f_r$  beton. Kekakuan lentur  $EI$  balok dapat diestimasi dengan menggunakan modulus Young  $E_c$  dari beton, dan momen inersia penampang beton



**Gambar 8.1** Hubungan beban-defleksi pada balok. Daerah I, taraf praretak; daerah II, taraf pascaretak; daerah III, taraf pasca-*serviceability* (tulangan baja meleleh).



**Gambar 8.2** Balok yang dibebani di tengah pada taraf praretak.



**Gambar 8.3** Diagram tegangan-regangan pada beton.

bertulang tak retak. Perilaku beban – defleksi sangat bergantung pada hubungan tegangan-regangan beton. Diagram tegangan-regangan tipikal dari beton dapat dilihat pada Gambar 8.3.

Besarnya  $E_c$  dapat diestimasi dengan menggunakan rumus empiris ACI yang dituliskan pada Bab 3:

$$E_c = 33w_c^{1,5}\sqrt{f_c}$$

atau  $E_c = 57.000\sqrt{f_c}$  untuk beton berbobot normal

Estimasi akurat mengenai momen inersia  $I$  memerlukan peninjauan kontribusi tulangan  $A_s$ . Ini dapat dilakukan dengan mengganti luas baja dengan luas beton ekuivalen  $(E_s/E_c)A_s$  karena besarnya modulus Young  $E_s$  dari tulangan lebih besar daripada modulus Young beton  $E_c$ .

Contoh 8.1 menyajikan perhitungan tipikal untuk  $I_g$  dengan penampang segi-empat transformasi. Akan tetapi, kebanyakan perancang menggunakan momen inersia  $I_g$  berdasarkan penampang beton bertulang tak retak tanpa mempedulikan adanya kekakuan tambahan yang dikontribusikan oleh tulangan baja.

Daerah praretak berhenti pada saat mulainya retak lentur pertama di mana tegangan beton mencapai kekuatan modulus *rupture*-nya  $f_r$ . Serupa dengan tes tarik belah langsung, modulus *rupture* beton sebanding dengan akar kekuatan tekannya. Untuk keperluan desain, besarnya modulus tersebut untuk beton berbobot normal dapat diambil sebagai:

$$f_r = 7,5 \sqrt{f_c'} \quad (8.1)$$

Apabila yang digunakan beton berbobot ringan, besarnya  $f_r$  dari persamaan 8.1 harus dikalikan dengan 0,75 untuk beton berbobot ringan seluruhnya, dan 0,85 untuk beton berbobot ringan.

Jika jarak serat tarik terluar ke pusat berat penampang adalah  $y_t$  dan momen reaktanya  $M_{cr}$ , maka:

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} \quad (8.2)$$

Untuk penampang segiempat:

$$y_t = \frac{h}{2} \quad (8.3)$$

di mana  $h$  adalah tebal total balok. Persamaan 8.2 diturunkan dari persamaan lentur  $\sigma = Mc/I$  untuk material elastis homogen.

Perhitungan defleksi untuk daerah ini tidak penting karena hanya sedikit balok beton bertulang yang tidak retak pada beban aktualnya. Akan tetapi, pengetahuan matematis mengenai variasi besaran kekakuan sangat penting sebab segmen-segmen balok di sepanjang bentang bisa saja belum retak.

### 8.3.1.1 Contoh 8.1: Metode Alternatif untuk Evaluasi Retak Momen

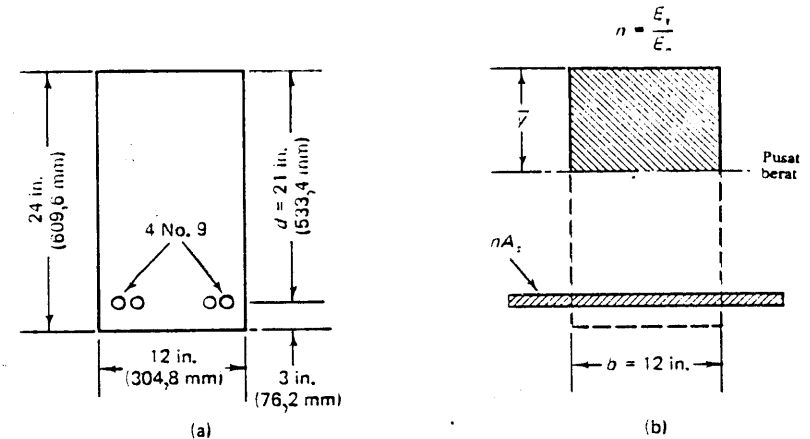
Hitunglah momen retak  $M_{cr}$  untuk penampang balok yang diperlihatkan pada Gambar 8.4 dengan menggunakan (a) penampang transformasi dan (b) penampang bruto pada solusinya. Diberikan:

$$\begin{aligned} f_c' &= 4.000 \text{ psi (27,6 MPa)} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (414 MPa)} \\ E_s &= 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa), beton berbobot normal} \end{aligned}$$

Penulangan: 4 tulangan No. 9 (4 tulangan diameter 28,6 mm) pada dua lapis

#### Solusi

(a) *Solusi dengan penampang transformasi:* Tinggi sumbu pusat berat  $\bar{y}$  dapat diperoleh dengan menggunakan momen luas pertama (statis momen), yaitu:



Gambar 8.4 Transformasi penampang melintang pada contoh 8.2: (a) penampang lapangan; (b) penampang transformasi.

$$\left[ bh + \left( \frac{E_s}{E_c} - 1 \right) A_s \right] \bar{y} = bh \frac{h}{2} + \left( \frac{E_s}{E_c} - 1 \right) A_s d$$

Perhatikan bahwa  $(E_s/E_c) - 1$  digunakan sebagai pengganti  $E_s/E_c$  untuk memperhitungkan bagian beton yang digantikan oleh baja tulangan.

Hal yang biasa dilakukan adalah menuliskan  $n = E_s/E_c$  yang kita sebut sebagai perbandingan modulus (modulus ratio). Dengan mengambil statis momen terhadap serat terluar penampang,

$$\bar{y} = \frac{(bh^2/2) + (n-1)A_s d}{bh + (n-1)A_s}$$

Untuk beton berbobot normal 4.000 psi,

$$\begin{aligned} E_c &= 57.000 \sqrt{4.000} \\ &= 3,6 \times 10^6 \text{ psi (24,8 x 10}^6 \text{ MPa)} \\ n &= \frac{29 \times 10^6}{3,6 \times 10^6} = 8,1 \\ \bar{y} &= \frac{\frac{12 \times (24)^2}{2} + (8,1-1)4,0 \times 21}{12 \times 24 + (8,1-1)4,0} \\ &= 12,8 \text{ in. (325,1 mm)} \end{aligned}$$

Apabila momen inersia tulangan baja terhadap sumbu pribadinya diabaikan, maka

$$I_{gt} \text{ transformasi} = \frac{bh^3}{12} + bh(12,8 - 12,0)^2 + (n-1)A_s (d - \bar{y})^2$$

atau

$$I_{gt} = \frac{12 \times 24^3}{12} + 12 \times 24 \times 0,8^2 + 7,1 \times 4,0 (21 - 12,8)^2$$

$$= 15.918 \text{ in}^4 (66,22 \times 18^8 \text{ mm}^4)$$

Jarak pusat berat penampang transformasi dari serat terluarnya adalah:

$$y_t = 24 - 12,8 = 11,2 \text{ in. (284,4 mm)}$$

$$J_r = 7,5 \sqrt{4000} = 474,3 \text{ psi (3,27 MPa)}$$

$$M_{cr} = \frac{I_g f_r}{y_t} = \frac{15.918 \times 474,3}{11,2} = 674.100 \text{ in.-lb (76,17 kN-m)}$$

(b) Solusi dengan penampang bruto

$$\bar{y} = \frac{h}{2} = 12 \text{ in.}$$

$$I_g \text{ penampang melintang} = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times 24^3}{12} = 13.824 \text{ in}^4$$

$$y_t = 12 \text{ in. (304,8 mm)}$$

$$f_r = 474,3 \text{ psi}$$

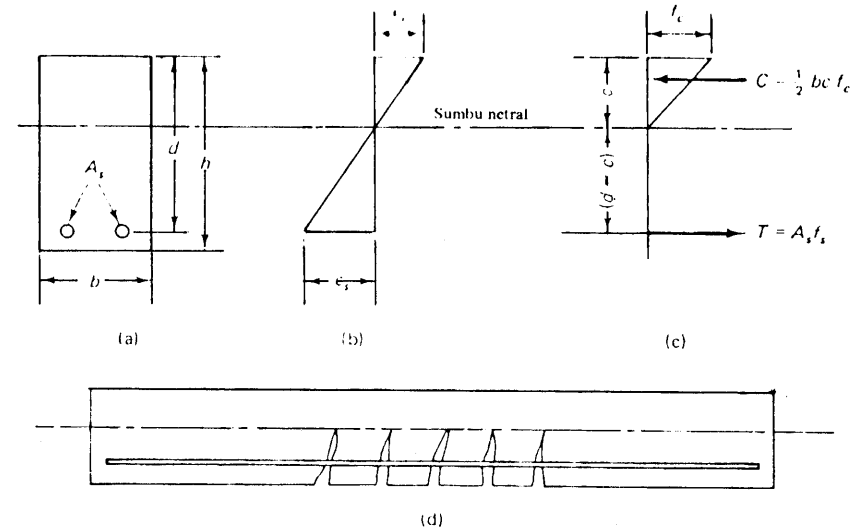
$$M_{cr} = \frac{13.824 \times 474,3}{12} = 546.394 \text{ in.-lb (61,74 kN-m)}$$

Ada perbedaan sekitar 15% pada harga  $I_g$  dan 19% pada harga  $M_{cr}$ . Meskipun perbedaan persentase  $I_g$  dan  $M_{cr}$  kelihatannya cukup besar, dalam perhitungan defleksi ternyata perbedaan ini tidak begitu berarti, dan sering kali kurang praktis menggunakan penampang transformasi dalam menghitung  $M_{cr}$ .

### 8.3.2 Taraf Beban Pascaretak: Daerah II

Daerah praretak diakhiri dengan mulainya retak pertama dan mulai bergerak menuju daerah II pada diagram beban-defleksi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.1. Hampir semua balok terletak pada daerah ini pada saat beban kerja. Suatu balok dapat mengalami berbagai taraf keretakan di sepanjang bentangnya sesuai dengan taraf tegangan dan defleksi pada masing-masing bagiannya. Dengan demikian, untuk suatu balok di atas tumpuan sederhana, retak akan semakin lebar dan semakin dalam pada lapangan, sedangkan pada tumpuan hanya terjadi retak minor yang tidak lebar.

Apabila sudah terjadi retak lentur, kontribusi kekuatan tarik beton sudah dapat dikatakan tidak ada lagi. Ini berarti pula kekakuan lentur penampangnya telah berkurang sehingga kurva beban-defleksi di daerah ini akan semakin landai dibandingkan dengan pada taraf praretak. Semakin besar retaknya, akan semakin berkurang kekuatannya hingga mencapai suatu harga yang berupa *lower-bound* (batas bawah) sehubungan dengan momen inersia penampang retak. Pada saat mencapai keadaan limit beban retak kerja, kontribusi beton tarik terhadap kekakuan dapat diabaikan. Momen inersia penampang retak-kita sebut  $I_{cr}$  – dapat dihitung dari prinsip-prinsip dasar mekanika.



Gambar 8.5 Distribusi tegangan dan regangan pada penampang beton bertulang yang retak dan transformasinya: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan elastis dan gaya; (d) beton retak sebelum terjadinya keruntuhan lentur.

Distribusi tegangan dan regangan pada tinggi suatu penampang beton segienpat tipikal yang telah retak diperlihatkan pada Gambar 8.5. Asumsi-asumsi yang diambil dalam perhitungan defleksi berdasarkan pembuktian eksperimental yang teliti adalah: (1) distribusi regangan pada tingginya dianggap linier; (2) beton sama sekali tidak menahan tarik; (3) baik beton maupun baja masih ada dalam limit elastis; dan (4) distribusi regangan serupa dengan yang telah diasumsikan untuk desain kekuatan, tetapi besarnya regangan, tegangan, dan distribusinya berbeda.

Untuk menghitung momen inersia, besarnya tinggi garis netral  $c$  harus ditentukan dari keseimbangan gaya horizontal:

$$A_s f_s = bc \frac{f_c}{2} \quad (8.4a)$$

Karena tegangan baja  $f_s = E_s \epsilon_s$ , dan tegangan beton  $f_c = E_c \epsilon_c$ , maka persamaan 8.4a dapat ditulis sebagai:

$$A_s E_s \epsilon_s = \frac{bc}{2} E_c \epsilon_c \quad (8.4b)$$

Dari segitiga sebangun dalam Gambar 8.5(b):

$$\frac{c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \quad (8.5a)$$

atau

$$c = c_c \left( \frac{d}{c} - 1 \right) \quad (8.5b)$$

Dari persamaan 8.4b dan 8.5b

$$A_s E_s \epsilon_c \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = \frac{bc}{2} E_c \epsilon_c \quad (8.6a)$$

atau

$$\frac{A_s E_s}{E_c} \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = \frac{bc}{2} \quad (8.6b)$$

Dengan menuliskan angka perbandingan modulus  $E_s/E_c$  sebagai  $n$ , maka persamaan 8.6b menjadi

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0 \quad (8.6c)$$

besarnya  $c$  dapat diperoleh dengan memecahkan persamaan kuadrat 8.6c. Momen inersia  $I_{cr}$  dapat diperoleh dari

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2 \quad (8.7)$$

di mana suku  $bc^3/3$  dalam persamaan 8.7 menunjukkan momen inersia luas  $bc$  yang tertekan terhadap sumbu netral – yang disebut dasar kekuatan tekan – dengan mengabaikan bagian luas penampang yang tertarik, yaitu di bawah sumbu netral. Luas tulangan dikalikan dengan  $n$  untuk ditransformasikan menjadi luas beton ekuivalen sebagai kontribusi pada kekakuan penampang. Momen inersia tulangan tersebut terhadap sumbu sendiri dapat diabaikan.

Pada pembahasan di sini hanya sebagian dari penampang melintang balok yang telah mengalami retak. Seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.5(d), bagian yang belum retak di bawah sumbu netral di sepanjang bentang balok mempunyai derajat kekakuan yang merupakan kontribusi terhadap kekakuan balok secara menyeluruh. Kekakuan aktual balok terletak di antara  $E_c I_g$  dan  $E_c I_{cr}$ , bergantung pada faktor-faktor lain, yaitu (1) banyaknya retak, (2) distribusi pembebanan, dan (3) kontribusi beton di antara retak yang terjadi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.5(d). Pada umumnya, pada saat beban mencapai taraf yang menyebabkan tulangan baja leleh, besarnya kekakuan mencapai  $E_c I_{cr}$ .

Branson telah mengembangkan suatu persamaan yang sederhana untuk menghitung kekakuan efektif  $E_c I_e$  yang diperlukan dalam desain. Persamaan Branson yang telah terbukti dapat digunakan dalam banyak hal untuk beton bertulang maupun beton pratekan dan secara umum dapat digunakan dalam perhitungan lendutan – mendefinisikan momen inersia efektif sebagai:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (8.8a)$$

Persamaan 8.8a juga dapat ditulis dalam bentuk:

$$I_e = I_{cr} + \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g \quad (8.8b)$$

Momen inersia efektif  $I_e$ , seperti yang diperlihatkan pada persamaan 8.8b, bergantung pada momen maksimum  $M_u$  di sepanjang bentang dan kapasitas momen retak  $M_{cr}$  penampangnya.

### 8.3.2.1 Contoh 8.2: Momen Inersia Efektif Penampang Balok Retak

Hitunglah momen inersia  $I_{cr}$  dan momen inersia efektif  $I_e$  penampang melintang balok pada contoh 8.1 apabila momen akibat beban kerja adalah 2.000.000 in.-lb (226 kN-m). Diberikan (pada contoh 8.1):

$$\begin{aligned} b &= 12 \text{ in.} \\ d &= 21 \text{ in.} \\ h &= 24 \text{ in.} \\ A_s &= 4,0 \text{ in}^2 \\ f'_c &= 4.000 \text{ psi} \\ f'_y &= 60.000 \text{ psi} \\ E_s &= 29 \times 10^6 \text{ psi} \\ E_c &= 3,6 \times 10^6 \text{ psi} \\ n &= 8,1 \end{aligned}$$

#### Solusi

Dari persamaan 8.6c:

$$\frac{12c^2}{2} + 8,1 \times 4,0c - 8,1 \times 4,0 \times 21 = 0$$

Dengan demikian, tinggi sumbu netral  $c = 8,3$  in. (210,8 mm). Dari persamaan 8.7:

$$I_{cr} = \frac{12,0 \times 8,3^3}{3} + 8,1 \times 4,0(21,0 - 8,3)^2 = 7513 \text{ in}^4 (31,25 \times 10^8 \text{ mm}^4)$$

dengan menggunakan  $I_{gr}$  dan  $M_{cr}$ , harga persamaan 8.1, yang memasukkan efek luas baja transformasi, adalah:

$$\begin{aligned} I_e &= 7513 + \left( \frac{674.100}{2.000.000} \right)^3 (15.918 - 7513) \\ &= 7835 \text{ in}^4 (32,59 \times 10^8 \text{ mm}^4) < I_g \quad \text{seperti yang diharapkan;} \end{aligned}$$

Apabila harga  $I_g$  dan  $M_{cr}$  – yaitu harga untuk penampang bruto – dipakai tanpa memasukkan efek luas  $A_s$  transformasi, maka momen inersia efektifnya menjadi:

$$\begin{aligned} I_e &= 7513 + \left( \frac{546.394}{2.000.000} \right)^3 (13.824 - 7513) \\ &= 7642 \text{ in}^4 (31,79 \times 10^8 \text{ mm}^4) \quad I_g \end{aligned}$$

Perbandingan harga  $I_g$  yang dihitung dengan dua cara tersebut (7835 in<sup>4</sup> dan 7642 in<sup>4</sup>) memperlihatkan perbedaan yang tidak banyak. Dengan demikian penggunaan penampang bruto dalam persamaan 8.8 dalam banyak hal cukup praktis apabila kita tinjau keragaman beban dan keacakan sifat beton.

### 8.3.3 Taraf Retak Postserviceability dan Keadaan Limit Perilaku Lentutan pada Daerah Keruntuhan III

Diagram beban-defleksi dalam Gambar 8.1 pada daerah III jauh lebih datar ketimbang pada daerah-daerah sebelumnya. Ini diakibatkan oleh hilangnya kekakuan penampang karena retak yang cukup banyak dan lebar di sepanjang bentang. Jika bebannya terus-menerus bertambah, maka regangan  $\epsilon_s$  pada tulangan pada sisi yang tertarik akan terus bertambah melebihi regangan lehernya  $\epsilon_l$  tanpa adanya tegangan tambahan. Balok yang tulangan tarikannya mulai leleh dikatakan telah runtuh secara struktural. Balok ini terus-menerus mengalami defleksi tanpa adanya tambahan beban, dan retaknya semakin terbuka sehingga garis netralnya terus mendekati serta tepi yang tertekan. Pada akhirnya terjadi keruntuhan tekan sekunder yang dapat mengakibatkan kehancuran total pada beton daerah momen maksimum dan segera diikuti dengan terjadinya *rupture*.

Bertambahnya taraf beban mulai dari leleh pertama pada tulangan tarik pada balok sederhana sampai taraf beban *rupture* bervariasi antara 4% dan 10%. Akan tetapi, besarnya defleksi sebelum *rupture* dapat beberapa kali dari besar defleksi pada saat beban yang menyebabkan leleh pertama, bergantung pada perbandingan bentang-tinggi balok, persentase tulangan, jenis beban, dan derajat *confinement* penampang beton. Dari percobaan-percobaan yang banyak dilakukan diperoleh bahwa besarnya defleksi batas berkisar antara 8 dan 12 kali defleksi pertama.

Defleksi setelah leleh dan defleksi limit pada keadaan runtuh bukan merupakan faktor yang terpenting dalam desain sehingga tidak dibahas secara mendalam dalam buku ini. Akan tetapi, pengenalan terhadap cadangan kapasitas defleksi sebagai ukuran daktilitas struktur terhadap gempa merupakan suatu hal yang sangat penting, juga untuk kasus-kasus lain di mana kemungkinan terjadinya beban-lebih (*overload*) sangat tinggi.

## 8.4 DEFLEKSI JANGKA PANJANG

Faktor-faktor yang bergantung pada waktu dapat memperbesar defleksi terhadap bertambahnya waktu. Sebagai akibatnya, perencana harus mengevaluasi defleksi sesaat (*immediate*) maupun defleksi jangka panjang (*long-term*) agar defleksi ini terjamin tidak akan melebihi suatu kriteria tertentu.

Efek-efek yang bergantung pada waktu ini disebabkan oleh rangkak (*creep*), susut (*shrinkage*), dan regangan-regangan yang bergantung pada waktu. Regangan-regangan tambahan ini menyebabkan perubahan distribusi tegangan pada beton dan baja tulangan sehingga kelengkungan pada elemen struktural bertambah untuk suatu beban luar yang tetap.

Perhitungan regangan rangkak dan susut pada suatu waktu yang diberikan merupakan proses yang sangat rumit, seperti yang dibahas pada Bab 3. Kita harus meninjau bagaimana regangan beton yang bergantung pada waktu ini mempengaruhi tegangan pada beton dan kelengkungan elemen beton. Selain itu, perlu ditinjau pula efek retak terhadap perubahan faktor kekakuan beton yang pada akhirnya membuat perhitungan

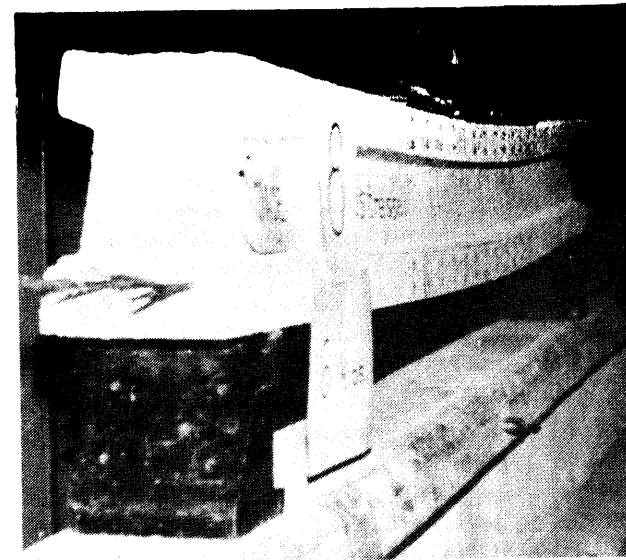


Foto 45 Balok di atas tumpuan sederhana dalam keadaan berdefleksi sesaat sebelum failure (tes oleh Nawy dkk)

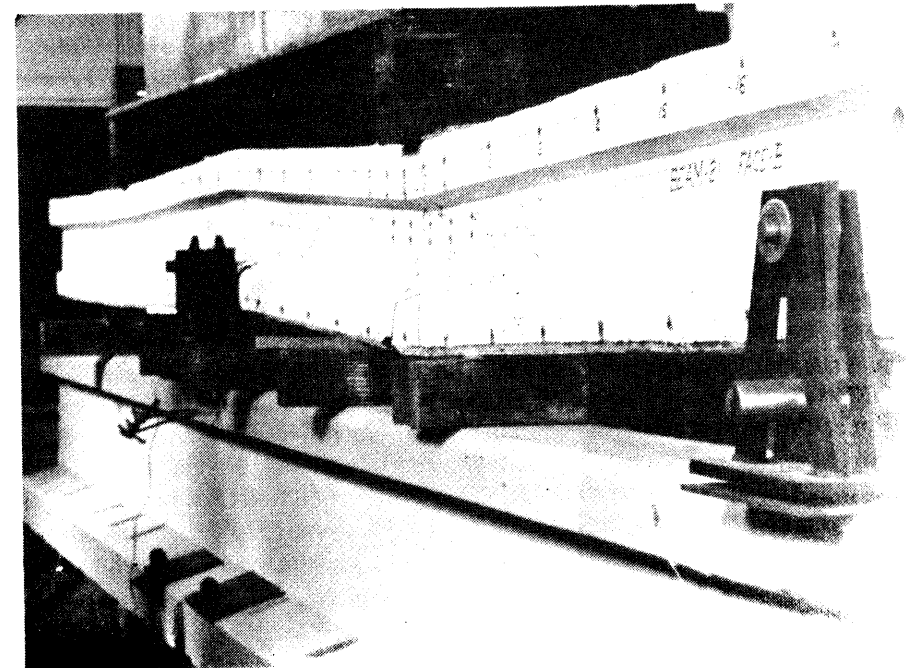


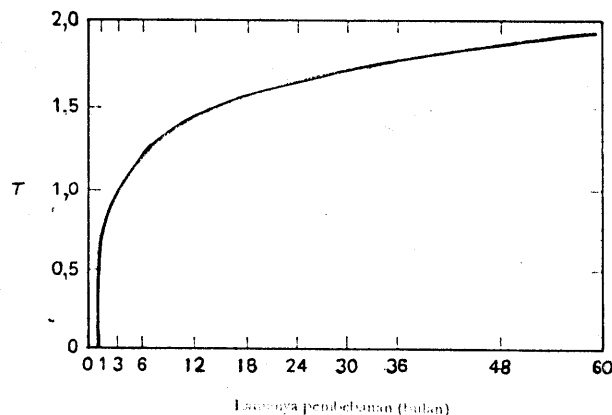
Foto 46 Balok pratekan menerus dalam keadaan berdefleksi sesaat sebelum failure (tes oleh Nawy, Potyondy, dkk)

desain semakin rumit. Dengan demikian perlu digunakan suatu pendekatan empiris untuk mengevaluasi defleksi akibat beban yang ditahan (*sustained*) agar lebih praktis.

Defleksi tambahan akibat beban *sustained* dan susut jangka panjang yang sesuai dengan prosedur ACI dapat dihitung dengan menggunakan faktor pengali:

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50\rho'} \quad (8.9)$$

di mana  $\rho'$  adalah angka penulangan tekan yang dihitung pada lapangan untuk balok ditumpu sederhana dan balok menerus dan  $T$  adalah faktor yang diambil sebesar 1,0 untuk lama pembebanan 3 bulan, 1,2 untuk lama pembebanan 6 bulan, 1,4 untuk lama pembebanan 12 bulan, dan 2,0 untuk 5 tahun atau lebih.



Gambar 8.6 Faktor pengali untuk defleksi jangka panjang.

Apabila defleksi sesaat adalah  $\Delta_i$ , maka defleksi jangka panjang menjadi  $\lambda\Delta_i$  dan defleksi total jangka panjang menjadi  $(1 + \lambda)\Delta_i$ . Karena beban hidup tidak selalu ada di sepanjang waktu, maka hanya sebagian dari beban hidup yang dianggap sebagai beban *sustained*, selain juga beban mati yang permanen. Gambar 8.6 memberikan hubungan antara lamanya beban bekerja (dalam bulan) dengan faktor  $T$  pada persamaan 8.6. Terlihat pada gambar tersebut bahwa besarnya pengali  $T$  maksimum adalah 2,0, yang menunjukkan faktor bergantung pada waktu yang nominal untuk jangka waktu pembebanan 5 tahun. Dengan demikian persamaan untuk faktor jangka panjang  $\lambda$  dalam persamaan 8.9 akan mempunyai karakteristik yang sama dengan kekakuan EI dari penampang, yaitu sama-sama bergantung pada sifat material  $T$  dan sifat penampang  $(1 + 50\rho')$ .

Defleksi total jangka panjang adalah:

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_{\infty}\Delta_D + \lambda_T\Delta_{SL} \quad (8.10)$$

- di mana  $\Delta_L$  = defleksi sesaat akibat beban hidup
- $\Delta_D$  = defleksi sesaat akibat beban mati
- $\Delta_{LS}$  = defleksi akibat beban hidup *sustained* (merupakan persentase dari  $\Delta_L$  sesaat, bergantung pada lama bekerjanya beban *sustained*)
- $\lambda_{\infty}$  = faktor pengali yang bergantung pada waktu, untuk beban *sustained* yang bekerja selama tak hingga
- $\lambda_T$  = faktor pengali yang bergantung pada waktu untuk beban dengan lama pembebanan terbatas.

Besarnya faktor pengali  $\lambda$  untuk beton berbobot ringan sama saja.

## 8.5 DEFLEKSI YANG DIIZINKAN PADA BALOK DAN SLAB SATU ARAH

Defleksi yang diizinkan pada sistem struktur sangat bergantung pada besarnya defleksi yang masih dapat ditahan oleh komponen-komponen struktur yang berinteraksi tanpa kehilangan penampilan estetis dan tanpa kerusakan pada elemen yang terdefleksi. Dapat diterima atau tidaknya besar defleksi merupakan fungsi dari faktor-faktor seperti jenis bangunan, digunakan atau tidaknya partisi, ada atau tidaknya langit-langit, ataupun kepekaan peralatan atau sistem mesin yang ditumpu oleh lantai tersebut. Karena pembatasan defleksi harus ada untuk suatu taraf beban kerja, maka struktur-struktur yang dirancang secara konservatif – yaitu tegangan pada beton dan baja cukup kecil – pada umumnya tidak mempunyai masalah dalam hal defleksi. Akan tetapi, struktur-struktur pada masa sekarang dirancang dengan menggunakan prosedur kekuatan batas (*ultimate*), yaitu dengan memanfaatkan kekuatan tinggi baja dengan betonnya. Dengan demikian akan diperoleh elemen-elemen struktur yang semakin langsing, dan dalam hal demikian defleksi sesaat maupun jangka panjang sangat perlu dikontrol.

### 8.5.1 Metode Empiris untuk Evaluasi Tebal Minimum dengan Kontrol Defleksi

Pada Tabel 8.1 dicantumkan rekomendasi peraturan ACI mengenai tebal minimum balok sebagai fungsi dari panjang bentang. Terlihat di sini bahwa untuk balok yang tidak memikul atau tidak dihubungkan dengan konstruksi yang mungkin rusak akibat defleksi besar, tidak diperlukan perhitungan defleksi. Defleksi-defleksi lainnya harus dihitung dan dikontrol dengan menggunakan Tabel 8.2. Apabila tebal total balok kurang dari yang diperlukan pada tabel, perancang harus membuktikan bahwa defleksi baloknya cukup memberikan *serviceability* yang memadai, dengan memberikan perhitungan rinci mengenai defleksi sesaat dan defleksi jangka panjangnya.

**TABEL 8.1** TEBAL MINIMUM BALOK DAN SLAB SATU ARAH APABILA DEFLLEKSI TIDAK DIHITUNG<sup>a</sup>

Elemen Struktur <sup>b</sup>	Tabel minimum, <i>h</i>			
	Ditumpu sederhana	Satu jung menerus	Dua ujung menerus	Kantilever
Slab satu arah	1/20	1/24	1/28	1/10
Balok atau slab satuan arah dengan <i>grid</i>	1/16	1/18,5	1/21	1/8

<sup>a</sup>Batang bersih 1 adalah dalam inci. Harga yang dituliskan di sini harus langsung digunakan untuk beton berbobot normal ( $w_c = 145 \text{ lb/ft}^3$  dan penulangan *grade* 60. Untuk kondisi-kondisi lainnya, harga-harga di sini boleh dimodifikasi dengan cara sebagai berikut:

1. Untuk beton berbobot ringan yang mempunyai berat jenis dari 90 sampai 120  $\text{lb/ft}^3$ , harga ini harus dikalikan dengan  $(1,60 - 0,005w_c)$ , tetapi tidak boleh kurang dari 1,09 di mana  $w_c$  adalah berat jenis dalam  $\text{lb/ft}^3$ .
2. Untuk  $f_y$  yang bukan 60.000 psi, harganya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/100.000)$

<sup>b</sup>Untuk elemen struktur yang tidak memikul atau dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lain yang dapat rusak akibat defleksi yang besar.

**TABEL 8.2** ANGKA PERBANDINGAN BENTANG ( $\ell$ ) DENGAN DEFLEKSI ( $\Delta$ ) MAKSIMUM YANG DIIZINKAN ( $l$  = bentang berpanjang)

Jenis elemen struktur	Defleksi, yang ditinjau	( $\ell/\Delta$ ) min
Atap datar yang tidak memikul dan padanya tidak terpasang elemen-elemen nonstruktural yang dapat rusak oleh defleksi besar	Defleksi sesaat, akibat beban hidup $L$	180 <sup>a</sup>
Lantai-lantai yang tidak memikul dan padanya tidak terpasang elemen-elemen nonstruktural yang dapat rusak oleh defleksi besar	Defleksi sesaat akibat beban hidup $L$	360
Konstruksi atap atau lantai yang padanya tidak berpasangan elemen-elemen nonstruktural yang dapat rusak oleh defleksi besar	Sebagian dari defleksi total yang terjadi sesudah pemasangan elemen nonstruktural; jumlah dari semua beban <i>sustained</i> ideal ditambah sebagian dari beban hidup yang <i>sustained</i> dan defleksi sesaat akibat suatu beban hidup tambahan <sup>b</sup>	480 <sup>c</sup>
Konstruksi atap atau lantai yang memikul atau padanya terpasang elemen nonstruktural yang tidak akan rusak akibat defleksi besar		240 <sup>c</sup>

<sup>a</sup>Batas-batas yang ada di sini tidak ditujukan untuk pengamanan terhadap *pengolahan*. Pengolahan harus dicok dengan menggunakan perhitungan defleksi yang sesuai, yang memasukkan juga tambahan defleksi akibat air yang tertampung tersebut, dan meninjau juga efek-efek jangka panjang akibat beban yang *sustained*, toleransi-toleransi konstruksi, dan keandalan yang diisinkan untuk drainase.

<sup>b</sup>Defleksi jangka panjang harus ditentukan, tetapi defleksi yang dihitung ini dapat dikurangi dengan defleksi yang terjadi sebelum pemasangan elemen-elemen nonstruktural. Reduksi ini besarnya bergantung pada data-data teknik yang dapat diterima mengenai karakteristik hubungan defleksi-waktu pada elemen struktural tersebut.

<sup>c</sup>Batas perbandingan ini dapat lebih kecil daripada yang tercantum apabila ada pengukuran yang baik dalam mencegah kerusakan elemen yang terpasang tersebut, tetapi tidak boleh lebih kecil daripada toleransi elemen-elemen struktural tersebut.

### 8.5.2 Batas-batas yang Diizinkan Mengenai Defleksi yang Dihitung

Peraturan ACI mensyaratkan bahwa defleksi yang dihitung pada balok atau slab satu arah harus memenuhi persyaratan *serviceability* mengenai defleksi yang diizinkan pada berbagai kondisi struktural, seperti yang tercantum pada Tabel 8.2 pada Bab 8.5.1, apabila Tabel 8.1 tidak digunakan. Akan tetapi, efek-efek jangka panjang dapat menambah defleksi dengan bertambahnya waktu, juga kadang-kadang menyebabkan kelebihan tegangan pada baja maupun beton. Dengan demikian selalu disarankan agar menghitung defleksi total yang bergantung pada waktu  $\Delta_{LT}$  dengan menggunakan persamaan 8.10, dan merancang ukuran balok dengan menggunakan perbandingan bentang/defleksi yang diizinkan seperti yang tercantum pada Tabel 8.2.

### 8.6 PERHITUNGAN DEFLEKSI

Defleksi batang-batang struktural merupakan fungsi dari panjang bentang, perletakan, atau kondisi-kondisi ujungnya (seperti tumpuan sederhana atau ada tahanan karena kesinambungan batang), jenis pembebanan (beban terpusat ataukah beban terdistribusi), dan kekakuan lentur  $EI$  dari elemen.

Persamaan umum defleksi maksimum  $\Delta_{maks}$  pada balok elastis dapat diperoleh dari prinsip dasar mekanika, yaitu:

$$\Delta_{max} = K \frac{Wl_n^3}{48EI_c} \quad (8.11)$$

di mana  $W$  = beban total pada bentang

$l_n$  = panjang bentang bersih

$E$  = modulus beton

$I_c$  = momen inersia penampang

$K$  = suatu faktor yang bergantung pada derajat kekakuan tumpuan.

Persamaan 8.11 dapat juga dinyatakan dalam momen lentur sehingga defleksi pada suatu titik pada balok adalah:

$$\Delta = k \frac{Ml^2}{E_c I_c} \quad (8.12)$$

di mana  $k$  = suatu faktor yang bergantung pada kekakuan tumpuan dan kondisi pembebanan

$M$  = momen yang bekerja pada penampang

$I_e$  = momen inersia efektif

Tabel 8.3 memberikan harga defleksi elastis maksimum yang dinyatakan dalam beban gravitasi untuk balok tipikal yang dibebani oleh beban merata atau terpusat

**TABEL 8.3 PERSAMAAN DEFLEKSI MAKSIMUM UNTUK BERBAGAI KONDISI TUMPUAN DAN PEMBEBANAN**

	$M_x = \frac{wx}{2}(l-x)$ $\Delta_{\max} \text{ (di tengah)} = \frac{5wl^4}{384EI}$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di } x = l\sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = 0,5193l) = \frac{0,01304}{EI} Wl^3$ $\Delta x = \frac{Wx}{180EI l^2} (3x^4 - 10l^2x^2 + 7l^4)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di titik beban)} = \frac{Pl^3}{48EI}$ $\Delta x \text{ (jika } x < \frac{l}{2}) = \frac{Px}{48EI} (3l^2 - 4x^2)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di } x = \frac{\sqrt{a(a+2b)}}{3} \text{ jika } a > b) = \frac{Pab(a+2b)\sqrt{3a(a+2b)}}{27EI l}$ $\Delta a \text{ (di titik beban)} = \frac{Pa^2b^2}{3EI l}$ $\Delta x \text{ (jika } x < a) = \frac{Pbx}{6EI l} (l^2 - b^2 - x^2)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di tengah)} = \frac{Pa}{24EI} (3l^2 - 4a^2)$ $\Delta x \text{ (jika } x < a) = \frac{Px}{6EI} (3la - 3a^2 - x^2)$ $\Delta x \text{ (jika } x > a \text{ dan } < (l-a)) = \frac{Pa}{6EI} (3lx - 3x^2 - a^2)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di } x = l\sqrt{\frac{1}{5}} = 0,4472l) = \frac{Pl^3}{48EI\sqrt{5}} = 0,009317 \frac{Pl^3}{EI}$ $\Delta x \text{ (di titik beban)} = \frac{7Pl^3}{768EI}$ $\Delta x \text{ (jika } x < \frac{l}{2}) = \frac{Px}{96EI} (3l^2 - 5x^2)$ $\Delta x \text{ (jika } x > \frac{l}{2}) = \frac{P}{96EI} (x-l)^2 (11x-2l)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di ujung bebas)} = \frac{wl^4}{8EI}$ $\Delta x = \frac{w}{24EI} (x^4 - 4l^3x + 3l^4)$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di tengah)} = \frac{wl^4}{384EI}$ $\Delta x = \frac{wx^2}{24EI} (l-x)^2$	
	$\Delta_{\max} \text{ (di tengah)} = \frac{Pl^3}{192EI}$ $\Delta x \text{ (jika } x < \frac{l}{2}) = \frac{Px^2}{48EI} (3l - 4x)$	
	$\Delta_{\max} \text{ pada } x = \frac{l}{16} (1 + \sqrt{33}) = 0,4215l = \frac{wl^4}{185EI}$ $\Delta x = \frac{wx}{48EI} (l^3 - 3lx^2 + 2x^3)$	
	$\Delta_{\max} (0,472l \text{ dari } R_1) = \frac{0,0092wl^4}{EI}$	



Dengan demikian perlu dibuat perhitungan defleksi.

Momen inersia efektif  $I_e$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{10(16)^3}{12} = 3413,3 \text{ in}^4$$

$$y_t = \frac{16,0}{2} = 8,0 \text{ in.}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{530,3 \times 3413,3}{8,0} = 226.259 \text{ in.-lb}$$

Tinggi garis netral  $c$ :

$$d = 16,0 - 3,0 = 13,0 \text{ in.} \quad A_s = 1,32 \text{ in}^2$$

$$\frac{10c^2}{2} = nA_s(d - c) \quad \times$$

$$5c^2 = 6,76 \times 1,32 (13,0 - c), \text{ Jadi } c = 4,03 \text{ in.}$$

$$I_{cr} = \frac{10c^3}{3} + 6,76 \times 1,32 (13,0 - c)^2 = \frac{10(4,03)^3}{3} + 8,923 (13,0 - 4,03)^2$$

$$= 936,1 \text{ in}^4$$

Beban mati:

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{226.259}{215.000} = 1,05 > 1,0$$

Gunakan  $M_{cr} = M_u$  dan  $I_e = I_g$  karena momen akibat beban mati lebih kecil daripada momen retak balok (balok tidak retak pada taraf beban mati).

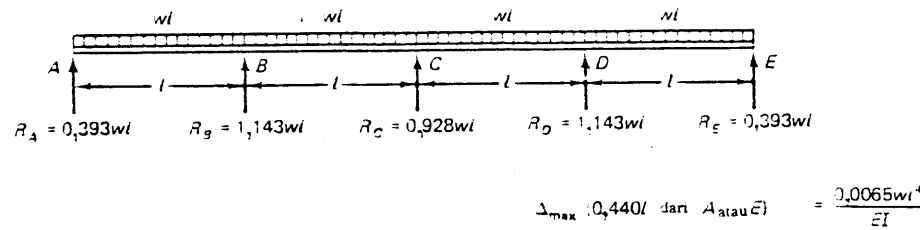
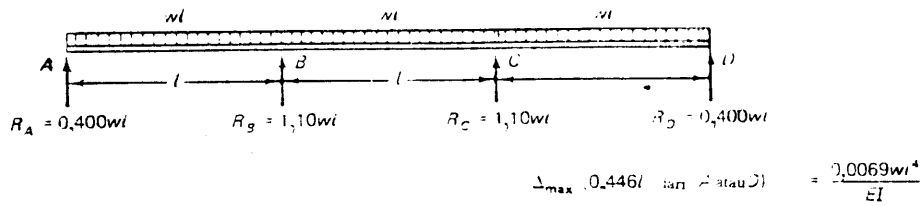
Beban mati + 60% beban hidup:

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{226.259}{215.000 + 0,6 \times 250.000} = 0,62$$

Beban mati + beban hidup:

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{226.259}{215.000 + 250.000} = 0,49$$

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$



### 8.6.1 Contoh 8.3: Perilaku Defleksi pada Balok Ditumpu Sederhana yang Dibebani Terbagi Merata

Suatu balok ditumpu sederhana yang dibebani terbagi merata mempunyai bentang bersih  $l_n = 27 \text{ ft}$  (8,23 m), lebar penampang  $b = 10 \text{ in.}$  (254 mm), tinggi total  $h = 16 \text{ in.}$  (406 mm),  $d = 13,0$  (330 mm), dan  $A_s = 1,32 \text{ in}^2$ . Balok ini mengalami momen akibat beban mati kerja sebesar  $M_D = 215.000 \text{ in.-lb}$  (24,3 kN-m) dan momen akibat beban hidup kerja  $M_L = 250.000 \text{ in.-lb}$  (28,3 kN-m). Tentukan apakah balok ini memenuhi berbagai kriteria defleksi untuk pembebanan sesaat (jangka pendek) maupun jangka panjang. Anggap bahwa 60% dari beban hidup terus-menerus bekerja selama 24 bulan. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,5 MPa),} \quad \text{beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Solusi

$$E_c = 33w^{1,5} \sqrt{5000} = 4,29 \times 10^6 \text{ psi (29.580 MPa)}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)}$$

$$\text{perbandingan modulus } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29,0 \times 10^6}{4,29 \times 10^6} = 6,76$$

$$f_r = 7,5 \sqrt{f'_c} = 7,5 \sqrt{5000} = 530,3 \text{ psi (3,66 MPa)}$$

Tinggi minimum yang diperlukan

Dari Tabel 8.1:

$$h_{\min} = \frac{\ell_n}{16} = \frac{28,0 \times 12}{16} = 21,0 \text{ in. (33,4 mm)} > h_{\text{aktual}} = 16,0 \text{ in.}$$

Beban mati:

$$I_e = 3413,3 \text{ in}^4$$

Beban mati + 0,6 beban hidup:

$$I_e = 0,24 \times 3413,3 + 0,76 \times 936,1 = 1530,6 \text{ in}^4$$

Beban mati + beban hidup:

$$I_e = 0,12 \times 3413,3 + 0,88 \times 936,1 = 1233,4 \text{ in}^4$$

Defleksi jangka pendek

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5Ml_n^2}{48EI} = \frac{5(27,0 \times 12)^2 M}{48 \times 4,29 \times 10^6} = 0,0025 \frac{M}{l} \text{ in.}$$

Defleksi beban hidup sesaat:

$$\Delta = \frac{0,0025(215.000 + 250.000)}{1233,4} - \frac{0,0025(215.000)}{3413,3} = 0,943 - 0,158 = 0,785 \text{ in.}$$

Defleksi beban mati sesaat:

$$\Delta_D = \frac{0,0025 \times 215.000}{3413,3} = 0,158 \text{ in.}$$

Defleksi 60% beban hidup sesaat:

$$\Delta_{LS} = 0,0025 \left( \frac{215.000 + 250.000 \times 0,6}{1530,6} - \frac{215.000}{3413,3} \right) = 0,597 - 0,158 = 0,439 \text{ in.}$$

Defleksi jangka panjang

Dari persamaan 8.10:

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_D \Delta_D + \lambda_T \Delta_{LS}$$

$$\lambda = \frac{T}{1 + 50\rho'} \text{ di mana } \rho' = 0 \text{ untuk balok bertulangan tunggal}$$

$$T \text{ untuk 5 tahun atau lebih} = 2,0 \quad \lambda_D = \frac{2,0}{1 + 0} = 2,0$$

$$T \text{ untuk 24 bulan} = 1,65 \quad \lambda_T = \frac{1,65}{1} = 1,65$$

$$\Delta_{LT} = 0,785 + 2,0 \times 0,158 + 1,65 \times 0,439 = 1,825 \text{ in.}$$

Persyaratan defleksi (Tabel 8.2)

$$\frac{l_n}{180} = \frac{27 \times 12}{180} = 1,80 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l_n}{360} = 0,90 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l_n}{480} = 0,68 \text{ in.} < \Delta_{LT}$$

$$\frac{l_n}{240} = 1,35 \text{ in.} < \Delta_{TL}$$

Dengan demikian penggunaan balok ini dibatasi untuk lantai atau atap yang tidak memikul atau terpasang elemen nonstruktural seperti partisi.

## 8.7 DEFLEKSI BALOK MENERUS

Seperti yang dibahas pada Bab 5, balok beton bertulang menerus di atas banyak tumpuan akan berupa penampang berflens pada lapangan, dan kadang-kadang berupa penampang bertulangan rangkap pada tumpuan apabila tulangan pada serat bawah tumpuan terkekang cukup baik oleh sengkang dan dijangkar dengan baik pula. Karena itulah perlu dicari momen inersia efektif  $I_e$  untuk penampang T dan penampang bertulangan rangkap. Prosedur sederhana adalah dengan menggunakan besaran penampang rata-rata dengan penggunaan suatu faktor seperti yang disyaratkan oleh peraturan ACI, yaitu:

1. Balok yang kedua ujungnya menerus:

$$I_e \text{ rata-rata} = 0,70I_m + 0,15(I_{e_1} + I_{e_2}) \quad (8.13)$$

2. Balok yang satu ujungnya menerus:

$$I_e \text{ rata-rata} = 0,85I_m + 0,15(I_{ec}) \quad (8.14)$$

di mana  $I_m$  =  $I_e$  pada penampang lapangan (midspan),  
 $I_{e_1}, I_{e_2}$  =  $I_e$  untuk masing-masing penampang ujung (ends), dan  
 $I_{ec}$  =  $I_e$  ujung menerus (continuous end)

Terlihat dari persamaan 8.13 dan 8.14 bahwa momen inersia yang menentukan dalam perhitungan defleksi adalah momen inersia efektif pada lapangan.

Selubung momen digunakan dalam menghitung  $I_e$  positif dan negatif. Apabila suatu balok menerus dibebani oleh suatu beban terpusat yang sangat besar, maka hanya momen inersia efektif  $I_e$  pada lapangan yang digunakan.

### 8.7.1 Defleksi Balok T

Penampang bukan segiempat yang paling sering digunakan sebagai balok adalah penam-

pang T dan L. Prinsip-prinsip yang sama dengan yang digunakan pada penampang segi empat untuk menghitung defleksi dapat digunakan pula pada penampang bukan segi empat. Kontribusi gaya tahanan tekan dapat diperoleh dengan menggunakan luas beton tertekan seperti dijelaskan di bawah ini.

Seperti dalam hal balok segiempat, kontribusi baja tulangan terhadap momen inersia penampang tak retak dapat diabaikan. Penampang melintang balok pada Gambar 8.7(a) dibagi menjadi dua bagian luas dalam menghitung  $I_g$ .

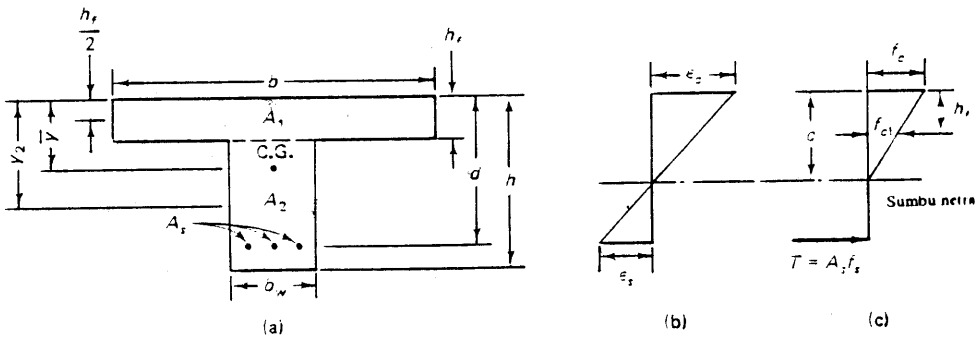
$$\text{tinggi pusat berat } \bar{y} = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} \quad (8.15a)$$

$$y_t = h - \bar{y} \quad (8.15b)$$

Momen inersia bruto  $I_g$  untuk kedua segiempat ini adalah:

$$I_g = \frac{bh_f^3}{12} + bh_f \left( \bar{y} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{b_w(h - h_f)^3}{12} + b_w(h - h_f) \left( y_t - \frac{h - h_f}{2} \right)^2 \quad (8.16)$$

Untuk penampang retak, tinggi sumbu netral  $c$  dihitung dari keseimbangan gaya horizontal seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.7(b) dan (c). Apabila tinggi sumbu netral terletak pada tebal flens, maka balok ini akan berperilaku seperti balok segiempat dengan lebar  $b$  (yaitu lebar flens) dan tinggi efektif  $d$ .



Gambar 8.7 Distribusi tegangan dan regangan di seluruh tinggi balok berlens; (a) geometri; (b) regangan, (c) tegangan.

Apabila tinggi sumbu netral  $c$  terletak di bawah tebal flens  $h_f$ , maka dalam perhitungan gaya tekan harus digunakan luas flens ditambah bagian *web* yang tertekan. Tegangan rata-rata pada luas flens  $bh_f$  adalah  $(f_c + f_{c1})/2$  di mana  $f_{c1}$  adalah tegangan di bagian bawah flens. Dengan menggunakan segiempat serupa maka diperoleh:

$$f_{c1} = f_c \frac{c - h_f}{c} \quad (8.17)$$

Tegangan tekan rata-rata di bagian *web* seluas  $b_w(c - h_f)$  adalah  $f_{c1}/2$  yang diperoleh berdasarkan distribusi tegangan segitiga. Dengan demikian persamaan keseimbangan gaya horizontal dapat ditulis sebagai:

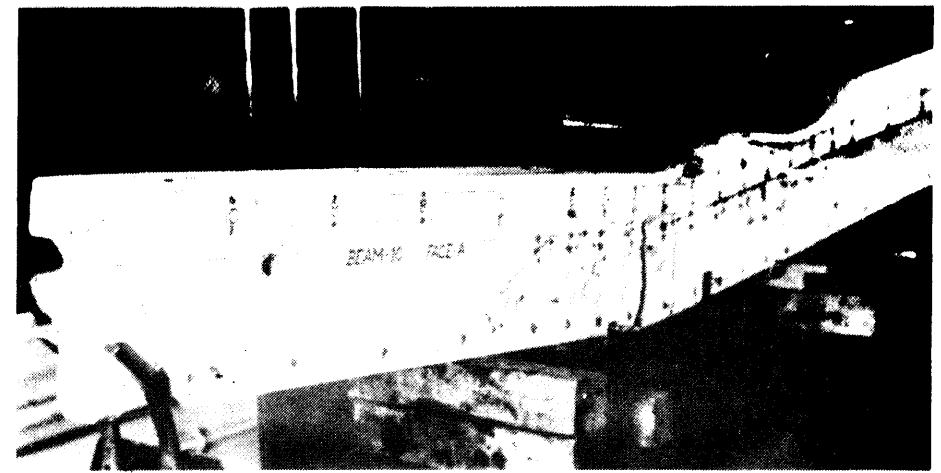


Foto 47 Balok di atas tumpuan sederhana yang terdefleksi dalam keadaan runtuh. (Tes oleh Nawy dkk.)

$$A_s f_y = bh_f \frac{f_c + f_{c1}}{2} + b_w(c - h_f) \frac{f_{c1}}{2} \quad (8.18a)$$

Dengan menggunakan persamaan 8.17 dan 8.18a maka:

$$2A_s E_s \epsilon_s = bh_f E_c \epsilon_c \left( 1 + \frac{c - h_f}{c} \right) + b_w(c - h_f) E_c \epsilon_c \frac{c - h_f}{c} \quad (8.18b)$$

Dengan menyatakan  $\epsilon_s$  dalam  $\epsilon_c$  dan dengan menggunakan angka perbandingan  $n$  maka diperoleh:

$$2nA_s \frac{d - c}{c} = bh_f \frac{2c - h_f}{c} + b_w(c - h_f) \frac{c - h_f}{c} \quad (8.18c)$$

atau

$$b_w(c - h_f)^2 - 2nA_s(d - c) + bh_f(2c - h_f) = 0 \quad (8.18d)$$

Persamaan kuadrat 8.18a harus dipecahkan untuk memperoleh  $c$ . Apabila  $c$  telah didapat, maka momen inersia  $I_{cr}$  dari penampang retak dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b_w(c - h_f)^3 + \frac{1}{12} bh_f^3 + bh_f \left( c - \frac{h_f}{2} \right)^2 + nA_s(d - c)^2 \quad (8.19)$$

Momen inersia efektif  $I_e$  dan defleksi  $\Delta$  dapat dihitung seperti pada penampang segiempat, yaitu dengan menggunakan persamaan 8.8a dan 8.8b. Dalam hal penampang L, persamaan untuk  $I_{cr}$  sebagai pengganti persamaan 8.19 dapat diturunkan dengan cara yang serupa dengan pada balok berpenampang T.

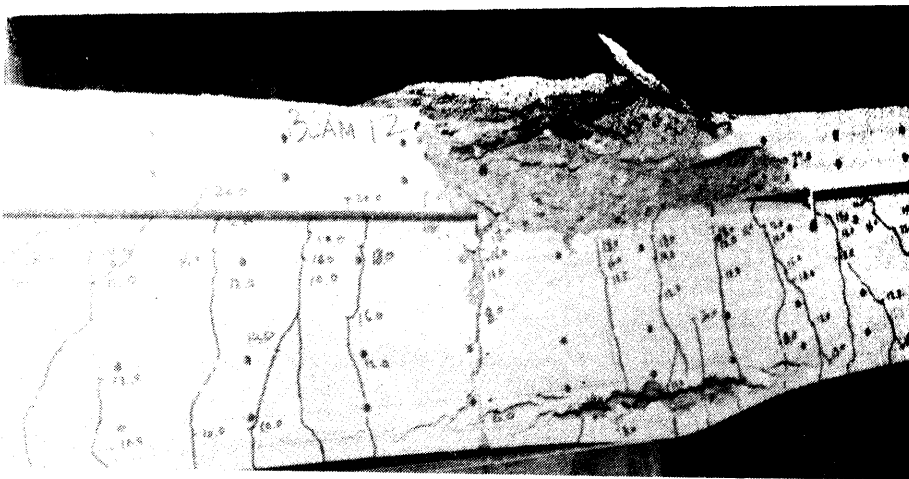


Foto 48 Retak lentur yang distabilkan dalam keadaan runtuh. (Tes oleh Nawy dkk.)

### 8.7.2 Defleksi balok yang Bertulangan Tekan

Balok yang mempunyai tulangan tekan dapat diperlakukan dengan cara serupa dengan balok bertulangan tulangga, kecuali dalam hal adanya kontribusi tulangan tekan terhadap kekakuan balok, sebab adanya tulangan tekan ini sangat memperbesar kekakuan balok. Sebagai momen inersia penampang tak retak,  $I_g$  dapat digunakan tanpa kehilangan ketelitian. Kontribusi tulangan tekan  $A_s'$  terhadap momen inersia penampang retak  $I_{cr}$  harus diperhitungkan. Selain itu, persamaan 8.6c harus dimodifikasi untuk menghitung tinggi sumbu netral  $c$  balok tersebut. Apabila gaya tekan  $A_s'f_s'$  tulangan tekan ditambahkan dengan gaya tekan pada beton, maka persamaan 8.4a, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.8, menjadi:

$$A_s f_s = bc \frac{f_c}{2} - A_s' f_c \frac{c - d'}{c} + A_s' f_s' \quad (8.20a)$$

di mana  $d'$  adalah tebal selimut beton efektif yang tertekan.

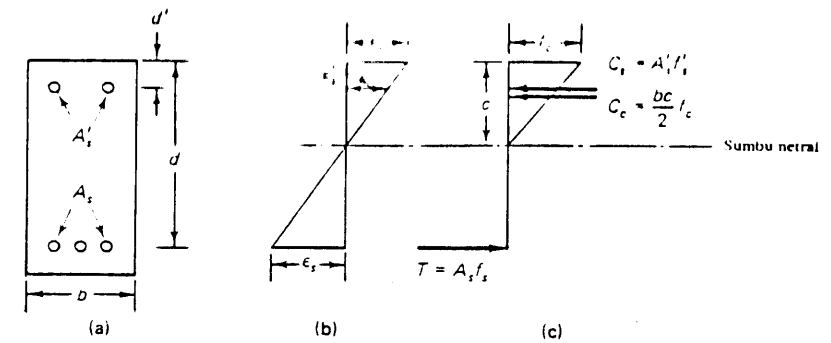
Seperti dalam hal balok beton bertulangan tunggal (persamaan 8.4 sampai 8.6), persamaan 8.20a dapat ditulis dalam bentuk:

$$\frac{bc^2}{2} + [nA_s + (n-1)A_s']c - nA_s d - (n-1)A_s' d' = 0 \quad (8.20b)$$

Momen inersia  $I_{cr}$  penampang retak dapat ditulis sebagai:

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A_s'(c-d')^2 \quad (8.21)$$

Prosedur menghitung momen inersia efektif  $I_e$  dan defleksi sama saja dengan pada balok bertulangan tunggal.



Gambar 8.8 Distribusi tegangan dan regangan akibat beban kerja pada balok bertulangan rangkap; (a) geometri; (b) regangan; (c) tegangan.

### 8.7.3 Momen Lentur Defleksi pada Balok Menerus

Untuk memperoleh momen inersia efektif  $I_e$  perlu dihitung selubung momen lentur di seluruh bentang balok menerus. Momen-momen yang perlu diketahui ini adalah pada tumpuan dan pada lapangan yang dapat diperoleh dari analisis struktur. Apabila momen-momen ini telah diperoleh, maka defleksi sesaat pascaretak dapat diperoleh.

Seperti pada balok di atas tumpuan sederhana, defleksi dapat dinyatakan dalam beban (seperti pada persamaan 8.11) atau dalam momen (seperti pada persamaan 8.12). Apabila bentang interior  $AB$  yang mengalami beban terbagi merata diisolasi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.9, maka defleksi pada lapangan adalah

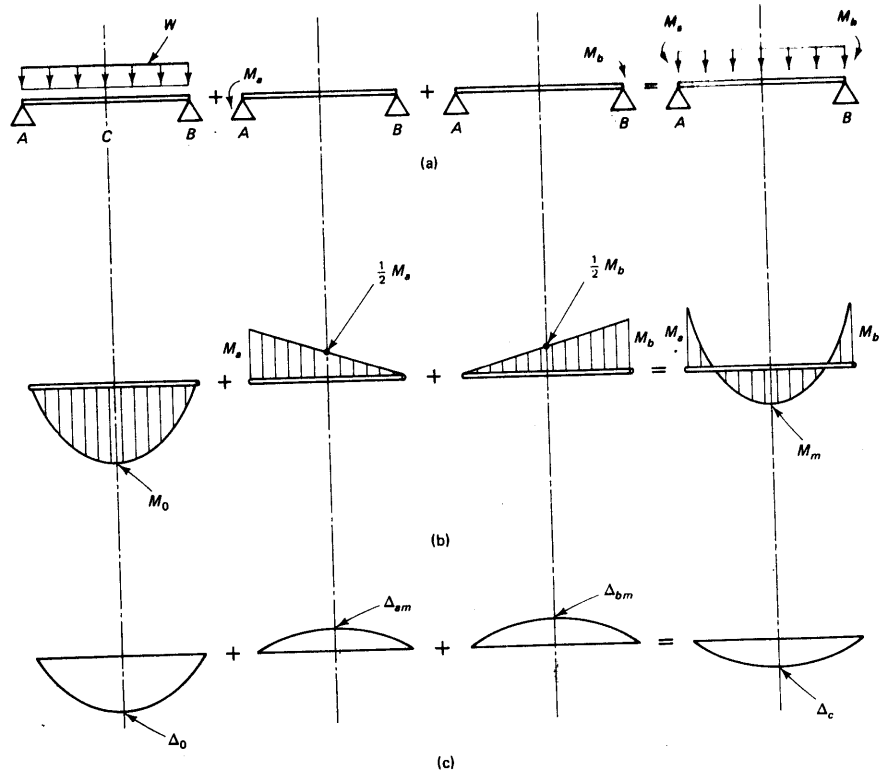
$$\Delta_c = \frac{5l^2}{48EI} [M_m + 0,1 (M_a + M_b)] \quad (8.22)$$

- di mana  $M_a, M_b$  = momen lentur negatif akibat beban kerja
- $M_o$  = momen statis akibat beban kerja pada balok di atas tumpuan sederhana
- $M_m$  = momen pada lapangan

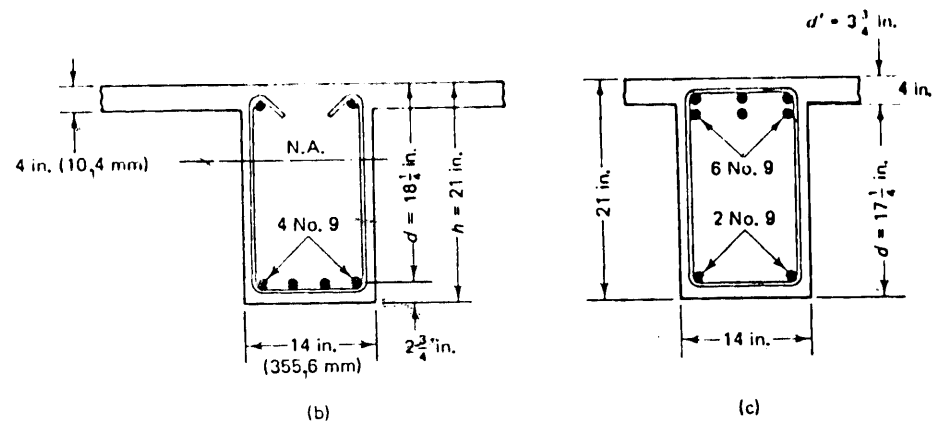
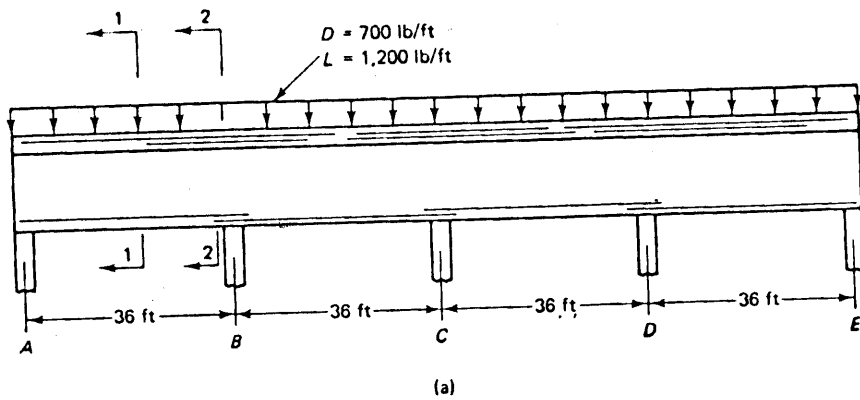
Karena bentang eksterior mengalami momen negatif dan positif terbesar, maka perhitungan defleksi sering kali merupakan hal yang menentukan.

### 8.7.4 Contoh 8.4: Defleksi pada Balok Menerus Empat Bentang

Suatu balok beton bertulang yang memikul *slab* setebal 4 in. (101,6 mm) terletak menerus di atas empat bentang (panjang bentang semua sama, yaitu  $l = 36 \text{ ft} = 10,97 \text{ m}$ ), diperlihatkan pada Gambar 8.10. Balok ini diberi beban terdistribusi merata  $w_D = 700 \text{ lb/ft}$  (10,22 kN/m), termasuk berat-sendirinya dan beban hidup kerja  $w_L = 1200 \text{ lb/ft}$  (17,52 kN/m). Balok ini mempunyai dimensi  $b = 14 \text{ in.}$  (355,6 mm),  $d = 18,25 \text{ in.}$  (463,6 mm) pada lapangan, dan tebal total  $h = 21,0 \text{ in.}$  (533,4 mm). Bentang interior pertama mempunyai tulangan 4 No. 9 (diameter 28,6 mm) pada lapangan pada sisi bawah, dan 6 tulangan No. 9 pada tumpuan pada sisi atas.



**Gambar 8.9** Defleksi lentur pada balok menerus; (a) beban; (b) momen; (c) defleksi, dengan superposisi.



**Gambar 8.10** Detail balok menerus pada contoh 8.4; (a) tampak samping balok; (b) potongan 1-1; (c) potongan 2-2.

Hitunglah defleksi maksimum balok ini, dan tentukan apakah memenuhi persyaratan ACI untuk defleksi beserta batas-batasnya. Diberikan:

$$f'_c = 4.000 \text{ psi (27,8 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

50% beban hidup adalah *sustained* (tepat ada) selama 36 bulan pada struktur

**Solusi**

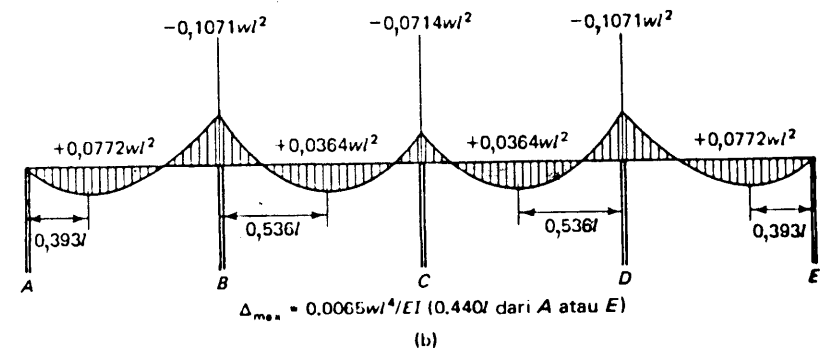
Tinggi minimum yang disyaratkan

Dari Tabel 8.1:

$$h_{\text{minimum}} = \frac{l}{18,5} = \frac{36,0 \times 12}{18,5} = 23,35 \text{ in.}$$

$$h_{\text{aktual}} = 21,0 \text{ in.} < 23,35 \text{ in.}$$

Jadi perlu ada perhitungan defleksi.



$$\Delta_{\text{max}} = 0,0065wl^4/EI \text{ (0,440l dari A atau E)}$$

**Gambar 8.11** Selubung (Diagram) momen lentur

Besaran-besaran material dan selubung momen lentur

$$E_c = 57.000 \sqrt{f'_c} = 57.000 \sqrt{4000} = 3,6 \times 10^6 \text{ psi (24.822 MPa)}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)}$$

$$\text{angka perbandingan modulus } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29 \times 10^6}{3,6 \times 10^6} = 8,1$$

$$\text{modulus } rapture \text{ } f_r = 7,5 \sqrt{f'_c} = 7,5 \sqrt{4000} = 474,3 \text{ psi (3,27 MPa)}$$

Dari analisis momen lentur diperoleh diagram momen lentur untuk balok tersebut seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.11. Momen maksimum yang diperlukan untuk perhitungan defleksi adalah momen tumpuan pada ujung-ujung *AB* dan *ED*.

$$\text{momen positif} = 0,0772 \text{ } w l^2$$

$$+M_D = 0,0772 \times 700(36,0)^2 \times 12 = 840.430 \text{ in.-lb}$$

$$+M_L = 0,0772 \times 1200(36,0)^2 \times 12 = 1.440.737 \text{ in.-lb}$$

$$+(M_D + M_L) = 0,0772 \times 1900(36,0)^2 \times 12 = 2.281.167 \text{ in.-lb}$$

$$\text{momen negatif} = 0,1071 \text{ } w l^2$$

$$-M_D = 0,1071 \times 700(36,0)^2 \times 12 = 1.165.933 \text{ in.-lb}$$

$$-M_L = 0,1071 \times 1200(36,0)^2 \times 12 = 1.998.743 \text{ in.-lb}$$

$$-(M_D + M_L) = 0,1071 \times 1900(36,0)^2 \times 12 = 3.164.676 \text{ in.-lb}$$

Momen inersia efektif  $I_g$

Gambar 8.12 memperlihatkan penampang teoretis pada lapangan dan tumpuan yang digunakan dalam perhitungan momen inersia bruto  $I_g$ .

### 1. Penampang lapangan

Lebar flens balok T =  $b_w + 16h_f = 14,0 + 16 \times 4,0 = 78 \text{ in. (1981 mm)}$

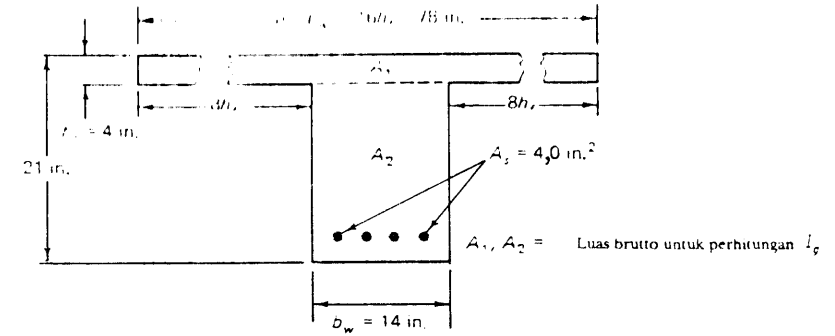
Jarak dari flens tertekan ke pusat elastis, dari Gambar 8.15(a):

$$\bar{y} = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2}$$

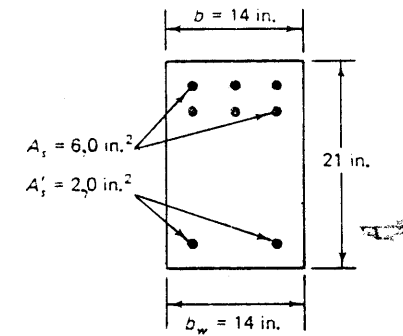
$$= \frac{78(4 \times 2) + 14 \times (21 - 4) \times 12,5}{78 \times 4 + 14 \times 17} = 6,54 \text{ in.}$$

$$y_1 = h - \bar{y} = 21,0 - 6,54 = 14,46 \text{ in.}$$

Dari persamaan 8.16:



(a)



(b)

Gambar 8.12 Momen inersia bruto  $I_g$  penampang pada contoh 8.4; (a) penampang lapangan; (b) penampang tumpuan.

$$I_g = \frac{78(4)^3}{12} + 78 \times 4 \left(6,54 - \frac{4}{2}\right)^2 + \frac{14(21 - 4)^3}{12}$$

$$+ 14(21 - 4) \left(14,46 - \frac{21 - 4}{2}\right)^2$$

$$= 21.033 \text{ in.}^4$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{474,3 \times 21.033}{14,46} = 689.9000 \text{ in.-lb}$$

Tinggi sumbu netral:

$$A_s = 4 \text{ tulangan No. 9} = 4,0 \text{ in.}^2$$

Dari persamaan 8.18d:

$$14(c - 4,0)^2 - 2 \times 8,1 \times 4,0 (18,25 - c) + 78 \times 4(2c - 4,0)$$

atau  $c^2 + 41,17c - 157,0$  sehingga diperoleh  $c = 3,5$  in. Dengan demikian sumbu netral terletak pada flens, dan penampang dapat dianalisis sebagai penampang segiempat.

Dari persamaan 8.6c, untuk penampang segiempat,

$$\frac{78c^2}{2} + 8,1 \times 4(18,25 - 3,5)^2 = 8163,8 \text{ in}^4$$

Dengan demikian, untuk  $c = 3,5$  diperoleh:

$$I_{cr} = \frac{78,0(3,5)^3}{3} + 8,1 \times 4(18,25 - 3,5)^2 = 8163,8 \text{ in}^4$$

Perbandingan  $M_{cr}/M_a$ :

$$\text{Untuk } D = \frac{689.900}{840.430} = 0,821$$

$$\text{Untuk } D + 50\%L = \frac{689.900}{840.430 + 0,5 \times 1.440.737} = 0,442$$

$$\text{Untuk } D + L = \frac{689.900}{2.281.167} = 0,302$$

Momen inersia efektif untuk penampang lapangan:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e \text{ untuk beban mati} = 0,5534 \times 21.033 + 0,4466 \times 8163,8 = 15,286 \text{ in}^4$$

$$I_e \text{ untuk } D + 0,5 L = 0,0864 \times 21.033 + 0,9136 \times 8163,8 = 9276 \text{ in}^4$$

$$I_e \text{ untuk } D + L = 0,0275 \times 21.033 + 0,9725 \times 8163,8 = 8518 \text{ in}^4$$

2. Penampang tumpuan:

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{14(21)^3}{12} = 10.804,5 \text{ in}^4$$

$$y_t = \frac{21,0}{2} = 10,5 \text{ in.}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{474,3 \times 10.804,5}{10,5} = 488.055 \text{ in.-lb}$$

Tinggi sumbu netral.

$$A_s = 6 \text{ No. 9} = 6,0 \text{ in}^2 \text{ (3870 mm}^2\text{)}$$

$$A'_s = 2 \text{ No. 9} = 2,0 \text{ in}^2 \text{ (1290 mm}^2\text{)}$$

$$d = 21,0 - 3,75 = 17,25 \text{ in. (438,2 mm)}$$

dari persamaan 8.20b,

$$\frac{14c^2}{2} + [8,1 \times 6,0 + (8,1 - 1)2,0] c - 8,1 \times 6,0 \times 17,25 - (8,1 - 1) \times 2,0 \times 2,75 = 0$$

atau  $c^2 + 8,97c - 125,34 = 0$  sehingga diperoleh  $c = 7,58$  in.

Dari persamaan 8.21 diperoleh momen inersia retak:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 + (n-1)A'_s(c-d')^2 \\ &= \frac{14(7,58)^3}{3} + 8,1 \times 6,0(17,25 - 7,58)^2 + (8,1 - 1)2,0(7,58 - 2,75)^2 \\ &= 6908,2 \text{ in}^4 \end{aligned}$$

Perbandingan  $M_{cr}/M_a$ :

$$\text{Untuk } D = \frac{488.055}{1.165.933} = 0,42$$

$$\text{Untuk } D + 50\%L = \frac{488.055}{1.165.933 + 0,5 \times 1.998.743} = 0,225$$

$$D + L = \frac{488.055}{3.164.676} = 0,15$$

Momen inersia efektif penampang tumpuan:

$$I_e \text{ untuk beban mati} = 0,0741 \times 10.804,5 + 0,9259 \times 6908,2 = 7196,9 \text{ in}^4$$

$$I_e \text{ untuk } D + 0,5 L = 0,0122 \times 10.804,5 + 0,9878 \times 6908,2 = 6955,7 \text{ in}^4$$

$$\begin{aligned} I_e \text{ untuk } D + L &= 0,0034 \times 10.845,5 + 0,9966 \times 6908,2 \text{ in}^4 \\ &= 6921,6 \text{ in}^4 \end{aligned}$$

$I_e$  rata-rata untuk bentang menerus

Dari persamaan 8.14:

$$I_e \text{ rata-rata} = 0,85I_m + 0,15I_c$$

$$\text{Beban mati: } I_e = 0,85 \times 9276 + 0,15 \times 6955,7 = 8928 \text{ in}^4$$

$$D + 0,5 L : I_e = 0,85 \times 9276 + 0,15 \times 6955,7 = 8928 \text{ in}^4$$

$$D + L : I_e = 0,85 \times 8518 + 0,15 \times 6921,6 = 8278 \text{ in}^4$$

Defleksi jangka pendek

Dari Tabel 8.3 diperoleh defleksi maksimum untuk bentang AB atau DE adalah:

$$\Delta = \frac{0,0065w/l^4}{EI}$$

$I$  diasumsikan sama dengan  $I_H$  untuk tujuan praktis

$$\Delta = \frac{0,0065(36,0 \times 12)^4}{36 \times 10^6} \times \frac{w}{I_e} \times \frac{1}{12} = 5,240 \frac{w}{I_e} \text{ in.}$$

Defleksi beban hidup sesaat:

$$\Delta_L = \frac{5,240(1900)}{8278} - \frac{5,240(700)}{14.073} = 1,20 - 0,26 = 0,94 \text{ in}$$

Defleksi beban mati sesaat:

$$\Delta_D = \frac{5,240(700)}{14.073} = 0,26 \text{ in.}$$

Defleksi 50% beban hidup sesaat:

$$\Delta_{LS} = \frac{5,240(1300)}{8928} - \frac{5,240(700)}{14.073} = 0,76 - 0,26 = 0,50 \text{ in.}$$

Defleksi jangka panjang

$$\rho' = \frac{A_s'}{bd} = 0 \text{ pada lapangan (dalam hal ini)}$$

Dari persamaan 8.9:

$$\text{faktor } \lambda = \frac{T}{1 + 50\rho'}$$

Dari Gambar 8.6:

$T = 1,75$  untuk beban *sustained* 36 bulan

$T = 2,0$  untuk beban *sustained* 5 tahun

Dengan demikian

$$\lambda_s = 2,0 \text{ dan } \lambda_t = 1,75$$

Dari persamaan 8.10, defleksi beban *sustained* adalah:

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_s \Delta_D + \lambda_t \Delta_{LS}$$

atau

$$\Delta_{LT} = 0,94 + 2,0 \times 0,26 + 1,75 \times 0,50 = 2,35 \text{ in. (59,6 mm)}$$

Persyaratan defleksi (Tabel 8.2)

$$\frac{l}{180} = \frac{36 \times 12}{180} = 2,4 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l}{360} = 1,2 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l}{480} = 0,9 \text{ in.} < \Delta_{LT}$$

$$\frac{l}{240} = 1,8 \text{ in.} < \Delta_{LT}$$

Dengan demikian, balok ini dibatasi penggunaannya untuk lantai atau atap yang tidak memikul atau padanya tidak terpasang elemen-elemen nonstruktural seperti partisi.

## 8.8 DIAGRAM ALIR DAN PROSEDUR OPERASIONAL PERHITUNGAN DEFLEKSI

Defleksi suatu struktur dapat mempengaruhi nilai estetisnya, baik defleksi sesaat maupun defleksi jangka panjang. Di bawah ini dicantumkan prosedur langkah demi langkah yang dapat diikuti apabila elemen strukturnya telah dirancang terlebih dahulu terhadap lentur.

1. Bandingkan tinggi total elemen struktur tersebut dengan tinggi minimum yang yang tercantum pada Tabel 8.1. Apabila kurang dari yang diizinkan, lakukan perhitungan rinci mengenai defleksi sesaat dan jangka panjang. Akan tetapi, selalu disarankan untuk melakukan perhitungan tersebut, tanpa mempedulikan perbandingan dengan Tabel 8.1.
2. Sebagai langkah pertama, perhitungan rinci ini harus dimulai dengan perhitungan:
  - (a) Momen inersia bruto  $I_g$
  - (b) Momen retak  $M_{cr}$  yang merupakan fungsi dari modulus *rupture* beton
3. Hitung tinggi  $c$  sumbu netral penampang *transformasi*. Carilah momen inersia retak  $I_{cr}$  penampang tersebut.
4. Carilah momen inersia efektif  $I_e$  dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

atau

$$I_e = I_{cr} + \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g$$

$I_e$  ini harus dihitung untuk taraf kombinasi pembebanan sebagai berikut:

- (a) Beban mati ( $D$ )
  - (b) Beban mati + bagian beban hidup yang *sustained* ( $D + \alpha L$ ) di mana  $\alpha$  lebih kecil daripada 1,0.
  - (c) Beban mati + beban hidup ( $D + L$ )
5. Hitunglah defleksi sesaat berdasarkan  $I_e$  untuk ketiga kombinasi pembebanan tadi, dengan menggunakan persamaan defleksi elastis yang tercantum dalam Tabel 8.3. Apabila balok tersebut menerus di atas lebih dari dua perletakan, carilah  $I_e$  rata-rata dengan cara:

Apabila kedua ujungnya menerus:

$$I_e \text{ rata-rata} = 0,70 I_{m1} + 0,15(I_{e1} + I_{e2})$$

Apabila satu ujungnya menerus:

$$I_e \text{ rata-rata} = 0,85 I_{m1} + 0,15 I_{e1}$$



6. Hitunglah defleksi jangka panjang dengan terlebih dahulu menghitung faktor pengali  $\lambda = T/(1 + 50 \rho')$  dengan menggunakan Gambar 8.6. Defleksi total jangka panjang adalah:

$$\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda \Delta_D + \lambda_t \Delta_{LS}$$

7. Apabila  $\Delta_{LT} < \Delta$  dalam Tabel 8.2, batasi penggunaan struktur tersebut untuk jenis pembebanan atau kondisi khusus, atau perbesar ukuran penampang. Gambar 8.13 memberikan diagram alir untuk urutan operasional kontrol defleksi yang harus digunakan apabila perhitungan diperlukan.

## 8.9 KONTROL DEFLEKSI SLAB SATU ARAH

Plat satu arah dapat diperlukan sebagai balok dengan lebar 12 in. (304,8 mm). Karena beban pada lantai biasanya dinyatakan sebagai intensitas beban per satuan luas, maka intensitas beban pada slab satu arah selebar 1 ft menjadi lb/ft lari. Penulangannya biasanya dinyatakan dengan jarak antara tulangan, bukan jumlah tulangan. Luas tulangan di dalam lebar slab 12 in. dapat dengan mudah dihitung dengan menjumlahkan banyak tulangan pada lebar 12 in. tersebut.

### 8.9.1 Contoh 8.5: Perhitungan Defleksi untuk Slab Satu Arah di Atas Tumpuan Sederhana

Suatu slab satu arah dengan tebal 5 in. ( $h = 127$  mm) mempunyai bentang 12 ft (3,66 in.). Slab ini harus memikul beban hidup 60 psf (2,88 kPa) selain juga beban mati berupa berat-sendirinya. Hitunglah defleksi sesaat dan jangka panjang slab ini dengan asumsi 45% beban hidup ini *sustained* (bekerja terus-menerus) selama 24 bulan. Tentukan apa jenis elemen yang dapat dipikul oleh slab ini.

$$\begin{aligned} f'_c &= 3.500 \text{ psi (24,13 MPa)} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)} \\ E_s &= 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)} \end{aligned}$$

Penulangannya menggunakan No. 4 dengan jarak as ke as 6 in. (diameter 12,7 mm dengan jarak as ke as 152,4 mm).

#### Solusi

##### Persyaratan tinggi minimum

Dari Tabel 8.1:

$$h_{\text{minimum}} = \frac{l}{20} = \frac{12 \times 12}{20} = 7,20 \text{ in.}$$

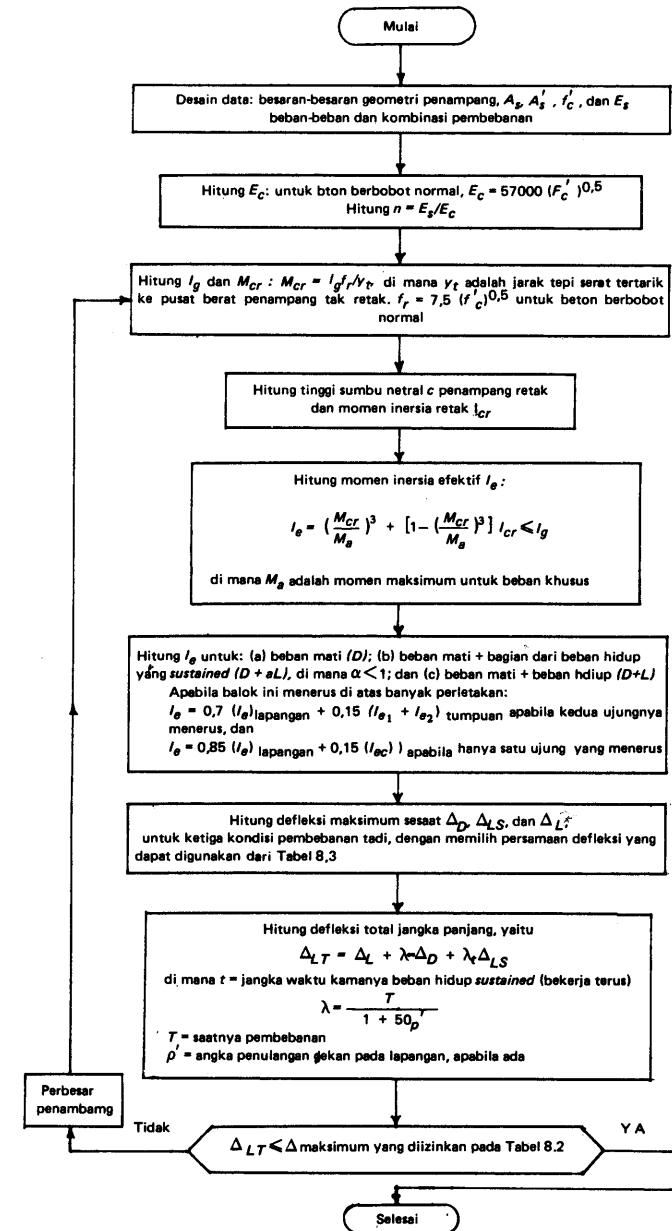
$$h_{\text{aktual}} = 5 \text{ in.} < 7,20 \text{ in.}$$

Jadi perhitungan defleksi harus dibuat.

##### Besaran-besaran bahan dan momen lentur

$$E_c = 57.000 \sqrt{f'_c} = 57.000 \sqrt{3500} = 3,37 \times 10^6 \text{ psi (23.256 MPa)}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)}$$



Gambar 8.13 Diagram alir evaluasi defleksi

angka perbandingan modulus  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29 \times 10^6}{3,37 \times 10^6} = 8,61$

modulus *rupture*  $f_r = 7,5 \sqrt{f_c} = 7,5 \sqrt{3500} = 443,7$  psi

momen inersia bruto  $I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{12(5,0)^3}{12} = 125,0$  in<sup>4</sup>

momen retak  $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} = \frac{443,7 \times 125,0}{2,5} = 22.185$  in.-lb

momen lentur akibat beban kerja =  
 $\frac{wl_n^2}{8} = \frac{w(12,0)^2}{8} \times 12$  in.-lb = 216w in.-lb

*Tinggi sumbu netral penampang transformasi*

Apabila *c* adalah tinggi sumbu netral dari tepi serat tertekan ke sumbu netral penampang transformasi, maka

$A_s =$  tulangan No. 4 dengan jarak 12 in.  
 $= 0,40$  in<sup>2</sup> per lebar 12 in.

Dari persamaan 8.6c untuk penampang segiempat:

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s c - nA_s d = 0$$

$$\frac{12c^2}{2} + 8,61 \times 0,40c - 8,61 \times 0,40 \times 4,0 = 0$$

atau  $c^2 + 0,574c - 2,296 = 0$  yang menghasilkan  $c = 1,255$  in.

*Momen inersia efektif*

*Beban mati:*

$w_D =$  berat sendiri *slab* = (5/12) x 150 psf = 62,5 psf

$M_a = 216w = 216 \times 62,5 = 13.500$  in.-lb <  $M_{cr}$

Dengan demikian *slab* tidak akan retak pada saat beban mati, dan  $I_e = I_g = 125,0$  in<sup>4</sup>

*Beban mati + 45% beban hidup:*

$M_a = 216(62,5 + 0,45 \times 60) = 19.332$  in.-lb <  $M_{cr}$

Dengan demikian *slab* tidak akan retak pada saat beban mati dan 45% beban hidup *sustained*, dan  $I_e = I_g = 125,0$  in<sup>4</sup>

*Beban mati + beban hidup:*

$M_a = 216(62,5 + 60,0) = 26460$  in.-lb >  $M_{cr}$

Penampang ini retak.

$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2$  dari persamaan 8.7

atau

$I_{cr} = \frac{12(1,255)^3}{3} + 8,61 \times 0,40(4,0 - 1,255)^2 = 33,86$  in<sup>4</sup>

$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{22185}{26460} = 0,838$

$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} = 0,59 \times 125,0 + 0,41 \times 33,86 = 87,63$  in<sup>4</sup>

*Defleksi jangka pendek*

Dari Tabel 8.3:

$\Delta = \frac{5wl_n^2}{384E_c I_e} = \frac{5w(12,0 \times 12)^4}{384 \times 3,37 \times 10^6 I_e} \times \frac{1}{12} = \frac{0,1384}{I_e}$  w in.

*Defleksi beban hidup sesaat:*

$\Delta_L = \frac{0,1384(62,5 + 60,0)}{87,63} - \frac{0,1384(62,5)}{125,0} = 0,194 - 0,069 = 0,125$  in. (3,2 mm)

*Defleksi beban mati sesaat:*

$\Delta_D = \frac{0,1384(62,5)}{125,0} = 0,069$  in. (1,8 mm)

*Defleksi 45% beban hidup sesaat:*

$\Delta_{LS} = \frac{0,1384(62,5 + 0,45 \times 60)}{125,0} - \frac{0,1384(62,5)}{125,0}$   
 $= 0,099 - 0,069 = 0,030$  in. (0,8 mm)

*Defleksi jangka panjang*

Dari persamaan 8.9, faktor pengali  $\lambda = T/(1 + 50\rho')$ . Dari Gambar 8.5,  $T = 1,65$  untuk beban *sustained* 24 bulan. Dengan demikian:

$\lambda_{\sim} = 2,0$  dan  $\lambda_1 = 1,65$

Dari persamaan 8.10, defleksi total akibat beban *sustained* adalah:

atau  $\Delta_{LT} = \Delta_L + \lambda_{\sim} \Delta_D + \lambda_1 \Delta_{LS}$

$\Delta_{LT} = 0,125 + 2,0 \times 0,069 + 1,65 \times 0,030 = 0,313$  in. (7,9 mm)

Persyaratan defleksi (Tabel 8.2)

$$\frac{l}{180} = \frac{12 \times 12}{180} = 0,80 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l}{360} = 0,40 \text{ in.} > \Delta_L$$

$$\frac{l}{480} = 0,30 \text{ in.} \approx \Delta_{LT}$$

$$\frac{l}{240} = 0,60 \text{ in.} > \Delta_{LT}$$

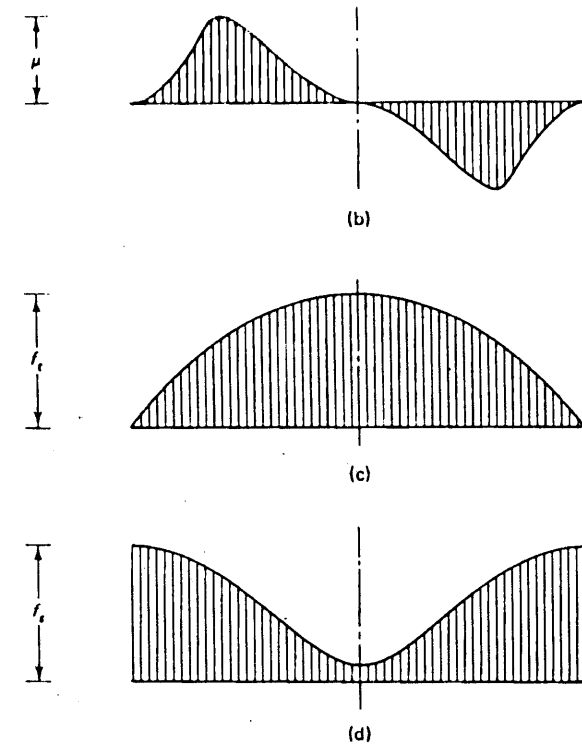
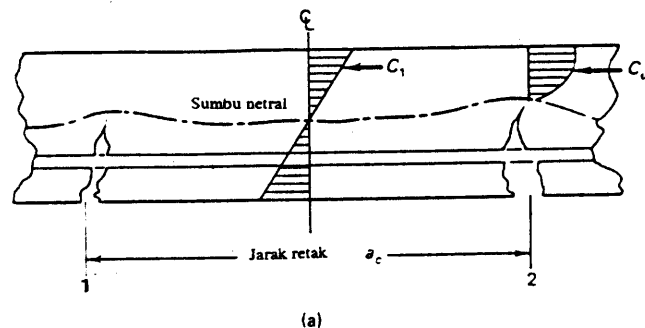
Dengan demikian slab ini dapat memikul elemen nonstruktural yang dapat rusak oleh defleksi besar.

## 8.10 RETAK LENTUR PADA BALOK DAN SLAB SATU ARAH

### 8.10.1 Perilaku Dasar

Beton dapat retak pada tahap awal riwayat pembebanannya karena material ini lemah terhadap tarik. Karena itu, perilaku retak dan kontrol lebar retak perlu dipelajari lebih lanjut, khususnya retak lentur. Retak mempunyai kontribusi terhadap proses korosi tulangan, rusaknya permukaan beton, dan efek-efek jangka panjang lainnya.

Dengan semakin banyaknya penggunaan tulangan baja berkekuatan tinggi – kekuatan lelehnya antara 60.000 psi dan 100.000 psi (413,7 sampai 551,6 MPa) – maka tegangan yang cukup tinggi dapat saja terjadi untuk taraf beban yang masih rendah. Selain itu, beton berkekuatan tinggi – kekuatan tekannya antara 9000 psi dan 14.000 psi (62,1 sampai 96,6 MPa) – disertai pemanfaatan material secara optimal dengan menggunakan teori kekuatan dalam analisis dan desain merupakan hal yang lazim pada dewasa ini. Dengan demikian prakiraan retak dan lebar retak merupakan hal yang paling utama dalam *serviceability* untuk keadaan pembebanan jangka panjang.



**Gambar 8.14** Distribusi tegangan memanjang antara dua retak yang berdekatan apabila retak telah benar-benar terjadi: (a) geometri perambatan retak; (b) tegangan lekat batas (ultimate bond stress)  $\mu$ ; (c) tegangan tarik memanjang  $f_t$  pada beton (d) tegangan tarik memanjang pada baja  $f_s$

Dua jenis tegangan yang bekerja pada daerah beton yang tertarik di sekeliling tulangan tarik diperlihatkan pada Gambar 8.14(a). Kedua jenis tegangan ini adalah tegangan memanjang dan tegangan lateral. Pada saat terjadi tegangan lentur memanjang, daerah tarik mengalami kontraksi lateral sebelum terjadinya retak sehingga terjadi tekanan lateral antara beton dengan tulangan bajanya. Pada saat retak lentur mulai terjadi, tegangan lateral biaksial ini menghilang pada bagian yang mengalami retak karena di sini tegangan tarik memanjang pada beton menjadi nol.

Tegangan lekatan memanjang secara perlahan-lahan mencapai harga tertingginya pada lokasi retak. Ini menyebabkan tegangan tarik  $f_t$  pada beton pada lokasi tersebut secara tiba-tiba mencapai harga maksimumnya. Beton di bagian ini tidak lagi mampu menahan tarik sedikit pun karena adanya pemusatan (konsentrasi) tegangan tinggi pada saat mulainya keruntuhan, kemudian beton tersebut terbelah (split) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.14a.

Secara dinamis tegangan pada beton diteruskan ke tulangan baja (Gambar 8.14(d)). Pada saat transfer tegangan ini, tegangan tarik pada penampang yang retak dilepaskan, dan menjadi nol pada lokasi retaknya (Gambar 8.14(c)). Pada saat ini posisi sumbu

netral pada penampang retak terus naik untuk mempertahankan keseimbangan gaya pada penampang tersebut.

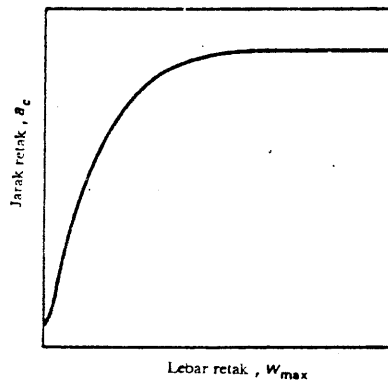
Jarak  $a_c$  antara dua retak yang berdekatan adalah jarak retak yang terstabilkan, yaitu jarak antara retak-retak utama. Yang dimaksud dengan retak-retak utama di sini adalah retak-retak yang apabila bebannya terus bertambah, akan semakin lebar, dan retak lain di antaranya akan menutup sebagai akibat adanya redistribusi tegangan. Dengan perkataan lain, retak-retak disebut stabil apabila tidak ada retak baru pada elemen struktur tersebut. Lukisan skematis antara lebar retak dengan jarak retak diperlihatkan pada Gambar 8.15. Gambar ini memperlihatkan suatu garis yang horizontal pada saat bebannya menyebabkan jarak retak yang telah stabil.

Lebar masing-masing retak merupakan fungsi dari perbedaan perpanjangan antara tulangan baja dengan beton di sekelilingnya di sepanjang  $a_c$ . Sebagai tinjauan praktis, perpanjangan beton dan susutnya regangan dapat diabaikan. Dengan demikian:

$$\text{lebar retak } w = \alpha_c \beta \epsilon_c \gamma \quad (8.23)$$

Besarnya  $\gamma$  bergantung pada kondisi apakah beton bertulang satu dimensi ataukah dua dimensi, sedangkan  $\alpha$  dan  $\beta$  adalah konstanta ketidaklinieran eksperimental.

Telah dibuktikan bahwa  $a_c$  bervariasi antara  $(1/k_1 \mu')$ ,  $k_2 f_t'$ , dan  $d_b/k_3 \rho_t$  di mana  $\mu$  adalah tegangan lekatan,  $f_t'$  adalah kekuatan tarik beton,  $d_b$  diameter tulangan baja,  $\rho_t = A_s/A_t$  adalah perbandingan antara luas tulangan pada sisi tertarik dari penampang, dan  $A_t$  adalah luas beton yang mengalami tarik;  $k_1$ ,  $k_2$ , dan  $k_3$  adalah konstanta.



Gambar 8.15 Variasi skematis lebar retak-jarak retak

### 8.10.2 Evaluasi Lebar Retak

Persamaan 8.23 merupakan model dasar matematis untuk mengevaluasi lebar retak maksimum. Keadaan sebenarnya melibatkan banyak variabel, seperti misalnya kecacakan perilaku retak, juga derajat ketidakteraturannya. Yang dilakukan di sini adalah idealisasi dan penyederhanaan dari keadaan sesungguhnya. Salah satu penyederhanaan

yang disusun berdasarkan penelitian statistik dari data-data tes adalah persamaan Ger-gely-Utz, yaitu:

$$w_{\max} = 0,076 \beta f_s \sqrt{d_c A} \quad (8.24)$$

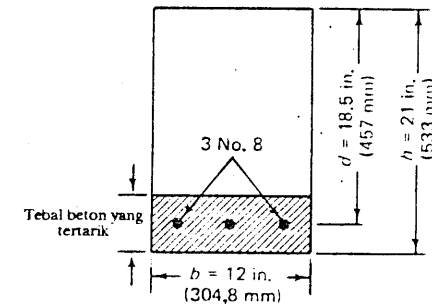
- di mana  $w_{\max}$  = lebar retak dengan satuan 0,001 in. (0,0254 mm)
- $\beta$  =  $(h - c)/(d - c)$  = harga rata-rata faktor tinggi = 1,20
- $d_c$  = tebal selimut beton sampai pusat lapisan pertama tulangan (in.)
- $f_s$  = tegangan maksimum (ksi) pada tulangan untuk taraf beban kerja yang apabila tidak dihitung dapat digunakan  $0,6 f_y$
- $A$  = luas beton yang tertarik dibagi dengan banyaknya tulangan ( $\text{in}^2$ ) =  $b_t/\gamma_{bc}$  di mana  $\gamma_{bc}$  didefinisikan sebagai banyaknya tulangan pada sisi yang tertarik

Apabila perhitungan tegangan baja aktual tidak ada,  $f_s = 0,6 f_y$  dapat digunakan. Perlu diperhatikan bahwa pembatasan ini hanya berlaku untuk struktur-struktur yang normal. Untuk struktur yang diekspos terhadap cuaca yang sangat bervariasi seperti struktur lepas pantai dan pabrik kimia, perlu ada perhitungan khusus. Selain itu, pusat berat bagian beton yang mengalami tarik pada beton bertulang dapat dinyatakan dengan pusat berat tulangan baja yang tertarik. Dengan demikian, untuk satu lapisan tulangan, tinggi  $t$  dari luas beton tarik adalah  $2d_c$ . Luas yang diarsir pada Gambar 8.16 memperlihatkan luas beton total yang mengalami tarik.

### 8.10.3 Contoh 8.6: Lebar Retak Maksimum pada Balok Beton Bertulang

Hitunglah lebar retak maksimum pada balok bertulangan tunggal di atas tumpuan sederhana yang penampang melintangnya diperlihatkan pada Gambar 8.16. Bentang balok ini adalah 30 ft (9,14 m). Balok ini menikul beban kerja terbagi merata 1000 lb/ft, termasuk berat-sendirinya (14,6 kN/m). Diberikan:

- $f_c'$  = 5.000 psi, beton berbobot normal (34,47 MPa)
- $f_y$  = 60.000 psi (413,7 MPa)
- $E_s$  =  $29 \times 10^6$  psi (200.000 MPa)



Gambar 8.16 Geometri balok.

## Solusi

Alternatif penyelesaian dengan menggunakan tegangan baja aktual

$$\text{Momen inersia bruto } I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{12(21)^3}{12} = 9261.0 \text{ in}^4$$

$$\text{modulus rupture } f_r = 7,5\sqrt{f'_c} = 7,5\sqrt{5000} = 530,3 \text{ psi (2,66 MPa)}$$

$$\text{Momen retak } M_{cr} = \frac{I_g}{y_t} f_r = \frac{9261,0 \times 530,3}{10,5} = 467.725 \text{ in.-lb}$$

$$\begin{aligned} \text{momen maksimum pada balok } M_a &= \frac{wl_n^2}{8} = \frac{1000(30,0)^2}{9} = 112.500 \text{ lb-ft} \\ &= 1.350.000 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_s d = 0$$

$$A_s = 2,37 \text{ in}^2 \text{ (1528,7 mm}^2\text{)}$$

$$E_c = 57.000\sqrt{5000} = 4,03 \times 10^6 \text{ psi (27.797 MPa)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29 \times 10^6}{4,03 \times 10^6} = 7,20$$

$$6c^2 + 7,2 \times 2,37c - 7,2 \times 2,37 \times 18,5 = 0 \text{ jadi } c = 5,97 \text{ in. (149,2 mm)}$$

Dari persamaan 8.7, momen inersia retak adalah:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{bc^3}{2} + nA_s(d-c)^2 \\ &= \frac{12(5,97)^3}{3} + 7,2 \times 2,37(18,5 - 5,97)^2 = 3530,2 \text{ in}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{tegangan baja } f_s &= \frac{M_a}{I_{cr}} (d-c)n \\ &= \frac{1.350.000}{3530,2} (18,5 - 5,97) \times 7,2 \\ &= 34.500 \text{ psi (238,05 MPa)} < 36.000 \text{ psi O.K.} \end{aligned}$$

tegangan baja  $f_s = 34,5$  ksi digunakan dalam persamaan 8.24:

$$\beta = \frac{h-c}{d-c} = \frac{21,0 - 5,97}{18,5 - 5,97} = 20 \text{ in}^2$$

$$A = \frac{bt}{\text{banyak tulangan}} = \frac{b(2d_c)}{\gamma_{bc}} = \frac{12,0(2 \times 2,5)}{3} = 20 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} W_{\max} &= 0,076\beta f_s \sqrt{d_c A} \times 10^{-3} \\ &= 0,076 \times 1,20 \times 34,5 \sqrt{2,5} \times 20,0 \times 10^{-3} \\ &= 0,0116 \text{ in. (0,29 mm)} \end{aligned}$$

Alternatif penyelesaian dengan menggunakan  $f_s = 0,6 f_y$

$$\beta = 1,20 \text{ untuk balok}$$

$$f_s = 0,6 f_y = 0,6 \times 60,0 = 36,0 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} W_{\max} &= 0,076 \times 1,20 \times 36,0 \sqrt{2,5} \times 2,4 \times 10^{-3} \\ &= 0,0137 \text{ in. } (\approx 0,35 \text{ mm}) \end{aligned}$$

Alternatif solusi seperti di atas ini biasanya tidak diperlukan karena terlalu panjang. Di sini disajikan dengan maksud mengilustrasikan perhitungan tegangan aktual pada tulangan memanjang dalam keadaan beban kerja. Perhitungan demikian biasanya diperlukan pada evaluasi lebar retak untuk desain lentur, pada keadaan tegangan kerja rendah, seperti dalam struktur penahan air dan saluran-saluran sanitasi. Tegangan  $f_s \leq 0,6 f_y$  akan menghasilkan faktor beban sebesar 1,67 pada keadaan batas keruntuhan.

### 8.10.4 Evaluasi Lebar Retak pada Balok dengan Tulangan Terkumpul

Tegangan lekatan antara baja tulangan dengan beton di sekelilingnya merupakan parameter utama yang mempengaruhi jarak retak lentur, juga lebar retak. Luas bidang kontak suatu tulangan yang terkumpul (tulangan gabungan, *bundled bars*) lebih kecil daripada luas bidang kontak masing-masing tulangnya. Dengan menggunakan reduksi keliling tulangan dari Gambar 8.17, persamaan tetap menjadi:

$$w_{\max} = 0.076\beta f_s \sqrt{d'_c A'} \quad (8.25)$$

di mana  $w_{\max}$  adalah lebar retak dengan satuan 0.001 in. dan  $A' = bt/\gamma'_{bc}$  dan  $\gamma_{bc}$  adalah faktor yang diperlihatkan pada gambar 8.17 (a).  $d'_c$  adalah tebal selimut beton sampai pusat berat tulangan yang terkumpul tersebut. Langkah-langkah yang dilakukan dalam perhitungan  $w_{\max}$  serupa dengan yang dilakukan pada balok bertulangan tidak terkumpul, yang telah dibahas di atas.

### 8.10.5 Contoh 8.7: Lebar Retak Maksimum pada Balok dengan tulangan Terkumpul

Carilah lebar retak lentur maksimum pada balok beton bertulang yang tulangnya adalah tulangan terkumpul dengan geometri seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.18. Diberikan:

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$f_s = 0,6 f_y = 36.000 \text{ psi}$$

$$A_s = \text{dua ikat tulangan yang terdiri atas tiga tulangan No. 8 (diameter 25,4 mm)}$$

$$\text{Ukuran sengkang} = \text{No. 4 (diameter 12,7 mm)}$$

**Solusi**

$$d'_c = \text{pusat berat tiga tulangan dari tepi serat tertekan}$$

$$= (1,5 + 0,5) + \frac{2 \times 0,5 + 1 \times 1,5}{3} = 2,83 \text{ in.}$$

$$t = \text{tinggi luas beton yang tertarik}$$

$$= 2 \times 2,8 = 5,66 \text{ in.}$$

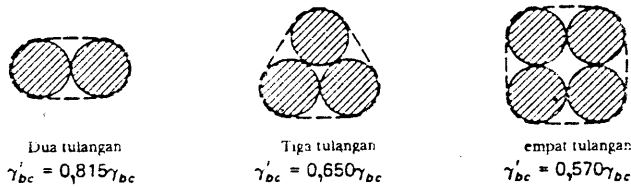
$$\gamma'_{bc} = \text{banyaknya tulangan (apabila semua berdiameter sama) atau luas tulangan total dibagi luas 1 tulangan yang terbesar (apabila digunakan lebih dari 1 ukuran tulangan)}$$

$$= 6 \text{ (dalam hal ini)}$$

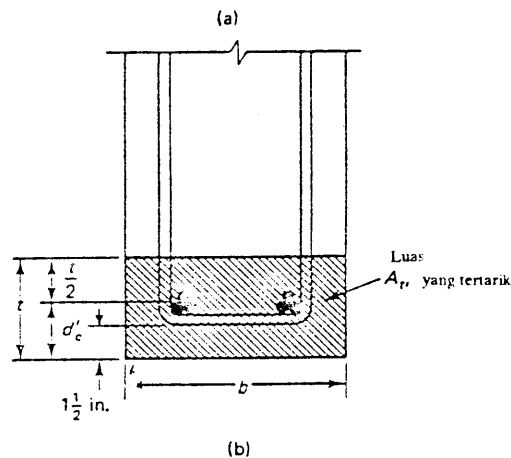
$$\gamma_{bc} = 0,650 \gamma'_{bc} = 0,650 \times 6 = 3,9$$

$$A = \frac{bt}{\gamma_{bc}} = \frac{10 \times 5,66}{3,9} = 14,51 \text{ in}^2$$

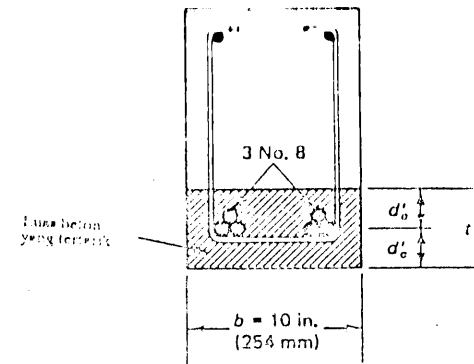
$$w_{\text{maks}} = 0,076 \times 1,20 \times 36,0 \sqrt[3]{\frac{2,83}{2,83} \times 14,51 \times 10^{-3}} = 0,011 \text{ in. (0,29 mm)}$$



di mana  $A' = \frac{bt}{\gamma'_{bc}}$        $Z = f_s \sqrt{d'_c A'}$



Gambar 8.17 Faktor reduksi keliling tulangan untuk balok bertulangan terkumpul. (a) faktor-faktor keliling; (b) geometri bagian penampang beton yang tertarik.



Gambar 8.18 Geometri balok.

**8.10.6 Faktor Z untuk Kontrol Retak pada Balok**

Kontrol retak hanya diperlukan apabila tulangan tarik yang digunakan mempunyai kekuatan leleh  $f_y$  lebih besar dari 40.000 psi (275,8 MPa). Untuk menghindari perhitungan yang berkepanjangan, peraturan ACI merekomendasikan suatu faktor yang disebut faktor Z, yaitu:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d'_c A'} \quad \text{kips per in.} \quad (8.26a)$$

untuk balok bertulangan tidak terkumpul. Untuk balok bertulangan terkumpul:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d'_c A'} \quad \text{kips per in.} \quad (8.26b)$$

Besarnya faktor Z ini tidak boleh melebihi 175 untuk struktur interior yaitu sehubungan dengan  $w_{\text{maks}} = 0,016 \text{ in. (0,40 mm)}$  dan 145 untuk struktur eksterior, yaitu sehubungan dengan  $w_{\text{maks}} = 0,013 \text{ in. (0,33 mm)}$ . Perlu ditekankan di sini bahwa semakin kecil tulangan baja dengan jarak yang dekat pada daerah tarik, akan semakin merata distribusi retak yang dihasilkan. Hal inilah yang dikehendaki dalam kontrol retak. Selain itu, dalam menggunakan faktor Z perlu hati-hati karena faktor ini tidak memberikan indikasi fisik mengenai lebar retak.

**8.11 LEBAR RETAK YANG DIIZINKAN**

Lebar retak maksimum yang diizinkan pada suatu elemen struktur bergantung pada fungsi khusus elemen tersebut dan kondisi lingkungan elemen struktur tersebut. Tabel 8.4, dari *ACI Committee 224* memberikan petunjuk mengenai lebar retak maksimum yang diizinkan untuk berbagai kondisi lingkungan. Untuk menentukan lebar retak yang masih dapat ditoleransi, diperlukan juga suatu *engineering judgement* (kebijakan rekayasa).

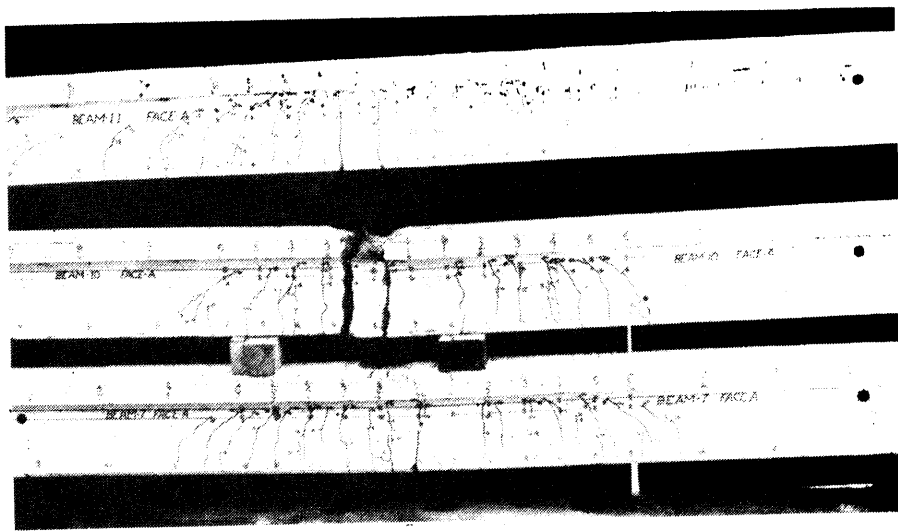


Foto 49 Pembentukan retak lentur tipikal pada balok.

TABEL 8.4 LEBAR RETAK YANG DIIZINKAN

Kondisi lingkungan	Lebar retak toleransi	
	in.	mm
Udara kering atau membran terlindung	0,016	0,41
Udara lembab, tanah		
Senyawa kimia	0,012	0,30
Air laut, basah maupun kering	0,007	0,18
Struktur penahan air	0,006	0,15
(tidak termasuk pipa tak betekan)	0,004	0,10

### 8.11.1 Contoh 8.8: Kontrol Retak pada Balok Segiempat

Cek apakah balok pada contoh 8.6 memenuhi kriteria *serviceability* bagi kontrol retak untuk ketiga kondisi lingkungan sebagai berikut: (a) digunakan sebagai interior dengan menggunakan persamaan 8.22; (b) sebagai interior juga, tetapi menggunakan Z; dan (c) digunakan pada lingkungan senyawa kimia. Gunakan  $f_s = 0,6 f_y$ .

#### Solusi

(a) Lebar retak maksimum yang diizinkan adalah 0,016 in. Lebar retak yang diharapkan terjadi adalah 0,0137 in. dari solusi contoh 8.6. Dengan demikian balok ini memenuhi kriteria kontrol.

$$(b) : \quad I_s \sqrt{d_c} = 36,0 \sqrt{2,5 \times 20} = 132,63 \text{ kips/in.} < 175 : \text{O.K.}$$

(c) Lebar retak maksimum yang diizinkan dari Tabel 8.4 adalah  $w_{\max} = 0,007$  in. Lebar retak yang diharapkan adalah 0,0137 in.  $> 0,007$  in. Dengan demikian balok ini tidak memenuhi kriteria kontrol retak dan banyaknya tulangan pada sisi tertarik harus ditambah dan dirancai ulang.

### 8.11.2 Contoh 8.9: Kontrol Retak pada Balok Beton Bertulang dengan Tulangan Terkumpul

Selidiki apakah balok pada contoh 8.7 memenuhi kriteria kontrol retak untuk (a) lingkungan kimia yang berat, (b) struktur-struktur penahan air, (c) struktur eksterior, dan (d) juga carilah lebar maksimum balok tersebut berdasarkan harga faktor  $Z = 175$  kips/in. Untuk struktur interior.

#### Solusi

Lebar retak yang diharapkan = 0,011 in. (dari contoh 8.7).

(a) Lebar retak maksimum yang diizinkan, dari Tabel 8.4, adalah  $w_{\max} = 0,007$  in.  $< 0,011$  in. Dengan demikian balok ini tidak memenuhi kriteria kontrol retak.

(b)  $w_{\max}$  yang diizinkan = 0,004 in.  $< 0,011$  in. Balok ini tidak memenuhi kriteria kontrol retak.

(c)  $w_{\max}$  yang diizinkan = 0,013 in. (peraturan ACI)  $> w_{\max}$  yang diharapkan = 0,011 in. Balok ini tidak memenuhi kriteria kontrol retak.

(d)  $t = 5,66$  in. dari contoh 8.7:

$$Z = 175 = f_s \sqrt{d_c A} = 36,0 \sqrt{2,83A}$$

$$A = \left( \frac{175}{36,0} \right)^2 \times \frac{1}{2,83} = 40,6 \text{ in.}^2$$

Akan tetapi,  $A = bt/\gamma'_{bc}$  di mana  $\gamma'_{bc} = 0,650 \gamma_{bc} = 3,9$  dari contoh 8.7, atau  $40,6 = bt/3,90$ .

$$b = \frac{40,6 \times 3,90}{5,66} = 27,98 \text{ in. (710,5 mm)}$$

Dengan demikian lebar maksimum yang diizinkan pada badan balok adalah 27,98 in. Agar terpenuhi kriteria kontrol retak pada struktur interior.

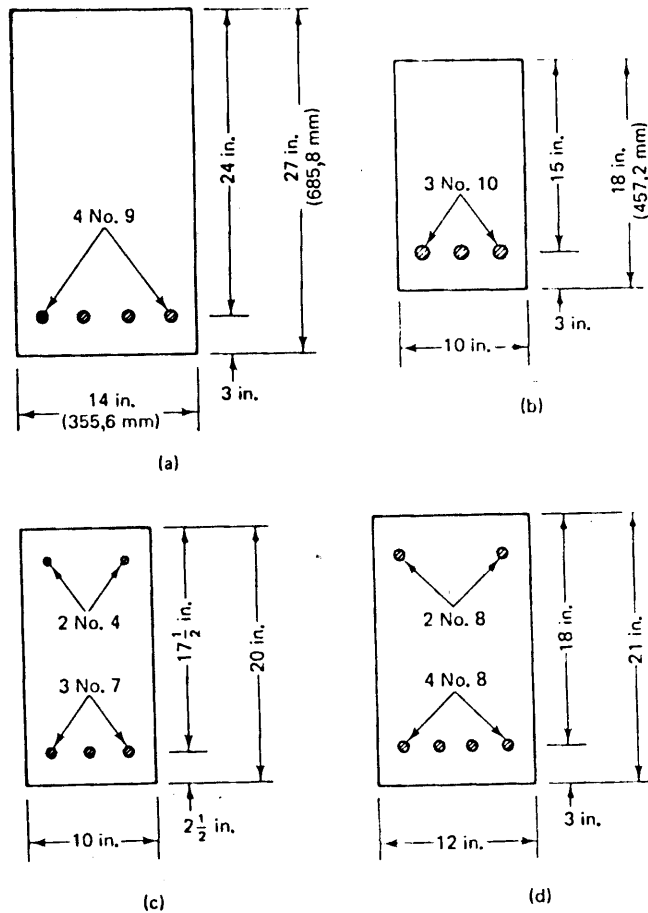
#### SOAL

8.1 Hitunglah  $I_g$  dan  $I_{cr}$  untuk penampang (a) sampai pada Gambar 8.19. Diberikan:

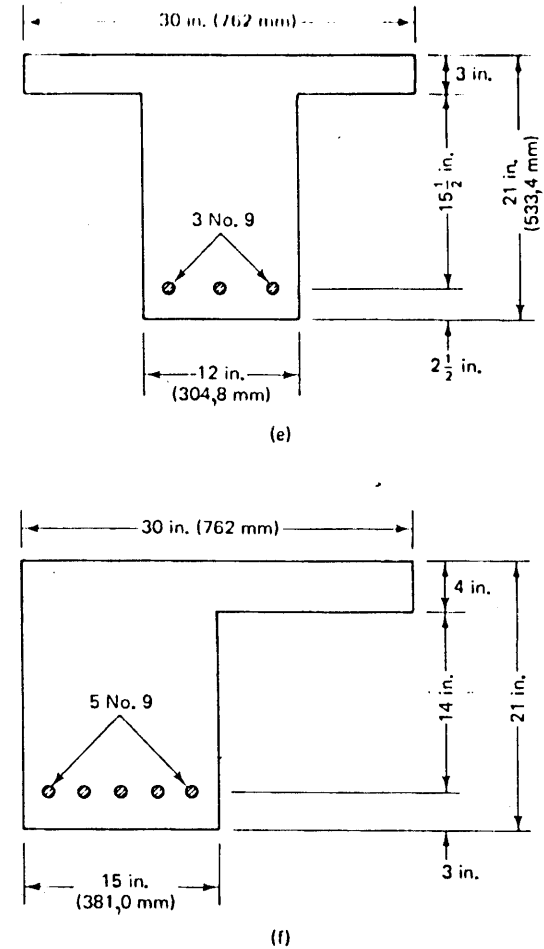
$$f'_c = 4.000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)}$$



Gambar 8.19 Penampang melintang balok untuk perhitungan defleksi.



Gambar 8.19 (lanjutan)

8.2 Hitunglah defleksi maksimum sesaat maupun jangka panjang pada suatu *slab* yang ditumpu di atas tumpuan sederhana dan mempunyai tebal 6 in. dan bentang 13 ft. Beban mati kerja adalah 70 psf (33,52 kPa) dan beban hidup kerja adalah 120 psf (57,46 kPa). Penulangannya terdiri atas tulangan No. 5 (diameter 16 mm) dengan jarak 6 in. (154,2 mm) as ke as. Cek juga apa batasan penggunaan *slab* ini (apabila ada). Anggap bahwa 60% beban hidupnya *sustained* selama 30 bulan. Diberikan:

$$f'_c = 4500 \text{ psi (31,03 MPa)}$$

$$E_s = 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)}$$

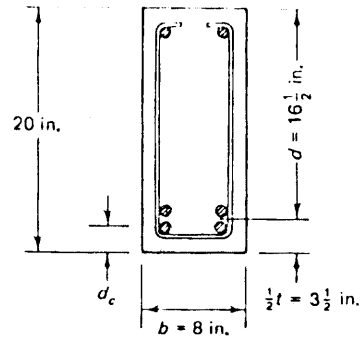
8.3 Hitunglah defleksi akibat beban mati, juga akibat beban mati ditambah dengan beban hidup untuk kasus-kasus dari soal 8.1: (a), (d), dan (e). Gunakan taral beban kerja  $0,2M_u$  sebagai momen beban mati maksimum, dan  $0,35M_u$  sebagai

momen beban hidup. Anggap semua balok terletak di atas tumpuan sederhana dan mempunyai bentang 22 ft (6,71 m).

8.4 Ulangi soal 8.2 dengan menganggap *slab* tersebut menerus di atas empat tumpuan. Tulangan tarik (di atas) pada tumpuan adalah No. 5 dengan jarak as ke as 4 in., dan tulangan tekannya No. 5 dengan jarak 12 in. as ke as.

8.5 Suatu balok yang memikul *slab* setebal 4 in. terletak menerus di atas empat tumpuan. Bentang as ke as balok tersebut adalah 256 ft dengan ujung bentangnya terletak di atas dinding tertepi. Balok yang mempunyai lebar  $b_w = 12 \text{ in.}$  dan tebal total  $h = 18 \text{ in.}$  ini memikul beban hidup kerja  $W_L = 6000 \text{ lb/ft}$  dan beban mati kerja  $W_D = 1800 \text{ lb/ft}$  termasuk berat-sendirinya. Tulangan pada lapangan  $A_y$  balok tersebut terdiri atas 4 batang No. 8 (diameter 28,6 mm) dan tulangan pada





Gambar 8.20 Geometri balok.

tumpuannya terdiri atas  $A_s = 6$  tulangan No. 10 (32.3 mm) dan  $A'_s = 3$  tulangan No. 8. Hitunglah defleksi maksimum sesaat dan jangka panjang pada balok ini dengan menganggap 55% beban hidup *sustained* bekerja selama 24 bulan. Cek juga apakah balok ini memenuhi kriteria defleksi. Selidiki apakah balok ini dapat memikul partisi dan elemen-elemen lain yang dapat rusak oleh defleksi besar. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 5000 \text{ psi} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)} \\ E_s &= 29 \times 10^6 \text{ psi (200.000 MPa)} \end{aligned}$$

8.6 Hitunglah lebar retak lentur maksimum balok pada soal 8.5. Selidiki apakah balok tersebut memenuhi kriteria *serviceability* kontrol retak apabila balok ini digunakan sebagai (a) struktur interior dan (b) struktur yang mengalami perubahan suhu terus-menerus, khususnya pada suhu rendah.

8.7 Balok segiempat yang mengalami lentur mempunyai dimensi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 8.20. Balok ini mempunyai lingkungan kinia yang berat. Hitunglah lebar retak lentur maksimum. Cek apakah balok ini memenuhi kriteria *serviceability* terhadap kontrol retak. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 5000 \text{ psi (34,47 MPa)} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)} \\ \text{selimut beton minimum} &= 1,5 \text{ in. (38,1 mm)} \end{aligned}$$

8.8 Hitunglah faktor  $Z$  pada soal 8.7 dan tentukan apakah memenuhi kriteria *serviceability* terhadap kontrol retak apabila balok ini digunakan sebagai struktur exterior yang dikspos.

8.9 Carilah lebar badan balok maksimum yang tulangannya terkumpul agar memenuhi kriteria kontrol retak dan akan digunakan sebagai struktur interior yang dikspos. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 4.000 \text{ psi (27,6 MPa)} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)} \\ A_s &= \text{dua kumpulan tulangan terdiri atas 3 tulangan No. 9 (tiga tulangan berdiameter 28,6 pada masing-masing kumpulan)} \\ &\text{Sengkang yang digunakan adalah No. 4 (diameter 13 mm).} \end{aligned}$$



## KOMBINASI TEKAN DAN LENTUR: KOLOM

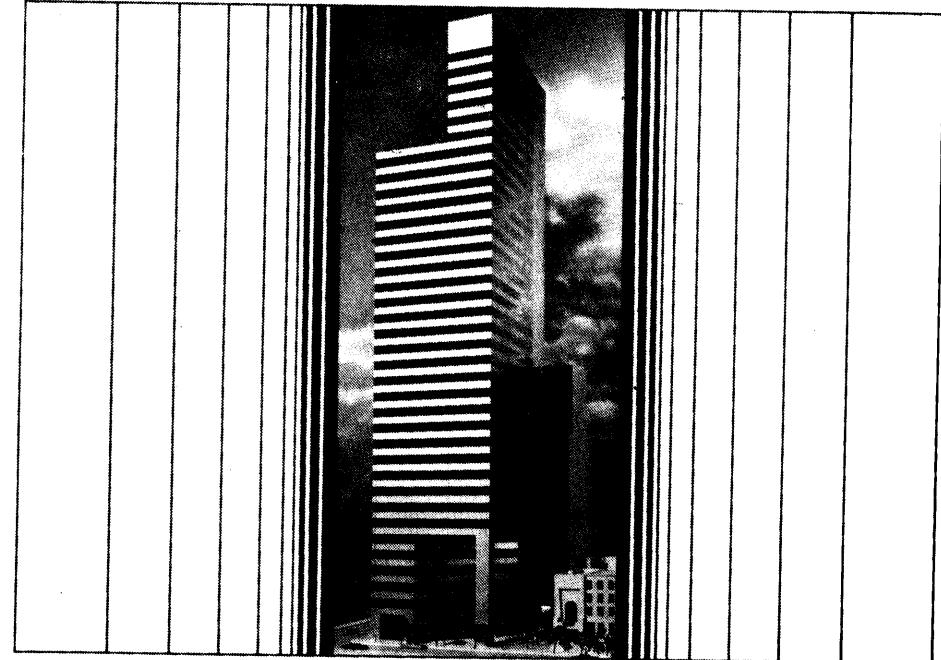


Foto 50 Bangunan bertingkat banyak dari beton bermutu tinggi di 535 Madison Avenue, New York. (Atas izin Constuction Industry Board, New York.)

## 9.1 PENDAHULUAN

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fundasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada satu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan, dan juga runtuh bats total (*ultimatè total collapse*) seluruh strukturnya.

Keruntuhan kolom struktural merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomis maupun segi manusiawi. Oleh karena itu, dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi daripada yang dilakukan pada balok dan elemen struktural horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas.

Seperti yang akan terlihat pada bab ini, peraturan ACI mensyaratkan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser, maupun torsi. Pembahasan pada Bab 4 mengenai kemungkinan gagal (*probability of failure*) dan keandalan tampilan (*reliability of performance*) memberikan gambaran tambahan bahwa dalam desain batang tekan diperlukan kekuatan cadangan yang jauh lebih besar.

Keserasian tegangan dan regangan yang digunakan dalam analisis (atau desain) yang dibahas dalam Bab 5 dapat diterapkan juga pada kolom. Akan tetapi, di sini ada suatu faktor baru (selain momen lentur) yang ikut masuk ke dalam perhitungan, yaitu adanya gaya tekan. Karena itu, perlu ada penyesuaian dalam menyusun persamaan-persamaan keseimbangan penampang dengan meninjau kombinasi gaya tekan dan momen lentur.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku daktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan yang berupa keruntuhan tekan sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang. Dalam keadaan batas keruntuhan (*limit state of failure*), selimut beton di luar sengkang (pada kolom bersengkang) atau di luar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai kelihatan. Apabila bebannya terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (*local buckling*) tulangan memanjang pada panjang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan, selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja-beton hilang.

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom.
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya).
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 in./in.
4. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

## 9.2 JENIS KOLOM

Kolom dapat diklasifikasikan berdasarkan bentuk dan susunan tulangannya, posisi beban pada penampangnya, dan panjang kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateralnya.

Bentuk dan susunan tulangan pada kolom dapat dibagi menjadi tiga katagori seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.1.

1. Kolom segiempat atau bujursangkar dengan tulangan memanjang dan sengkang (Gambar 9.1(a)).
2. Kolom bundar dengan tulangan memanjang dan tulangan lateral berupa sengkang atau spiral.
3. Kolom komposit yang terdiri atas beton dan profil baja struktural di dalamnya. Profil baja ini biasanya diletakkan di dalam *selubung* tulangan biasa seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.1(c).

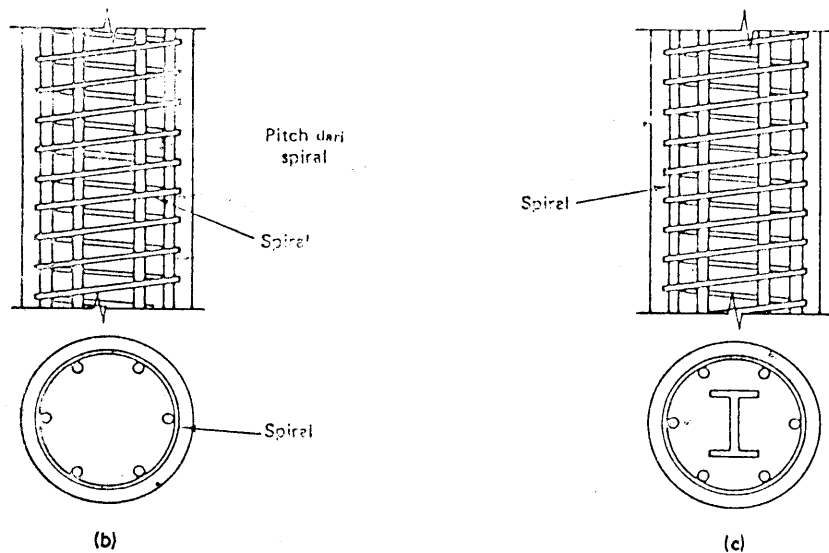
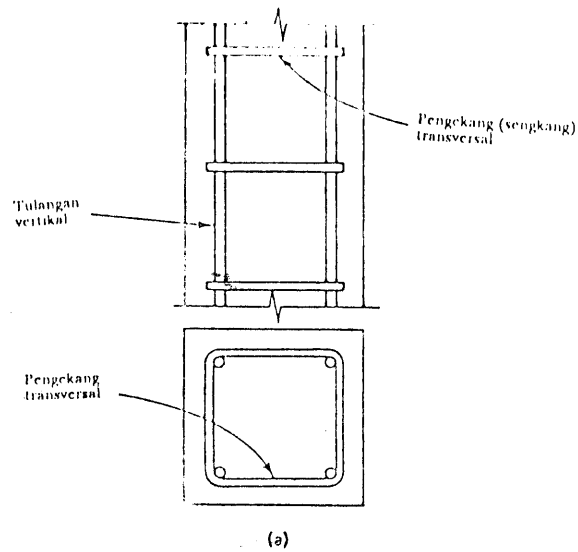
Kolom bersengkang merupakan jenis yang paling banyak digunakan karena murah harganya pembuatannya. Sekalipun demikian, kolom segiempat maupun bundar dengan tulangan berbentuk spiral kadang-kadang digunakan juga, terutama apabila diperlukan daktilitas kolom yang cukup tinggi seperti pada daerah-daerah gempa. Kemampuan kolom berspiral untuk menahan beban maksimum pada deformasi besar mencegah terjadinya *collapse* pada struktur secara keseluruhan sebelum terjadinya redistribusi total momen dan tegangan selesai. Gambar 9.2 memperlihatkan peningkatan daktilitas sebagai efek dari digunakannya tulangan spiral.

Berdasarkan posisi beban terhadap penampang melintang, kolom dapat diklasifikasikan atas kolom dengan beban sentris dan kolom dengan beban eksentris seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.3. Kolom yang mengalami beban sentris (Gambar 9.3(a)) berarti tidak mengalami momen lentur. Akan tetapi, dalam prakteknya semua kolom hendaknya direncanakan terhadap eksentrisitas yang diakibatkan oleh hal-hal tak terduga, seperti tidak tepatnya pembuatan acuan beton dan sebagainya.

Kolom dengan beban eksentris (Gambar 9.3(b) dan (c)) mengalami momen lentur selain juga gaya aksial. Momen ini dapat dikonversikan menjadi suatu beban  $P$  dengan eksentrisitas  $e$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.3(b) dan (c). Momen lentur ini dapat bersumbu tunggal (*uniaxial*) seperti dalam hal kolom eksterior bangunan bertingkat banyak, dan kolom  $A$  dan  $B$  dalam Gambar 9.4 di mana beban pada panel yang berdekatan tidak sama. Kolom dianggap bersumbu rangkap (*biaxial*) apabila lenturnya terjadi terhadap sumbu  $X$  dan  $Y$  seperti dalam hal kolom pojok  $C$  dalam Gambar 9.4.

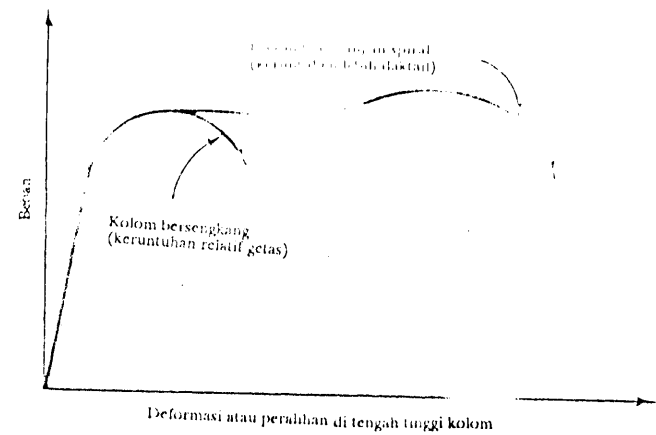
Keruntuhan kolom dapat terjadi apabila tulangan bajanya leleh karena tarik, atau terjadinya kehancuran pada beton yang tertekan. Selain itu dapat pula kolom mengalami keruntuhan apabila terjadi kehilangan stabilitas lateral, yaitu terjadi tekuk.

Apabila kolom runtuh karena kegagalan materialnya (yaitu lelehnya baja atau hancurnya beton), kolom ini diklasifikasikan sebagai *kolom pendek* (*short column*). Apabila panjang kolom bertambah, kemungkinan kolom runtuh karena tekuk semakin

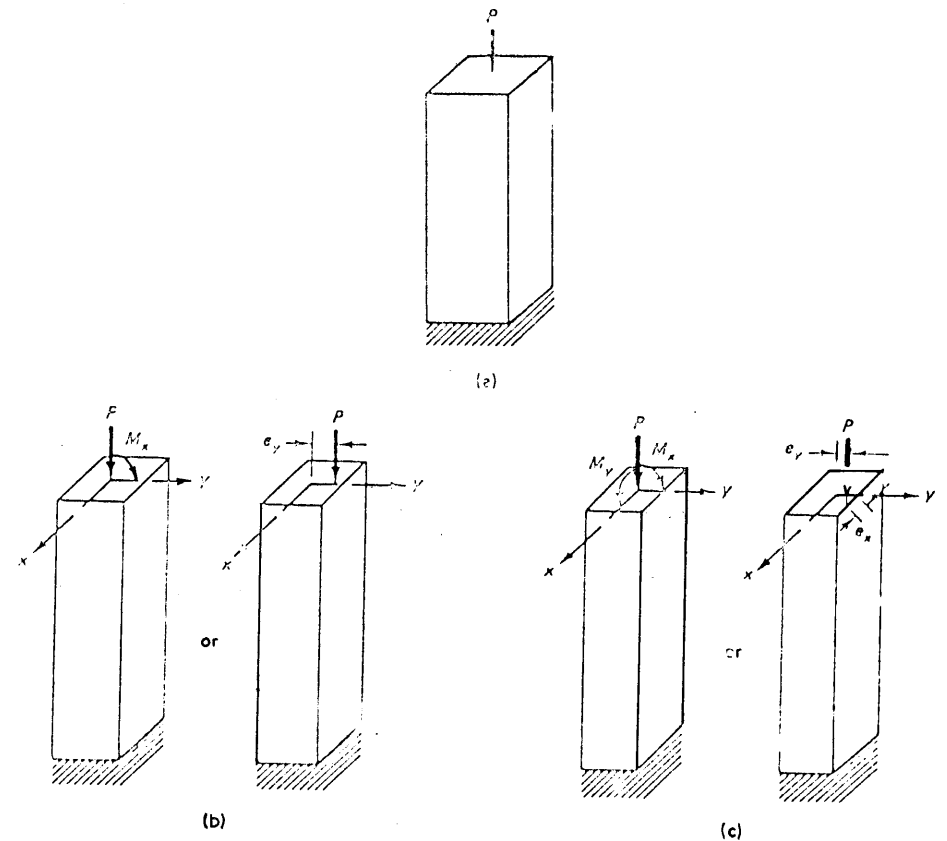


**Gambar 9.1** Jenis kolom berdasarkan bentuk dan macam penulangan: (a) kolom bersengkan; (b) kolom berspiral; (c) kolom komposit.

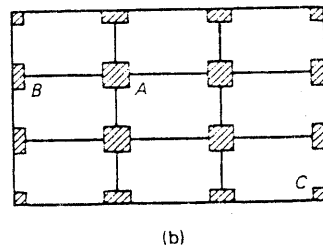
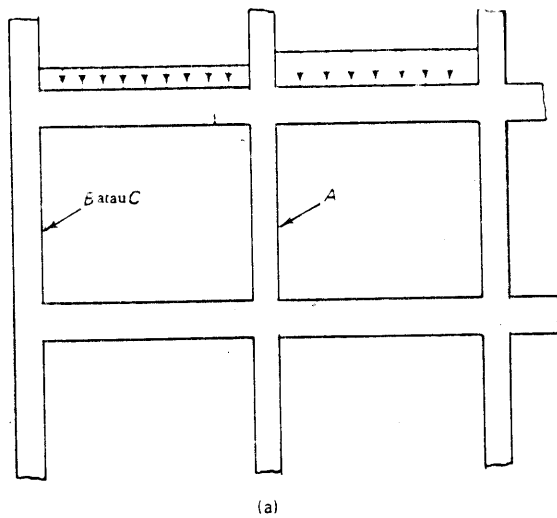
besar. Dengan demikian ada suatu transisi dari kolom pendek (runtuh karena material) ke kolom panjang (runtuh karena tekuk) yang terdefinisi dengan menggunakan perbandingan panjang efektif  $kl_u$  dengan jari-jari girasi  $r$ . Tinggi  $l_u$  adalah panjang tak tertumpu (unsupported length) kolom, dan  $k$  adalah faktor yang bergantung pada kondisi ujung kolom, dan kondisi adakah penahan deformasi lateral atau tidak. Sebagai



**Gambar 9.2** Perbandingan perilaku beban-deformasi antara kolom bersengkan dengan kolom berspiral.



**Gambar 9.3** Jenis kolom berdasarkan posisi beban pada penampang melintang: (a) kolom dengan beban sentris; (b) beban aksial ditambah momen satu sumbu (uniaxial); (c) beban aksial ditambah momen dua sumbu (biaxial).



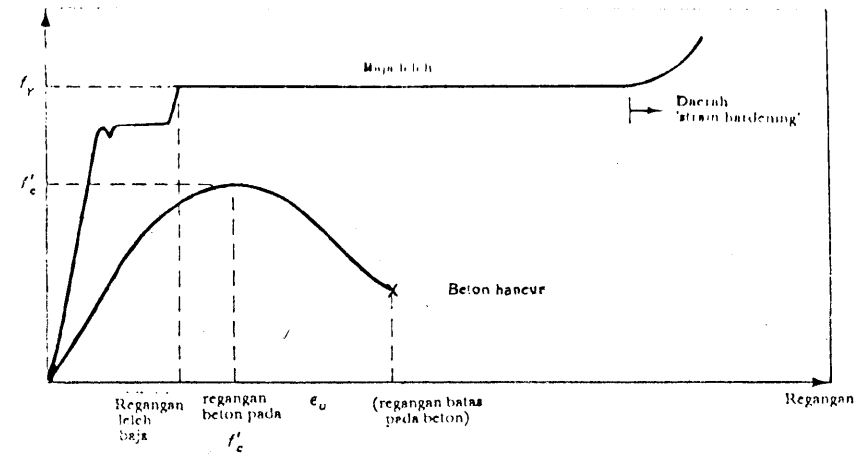
**Gambar 9.4** Lentur pada kolom: (a) tampak rangka (frame); (b) denah; A, kolom interior yang mengalami lentur uniaxial tidak simetris; B, kolom eksterior, lentur uniaxial; C, kolom pojok eksterior, lentur biaxial.

contoh, dalam hal kolom yang tidak ada penahan lateral (unbraced column), apabila angka  $kl_u/r \leq 22$ , maka kolom demikian diklasifikasikan sebagai kolom pendek sesuai dengan kriteria ACI. Apabila tidak demikian, kolom tersebut diklasifikasikan sebagai kolom panjang atau lazim disebut kolom langsing. Angka  $kl_u/r$  disebut *angka kelangsingan*.

### 9.3 KEKUATAN KOLOM PENDEK DENGAN BEBAN SENTRIS

Tinjaulah suatu kolom yang luas penampang brutonya  $A_g$  dengan lebar  $b$  dan tinggi total  $h$ , bertulangan baja dengan luas total  $A_{st}$  (terbagi pada semua sisi kolom). Luas bersih penampang beton adalah  $A_g - A_{st}$ .

Gambar 9.5 menyajikan riwayat pembebanan pada beton dan baja pada saat beban kolom meningkat. Pada awalnya, baik beton maupun baja, berperilaku elastis



**Gambar 9.5** Hubungan tegangan-regangan pada beton dan baja (beban sentris).

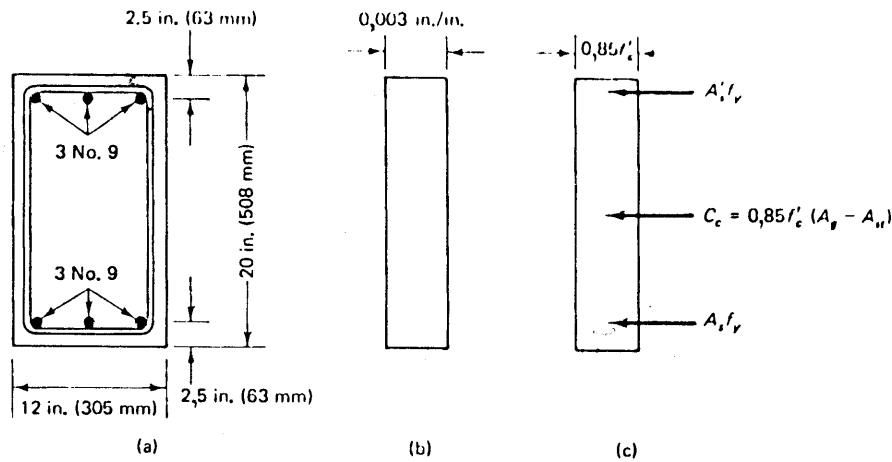
Pada saat regangannya mencapai sekitar 0,002 in./in. sampai 0,003 in./in., beton mencapai kekuatan maksimum  $f'_c$ . Secara teoretis, beban maksimum yang dapat dipikul oleh kolom adalah beban yang menyebabkan terjadinya tegangan  $f'_c$  pada beton. Penambahan beban lebih lanjut bisa saja terjadi apabila *strain hardening* pada baja terjadi di sekitar regangan 0,003 in./in.

Dengan demikian kapasitas beban sentris maksimum pada kolom dapat diperoleh dengan menambahkan kontribusi beton, yaitu  $(A_g - A_{st}) 0,85 f'_c$  dan kontribusi baja,  $A_{st} f_y$ .  $A_g$  adalah luas bruto total penampang beton, dan  $A_{st}$  adalah luas total tulangan baja =  $A_s + A'_s$ . Yang digunakan dalam perhitungan di sini adalah  $0,85 f'_c$ , bukan  $f'_c$ . Hal ini disebabkan oleh kekuatan maksimum yang dapat dipertahankan pada struktur aktual mendekati harga  $0,85 f'_c$ . Dengan demikian, kapasitas beban sentris maksimum adalah  $P_0$  yang dapat dinyatakan sebagai:

$$P_0 = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (9.1)$$

Perlu ditekankan di sini bahwa beban yang sentris menyebabkan tegangan tekan yang merata di seluruh bagian penampang. Ini berarti bahwa pada saat terjadi keruntuhan, tegangan dan regangannya akan merata di seluruh bagian penampang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.6.

Mengadakan eksentrisitas sebesar nol merupakan hal yang amat mustahil di dalam struktur aktual. Beberapa contoh yang dapat menyebabkan eksentrisitas sangat mudah terjadi adalah misalnya ketidaktepatan letak dan ukuran kolom, beban yang tidak simetris akibat perbedaan tebal plat di sekitar kolom, atau adanya ketidaksempurnaan lainnya. Dengan demikian perlu adanya suatu eksentrisitas minimum (yang dapat diterima) dalam arah tegak lurus sumbu lentur, yaitu 10% dari tebal kolom untuk kolom bersengkang dan 5% untuk kolom berspiral.



**Gambar 9.6** Geometri, regangan, dan tegangan kolom (beban sentris); (a) penampang melintang; (b) regangan beton; (c) tegangan (dan gaya-gaya).

Untuk mengurangi perhitungan eksentrisitas minimum yang diperlukan dalam analisis dan desain, peraturan ACI mensyaratkan suatu reduksi beban aksial sebesar 20% untuk kolom bersengkang dan 15% untuk kolom berspiral. Dengan menggunakan faktor-faktor ini, kapasitas beban aksial nominal pada kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada:

$$P_{n(max)} = 0.8 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (9.2)$$

untuk kolom bersengkang, dan

$$P_{n(max)} = 0.85 [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y] \quad (9.3)$$

untuk kolom berspiral.

Beban nominal ini masih harus direduksi lagi dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  seperti yang akan dibahas berikut ini. Biasanya untuk desain, besarnya  $(A_g - A_{st})$  dapat dianggap sama dengan  $A_g$  tanpa kehilangan ketelitian.

### 9.3.1 Contoh 9.1: Analisis Kolom Pendek Segiempat Bersengkang yang Dibebani Aksial

Suatu kolom pendek bersengkang hanya mengalami beban aksial. Kolom ini mempunyai geometri seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.6(a) dan mempunyai 3 tulangan No. 9 (diameter 28,6) pada masing-masing sisi kolom sejajar dengan sumbu lentur  $x$ .

Hitunglah kekuatan beban aksial nominal maksimum  $P_n(maks)$ . Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

**Solusi**

$$A_s = A'_s = 3 \text{ in.}^2 \text{ Dengan demikian, } A_{st} = 6 \text{ in.}^2$$

Dengan menggunakan persamaan 9.2 maka:

$$\begin{aligned} P_n(max) &= 0.8 \{0.85 \times 4000 [(12 \times 20) - 6] + 6 \times 60.000\} \\ &= 924.180 \text{ lb (4110 kN)} \end{aligned}$$

Apabila  $A_g - A_{st}$  diambil sama dengan  $A_g$ , maka:

$$\begin{aligned} P_n(max) &= 0.8(0.85 \times 4000 \times 12 \times 20 + 6 \times 60.000) \\ &= 940.800 \text{ lb (3180 kN)} \end{aligned}$$

Terlihat dari Gambar 9.6(b) dan (c) bahwa seluruh bagian penampang beton mengalami tegangan merata sebesar  $0.85f'_c$  dan regangan merata  $0.003 \text{ in./in.}$

### 9.3.2 Contoh 9.2: Analisis Kolom Pendek Bundar yang Dibebani Aksial

Suatu kolom pendek berspiral dengan diameter 20 in. mempunyai 6 tulangan memanjang No. 8 yang tersebar merata seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.7. Hitunglah kekuatan  $P_n(maks)$  kolom ini apabila mengalami pembebanan aksial saja. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

**Solusi**

$$A_{st} = 4,74 \text{ in.}^2$$

$$A_s = \frac{\pi}{4} (20)^2 = 314 \text{ in.}^2$$

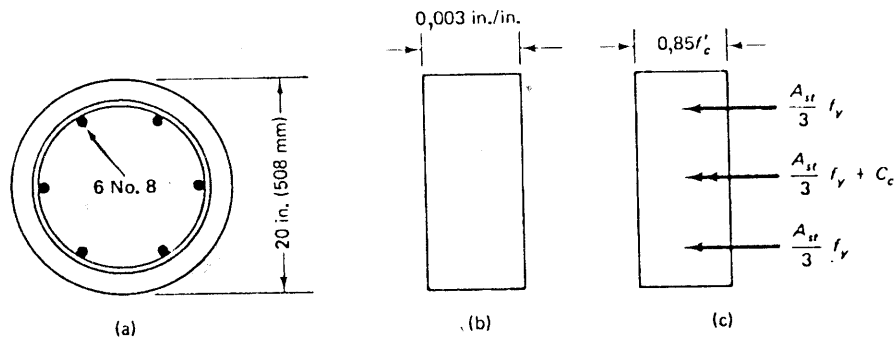
Dengan menggunakan persamaan 9.2 diperoleh:

$$\begin{aligned} P_n(max) &= 0.85 [0.85 \times 4000(314 - 4,74) + 4,74 \times 60.000] \\ &= 1.135.501 \text{ lb (5065 kN)} \end{aligned}$$

atau dengan menganggap  $A_g - A_{st} = A_g$ , maka:

$$P_n(max) = 0,85 [0,85 \times 4000 \times 314 + 4,74 \times 60.000]$$

$$= 1.149.200 \text{ lb (5062 kN)}$$



**Gambar 9.7** Geometri, regangan, dan tegangan kolom (beban sentris): (a) penampang melintang; (b) regangan beton; (c) tegangan (dan gaya-gaya).

## 9.4 KEKUATAN KOLOM YANG DIBEBANI EKSENTRIS: BEBAN AKSIAL DAN LENTUR

### 9.4.1 Perilaku kolom Pendek yang Dibebeani Eksentris

Prinsip-prinsip pada balok mengenai distribusi tegangan dan blok tegangan segiempat ekuivalennya dapat diterapkan juga pada kolom. Gambar 9.8 memperlihatkan penampang melintang suatu kolom segiempat tipikal dengan diagram distribusi regangan, tegangan, dan gaya padanya. Diagram ini berbeda dengan Gambar 5.4 dalam hal adanya gaya aksial memanjang  $P_n$  yang bekerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas  $e$  dari pusat plastis (atau bisa saja pusat geometri) penampang. Tinggi sumbu netral ini sangat menentukan kekuatan kolom.

Persamaan keseimbangan gaya dan momen dari Gambar 9.8 untuk kolom pendek dapat dinyatakan sebagai:

$$\text{gaya tahan aksial nominal } P_n \text{ dalam keadaan runtuh}$$

$$= C_c + C_s - T_s \quad (9.4)$$

Momen tahanan nominal  $M_n$ , yaitu sebesar  $P_n e$ , dapat diperoleh dengan menuliskan keseimbangan momen terhadap pusat plastis penampang. Untuk kolom yang penulangannya simetris, pusat plastisnya sama dengan pusat geometrisnya.

$$M_n = P_n e = C_c \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y}) \quad (9.5)$$

Karena

$$C_c = 0,85 f'_c b a$$

$$C_s = A'_s f'_s$$

$$T_s = A_s f_s$$

Persamaan 9.4 dan 9.5 dapat pula ditulis sebagai:

$$P_n = 0,85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (9.6)$$

$$M_n = P_n e = 0,85 f'_c b a \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (\bar{y} - d') + A_s f_s (d - \bar{y}) \quad (9.7)$$

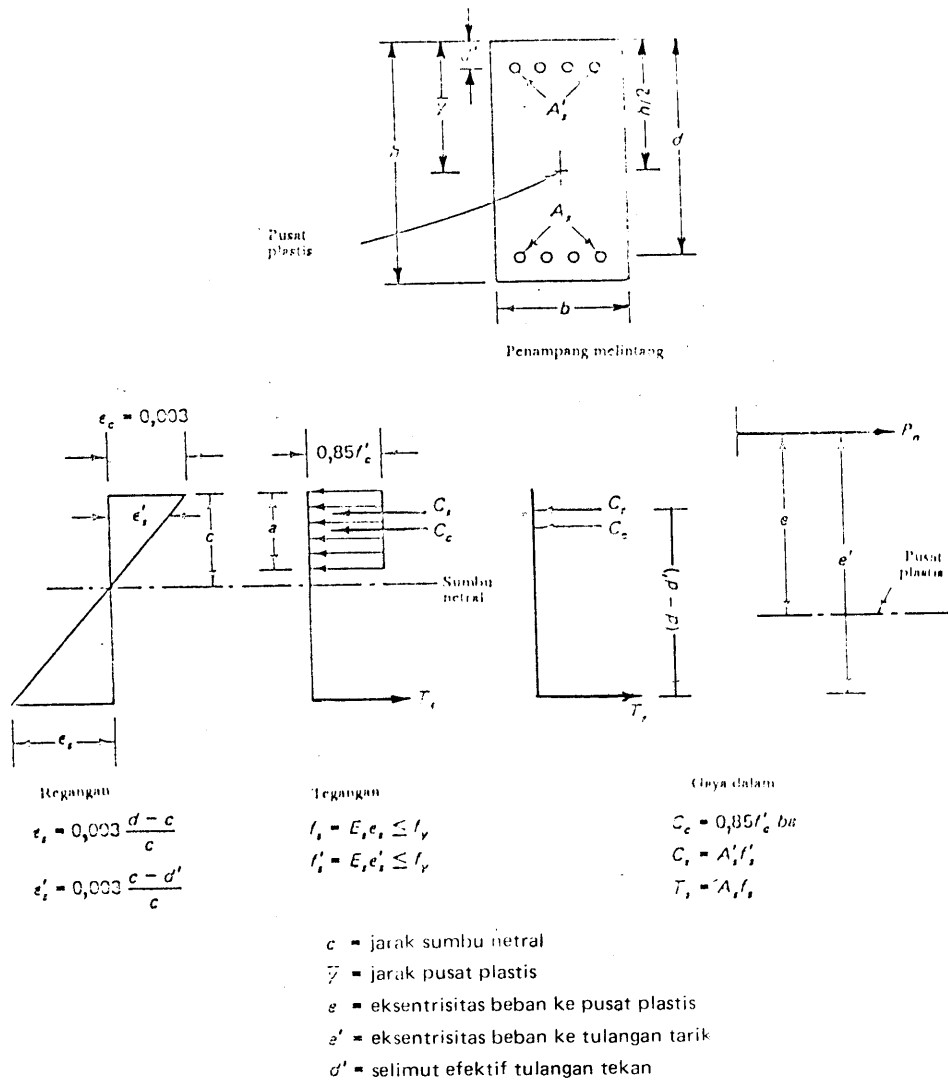
Dalam persamaan 9.6 dan 9.7, tinggi sumbu netral  $c$  dianggap kurang daripada tinggi efektif  $d$  penampang, juga baja pada sisi yang tertarik memang mengalami tarik. Kondisi ini dapat berubah apabila eksentrisitas  $e$  beban  $P_n$  sangat kecil. Untuk eksentrisitas yang kecil ini — yang seluruh bagian penampangnya mengalami tekan — kontribusi tulangan yang tertarik harus ditambahkan kepada kontribusi baja dan beton yang tertekan. Suku  $A_s f_s$  dalam persamaan 9.6 dan 9.7, dalam hal ini, mempunyai tanda positif karena semua tulangan baja mengalami tekan. Dalam persamaan ini juga diasumsikan bahwa  $(b a - A'_s) \approx b a$ , yaitu volume beton yang hilang akibat adanya tulangan diabaikan.

Jika dalam analisis atau desain digunakan komputer, solusi yang lebih halus dapat diperoleh. Dengan demikian luas beton yang tergantung oleh baja dapat ditinjau dalam solusi dengan bantuan komputer seperti yang disajikan pada Bab 13. Untuk sekadar membandingkan, di dalam contoh-contoh dalam bab ini dicantumkan pula hasil-hasil yang diperoleh dengan bantuan komputer. Dapat dilihat bahwa kekeliruan akibat pengabaian luas beton yang hilang tidak begitu berarti.

Perlu ditekankan di sini bahwa gaya aksial  $P_n$  tidak dapat melebihi kekuatan dengan aksial maksimum  $P_n(max)$  yang dihitung dengan menggunakan menggunakan persamaan 9.2. Tulangan tekan  $A'_s$  atau tulangan tarik  $A_s$  akan mencapai kekuatan lelehnya  $f_y$ , bergantung pada besarnya eksentrisitas  $e$ . Tegangan  $f'_s$  pada baja dapat mencapai  $f_y$  apabila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhannya berupa lelehnya tulangan baja, besaran  $f'_s$  harus disubstitusikan dengan  $f_y$ . Apabila  $f'_s$  atau  $f_s$  lebih kecil daripada  $f_y$ , maka yang disubstitusikan adalah tegangan aktualnya, yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga yang sebangun dengan distribusi regangan di seluruh tinggi penampang (Gambar 9.8), yaitu persamaan:

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = E_s \frac{0,003 (c - d')}{c} \leq f_y \quad (9.8)$$

$$f_s = E_s \epsilon_s = E_s \frac{0,003 (d - c)}{c} \leq f_y \quad (9.9)$$



Gambar 9.8 Tegangan dan gaya-gaya pada kolom.

**9.4.2 Persamaan-persamaan Dasar pada Kolom (Persamaan 9.6 dan 9.7) dan Prosedur Coba-coba dan-Penyesuaian untuk Analisis dan Desain Kolom**

Persamaan 9.6 dan 9.7 dapat dipakai untuk menentukan beban aksial nominal  $P_n$  yang dapat bekerja dengan aman pada eksentrisitas  $e$  untuk suatu kolom yang meny

alami beban eksentris. Apabila dipelajari lebih lanjut, pada kedua persamaan tersebut ada beberapa *anu* yang dapat diklasifikasikan sebagai:

1. Tinggi blok tegangan ekuivalen,  $a$
2. Tegangan pada baja yang tertekan,  $f'_s$
3. Tegangan pada baja yang tertarik,  $f_s$
4.  $P_n$  untuk suatu  $e$  yang diberikan, atau sebaliknya  $e$  untuk  $P_n$  yang diberikan

Tegangan  $f'_s$  dan  $f_s$  dapat dinyatakan dalam tinggi sumbu netral  $c$  seperti pada persamaan 9.8 dan 9.9, atau juga dalam  $a$ . Dua *anu* yang lain adalah  $a$  dan  $P_n$  dapat dipisahkan dengan menggunakan persamaan 9.6 dan 9.7. Akan tetapi, dengan menggabungkan persamaan 9.6 dan 9.9 akan dihasilkan persamaan pangkat tiga dengan peubah tinggi sumbu netral  $c$ . Selain itu, perlu juga dicek apakah tegangan pada baja memang benar lebih kecil daripada kekuatan lelehnya,  $f_y$ . Dengan demikian di sini dibahas suatu prosedur coba-coba dan penyesuaian untuk kasus umum analisis (maupun desain) pada kolom.

Untuk suatu geometri penampang dan eksentrisitas  $e$  yang diberikan, asumsikan besarnya jarak sumbu netral  $c$ . Dengan harga  $c$  ini dapat dihitung tinggi blok tegangan ekuivalen  $a$  dengan menggunakan  $a = \beta_1 c$ . Dengan menggunakan  $c$  yang diasumsikan tadi, hitung besarnya beban aksial nominal  $P_n$  dengan menggunakan persamaan 9.6 dan  $a = \beta_1 c$ . Hitung tegangan tekan  $f'_s$  dan tarik  $f_s$  pada baja dengan menggunakan persamaan 9.8 dan 9.9. Hitung juga eksentrisitas untuk beban  $P_n$  ini dengan menggunakan persamaan 9.7. Eksentrisitas ini harus sama atau cukup dekat dengan eksentrisitas yang diberikan semula. Apabila tidak memenuhi, maka ulangi semua langkah di atas sampai tercapai konvergensi. Apabila eksentrisitas yang dihitung lebih besar daripada eksentrisitas yang diberikan, ini berarti bahwa besarnya  $c$  (dan juga  $a$ ) lebih kecil daripada harga sesungguhnya. Dalam hal demikian, untuk langkah berikutnya gunakan harga  $c$  yang lebih besar.

Proses coba-coba-dan-penyesuaian ini dapat konvergen dengan cepat dan menjadi sangat mudah apabila digunakan suatu program komputer seperti yang dijelaskan pada Bab 13. Pembahasan di sini hanya dimaksudkan untuk menjelaskan kasus yang umum. Asumsi-asumsi yang berupa penyederhanaan dapat saja dilakukan untuk mempercepat iterasi.

**9.5 RAGAM KEGAGALAN MATERIAL PADA KOLOM**

Berdasarkan besarnya regangan pada tulangan baja yang tertarik (Gambar 9.8), penampang kolom dapat dibagi menjadi dua kondisi awal keruntuhan, yaitu:

1. Keruntuhan tarik, yang diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik.
2. Keruntuhan tekan, yang diawali dengan hancurnya beton yang tertekan.

Kondisi *balanced* terjadi apabila keruntuhan diawali dengan lelehnya tulangan yang tertarik sekaligus juga hancurnya beton yang tertekan.

Apabila  $P_n$  adalah beban aksial dan  $P_{nb}$  adalah beban aksial pada kondisi *balanced*, maka:

$$\begin{aligned} P_n < P_{nb} & \quad \text{keruntuhan tarik} \\ P_n = P_{nb} & \quad \text{keruntuhan } \textit{balanced} \\ P_n > P_{nb} & \quad \text{keruntuhan tekan} \end{aligned}$$

Dalam segala hal, keserasian regangan (strain compatibility) harus tetap terpenuhi.

### 9.5.1 Keruntuhan *Balanced* pada Penampang Kolom Segiempat

Jika eksentrisitas semakin kecil, maka akan ada suatu transisi dari keruntuhan tarik utama ke keruntuhan tekan utama. Kondisi keruntuhan *balanced* tercapai apabila tulangan tarik mengalami ragangan lelehnya  $E_y$ , dan pada saat itu pula beton mengalami regangan batasnya (0.003 in./in.) dan mulai hancur.

Dari segitiga yang sebangun dapat diperoleh persamaan tinggi sumbu netral pada kondisi *balanced*,  $c_b$ , yaitu (Gambar 9.8):

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.003}{0.003 + f_y/E_s} \quad (9.10a)$$

atau dengan menggunakan  $E_s = 29 \times 10^6$  psi:

$$c_b = d \frac{87.000}{87.000 + f_y} \quad (9.10b)$$

$$a_b = \beta_1 c_b = \beta_1 d \frac{87.000}{87.000 + f_y} \quad (9.11)$$

Beban aksial nominal pada kondisi *balanced*  $P_{nb}$  dan eksentrisitasnya  $e_b$  dapat ditentukan dengan menggunakan  $a_b$  pada persamaan 9.6 dan 9.7.

$$P_{nb} = 0,85f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y \quad (9.12)$$

$$M_{nb} = P_{nb} e_b = 0,85f'_c b a_b \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (\bar{y} - d') + A_s f_y (d - \bar{y}) \quad (9.13)$$

di mana

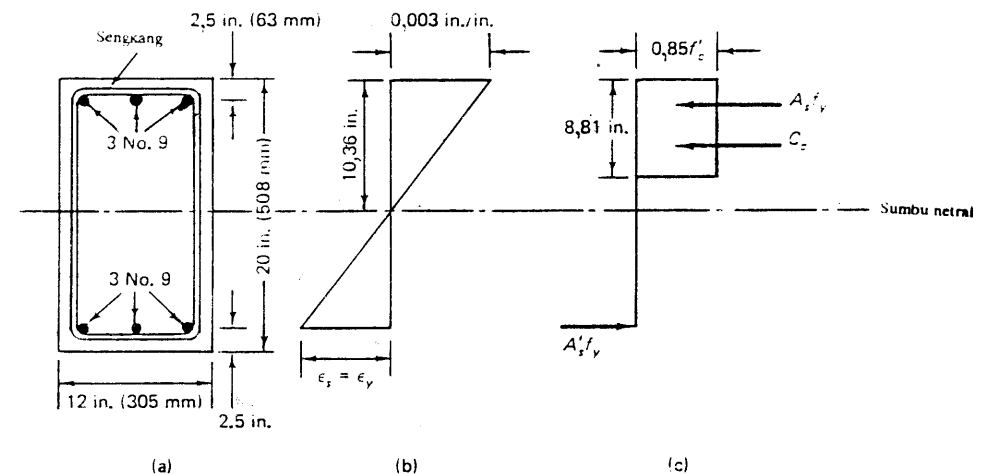
$$f'_s = 0,003 E_s \frac{c_b - d'}{c_b} \leq f_y \quad (9.14)$$

dan  $\bar{y}$  adalah jarak tepi tertekan ke pusat plastis atau pusat geometris. Perlu dicatat bahwa karena  $a_b$  dan  $f'_s$  diketahui, maka baik  $P_{nb}$  maupun  $e_b$  dapat dihitung tanpa memerlukan suatu coba-coba. Apabila  $A'_s = A_s$ , maka  $\bar{y} = 0,56$ .

### 9.5.2 Contoh 9.3: Analisis Kolom yang Mengalami Keruntuhan *Balanced*

Hitunglah beban *balanced* nominal  $P_{nb}$  pada contoh 9.1 dan eksentrisitas untuk kondisi keruntuhan *balanced* apabila kolom yang diperlihatkan pada Gambar 9.9 mengalami beban aksial dan momen lentur. Diberikan:

$$\begin{aligned} b &= 12 \text{ in.} \\ d &= 17,5 \text{ in.} \\ h &= 20 \text{ in.} \\ d' &= 2,5 \text{ in.} \\ A_s = A'_s &= 3,0 \text{ in.}^2 \\ f'_c &= 4000 \text{ psi} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi} \end{aligned}$$



Gambar 9.9 Geometri kolom dan diagram tegangan-regangannya (keruntuhan *balanced*): (a) penampang melintang; (b) regangan *balanced*; (c) tegangan.



### Solusi

Dengan menggunakan persamaan 9.19b diperoleh:

$$c_b = 17,5 \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 10,36 \text{ in.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \times 10,36 = 8,81 \text{ in.}$$

$$f'_s = 0,003E_s \frac{c_b - d'}{c_b} \leq f_y$$

$$= (0,003)(29 \times 10^6) \frac{10,36 - 2,5}{10,36} = 66.006 \text{ psi} > f_y$$

Dengan demikian:

$$f'_s = f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Dengan menggunakan persamaan 9.12 diperoleh:

$$P_{nb} = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 8,81 + 3 \times 60.000 - 3 \times 60.000$$

$$= 359.448 \text{ lb}$$

Dengan persamaan 9.13 dan  $y = h/2 = 10 \text{ in.}$  maka:

$$M_{nb} = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 8,81 \left( 10 - \frac{8,81}{2} \right) + 3 \times 60.000$$

$$(10 - 2,5) - 3 \times 60.000(17,5 - 10)$$

$$= 4.711.111 \text{ in.-lb (532 kN-m)}$$

$$c_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{4.711.111}{359.448} = 13,1 \text{ in. (333 mm)}$$

(Apabila hilangnya volume beton juga diperhatikan, maka didapat  $P_{nb} = 348.986 \text{ lb}$  dan  $c_b = 13,3 \text{ in.}$ )

### 9.5.2 Keruntuhan Tarik pada Penampang Kolom Segiempat

Awal keadaan runtuh dalam hal eksentrisitas yang besar dapat terjadi dengan lelehnya tulangan baja yang tertarik. Peralihan dari keruntuhan tekan ke keruntuhan tarik terjadi pada  $e = e_b$ . Jika  $e$  lebih besar daripada  $e_b$  atau  $P_n < P_{nb}$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik yang diawali oleh lelehnya tulangan tarik. Persamaan 9.6 dan 9.7 dapat digunakan untuk analisis (dan desain) dengan mensubstitu-

sikan tegangan leleh  $f_y$  sebagai tegangan pada tulangan tarik. Tegangan  $f'_s$  pada tulangan tekan dapat lebih kecil atau sama dengan tegangan leleh baja, dan tegangan tekan aktual  $f'_s$  ini dapat dihitung dengan menggunakan persamaan 9.8.

Dalam praktek biasanya digunakan penulangan yang simetris, yaitu  $A'_s = A_s$ , dengan maksud mencegah kekeliruan dalam penempatan tulangan tarik dan tulangan tekan. Penulangan yang simetris juga diperlukan apabila ada kemungkinan tegangan berbalik tanda, misalnya karena arah angin atau gempa yang berbalik.

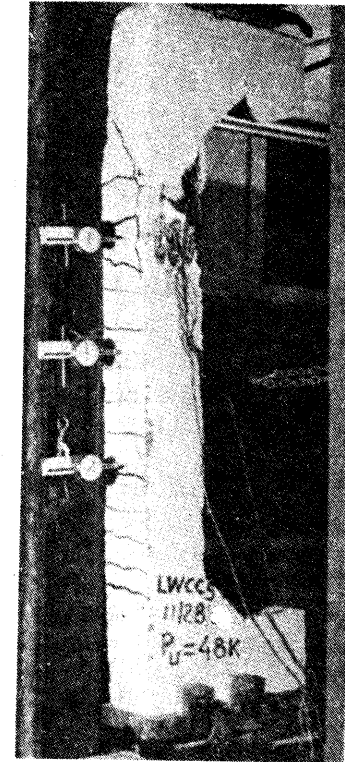


Foto 51 Kolom yang dibebani eksentris dalam keadaan limit keruntuhan (limit state of failure).

Apabila tulangan tekan diasumsikan telah leleh, dan  $A'_s = A_s$ , maka persamaan 9.6 dan 9.7 dapat ditulis sebagai:

$$P_n = 0,85f'_c b a \quad (9.15)$$

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c b a \left( v - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (v - d') + A_s f_y (d - v) \quad (9.16a)$$

atau

$$M_n = P_n e = 0,85f'_c b a \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (9.16b)$$

Dalam persamaan 9.16b, pusat plastis (atau pusat geometris) diganti dengan  $h/2$  untuk tulangan simetris, dan  $A'_s$  diganti dengan  $A_s$ .

Selain itu, persamaan 9.15 dan 9.16b dapat digabungkan sehingga menghasilkan satu persamaan untuk mencari  $P_n$ . Dengan mengganti  $0,85f'_c$  dalam persamaan 9.16b dengan persamaan 9.15, maka:

$$P_n e = P_n \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (9.16c)$$

Karena  $a = P_n / 0,85f'_c b$  dari persamaan 9.15, diperoleh:

$$P_n e = P_n \left( \frac{h}{2} - \frac{P_n}{1,7f'_c b} \right) + A_s f_y (d - d') \quad (9.16d)$$

$$\frac{P_n^2}{1,7f'_c b} - P_n \left( \frac{h}{2} - e \right) - A_s f_y (d - d') = 0 \quad (9.16e)$$

Jika

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} \quad (9.16f)$$

$$P_n = 0,85f'_c b \left[ \left( \frac{h}{2} - e \right) + \sqrt{\left( \frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{2A_s f_y (d - d')}{0,85f'_c b}} \right] \quad (9.17)$$

dan jika

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} \quad (9.18)$$

maka persamaan 9.16e dapat ditulis kembali sebagai:

$$P_n = 0,85f'_c b d \left[ \frac{h - 2e}{2d} + \sqrt{\left( \frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (9.19)$$

Dengan mengganti  $e$  (jarak antara pusat plastis dengan titik tangkap gaya) dengan  $e$ , (jarak antara tulangan tarik dengan titik tangkap gaya), persamaan 9.19 dapat juga ditulis sebagai:

$$P_n = 0,85f'_c b d \left[ \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2m\rho \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} \right] \quad (9.20)$$

Perlu dicatat bahwa  $e' = [e + (d - h)]$  dari Gambar 9.8 dan

$$\frac{h}{2d} = 1 - \frac{e'}{d}$$

Untuk kasus yang tidak standar yang penulangannya tidak simetris yaitu jika  $\rho$  tidak sama dengan  $\rho'$ , dan jika hilangnya volume beton yang digantikan oleh tulangan tekan juga diperhatikan (dalam persamaan 9.15 dan 9.16a), maka kontribusi gaya tekan beton  $C_c$  berubah dari  $0,85f'_c b a$  menjadi  $0,85f'_c (b a - A'_s)$  dan persamaan 9.19 berubah menjadi:

$$P_n = 0,85f'_c b d \left[ \rho'(m - 1) - \rho m + \left( 1 - \frac{e'}{d} \right) \right] + \sqrt{\left( 1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2 \left[ \frac{e'}{d} (\rho m - \rho' m + \rho') + \rho'(m - 1) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right]} \quad (9.21)$$

di mana  $e'$  adalah jarak antara gaya aksial  $P_n$  dan tulangan tarik (atau disebut juga eksentrisitas terhadap tulangan tarik).

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (9.22a)$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad (9.22b)$$

Persamaan 9.20 dan 9.21 hanya berlaku apabila tulangan tekan telah leleh. Apabila belum leleh, maka persamaan 9.6, 9.7, dan 9.8 harus digunakan untuk memperoleh  $P_n$ . Contoh 9.4 dan 9.7 mengilustrasikan proses desain pada kolom yang mengalami keruntuhan tarik.

#### 9.5.4 Contoh 9.4: Analisis Kolom yang mengalami Keruntuhan Tarik: Tegangan pada Tulangan Tekan Sama dengan Tegangan Leleh.

Hitunglah beban aksial nominal  $P_n$  untuk penampang dalam contoh 9.1 (lihat Gambar 9.10) apabila beban tersebut bekerja dengan eksentrisitas  $e = 14$  in. (356 mm). Di-berikan:

$$b = 12 \text{ in.}$$

$$d = 17,5 \text{ in.}$$

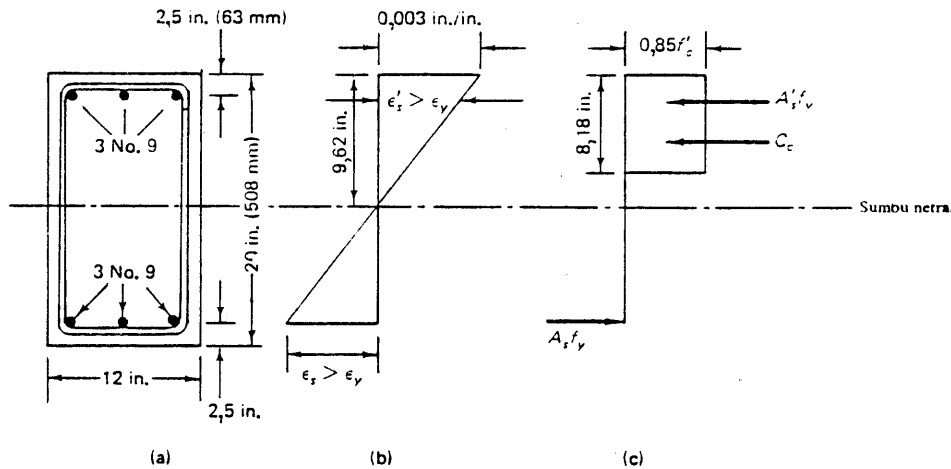
$$h = 20 \text{ in.}$$

$$d' = 2,5 \text{ in.}$$

$$A_s = A'_s = 3 \text{ in.}^2$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$



Gambar 9.10 Geometri kolom beserta diagram tegangan dan regangannya (keruntuhan tarik): (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

### Solusi

Dengan menggunakan hasil contoh 9.3,  $e_b = 13,1 \text{ in.} < e = 14 \text{ in.}$  Dengan demikian kegagalan yang terjadi diawali dengan lelehnya tulangan tarik

$$\rho = \rho' = \frac{A_s}{bd} = \frac{3}{12 \times 17,5} = 0,0143$$

$$m = \frac{60.000}{0,85 \times 4000} = 17,65$$

$$\frac{h}{2d} = \frac{2e}{d} \quad \text{atau} \quad 1 - \frac{e'}{d} = \frac{20 - 2 \times 14}{2 \times 17,5} = -0,2286$$

$$1 - \frac{d'}{d} = 1 - \frac{2,5}{17,5} = 0,8571$$

Dengan menggunakan persamaan 9.19 atau 9.20 diperoleh:

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 17,5$$

$$[-0,2286 + \sqrt{(0,2286)^2 + 2 \times 17,65 \times 0,0143 \times 0,8571}] = 333.979 \text{ lb}$$

$$a = \frac{P_n}{0,85 f'_c b} = \frac{333.979}{0,85 \times 4000 \times 12} = 8,19 \text{ in.}$$

$$c = \frac{8,19}{0,85} = 9,63 \text{ in.}$$

$$f'_s = 0,003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{9,63 - 2,5}{9,62} \right)$$

$$= 64.414 \text{ psi} > f_y, \text{ maka } f'_s = f_y \text{ O.K.}$$

$$P_n = 333.438 \text{ lb (1500.47 kN)} \text{ dengan eksentrisitas } e = 14 \text{ in. (356,6 mm)}$$

(Jika hilangnya beton yang digantikan oleh tulangan ikut diperhitungkan, maka didapat  $P_n = 328.970 \text{ lb.}$ ) Apabila  $f'_s$  lebih kecil dari  $f_y$ , maka diperlukan coba-coba dan penyesuaian di dalam analisisnya.

Perlu ditekan bahwa dalam setiap masalah analisis (maupun desain), besarnya  $P_{nb}$ ,  $M_{nb}$ , dan juga  $e_b$  harus dievaluasi untuk digunakan dalam menyelidiki apakah persamaan yang dipakai (keruntuhan tekan atau tarik) sudah benar digunakan dalam penyelesaiannya.

### 9.5.5 Contoh 9.5: Analisis Kolom yang Mengalami Keruntuhan Tarik; Tegangan pada Baja yang Tertekan Lebih Kecil daripada Tegangan Leleh

Suatu kolom pendek beton bertulang berpenampang segiempat dan berukuran 12 in. x 15 in. (305 mm x 381 mm), seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.11, mengalami pembebanan aksial yang eksentrisitasnya  $e = 12 \text{ in. (305 mm)}$ . Hitung beban nominal (beban yang masih aman)  $P_n$  dan momen nominal penampang kolom tersebut. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}, \text{ beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

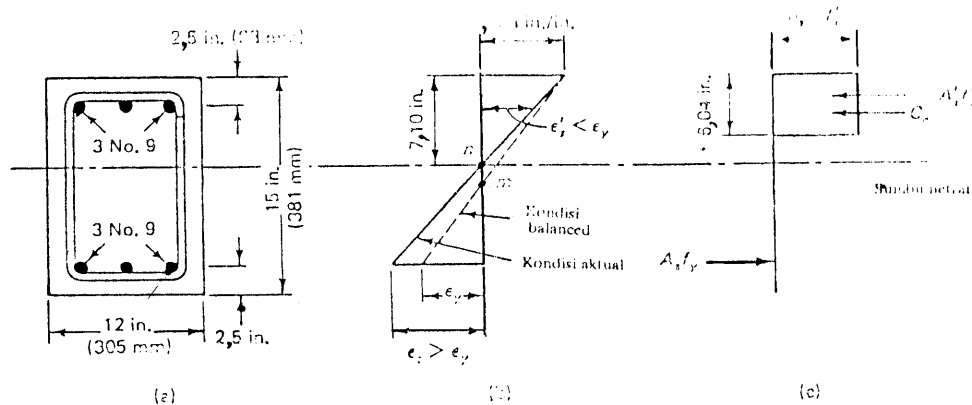
Tulangan memanjang pada kolom ini adalah tiga tulangan No. 9 (diameter 28,7 mm), baik untuk tekan maupun untuk tarik.

### Solusi

Untuk menentukan apakah keruntuhan yang terjadi diawali dengan hancurnya beton atau lelehnya baja, dihitung dahulu  $e_b$  dan  $P_{nb}$ .

$$A_s = A'_s = 3 \text{ in.}^2 (19,4 \text{ cm}^2)$$

$$d = 12,5 \text{ in.}$$



**Gambar 9.11** Geometri kolom dan tegangan regangannya (keruntuhan tarik,  $f_s' < f_y$ ): (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

$$c = \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \cdot 12,5 = 7,4 \text{ in.}$$

$$a_b = 0,85 \times 7,4 = 6,3 \text{ in.}$$

$$f_s' = 29 \times 10^6 \times 0,003 \frac{7,4 - 2,5}{7,4} = 57.609 \text{ psi} < f_y$$

Dengan demikian tulangan tekan belum leleh.

$$P_{nb} = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 6,3 + 3 \times 57.609 - 3 \times 60.000 = 249.867 \text{ lb}$$

$$M_{sb} = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 6,3 \left( \frac{15}{2} - \frac{6,3}{2} \right) + 3 \times 57.609 \left( \frac{15}{2} - 2,5 \right) + 3 \times 60.000 \left( 12,5 - \frac{15}{2} \right) = 2.882.259 \text{ in.-lb}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{2.882.259}{249.867} = 11,5 \text{ in.}$$

Eksentrisitas yang ditentukan pada soal,  $e = 12 \text{ in.}$  ternyata lebih besar daripada  $e_b$ . Ini berarti kegagalan akan diawali dengan lelehnya tulangan baja. Titik  $m$  dalam diagram regangan (Gambar 9.11(b)) menunjukkan posisi sumbu netral pada kondisi *balanced*. Pada kondisi ini – dari perhitungan – terlihat bahwa regangan tulangan tekan lebih kecil daripada regangan lelehnya. Bila posisi sumbu netral beralih ke titik

$n$  (yaitu bila awal keruntuhan adalah lelehnya tulangan tarik), maka regangan  $\epsilon_s'$  pada tulangan tekan akan lebih kecil dibandingkan dengan pada kondisi *balanced*, jadi lebih kecil daripada  $\epsilon_b$ . Dengan demikian perlu ada coba-coba-dan-penyesuaian (trial-and-adjustment) untuk menghitung  $P_n$ . Karena  $c_b = 7,4 \text{ in.}$ , asumsikan tinggi sumbu netral yang sedikit lebih kecil dari ini, misalnya dicoba  $c = 7,10 \text{ in.}$

$$a = 0,85 \times 7,10 = 6,04 \text{ in.}$$

$$f_s' = 29 \times 10^6 \times 0,003 \left( \frac{7,10 - 2,5}{7,10} \right) = 56.366 \text{ psi}$$

Karena keruntuhannya berupa keruntuhan tarik, maka tegangan pada tulangan tarik adalah tegangan leleh, atau

$$f_s = f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 6,04 + 3 \times 56.366 - 3 \times 60.000 = 235.531 \text{ lb}$$

$$M_n = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 6,04(7,5 - 3,02) + 3 \times 56.366 \times 5 + 3 \times 60.000 \times 5 = 2.849.508 \text{ in.-lb (322 kN-m)}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 12,10 \text{ in. (305 mm)}$$

Dengan demikian:

$$P_n = 236.000 \text{ lb (1050 kN)}$$

Apabila hilangnya beton akibat adanya tulangan diperhitungkan maka didapat: ( $P_n = 235.050 \text{ lb.}$ )

### 9.5.6 Kegagalan Tekan pada Penampang Kolom Segi Empat

Agar dapat terjadi keruntuhan yang diawali dengan hancurnya beton, eksentrisitas  $e$  gaya normal harus lebih kecil daripada eksentrisitas *balanced*  $e_b$  dan tegangan pada tulangan tariknya lebih kecil daripada tegangan leleh, yaitu  $f_s < f_y$ .

Dalam proses analisis (maupun desain) diperlukan persamaan dasar keseimbangan, yaitu persamaan 9.6 dan 9.7. Selain itu diperlukan pula prosedur coba-coba-dan-penyesuaian dan adanya keserasian regangan di seluruh bagian penampang. Rangkaian prosedur ini dirangkum dalam Bab 9.4.2. Contoh berikut ini dimaksudkan sebagai ilustrasi pelaksanaan prosedur tersebut di dalam analisis dan desain kolom beton bertulang.

9.5.7 Contoh 9.6: Analisis Kolom yang Keruntuhan Berupa Keruntuhan Tekan; Prosedur Coba-coba dan-Penyesuaian

Hitunglah beban nominal  $P_n$  penampang dalam contoh 9.1 (lihat Gambar 9.12) apabila beban ini mempunyai eksentrisitas  $e = 10$  in. (254 mm). Diberikan:

- $b = 12$  in. (305 mm)
- $d = 17,5$  in. (445 mm)
- $h = 20$  in. (508 mm)
- $d' = 2,5$  in.
- $A_s = A'_s = 3,0$  in.<sup>2</sup> (1940 mm<sup>2</sup>)
- $f'_c = 4000$  psi (27,6 MPa)
- $f_y = 60.000$  psi (414 MPa)

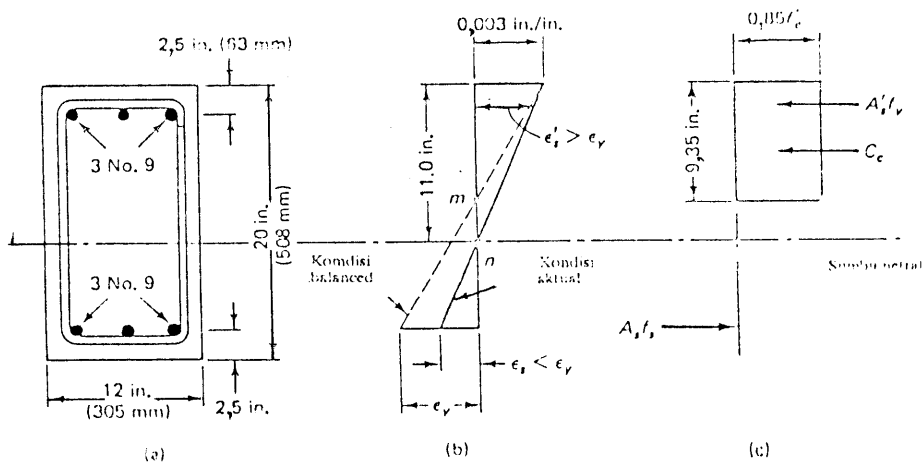
Solusi

Dengan menggunakan hasil Contoh 9.3, eksentrisitas untuk keruntuhan *balanced* adalah  $e_b = 13,1$  in. Eksentrisitas ini lebih besar daripada eksentrisitas yang diberikan pada soal ini. Dengan demikian keruntuhan yang terjadi dan diawali dengan hancurnya beton pada sisi yang tertekan.

Coba-coba I

Anggap bahwa:

- $c = 11,0$  in. (254 mm)
- $a = \beta_1 c = 0,85 \times 11,0 = 9,35$  in.



Gambar 9.12 Geometri kolom-diagram tegangan dan regangan untuk keruntuhan tekan: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

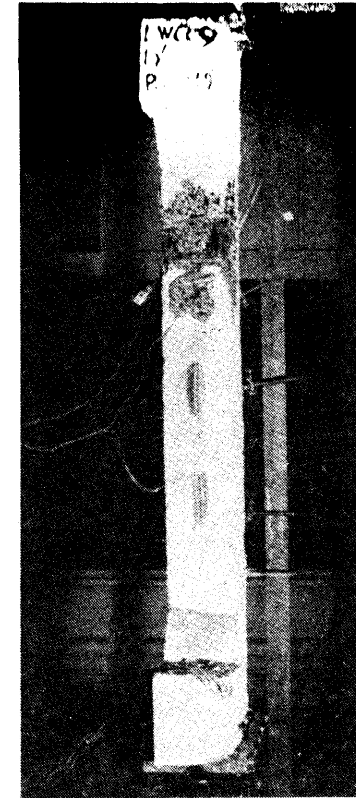


Foto 52 Keruntuhan sisi yang tertekan pada kolom yang mengalami pembebanan eksentris. (Tes oleh Nawy dkk.)

Dengan menggunakan persamaan 9.8:

$$f'_s = 29 \times 10^6 \times 0,003 \left( \frac{11,0 - 2,5}{11,0} \right) = 67.227 \text{ psi} > f_y$$

Dengan demikian:

$$f'_s = f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Dengan menggunakan persamaan 9.8:

$$f_s = 29 \times 10^6 \times 0,003 \left( \frac{17,5 - 11,0}{11,0} \right) = 51.409 \text{ psi}$$

Dengan menggunakan persamaan 9.6:

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 12 \times 9,35 + 3 \times 60.000 + 3 \times 51.409 = 407.253 \text{ lb}$$

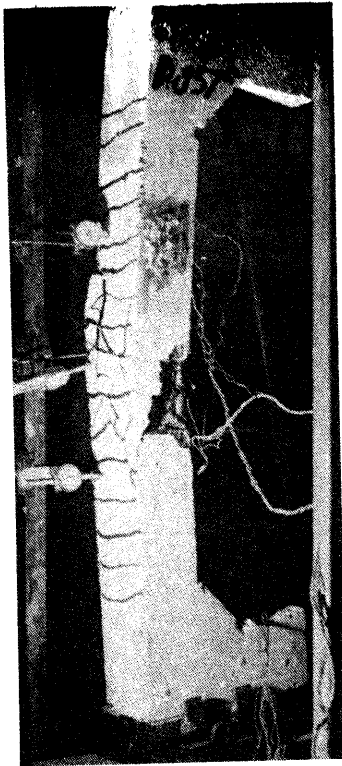


Foto 53 Lepasnya selimut beton dan keadaan *rupture* sisi tertarik dari kolom yang dibebani eksentris. (Tes oleh Nawy dkk.)

Dengan menggunakan persamaan 9.7:

$$M_n = 0.85 \times 4000 \times 12 \times 9.35 \left( 10 - \frac{9.35}{2} \right) + 3 \times 60.000 (10 - 2.5) + 3 \times 51.409 (17.5 - 10) = 4.538.083 \text{ in.-lb}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = 11.14 \text{ in.} > 10 \text{ in}$$

Dengan demikian gaya aksial sebesar 407.253 lb dapat bekerja pada kolom ini dengan eksentrisitas 11.14 in.

#### Coba-coba 2

Anggap bahwa  $c = 11.5$  in. Dengan demikian,  $a = 0.85 \times 11.5 = 9.77$  in.

$$f'_s = 60.000 \text{ psi}$$

$$f_s = 45.391 \text{ psi}$$

$$P_n = 442.647 \text{ lb}$$

$$M_n = 4.410.218 \text{ in.-lb}$$

$$e = 9.96 \text{ in.} \approx \text{eksentrisitas yang diberikan (} = 10 \text{ in.)}$$

Dengan demikian, untuk  $e = 10$  in. (254 mm),  $P_n$  dapat dianggap sebesar 442.647 lb. (Apabila volume bagian beton yang tergantikan oleh baja ikut diperhitungkan, maka akan diperoleh  $P_n = 432.445$  lb.)

#### 9.5.8 Kasus Umum pada Kolom Bertulangan pada Empat Sisi: Solusi Eksak

Apabila suatu kolom segiempat mempunyai tulangan pada keempat sisinya, dan semua tulangan yang sejajar tidak simetris, maka solusinya harus dicari berdasarkan prinsip-prinsip pertamanya. Untuk itu persamaan 9.6 dan 9.7 harus disesuaikan dahulu. Kontrol keserasian regangan harus tetap dipertahankan di seluruh bagian penampang.

Gambar 9.13 memperlihatkan kolom yang bertulangan pada keempat sisinya. Anggapan yang digunakan di sini adalah:

$G_{sc}$  = titik berat gaya tekan pada tulangan tekan

$G_{st}$  = titik berat gaya tarik pada tulangan tarik

$F_{sc}$  = resultan gaya tekan pada tulangan =  $\Sigma A'_s f'_{sc}$

$F_{st}$  = resultan gaya tarik pada tulangan =  $\Sigma A_s f_{st}$

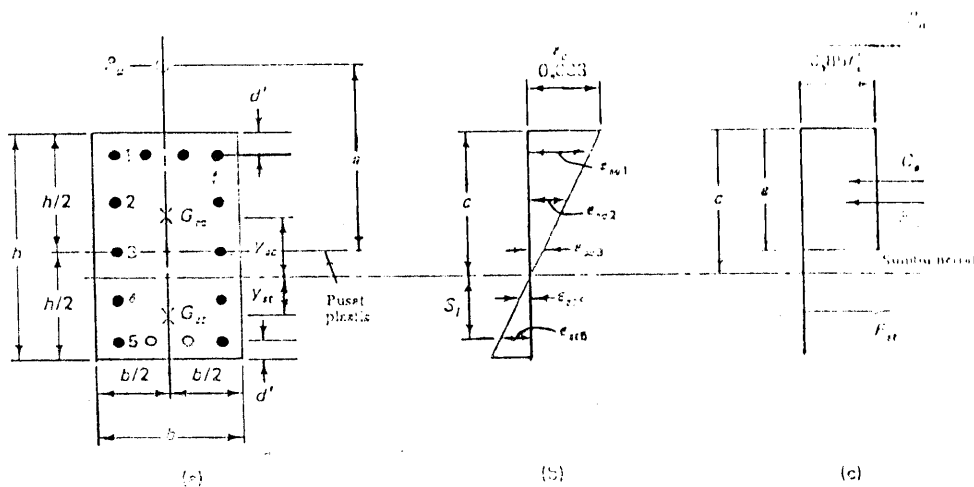
Keseimbangan antara gaya-gaya dalam dengan momen dan gaya luar harus terpenuhi yaitu:

$$P_n = 0.85 f'_c b \beta_1 c + F_{sc} - F_{st} \quad (9.23)$$

$$P_n e = 0.85 f'_c b \beta_1 c \left( \frac{h}{2} - \frac{1}{2} \beta_1 c \right) + F_{sc} y_{sc} + F_{st} y_{st} \quad (9.24)$$

Coba-coba-dan-penyesuaian diterapkan dengan menggunakan suatu asumsi tinggi garis netral  $c$ , yang berarti pula tinggi blok tegangan ekuivalen  $a$  diketahui. Besarnya regangan pada setiap lapis (layer) tulangan ditentukan dengan menggunakan distribusi regangan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.13(b) untuk menjamin terpenuhinya keserasian regangan. Tegangan pada setiap tulangan diperoleh dengan menggunakan persamaan:

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} = E_s \epsilon_c \frac{s_i}{c} = 87.000 \frac{c}{c} \frac{s_i}{c} \quad (9.25)$$



Gambar 9.13 Kolom yang mempunyai tulangan pada keempat sisinya: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) gaya-gaya.

baja ini diperlukan proses coba-coba dan penyesuaian, maka untuk mempercepat analisisnya diperlukan suatu persamaan empiris yang langsung. Perencana yang sudah biasa menggunakan komputer dapat saja memanfaatkannya tanpa harus menggunakan persamaan empiris dari Whitney. Bab 13 membahas metode eksak untuk analisis dan desain kolom segiempat maupun lingkaran beserta pengecekan keserasian regangannya di seluruh bagian penampang, dengan menggunakan bantuan program komputer yang dibuat untuk tujuan ini. Para pembaca buku ini dapat menggunakan diagram alir yang rinci pada Bab 13.

Solusi Whitney didasarkan atas asumsi-asumsi sebagai berikut:

1. Tulangan diletakkan secara simetris pada satu lapisan yang sejajar dengan sumbu lentur penampang segiempat.
2. Tulangan tekuk telah leleh.
3. Luas beton yang tergantikan oleh tulangan tekan diabaikan terhadap luas beton tertekan total, dengan demikian tidak ada koreksi terhadap luas beton yang tertekan.
4. Untuk memperhitungkan kontribusi  $C_c$  dari beton, tinggi blok tegangan ekuivalen dianggap sebesar  $0,54d$ , yaitu sepadan dengan harga  $a$  rata-rata untuk penampang segi empat dalam kondisi *balanced*.
5. Kurva interaksi dalam daerah tekan adalah garis lurus seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.17.

di mana  $f_{si}$  haruslah  $\leq f_y$ .

Carilah  $P_n$  untuk  $c$  yang diasumsikan tadi dengan menggunakan persamaan 9.23. Substitusikan besarnya gaya normal tersebut ke dalam persamaan 9.24, dan peroleh  $c$ . Apabila  $c$  ini belum cukup dekat dengan  $c$  yang diasumsikan semula, lakukan coba-coba berikutnya. Gaya tahanan nominal  $P_n$  yang sesungguhnya pada penampang ini adalah yang diperoleh pada coba-coba terakhir sehubungan dengan  $c$  yang sudah benar.

Dalam banyak hal, disarankan untuk selalu menggunakan tulangan baja pada sisi yang tegak lurus terhadap sumbu lentur – sekalipun secara teoretis tidak diperlukan paling sedikit 25% dari luas tulangan memanjang utamanya.

Dalam banyak hal, metode Whitney menghasilkan solusi yang konservatif apabila beban rencana  $P_u$  mempunyai harga yang lebih tinggi daripada beban *balanced*  $P_{ub}$ , seperti pada contoh 9.7(a), dan eksentrisitas eksternal  $e$  sangat kecil. Contoh solusi Whitney yang nonkonservatif adalah contoh 9.7(b), yaitu luas yang diarsir dalam Gambar 9.17.

Apabila yang menentukan adalah keruntuhan tekan, persamaannya adalah:

$$P_n = \frac{A'_s f_y}{[e/(d - d')] + 0.5} + \frac{b h f'_c}{(3h e k^2) + 1.18} \quad (9.26)$$

## 9.6 SOLUSI PENDEKATAN DENGAN CARA WHITNEY APABILA TIDAK ADA SOLUSI EKSAK

Persamaan-persamaan empiris yang diusulkan oleh Whitney dapat digunakan sebagai pengganti solusi coba-coba-dan-penyesuaian meskipun dengan metode Whitney ini dapat terjadi pengurangan ketelitian.

Contoh berikut ini mengilustrasikan penggunaan persamaan di atas.

### 9.6.1 Kolom Beton Segiempat

Persamaan-persamaan Whitney terutama dimaksudkan untuk diterapkan pada penampang kolom lingkaran karena prosedur coba-coba-dan-penyesuaian pada analisis (maupun desain) penampang demikian memerlukan perhitungan yang sangat panjang dan membutuhkan banyak waktu. Regangan pada tulangan harus dihitung agar dapat dilakukan pengecekan keserasian regangan. Karena untuk menghitung regangan pada

### 9.6.2 Contoh 9.7: Analisis Kolom yang ditentukan oleh Keruntuhan Tekan; Persamaan Whitney.

Hitunglah beban nominal  $P_n$  untuk penampang pada Gambar 9.6 dengan menggunakan persamaan Whitney apabila eksentrisitas beban adalah (a)  $e = 6$  in. (152,4 mm), dan (b)  $e = 10$  in. (254 mm).

#### Solusi

(a)  $e = 6$  in.

$$P_n = \frac{3 \times 60.000}{[6/17,5 - 2,5] + 0,5} + \frac{12 \times 20 \times 4000}{[(3 \times 20 \times 6)/17,5^2] + 1,18}$$

$$= 607.555 \text{ lb (2734,0 kN)}$$

Solusi eksak dengan menggunakan proses coba-coba-dan-penyesuaian dan memperhitungkan adanya luas beton yang tergantikan oleh baja, menghasilkan  $P_n = 608.458$  lb (2738,0 kN). Jadi, solusi pendekatan tersebut konservatif.

(b)  $e = 10$  in. Dengan menggunakan persamaan 9.26:

$$P_n = \frac{3 \times 60.000}{[10/1(17,5 - 2,5)] + 0,5} + \frac{12 \times 20 \times 4000}{[(3 \times 20 \times 10)/18,5^2] + 1,18}$$

$$= 460.096 \text{ lb (2070,4 kN)}$$

Solusi eksak dengan menggunakan proses coba-coba-dan-penyesuaian dan memperhitungkan adanya luas beton yang tergantikan oleh baja, menghasilkan  $P_n = 433.138$  lb (1960,0 kN). Jadi solusi pendekatan tersebut nonkonservatif, seperti dibahas berikut ini.

### 9.6.3 Kolom Beton Bundar

Seperti pada kolom segiempat, pada kolom bundar keseimbangan momen dan gaya digunakan untuk mencari gaya tahanan nominal  $P_n$  untuk suatu eksentrisitas yang diberikan. Persamaan keseimbangan tersebut serupa dengan persamaan 9.6 dan 9.7, dengan perbedaan dalam hal (1) bentuk luas yang tertekan yang merupakan elemen lingkaran, dan (2) tulangan-tulangan tidak dikelompokkan ke dalam kelompok tekan dan tarik yang sejajar. Dengan demikian gaya dan tegangan pada masing-masing tulangan harus ditinjau sendiri-sendiri. Luas dan titik berat segmen lingkaran yang tertekan harus dihitung dengan menggunakan persamaan matematisnya. Pendekatan akurat ini akan menjadi mudah apabila diselesaikan dengan bantuan komputer. Apabila tidak demikian, dapat digunakan persamaan Whitney sebagai penyederhana perhitungan manual.

### 9.6.4 Metode Empiris untuk Analisis Kolom Bundar

Transformasikan kolom bundar menjadi kolom segiempat ekuivalen seperti yang diperlihatkan pada contoh 9.8 dan 9.14. Agar keruntuhannya berupa keruntuhan tekan, penampang segiempat ekuivalen ini harus mempunyai (1) tebal dalam arah lentur sebesar  $0,8h$  di mana  $h$  adalah diameter luar lingkaran bundar (Gambar 9.15b), (2) lebar kolom segiempat ekuivalen diperoleh sama dengan luas bruto kolom bundar dibagi  $0,8h$ , jadi  $b = A_g/(0,8h)$ ; dan (3) luas tulangan total  $A_{st}$  ekuivalen didistribusikan pada dua lapis yang sejajar dengan jarak antara lapisannya  $2D_s/3$  dalam arah lentur di mana  $D_s$  adalah diameter lingkaran tulangan (terjauh) as ke as. Apabila ke-

runtuhannya adalah keruntuhan tarik, maka gunakanlah kolom aktual untuk menghitung  $C_c$ , tetapi gantilah  $40\%$  dari luar tulangan  $A_{st}$  yang sejajar pada jarak  $0,75D_s$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.14. Dalam banyak hal metode kolom ekuivalen memberikan hasil yang cukup memuaskan.

Apabila dimensi kolom segiempat ekuivalen telah dihitung, analisis (maupun desain) dapat dilakukan seperti kolom segiempat aktual. Persamaan untuk keruntuhan tarik dan keruntuhan tekan dapat juga dinyatakan dalam dimensi kolom bundar sebagai berikut:

Untuk keruntuhan tarik:

$$P_n = 0,85f'_c h^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85e}{h} = 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left( \frac{0,85e}{h} - 0,38 \right) \right] \quad (9.27)$$

Untuk keruntuhan tekan:

$$P_n = \frac{A_{st} f_y}{(3e/D_s) + 1,00} + \frac{A_g f'_c}{[9,6he/(0,8h + 0,67D_s)^2] + 1,18} \quad (9.28)$$

di mana  $h$  = diameter penampang

$D_s$  = diameter lingkaran tulangan (terjauh) as ke as

$e$  = eksentrisitas terhadap pusat plastis penampang

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{\text{luas tulangan bruto}}{\text{luas beton bruto}}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c}$$

### 9.6.5 Contoh 9.8: Perhitungan Penampang Segiempat Ekuivalen untuk Kolom Lingkaran

Carilah penampang segiempat ekuivalen untuk kolom bundar yang diperlihatkan pada Gambar 9.14(a).

Solusi

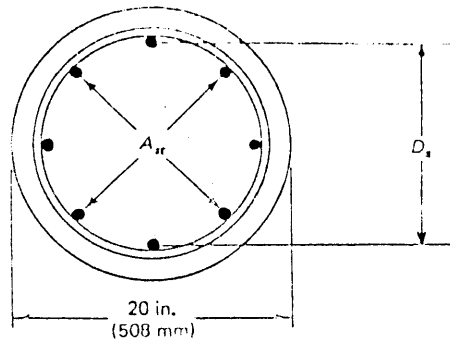
$$\text{tebal penampang segiempat} = 0,8 \times 20 = 16 \text{ in.}$$

$$\text{lebar penampang segiempat} = (\pi/4) \times 20^2 / 16 = 19,63 \text{ in.}$$

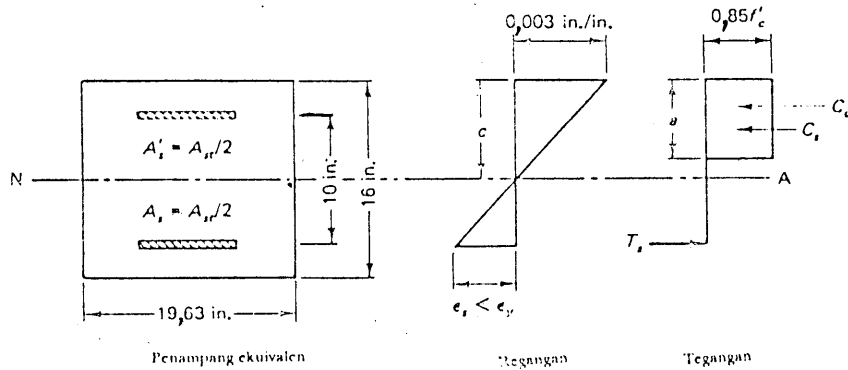
$$d = d' = \frac{2}{3} \times 15 = 10 \text{ in.}$$

$$A_s = A'_s = \frac{A_{st}}{2}$$

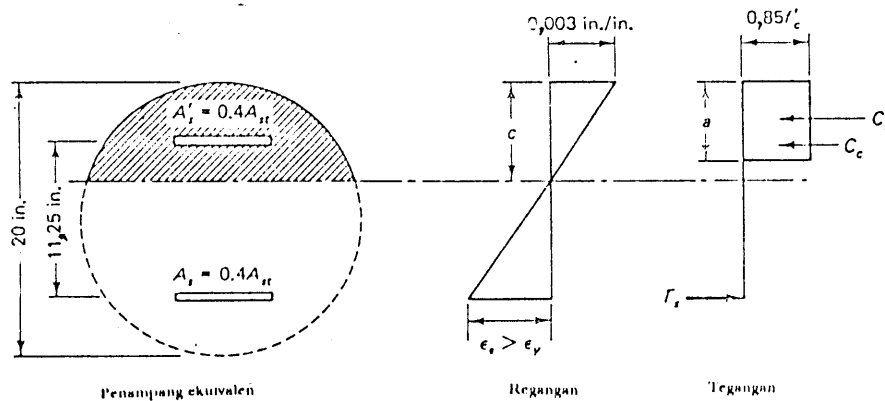




(a)



(b)



(c)

**Gambar 9.14** Penampang segiempat ekuivalen: (a) penampang bunder aktual ( $A_{st} =$  luas tulangan memanjang total); (b) penampang segi empat ekuivalen (keruntuhan tekan); (c) penampang kolom ekuivalen (keruntuhan tarik).

### 9.6.6 Contoh 9.9: Analisis Kolom Bundar

Kolom bundar berdiameter 20 in. (508 mm) ditulangi dengan 6 tulangan No. 8 terbagi merata. Hitunglah (a) beban dan eksentrisitas untuk kondisi *balanced* (b) beban  $P_{nb}$  untuk  $e = 16.0$  in. (406 mm), dan (c) beban  $P_{nb}$  untuk  $e = 5.0$  in. (127 mm). Asumsikan kolom ini berupa kolom pendek (lansing) dan mempunyai tulangan spiral. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_y = 60\,000 \text{ psi (414 MPa)}$$

#### Solusi

Untuk kasus (a), penampang segiempat ekuivalen yang diperlihatkan pada Gambar 9.15 digunakan dalam analisisnya. Dengan menggunakan hasil contoh 9.8 untuk kolom ekuivalen:  $h = 16$  in.,  $d = 13$  in.,  $d' = 3$  in.,  $b = 19.63$  in., dan  $A'_s = A_s = 3 \times 0.79 = 2.37$  in.<sup>2</sup>

(a) Keruntuhan *balanced*:

$$c_b = 13 \left( \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \right) = 7.69 \text{ in.}$$

$$a_b = 0.85 \times 7.69 = 6.54 \text{ in.}$$

$$f'_s = 0.003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{7.69 - 3}{7.69} \right) = 53.060 \text{ psi}$$

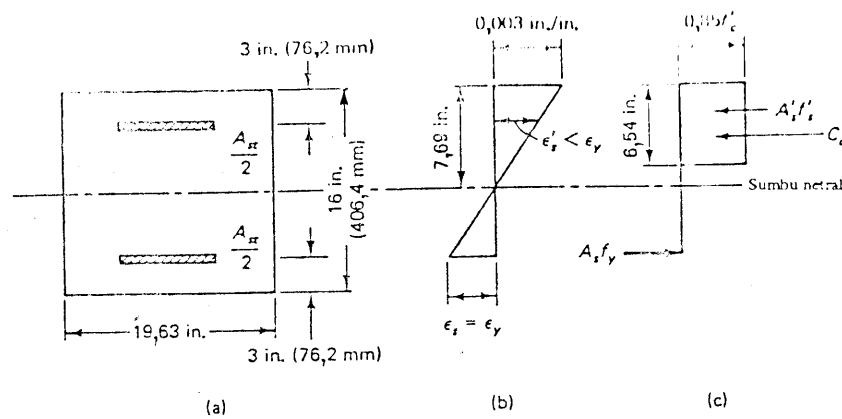
$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$P_{nb} = 0.85 \times 4000 \times 19.63 \times 6.54 + 2.37 \times 53.060 - 2.37 \times 60.000 = 420.045 \text{ lb}$$

Apabila penampang melintang kolom aktual digunakan dalam analisis (tidak menggunakan penampang segiempat ekuivalen) dan digunakan analisis keserasian regangan yang eksak, maka diperoleh  $P_{nb} = 454.330$  lb dan  $e_b = 7.18$  in. Solusi eksak ini dibahas dalam Bab 13 dengan menggunakan program komputer.

$$M_{nb} = 0.85 \times 4000 \times 19.63 \times 6.54 \left( 8.0 - \frac{6.54}{2} \right) + 2.37 \times 53.060 \times 5 + 2.37 \times 60.000 \times 5 = 3.404.371 \text{ in.-lb.}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{3.404.371}{420.045} = 8.10 \text{ in. (205,9 mm)}$$



**Gambar 9.15** Geometri kolom, tegangan, dan regangan (keruntuhan *balanced*): (a) penampang ekuivalen; (b) regangan; (c) tegangan.

Untuk kasus (b) dan (c), persamaan Whitney dan dimensi aktual dapat dipakai langsung.

(b) *Eksentrisitas besar*: Untuk  $e = 16 \text{ in.} > e_b$ , maka keruntuhan yang terjadi adalah keruntuhan tarik. Dengan menganggap tebal selimut efektif 2,5 in. ke as tulangan memanjang, maka:

$$D_s = 20 - 2 \times 2,5 = 15 \text{ in.}$$

$$\rho_s = \frac{2 \times 2,37}{314} = 0,015$$

$$m = \frac{60.000}{0,85 \times 4000} = 17,65$$

Dengan persamaan 9.27 diperoleh:

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 400 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times 16}{20} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,015 \times 17,65 \times 15}{2,5 \times 20}} - \left( \frac{0,85 \times 16}{20} - 0,38 \right) \right]$$

$$= 151.793 \text{ lb (675 kN)}$$

$$\phi P_n = 0,75 \times 151.793 = 113.845 \text{ lb}$$

(dengan menggunakan keserasian regangan eksak, pada Bab 13 diperoleh  $P_n = 173.940 \text{ lb.}$ )

(c) *Eksentrisitas kecil*. Untuk  $e < 5,0 \text{ in.} < e_b$  yang menentukan adalah keruntuhan tekan. Dengan menggunakan persamaan 9.28 diperoleh:

$$\text{luas tulangan baja total } A_{st} = A_s + A'_s = 2 \times 2,37$$

$$= 4,74 \text{ in.}^2 \text{ (3057,3 mm}^2\text{)}$$

$$\text{luas beton bruto } A_g = 0,25 \times \pi \times 20,0^2$$

$$= 314,2 \text{ in.}^2 \text{ (2025,3 mm}^2\text{)}$$

$$P_n = \frac{4,74 \times 60.000}{3, \times 5,0 + 1} + \frac{314,2 \times 400}{(0,8 \times 20 + 0,67 \times 15)^2 + 1,18}$$

$$= 626.577 \text{ lb (2780 kN)}$$

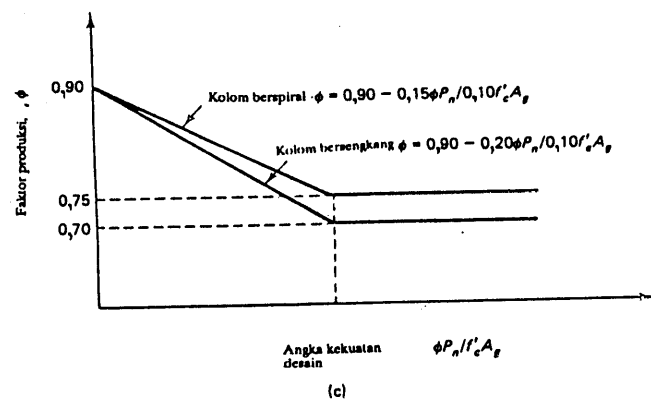
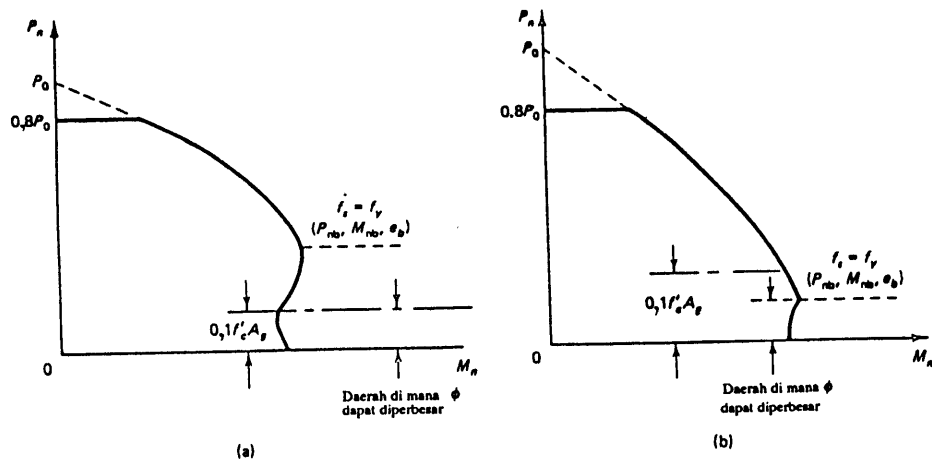
(Dengan menggunakan keserasian regangan eksak, pada Bab 13 diperoleh  $P_n = 621653 \text{ lb}$  yang berarti bahwa solusi Whitney untuk kasus ini tidak konservatif.)

## 9.7 FAKTOR REDUKSI KEKUATAN KOLOM

Untuk elemen-elemen struktur yang mengalami lentur dan gaya aksial yang kecil, keruntuhannya akan diawali dengan lelehnya tulangan tarik dan kejadiannya berupa keruntuhan yang duktail. Dengan demikian, untuk gaya aksial yang kecil, diizinkan untuk memperbesar faktor reduksi kekuatan  $\phi$  dari yang dipakai pada batang yang hanya mengalami gaya tekan murni. Apabila tidak ada gaya aksial sama sekali dan hanya ada momen lentur, maka faktor reduksi kekuatannya menjadi 0,90. Gambar 9.16(a) dan (b) memperlihatkan daerah di mana harga  $\phi$  dapat ditambah dari 0,7 menjadi 0,9 untuk kolom bersengkang dan 0,75 sampai 0,9 untuk kolom berspiral. Dari Gambar 9.16(a) terlihat bahwa untuk gaya aksial rencana  $\phi P_n$  yang semakin kecil dan lebih kecil daripada  $0,1A_g f'_c$ , faktor reduksi kekuatan  $\phi$  bertambah dari 0,7 menjadi 0,9 untuk kolom bersengkang dan 0,75 menjadi 0,9 untuk kolom berspiral. Untuk kasus-kasus di mana  $P_{nb}$  lebih kecil daripada  $0,1A_g f'_c$ , harga  $\phi$  juga bertambah apabila beban  $P_u < P_{nb}$  atau  $\phi P_n < \phi P_{nb}$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.16(b).

Besarnya  $0,10A_g f'_c$  dipilih oleh peraturan ACI sebagai beban aksial rencana  $\phi P_n$  yang apabila lebih kecil daripadanya, faktor reduksi kekuatan dapat dengan aman diperbesar daripada yang digunakan pada batang-batang tekan. Dengan perkataan lain, apabila keruntuhan awal adalah kegagalan tekan maka faktor reduksi kekuatan  $\phi$  selalu 0,70 untuk kolom bersengkang dan 0,75 untuk kolom berspiral.

Persamaan di bawah ini memberikan variasi harga  $\phi$  untuk batang tekan yang bertulangan terbagi merata pada semua sisinya. Kolom harus mempunyai tinggi efektif yang tidak kurang daripada 0,70 tinggi totalnya, dan tulangan memanjangnya tidak boleh mempunyai kekuatan leleh yang lebih besar daripada 60.000 psi. Untuk kolom bersengkang:



**Gambar 9.16** Daerah-daerah yang menentukan dalam modifikasi faktor reduksi kekuatan kolom  $\phi$ : (a)  $0,1A_g f'_c < \phi P_{nb}$ ; (b)  $0,1A_g f'_c > \phi P_{nb}$ ; (c) variasi  $\phi$  untuk berbagai batang tekan bertulangan simetris ( $P_n$  adalah gaya aksial nominal pada eksentrisitas yang diberikan).

$$\phi = 0,90 - \frac{0,20\phi P_n}{0,1f'_c A_g} \geq 0,70 \quad (9.29)$$

Untuk kolom bertulangan spiral:

$$\phi = 0,90 - \frac{0,15\phi P_n}{0,1f'_c A_g} \geq 0,75 \quad (9.30)$$

di mana

$$P_u = \phi P_n \quad (9.31)$$

Dalam persamaan 9.29 maupun persamaan 9.30, apabila  $\phi P_{nb}$  lebih kecil daripada  $0,1A_g f'_c$ , maka harga  $0,1A_g f'_c$  pada penyebutnya harus diganti dengan  $0,7P_{nb}$  untuk kolom bersengkang dan  $0,75P_{nb}$  untuk kolom berspiral. Gambar 9.16(c) memperlihatkan penyajian persamaan 9.29 dan 9.30 dalam bentuk grafik.

**9.7.1 Contoh 9.10: Perhitungan Kekuatan Beban Desain  $\phi P_n$  dari Beban Tahanan Nominal  $P_n$**

Hitunglah beban desain  $P_u$  dalam contoh 9.1 sampai 9.7 dan 9.9 dengan menggunakan faktor reduksi kekuatan yang sesuai.

**Solusi**

*Contoh 9.1:*

$P_n(max) = 924.480$  lb, kolom bersengkang  
maka  $\phi = 0,7$

$$\phi P_o(max) = 0,7 \times 924.480 = 647.136 \text{ lb}$$

*Contoh 9.2:*

$P_n(max) = 1.135.501$  lb, kolom berspiral  
maka  $\phi = 0,75$

$$\phi P_o(max) = 0,75 \times 1.135.501 = 851.626 \text{ lb}$$

*Contoh 9.3:*

$P_{nb} = 359.448$  lb, kolom bersengkang  
maka,  $\phi = 0,7$

$$\phi P_{nb} = 0,7 \times 359.448 = 251.614 \text{ lb}$$

*Contoh 9.4:*

$P_n = 333.438$  lb, kolom bersengkang. Keruntuhan kolom ini berupa keruntuhan tarik, yaitu lelehnya tulangan tarik. Dengan demikian harus dicek apakah harga  $\phi$  lebih besar daripada 0,7.

$$0,1A_g f'_c = 0,1 \times 12 \times 20 \times 4000 = 96.000 \text{ lb} < 0,7 P_n = 233.407 \text{ lb}$$

Dengan demikian,  $\phi = 0,7$

*Contoh 9.5:*

$\phi = 0,7$  (serupa dengan kasus 9.4)

$$\phi P_n = 0,7 \times 236.200 = 165.340 \text{ lb}$$

Contoh 9.6:

$P_n = 440600$  lb, kolom bersengkang. Keruntuhannya akan berupa keruntuhan tekan (hancurnya beton). Gaya aksialnya lebih besar daripada gaya aksial *balanced*. Dengan demikian:

$$\phi = 0.7$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 442.647 = 309.853 \text{ lb}$$

Contoh 9.7:

(a)  $P_n = 460.000$  lb, kolom bersengkang. Keruntuhan akan diawali dengan hancurnya beton. Dengan demikian:

$$\phi = 0.7$$

$$\phi P_n = 0.7 \times 606.4$$

$$\phi P_n = 460. \times 607.555 = 425.288 \text{ lb}$$

(b)  $P_n = 460.098$  lb

$$\phi P_n = 0.7 \times 460.098 = 322.070 \text{ lb}$$

Contoh 9.9: Kolom berspiral

(a) Gaya aksial *balanced*  $P_{nb} = 0.75 \times P_{nb} = 0.75 \times 420.045 = 315.034$  lb

(b) Keruntuhan tarik,  $P_n = 151.793$  lb.

$$0.1f'_c A_g = 0.1 \times 4000 \times 314 = 125.600 \text{ lb} < \phi P_{nb} = 315.034 \text{ lb}$$

$$\phi P_n = 0.75 \times 151.793 = 113.845 \text{ lb}$$

$$f'_c A_g = 4000 \times 314 = 1.256.000 \text{ lb}$$

Maka dengan menggunakan persamaan 9.27 dan dengan menganggap  $S = 0.75$  diperoleh

$$\phi = 0.9 - \frac{1.5 \times 0.75 \times 151.793}{1.256.000}$$

$$= 0.764 > 0.75$$

Catatan: untuk mendapat jawaban yang eksak, perhitungannya harus diiterasi kembali (untuk mencari  $\phi$ ) sampai diperoleh jawaban yang konvergen. Dengan demikian:

$$\phi P_n = 0.764 \times 151.793 = 115.970 \text{ lb}$$

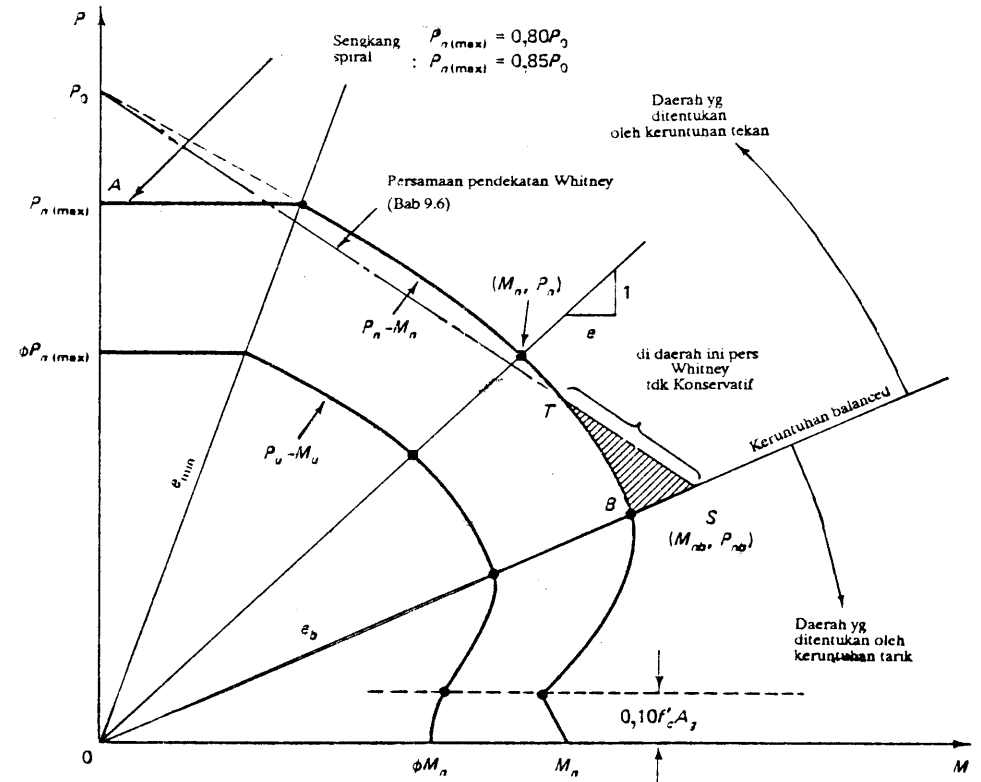
(c) Keruntuhan tekan

$$\phi P_n = 0.75 P_n = 0.75 \times 626.577 = 469.933 \text{ lb}$$

### 9.8 DIAGRAM GAYA AKSIAL MOMEN (DIAGRAM P-M) UNTUK KOLOM YANG DITENTUKAN OLEH KEGAGALAN MATERIAL

Dari pembahasan pada Bab 9.3 dan 9.4 serta contoh-contoh numerik yang menyertainya, dapat diduga bahwa kapasitas penampang beton bertulang untuk menahan kombinasi gaya aksial dan momen lentur dapat digambarkan dalam bentuk suatu kurva interaksi antara kedua gaya dalam tersebut. Gambar 9.17 memperlihatkan contoh diagram tersebut. Perhatikan bahwa pendekatan yang digunakan dalam solusi empiris Whitney tidak selalu konservatif. Khususnya apabila beban rencana  $P_u$  cukup dekat dengan beban *balanced*.

Setiap titik dalam kurva ini menunjukkan kombinasi kekuatan gaya nominal  $P_n$  dan kekuatan momen nominal  $M_n$  yang sesuai dengan lokasi sumbu netralnya. Diagram interaksi tersebut dapat dibagi menjadi dua daerah, yaitu daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tarik dan daerah yang ditentukan oleh keruntuhan tekan, dengan pembatasnya adalah titik *balanced* (titik B). Contoh berikut ini mengilustrasikan pembuatan diagram P-M untuk penampang segiempat tipikal.



Gambar 9.17 Diagram interaksi kekuatan gaya aksial-momen ( $P-M$ ) tipikal pada kolom.

9.8.1 Contoh 9.11: Pembuatan Diagram Interaksi Gaya Aksial-Momen

Buatlah diagram  $P - M$  untuk suatu penampang kolom segiempat (lihat Gambar 9.18) yang mempunyai geometri sebagai berikut: lebar  $b = 12$  in. (305 mm), tebal  $h = 14$  in. (356 mm), dengan tulangan 4 No. 11 (diameter 35,8 mm). Diberikan:

$$f'_c = 6000 \text{ psi (41,4 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

$$d' = 3.0 \text{ in. (76,2 mm)}$$

Solusi

Beban sentris

$$A_s = A'_s = 3,12 \text{ in.}^2$$

$$\begin{aligned} P_n(max) &= 0,80(0,85f'_cA_g + A_s f_y) \\ &= 0,80(0,85 \times 6000 \times 14 \times 12 \times 2 + 3,12 \times 60.000) \\ &= 984.960 \text{ lb} \end{aligned}$$

$$\phi P_n(max) = 0,7 P_n(max) = 689.472 \text{ lb}$$

(Apabila adanya bagian beton yang tergantung oleh baja diperhitungkan, maka  $P_n(max) = 959.500 \text{ lb}$  dan  $\phi P_n(max) = 671.650 \text{ lb.}$ )

Kondisi balanced

$$d = 14,0 - 3,0 = 11,0 \text{ in.}$$

$$c_b = \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \times 11,0 = 6,51 \text{ in.}$$

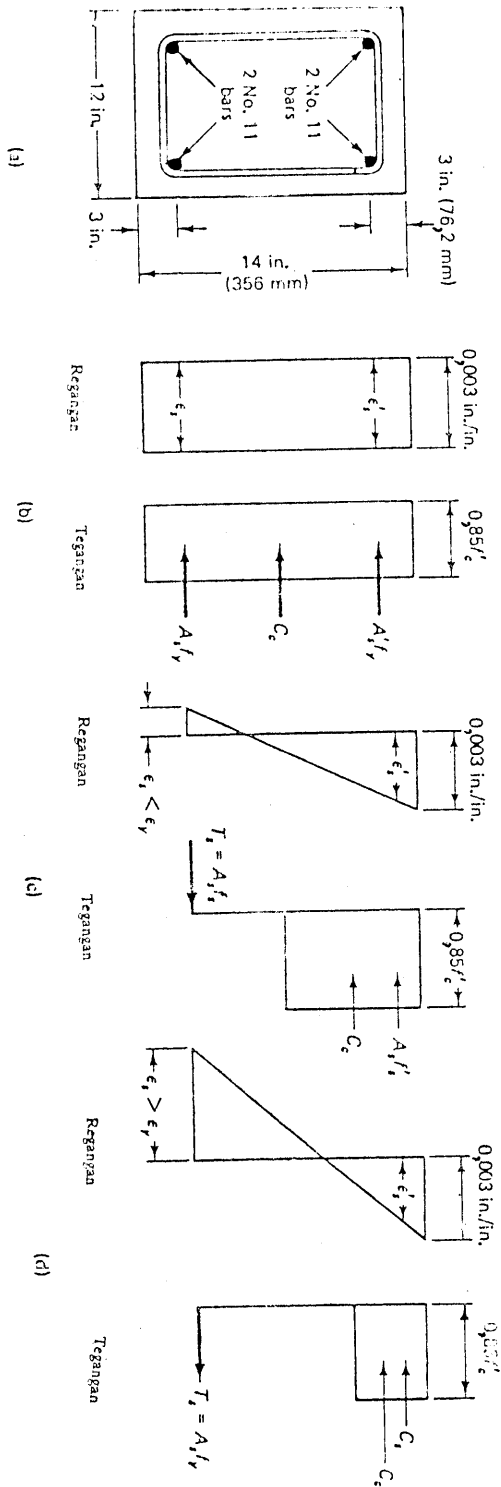
$$\epsilon'_s = 0,003 \times \frac{6,51 - 3,0}{6,51} = 0,0016 \text{ in./in.}$$

$$< \frac{f_y}{E_s} = \frac{60}{29.000} = 0,00207$$

$$f'_s = 29 \times 10^6 \times 0,0016 = 46.400 \text{ psi}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05(6000 - 4000)}{1000} = 0,75 \text{ in.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,75 \times 6,51 = 4,88 \text{ in.}$$



Gambar 9.18 Geometri kolom dan diagram tegangan serta regangannya untuk contoh 9.11: (a) penampang melintang; (b) beban sentris (keruntuhan tekan); (c) Keruntuhan tekan; (d) Keruntuhan tarik.

$$P_{nb} = 0,85f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y$$

atau

$$P_{nb} = 0,85 \times 6000 \times 12 \times 4,88 + 3,12 \times 46.000 - 3,12 \times 60.000 \\ = 298.656 + 144.768 - 187.200 = 256.224 \text{ lb}$$

$$M_{nb} = 0,85f'_c b a_b \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + a A'_s f'_s (y - d') + A_s f_y (d - \bar{y})$$

$\bar{y}$  = jarak dari serta tepi tertekan ke pusat plastis

$$= \frac{h}{2} = \frac{14,0}{2} = 7 \text{ in.}$$

atau

$$M_{nb} = 298.656 \left( 7,0 - \frac{4,88}{2} \right) + 144.768 (7,0 - 3,0) + 187.200 (11,0 - 7,0) \\ = 1.361.871 + 579.072 + 748.800 = 2.698.743 \text{ in.-lb}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{2.689.743}{256.224} = 10,50 \text{ in.}$$

$$\phi P_{nb} = 0,7 P_{nb} = 179.357 \text{ lb} \quad \phi M_{nb} = 1.882.820 \text{ in.-lb}$$

$$e_b = 10,5 \text{ in.}$$

(Apabila adanya bagian beton yang tergantung oleh baja diperhitungkan, maka  $\phi P_{nb} = 169.444 \text{ lb}$  dan  $e_b = 10,9 \text{ in.}$ )

Momen lentur murni  $M_{n0}$

Abaikan kontribusi tulangan tekan  $A'_s$  dalam perhitungan kekuatan momen lentur karena untuk  $P_u = 0$  luas tulangan ini tidak menentukan. Jadi:

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{3,12 \times 60.000}{0,85 (6000)(12)} = \frac{187.200}{61.200} = 3,06 \text{ in.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3,06}{0,75} = 4,08 \text{ in.} \quad \epsilon'_s = 0,00079 \\ f'_s = 22.910 \text{ psi}$$

$$M_{n0} = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 187.200 (11,0 - 1,53) = 1.772.784 \text{ in.-lb}$$

$$\phi M_{n0} = 0,9 \times 1.772.784 = 1.595.506 \text{ in.-lb}$$

Untuk  $c = 10 \text{ in.} > c_b$ , yang menentukan keruntuhan tekan

$$\epsilon'_s = 0,003 \times \frac{10 - 10}{10} = 0,0021 \text{ in./in.}$$

$$\epsilon'_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{60.000}{29 \times 10^6} = 0,0021 = \epsilon'_s \text{ jadi } f'_s = f_y$$

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{11,0 - 10,0}{10} = 0,0003$$

$$f_s = 0,0003 \times 29 \times 10^6 = 8.700 \text{ psi}$$

$$a = \beta_1 c = 0,75 \times 10 = 7,5 \text{ in.}$$

$$C_c = 0,85 (6000)(12)(7,5) = 459.000 \text{ lb}$$

$$C_s = 3,12 (60.000) = 187.200 \text{ lb}$$

$$T_s = 3,12 (8700) = 27.144 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

atau

$$P_n = (459.000) + (187.200 - 27.144) = 619.056 \text{ lb}$$

$$M_n = C_c \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y}) \\ = 459.000 (7,0 - 3,75) + 187.200 (7,0 - 3,0) + 27.144 (11,0 - 7,0) \\ = 1.491.750 + 748.800 + 108.576 = 2.349.126$$

$$\phi P_n = 0,7 P_n = 0,7 \times 619.056 = 433.339 \text{ lb}$$

(Apabila adanya bagian beton yang tergantung oleh baja diperhitungkan, maka  $\phi P_n = 422.200 \text{ lb}$  dan  $e = 3,79 \text{ in.}$ )

Untuk  $c = 4,2 \text{ in.} < c_b$ : keruntuhan tarik yang menentukan

$$a = \beta_1 c = 0,75 \times 4,2 = 3,15 \text{ in.}$$

$$\epsilon'_s = 0,003 \times \frac{4,2 - 3,0}{4,2} = 0,0009 < \epsilon_y$$

$$f'_s = 0,0009 \times 29 \times 10^6 = 24.857 \text{ psi}$$

$$f_s = f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$C_c = 0.85(6000)(12)(3.15) = 192.780 \text{ lb}$$

$$C_s = 3.12(24.857) = 77.554 \text{ lb}$$

$$T_s = 3.12(60.000) = 187.200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 192.780 + 77.554 - 187.200 = 83.134 \text{ lb}$$

$$M_n = C_c(\bar{y} - \frac{a}{2}) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d - \bar{y})$$

atau

$$M_n = 192.780(7.0 - \frac{3.15}{2}) + 77.554(7.0 - 3.0) + 187.200(11.0 - 7.0)$$

$$= 1.044.868 + 310.216 + 748.800 = 2.103.884 \text{ in.-lb}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{2.103.884}{83.134} = 25.31 \text{ in.}$$

Dengan menganggap bahwa  $\phi = 0.70$  maka:

$$\phi P_n = 0.70 \times 83.134 = 58.194 \text{ lb}$$

$$0.1A_g f'_c = 0.10(12.0 \times 14.0) \times 6000 = 100.800 \text{ lb}$$

$$\phi P_n < 0.1A_g f'_c \quad \text{jadi } \phi > 0.70$$

Dengan demikian:

$$\phi = 0.90 - \frac{0.2 \times 58.194}{0.1 \times 1.008.000} = 0.792$$

$$\phi P_n = 0.792 \times 83.134 = 65.842$$

Selidiki apakah  $\phi$  pada coba-coba pertama sudah benar:

$$\phi = 0.90 - \frac{0.2 \times 65.842}{0.1 \times 1.000.800} = 0.78$$

$$\phi P_n = 0.78 \times 83.134 = 64.845 \text{ lb}$$

(Apabila adanya luas beton yang tergantikan oleh tulangan baja diperhitungkan, maka akan diperoleh  $\phi P_n = 47.056 \text{ lb}$  dan  $e = 30,4 \text{ in.}$ )

Untuk  $0.10f'_c A_g = \phi P_n$

Dicoba dengan menggunakan harga  $c$  asumsi = 4,85 in.

$$a = \beta_1 c = 0.75 \times 4.85 = 3.64 \text{ in.}$$

$$\epsilon'_s = 0.003 \times \frac{4.85 - 3.0}{4.85} = 0.00114 < \epsilon_y$$

$$f'_c = 0.00114 \times 29 \times 10^6 = 33.060 \text{ psi}$$

$$C_c = 0.85 \times 6000 \times 12 \times 3.64 = 227.768 \text{ lb}$$

$$C_s = 3.12 \times 33.060 = 103.147 \text{ lb}$$

$$T_s = 3.12 \times 60.000 = 187.200 \text{ lb}$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s = 227.768 + 103.147 - 187.200 = 143.715 \text{ lb}$$

$$\phi P_n = 0.70 \times 143.715 = 100.619 \text{ lb}$$

$$0.1f'_c A_g = 100.800 \text{ lb} \cong \phi P_n$$

harga  $c$  yang diasumsikan dapat diterima

$$M_n = C_c(\bar{y} - \frac{A}{2}) + C_s(\bar{y} - d') + T_s(d - \bar{y})$$

$$= 227.768(7.0 - \frac{3.64}{2}) + 103.147(7.0 - 3.0) + 187.200(11.0 - 7.0)$$

$$= 2.341.226 \text{ lb}$$

$$e = \frac{M_{sn}}{P_n} = \frac{2.341.226}{143.715} = 16.29 \text{ in.}$$

Titik-titik lainnya pada diagram interaksi dapat diperoleh dengan menentukan berbagai harga tinggi sumbu netral  $c$ . Diagram interaksi yang didapat digambarkan pada Gambar 9.19. Berbagai diagram interaksi tak berdimensi telah banyak dibuat dengan didasarkan atas berbagai peraturan untuk dapat digunakan langsung sebagai sebagai alat bantu dalam analisis maupun perancangan kolom. Salah satu contohnya adalah diagram yang diperoleh dari *ACI SP-17(81) Handbook* yang diperlihatkan pada Gambar 9.20.

## 9.9 TINJAUAN DESAIN PRAKTIS

Petunjuk-petunjuk di bawah ini dapat diikuti dalam membuat desain penulangan kolom secara praktis.

### 9.8.1 Penulangan Utama atau Memanjang

Hampir semua kolom mengalami momen lentur dan gaya aksial. Karena itu, agar terjamin adanya daktilitas pada kolom, disyaratkan minimum ada penulangan sebanyak 1% pada kolom. Penulangan yang lazim adalah sebanyak 1,5 sampai 3,0% dari luas penampang kolom. Khususnya untuk kolom pada bangunan bertingkat banyak, luas penulangan sebanyak 4% masih layak digunakan. Sekalipun beberapa peraturan memberikan batas maksimum sebesar 8%, disarankan untuk tidak menggunakan tulangan lebih dari 4% agar tulangan tersebut tidak berdesakan dalam penampang beton, terutama pada pertemuan balok-kolom.

Untuk kolom bersengkang harus ada paling sedikit empat batang tulangan memanjang. Sedangkan untuk kolom berspiral paling sedikit enam tulangan memanjang untuk mencegah adanya aksi simpai (*hoop action*). Lihat Peraturan ACI untuk pembahasan lebih lanjut.

### 9.9.2 Penulangan Melintang pada Kolom

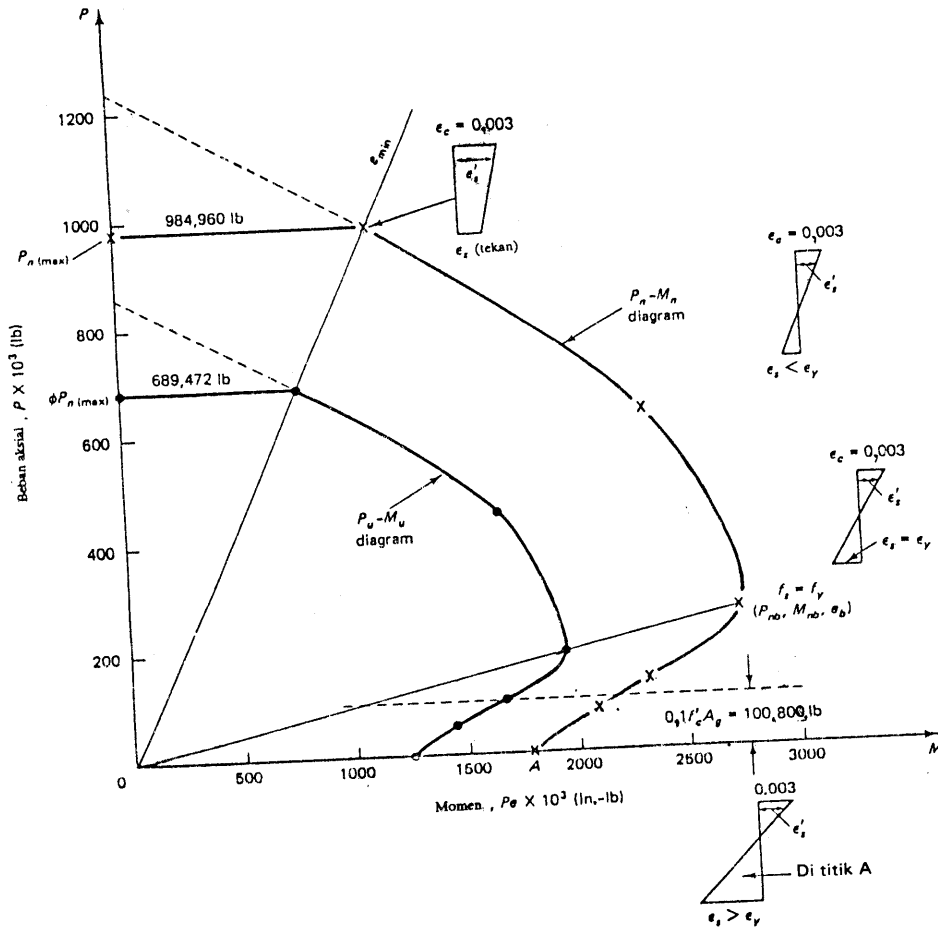
#### Sengkang

Tulangan melintang diperlukan untuk mencegah terlepasnya selimut beton atau tekuk lokal tulangan memanjang. Tulangan lateral dapat berupa sengkang yang didistribusikan merata di seluruh tinggi kolom dengan jarak antara tertentu. Tulangan memanjang yang jaraknya dengan tulangan memanjang lain lebih dari 6 in. harus dipegang oleh tulangan lateral, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.21.

Petunjuk berikut ini dapat diikuti untuk menentukan ukuran dan jarak antar-sengkang.

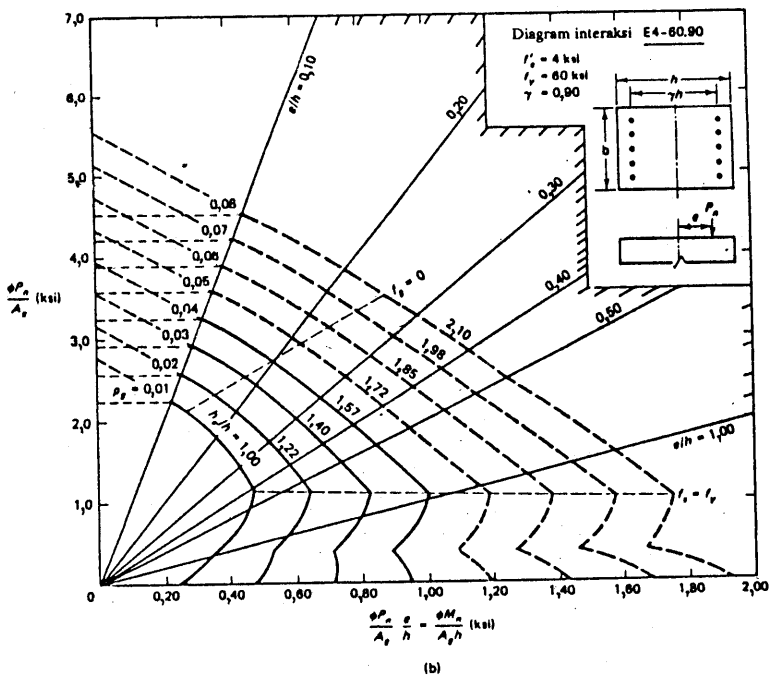
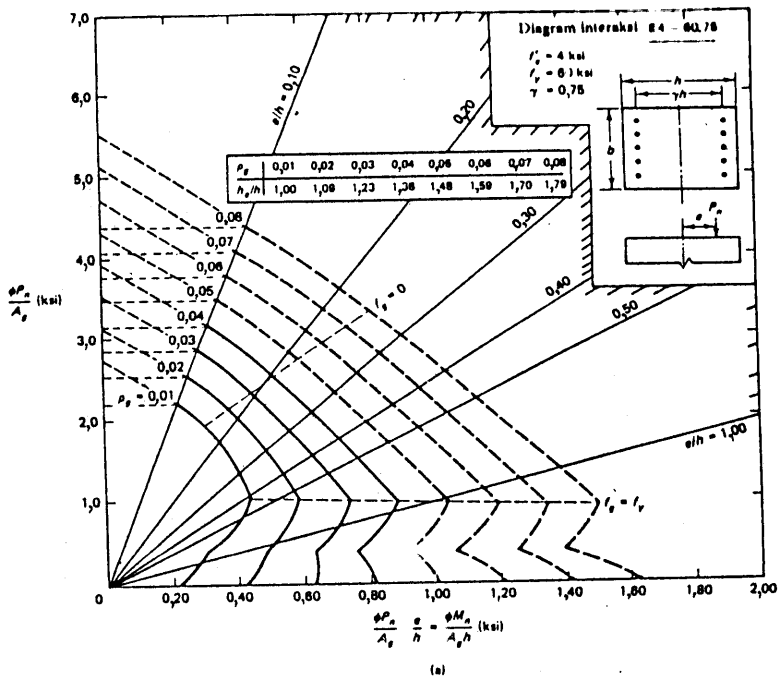
1. Ukuran sengkang tidak boleh lebih kecil dari tulangan No. 3 (diameter 9,5 mm). Apabila tulangan memanjang mempunyai ukuran yang lebih besar daripada tulangan No. 10 (diameter 32 mm), maka tulangan yang digunakan sebagai sengkang tidak boleh lebih kecil daripada yang berukuran No. 4 (diameter 12 mm).
2. Jarak vertikal antara sengkang tidak boleh melebihi:
  - (a) 48 kali diameter sengkang,
  - (b) 16 kali diameter tulangan memanjang;
  - (c) dimensi lateral terkecil dari kolom (terkecil di antara lebar dan tebal kolom).

Gambar 9.21 memperlihatkan susunan sengkang tipikal untuk kolom yang mempunyai tulangan memanjang 4, 6 dan 8 batang.

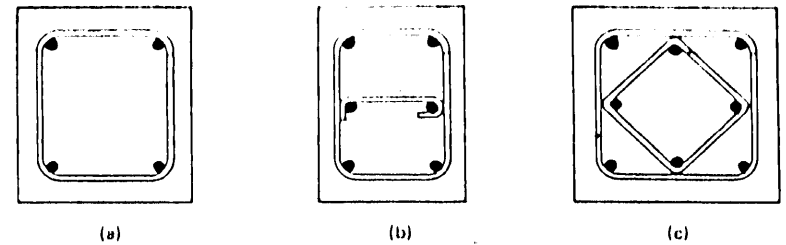


Gambar 919 Diagram interaksi  $P-M$  untuk contoh 9.11.

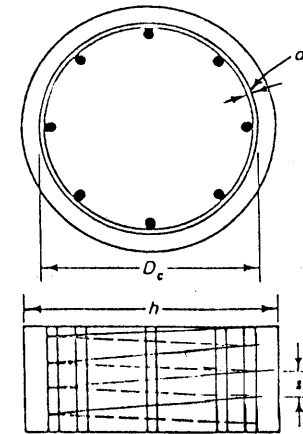




Gambar 9.20 Diagram interaksi P-M tipikal tak berdimensi; (a) diagram untuk kolom berukuran kecil; (b) diagram untuk kolom berukuran besar.



Gambar 9.21 Susunan tipikal sengkang dengan 4, 6, dan 8 tulangan memanjang pada kolom: (a) satu sengkang; (b) dua sengkang; (c) dua sengkang.



$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

$$A_s = \frac{\pi h^2}{4}$$

Gambar 9.22 Tulangan spiral atau helikal pada kolom.

### Spiral

Bentuk lain tulangan melintang adalah spiral atau tulangan lateral helikal seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.22. Tulangan ini khususnya digunakan untuk meningkatkan daktilitas kolom sehingga merupakan bentuk tulangan lateral yang sering digunakan pada daerah dengan risiko gempa tinggi. Biasanya bagian beton di luar inti (bagian yang tidak terkurung tulangan spiral) dapat dengan mudah terlepas apabila mengalami gaya lateral seperti gaya gempa. Kolom-kolom demikian harus mampu menahan beban-beban tambahan meskipun bagian terluarnya tadi telah terlepas, agar tidak terjadi keambrokan (collapse) keseluruhan bangunannya. Karena itulah jarak dan ukuran spiral harus direncanakan untuk mampu memikul sebagian besar kapasitas kolom sekalipun dalam kondisi pembebanan yang jarang, seperti gempa, tersebut.

Tulangan spiral yang mempunyai jarak cukup dekat dapat menambah kapasitas beban batas pada kolom. Jarak atau biasa disebut *pitch* spiral tersebut ditentukan sehingga kapasitas beban yang merupakan kontribusi dari aksi *confining* (aksi spiral

untuk melindungi bagian inti kolom) spiral dapat menjadi kompensasi dan bagian beton di luar spiral yang lepas.

Dengan menyamakan penambahan kekuatan akibat adanya aksi *perlindungan terhadap inti kolom* dengan hilangnya kapasitas beban akibat lepasnya selimut beton, ditambah dengan penggunaan faktor keamanan sebesar 1,2, maka diperoleh angka penulangan spiral minimum  $\rho_s$  sebesar

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{sy}} \quad (9.32)$$

di mana  $\rho_s = \frac{\text{volume tulangan spiral tiap satu putaran}}{\text{volume beton yang terkandung pada satu putaran}}$

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4} \quad (9.33a)$$

$$A_g = \frac{\pi h^2}{4} \quad (9.33b)$$

$h$  = diameter kolom

$a_s$  = luas penampang melintang spiral

$d_b$  = diameter nominal tulangan spiral

$D_c$  = diameter inti beton dari tepi ke tepi spiral

$f_{sy}$  = kekuatan leleh tulangan spiral.

Untuk menentukan *pitch*  $s$  dari spiral, hitung  $\rho_s$  dengan menggunakan persamaan 9.32, kemudian pilih diameter tulangan spiral  $d_b$ , dan hitung  $a_s$ . peroleh  $s$  tersebut dengan menggunakan persamaan 9.35b.

Angka penulangan spiral  $\rho_s$  dapat ditulis sebagai:

$$\rho_s = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi/D) D_c^2 s} \quad (9.34)$$

Karena itu,

$$\text{pitch } s = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi/4) D_c^2 \rho_s} \quad (9.35a)$$

atau

$$s = \frac{4a_s (D_c - d_b)}{D_c^2 \rho_s} \quad (9.35b)$$

Jarak atau *pitch* spiral dibatasi antara 1 sampai 3 in. (25,4 sampai 76,2 mm) dan diameter yang digunakan tidak boleh lebih kecil daripada 3/8 in. (9,53 mm). Apabila

tidak digunakan las, spiral harus mempunyai sambungan lewatan paling sedikit 1,5 putaran spiral.

## 9.10 PROSEDUR OPERASIONAL UNTUK DESAIN KOLOM TIDAK LANGSING

Langkah-langkah berikut ini dapat diikuti untuk desain kolom tidak langsing (kolom pendek) apabila perilaku kolom tersebut ditentukan oleh kegagalan material.

1. Hitunglah beban aksial luar rencana  $P_u$  dan momen rencana  $M_u$ . Hitunglah eksentrisitas  $e = M_u/P_u$ .
2. Asumsikan ukuran penampang kolom dan jenis tulangan lateral yang akan digunakan. Dimensi kolom yang berupa pecahan (bukan bilangan bulat) sebaiknya dihindari.
3. Asumsikan angka penulangan  $\rho$  antara 1 dan 4%, dan peroleh luas tulangannya.
4. Hitunglah  $P_{nb}$  untuk penampang yang diasumsikan ini, dan tentukan jenis keruntuhannya, apakah diawali dengan lelehnya tulangan tarik atautah dengan hancurnya beton tertekan.
5. Cek apakah penampang tersebut sudah memenuhi. Apabila penampang tersebut tidak dapat memikul beban rencana atau terlalu besar, ubah ukuran kolomnya dan (atau) tulangannya, kemudian ulangi langkah 4 dan 5.
6. Desainlah penulangan lateralnya.

Gambar 9.23 memperlihatkan diagram alir langkah-langkah perhitungan tersebut.

## 9.11 CONTOH NUMERIK UNTUK ANALISIS DAN DESAIN KOLOM TIDAK LANGSING

### 9.11.1 Contoh 9.12: Desain Kolom dengan Eksentrisitas Besar; Keruntuhan Tarik pada Baja

Kolom beton bertulang bersengkang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.24 mengalami gaya aksial kerja akibat beban mati sebesar 65.000 lb (289 kN) dan gaya aksial kerja akibat beban hidup sebesar 122.000 lb (556 kN). Eksentrisitas terhadap pusat plastis adalah  $e = 16$  in. (406 mm).

Desainlah tulangan memanjang dan tulangan lateral kolom ini dengan menganggap kolom langsing dan angka penulangannya antara 2 dan 3%. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

**Solusi**

Hitung momen dan gaya aksial luar rencana (Langkah 1)

$$P_u = 1,4D + 1,7L = 1,4 \times 65.000 + 1,7 \times 125.000 = 303.500 \text{ lb (1350 kN)}$$

$$P_u e = 303.500 \times 16 = 4.856.000 \text{ in.-lb (549 kN-m)}$$

Asumsikan ukuran penampang 20 in. x 20 in. dan angka penulangan total 3% (Langkah 2 dan 3).

$$\text{Asumsikan } \rho = \rho' = A_s/bd = 0,015 \text{ dan } d' = 2,5 \text{ in.}$$

$$A_s = A'_s = 0,015 \times 20(20 - 2,5) = 5,25 \text{ in.}^2$$

Coba 5 tulangan No. 9 – 5 in.<sup>2</sup> pada setiap muka kolom (3225 mm<sup>2</sup>).

$$\rho = \frac{5,00}{20 \times 17,5} = 0,0143$$

Cek apakah gaya aksial rencana yang diberikan  $P_u$  lebih besar daripada beban balanced  $\phi P_{nb}$  (Langkah 4)

$$c_b = d \frac{87.000}{87.000 + f_y} = 17,5 \left( \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \right) = 10,4 \text{ in.}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \times 10,4 = 8,82 \text{ in.}$$

$$f'_s = 0,003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{10,4 - 2,5}{10,4} \right) = 66.086 \text{ psi} > f_y$$

Dengan demikian gunakan  $f'_s = f_y$ . Dengan persamaan 9.6 diperoleh:

$$P_{nb} = 0,85f'_c b a_b + A'_s f_y - A_s f_y$$

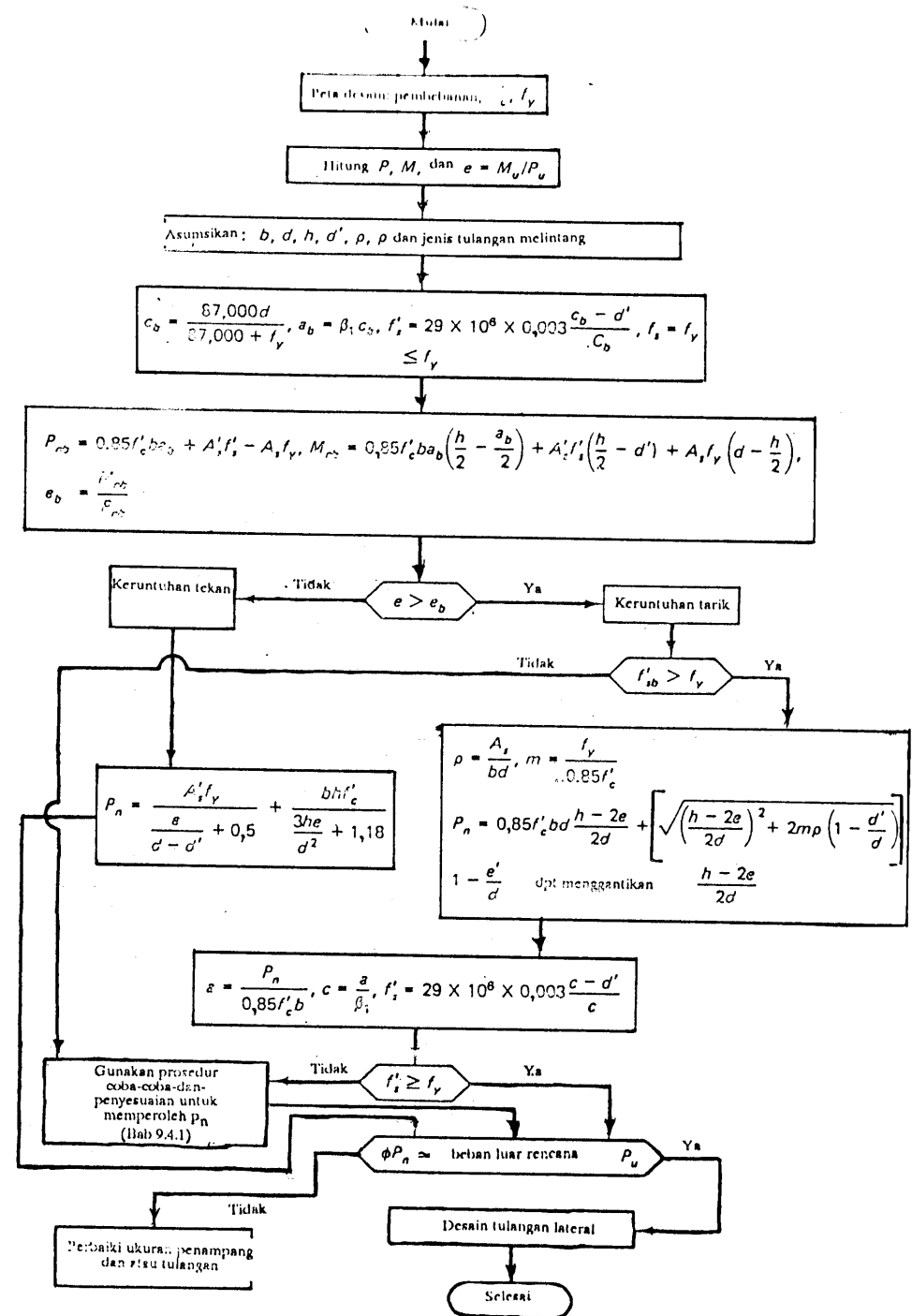
$$= 0,85 \times 4000 \times 20 \times 8,82 = 599.760 \text{ lb (2670 kN)}$$

$$\phi P_{nb} = 0,7 \times P_{nb} = 419.832 \text{ lb}$$

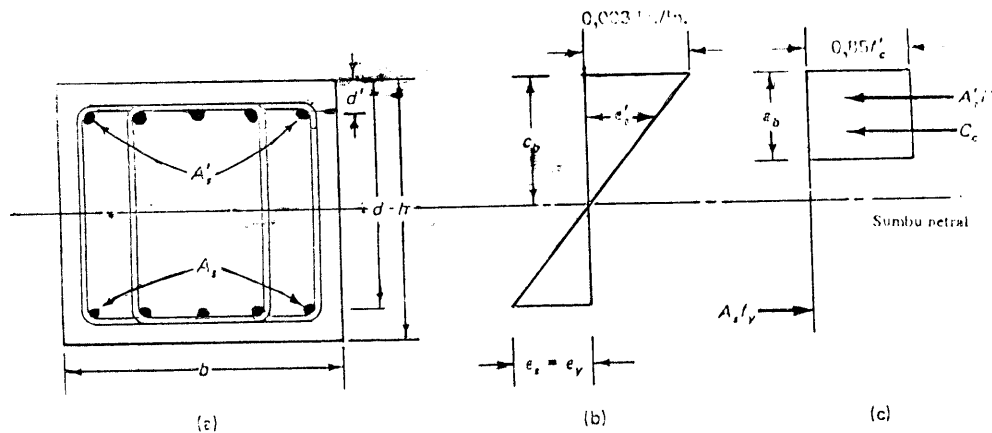
Karena beban yang diberikan  $P_u = 303.500 \text{ lb}$  lebih kecil daripada  $\phi P_{nb}$ , maka keruntuhan kolom tersebut berupa lelehnya tulangan tarik.

Cek kekuatan penampang (Langkah 5)

Dengan Persamaan 9.19 dan 9.20 diperoleh



Gambar 9.23 Diagram alir untuk desain kolom segiempat dengan tulangan hanya pada dua sisi.



**Gambar 9.24** Geometri kolom, diagram tegangan, dan regangannya, untuk contoh 9.12 (keruntuhan *balanced*) : (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

$$\rho = 0,0143 \quad m = \frac{60.000}{0,85 \times 4000} = 17,65$$

$$\frac{h - 2e}{2d} \text{ atau } 1 - \frac{e'}{d} = \frac{20 - 32}{2 \times 17,5} = -0,34$$

$$1 - \frac{d'}{d} = 1 - \frac{2,5}{17,5} = 0,857$$

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 20 \times 17,5 (-0,34 + \sqrt{0,12 + 2 \times 0,0143 \times 17,65 \times 0,857})$$

$$= 480.015 \text{ lb}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 480.015 = 336.011 \text{ lb (1512 kN)}$$

$$P_n > 0,14gf'_c \quad \text{jadi} \quad \phi = 0,7 \quad \text{O.K.}$$

Cek apakah benar tegangan pada tulangan tekan  $f'_s = f_y$ :

$$a = \frac{480.015}{0,85 \times 4000 \times 20} = 7,06 \text{ in.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 8,3 \text{ in.}$$

$$f'_s = 0,003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{8,3 - 2,5}{8,3} \right) = 60.795 \text{ psi} > f_y$$

Jadi memang  $f'_s = f_y$ .

Beban luar 303.500 lb lebih kecil daripada 336.010 lb. Dengan demikian desain ini cukup memenuhi. (Dengan menggunakan program komputer pada Bab 13 diperoleh  $\phi P_n = 327.964 \text{ lb}$  yang memperlihatkan bahwa hasil yang diperoleh pada contoh ini tidak konservatif.) Dengan demikian penampang berukuran 20 in. x 20 in. (508 mm x 508 mm) dengan 5 tulangan No. 9 pada masing-masing muka (5 tulangan berdiameter 28,6 mm) dan  $d = 17,55 \text{ in. (445 mm)}$  dapat digunakan.

#### Desain sengkang (Langkah 6)

Dengan menggunakan tulangan sengkang No. 3, jarak antara adalah yang terkecil di antara:

$$(1) 16 \times \frac{9}{8} = 18 \text{ in.}$$

$$(2) 48 \times \frac{3}{8} = 18 \text{ in.}$$

$$(3) \text{ Dimensi terkecil kolom} = 20 \text{ in.}$$

Dengan demikian gunakan sengkang No. 3 dengan jarak as ke as 18 in. (diameter 9,53 mm dengan jarak as ke as 457 mm).

#### 9.11.2 Contoh 9.13: Desain Kolom dengan Eksentrisitas Kecil; Keruntuhan Tekan

Kolom tidak langsing yang diperlihatkan pada Gambar 9.25 mengalami gaya tekan rencana  $P_u = 365.000 \text{ lb (1620 kN)}$  dan momen  $M_u = 1.640.000 \text{ in.-lb (185 kNm)}$ . Anggap angka penulangan bruto adalah  $p_g = 1,5$  sampai 2% dan tebal selimut beton efektif ke pusat tulangan memanjang adalah  $d' = 2,5 \text{ in. (63,5 mm)}$ . Desainlah penampang kolom tersebut disertai tulangan memanjang dan lateral yang diperlukan. Diberikan:

$$f'_c = 4500 \text{ psi (31,03 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

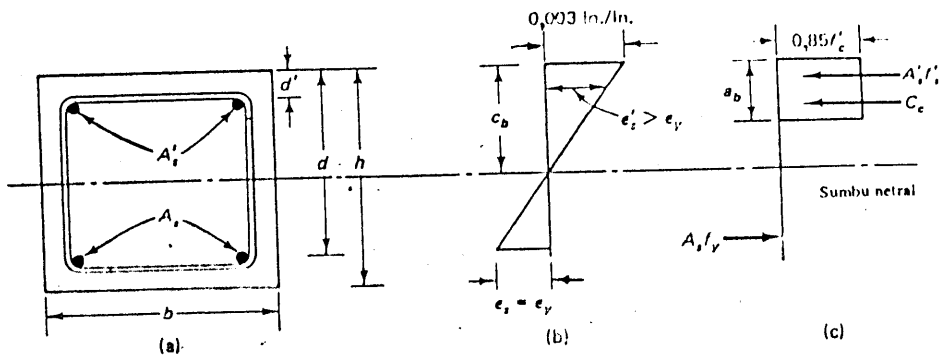
#### Solusi

Perhitungan beban-beban desain rencana (Langkah 1)

$$P_u = 365.000 \text{ lb}$$

$$e = \frac{1.640.000}{365.000} = 4,5 \text{ in. (114 mm)}$$

Anggap ukuran kolom 15 in. x 15 in. ( $d' = 12,5 \text{ in}$ ) (Langkah 2 dan 3)



**Gambar 9.25** Geometri kolom, diagram tegangan, dan regangannya untuk contoh 9.13; (a) penampang melintang; (b) regangannya (keadaan *balanced*); (c) tegangannya.

Asumsikan angka penulangan  $\rho = \rho' = 0,01$

$$A_s = A'_s = 0,01 \times 15 \times 12,5 = 1,875 \text{ in.}^2$$

Gunakan dua tulangan No. 9 pada masing-masing muka.

$$A_s = A'_s = 2,0 \text{ in.}^2 \text{ (1290 mm}^2\text{)}$$

Cek apakah beban yang diberikan lebih kecil atau lebih besar daripada  $P_{ub}$  (Langkah 4)

$$d = 15,0 - 2,5 = 12,5 \text{ in. (317,5 mm)}$$

$$c_b = \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \times 12,5 = 7,4 \text{ in.}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{4500 - 4000}{1000} \right) = 0,825$$

$$a = \beta_1 c = 0,825 \times 7,4 = 6,11 \text{ in.}$$

$$\epsilon'_s = 0,003 \times \frac{7,4 - 2,5}{7,4}$$

$$= 0,00199 \text{ in./in.} < \frac{f_y}{E_s}$$

$$f'_s = E_s \epsilon'_s = 29.000 \times 10^3 \times 0,00199 = 57.608 \text{ psi}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nb} &= 0,7(0,85 f'_c b a b + A'_s f'_s - A_s f_y) \\ &= 0,7(0,85 \times 4500 \times 15 \times 6,11 + 2,0 \times 57.610 - 2 \times 60.000) \\ &= 242.050 \text{ lb (1080 kN)} \end{aligned}$$

$\phi P_{nb} < P_u$  Jadi yang menentukan adalah keruntuhan tekan.

Cek kekuatan penampang (Langkah 5)

Dengan menggunakan persamaan 9.23 diperoleh:

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0,5} + \frac{b h f'_c}{\frac{3 h e}{d^2} + 1,18} \\ &= \frac{2 \times 60.000}{\frac{4,5}{12,5 - 2,5} + 0,5} + \frac{15 \times 15 \times 4500}{\frac{3 \times 15 \times 4,5}{12,5^2} + 1,18} \\ &= 535.200 \text{ lb (2380 kN)} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0,7 \times 535.200 = 374.000 \text{ lb} > 365.000 \text{ kips}$$

Dengan demikian penampang tersebut cukup untuk memikul beban yang diberikan. Hasil yang diperoleh dengan menggunakan program komputer pada Bab 13 adalah  $\phi P_n = 372.247 \text{ lb}$ . Gunakan kolom berukuran 15 in. x 15 in. (381 mm x 381 mm),  $d = 12,5 \text{ in.}$ , dengan dua tulangan No. 9 (diameter 28,6 mm) pada masing-masing sisinya.

Desain sengkang (Langkah 6)

Dengan menggunakan sengkang No. 3, jarak antaranya adalah yang terkecil dari:

- (1)  $16 \times \frac{9}{8} = 18 \text{ in.}$
- (2)  $48 \times \frac{3}{8} = 18 \text{ in.}$
- (3) 15 in.

Dengan demikian gunakan sengkang No. 3 dengan jarak 15 in. (diameter 9,53 mm, jarak as ke as 381 mm).

### 9.11.3 Contoh 9.14: Desain Kolom Bundar Bertulangan Spiral

Kolom bundar bertulangan spiral mengalami gaya tekan rencana  $P_u = 110.000 \text{ lb}$  (489 kN) yang mempunyai eksentrisitas  $e' = 16 \text{ in.}$  (406 mm) terhadap pusat plastis penampang. Desainlah penampang kolom tersebut beserta tulangan memanjang dan spiral yang diperlukan, dengan menganggap kolom tidak langsing dan angka penulangan total sekitar 2%. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

$$f_{sy} = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

### Solusi

Perhitungan beban luar rencana (Langkah 1)

Diberikan:

$$P_u = 110.000 \text{ lb}$$

$$e = 16 \text{ in.}$$

$$P_n \text{ yang diperlukan} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{110.000}{0,75} = 146.670 \text{ lb}$$

Coba kolom bundar dengan diameter 20 in. dengan enam tulangan No. 8 (luas 4,74 in.<sup>2</sup>) (Langkah 2 dan 3)

Gunakan tebal bersih selimut beton 1,5 in. dan tebal efektif selimut ke pusat tulangan 2,5 in.

Cek kekuatan penampang (Langkah 4 dan 5)

Dengan menggunakan hasil contoh 9.9(b),  $P_n$  yang ada (dengan eksentrisitas  $e = 16 \text{ in.}$ )  $> P_n$  yang diperlukan = 146.670 lb atau juga  $\phi P_n = 113.845 \text{ lb} > P_u = 110.000 \text{ lb}$ . Dengan demikian ukuran penampang tersebut dapat digunakan dengan enam tulangan memanjang No. 8.

Desainlah tulangan spiral (Langkah 6)

Dengan menggunakan persamaan 9.29 diperoleh:

$$\rho_s \text{ yang diperlukan} = 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{sy}}$$

Gunakan spiral No. 3 dengan kekuatan leleh  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ .

Tebal bersih selimut beton  $d_c = 1,5 \text{ in. (38,1 mm)}$

$$f_{sy} = 60.000 \text{ psi}$$

$$D_c = h - 2d_c = 20,0 - 2 \times 1,5 = 17,0 \text{ in. (431,8 mm)}$$

$$A_c = \frac{\pi(17,0)^2}{4} = 226,98 \text{ in.}^2$$

$$A_g = 314,0 \text{ in.}^2$$

$$\rho_s = 0,45 \left( \frac{314,0}{226,98} - 1 \right) \frac{4000}{60.000} = 0,0115$$

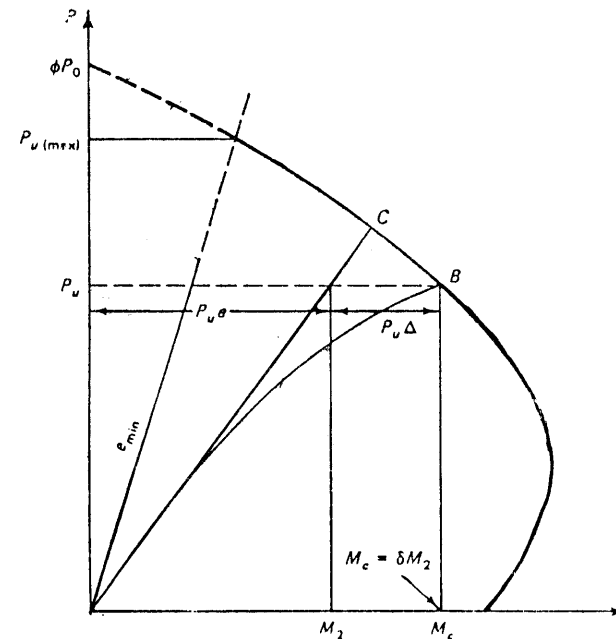
Untuk spiral No. 3,  $A_s = 0,11 \text{ in.}^2$  Dengan menggunakan persamaan 9.35b diperoleh:

$$\text{pitch } s = \frac{4a_s(D_c - d_b)}{D^2 c \rho_s} = \frac{4 \times 0,11(17,0 - 0,375)}{(17,0)^2 \times 0,0115} = 2,20 \text{ in. (55,9 mm)}$$

Gunakan spiral no. 3 dengan *pitch* 2,5 in. (diameter 9,53 mm dan *pitch* 54,0 mm).

## 9.12 KEADAAN LIMIT PADA KERUNTUHAN TEKUK (KOLOM LANGSING ATAU KOLOM PANJANG)

Telah banyak literatur yang membahas kestabilan kolom. Apabila angka kelangsingan kolom melebihi batas untuk kolom pendek, maka kolom tersebut akan mengalami tekuk sebelum mencapai keadaan limit kegagalan material. Regangan pada muka yang tertekan pada beton untuk beban tekuk akan lebih kecil dari 0,003 in./in. seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.8. Batang yang demikian biasanya adalah kolom langsing yang mengalami kombinasi gaya aksial dan lentur, berdeformasi melintang dan mengalami momen tambahan akibat efek  $P\Delta$  di mana  $P$  adalah gaya aksial dan  $\Delta$  adalah defleksi kolom tertekuk pada penampang yang ditinjau.



Gambar 9.26 Diagram interaksi perbesaran gaya tekan-momen ( $P-M$ ).

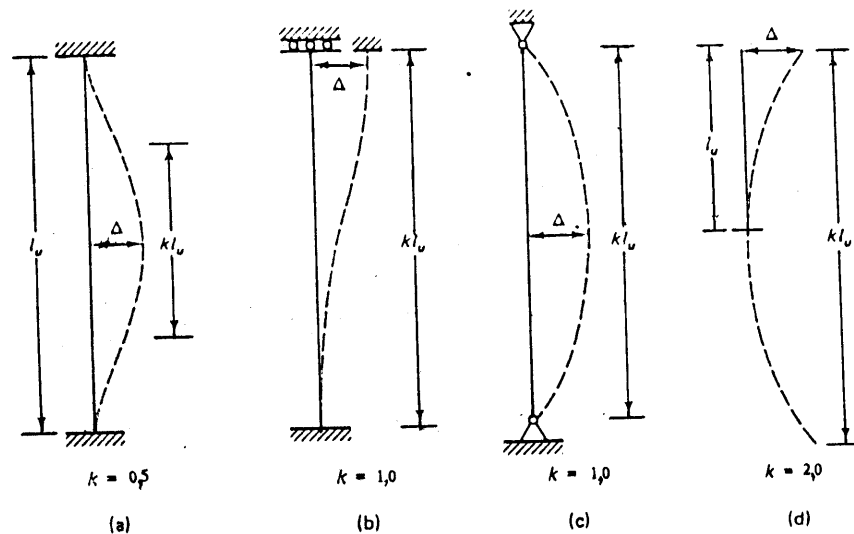
Tinjau suatu kolom langsing yang mengalami gaya aksial  $P_u$  dengan eksentrisitas  $e$ . Karena adanya efek tekuk pada kolom langsing, maka ada momen tambahan  $P_u \Delta$ . Momen ini memperkecil kapasitas gaya normal dari titik  $C$  menjadi titik  $B$  pada diagram interaksi, Gambar 9.26. Momen total ( $P_u e + P_u \Delta$ ) dinyatakan dengan titik  $B$  pada diagram tersebut, dan kolom tersebut dapat dirancang untuk momen yang lebih besar  $M_C$  dengan cara seperti pada kolom tidak langsing.

Dalam kasus seperti di atas, gaya  $P_u$  dianggap bekerja dengan eksentrisitas  $(e + \Delta)$  sehingga menghasilkan momen  $M_C$ . Angka perbandingan  $M_C/M_2$  disebut faktor pembesar (magnification factor) dengan simbol  $\delta$ . Apabila  $kl_u/r$  adalah angka kelangsingan, maka batas bawah angka kelangsingan yang apabila lebih kecil dari batas ini analisis stabilitas boleh diabaikan, berdasarkan peraturan ACI adalah:

Rangka dengan pengaku lateral  
(braced frames): 
$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (9.36a)$$

Rangka tanpa pengaku lateral  
(unbraced frames): 
$$\frac{kl_u}{r} < 22 \quad (9.36b)$$

di mana  $k$  adalah faktor panjang kolom, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.27,  $M_1$  dan  $M_2$  adalah momen pada ujung-ujung yang berlawanan pada batang tekan (kolom).  $M_2$  selalu lebih besar daripada  $M_1$ , dan angka perbandingan  $M_1/M_2$  diambil positif untuk kelengkungan tunggal (single curvature), dan negatif untuk kelengkungan tunggal (single curvature), dan negatif untuk kelengkungan ganda (double curvature), seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.28(a).



Gambar 9.27 Besar faktor panjang kolom  $k$  untuk kondisi ujung tipikal: (a) jepit-jepit; (b) jepit-jepit dengan gerak lateral; (c) sendi; (d) jepit-bebas.

Panjang efektif  $kl_u$  digunakan sebagai panjang modifikasi kolom untuk memperhitungkan efek tahanan ujung yang bukan sendi.  $kl_u$  menunjukkan panjang kolom ujung sendi ekuivalen yang mempunyai beban tekuk Euler yang sama dengan kolom yang ditinjau.

Besar faktor panjang efektif tahanan ujung  $k$  bervariasi antara 0,5 dan 2,0.

Kedua ujung sendi, tidak gerak lateral	$k = 1,0$
Kedua ujung kolom terjepit	$k = 0,5$
Satu ujung terjepit, ujung lainnya bebas	$k = 2,0$
Kedua ujung kolom terjepit, ada gerak lateral	$k = 1,0$

Kasus-kasus tipikal yang mengilustrasikan bentuk tertekuk kolom untuk beberapa kondisi ujung bebarta faktor panjang  $k$  diperlihatkan pada Gambar 9.27.

Untuk suatu batang yang merupakan bagian dari arangka struktur, tahanan ujungnya terletak di antara kondisi sendi dan kondisi jepit. Harga  $k$  aktual dapat ditentukan dari diagram Jackson dan Moreland pada Gambar 9.28. Apabila tidak memakai diagram, besarnya  $k$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan-persamaan dari Komentar Peraturan ACI sebagai berikut.

1. Batang tekan berpengaku: Batas atas faktor panjang efektif dapat diambil sama dengan yang terkecil dari kedua persamaan berikut:

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (9.37a)$$

$$k = 0.85 + 0.05\psi_{min} \leq 1.0 \quad (9.37b)$$

dimana  $\psi_A$  dan  $\psi_B$  adalah  $\psi$  pada kedua ujung kolom dan  $\psi_{min}$  adalah yang terkecil dari kedua harga tersebut.  $\psi$  adalah perbandingan angka kekakuan semua batang tekan dengan semua batang lentur dalam bidang, pada satu ujung kolom. Atau jelasnya:

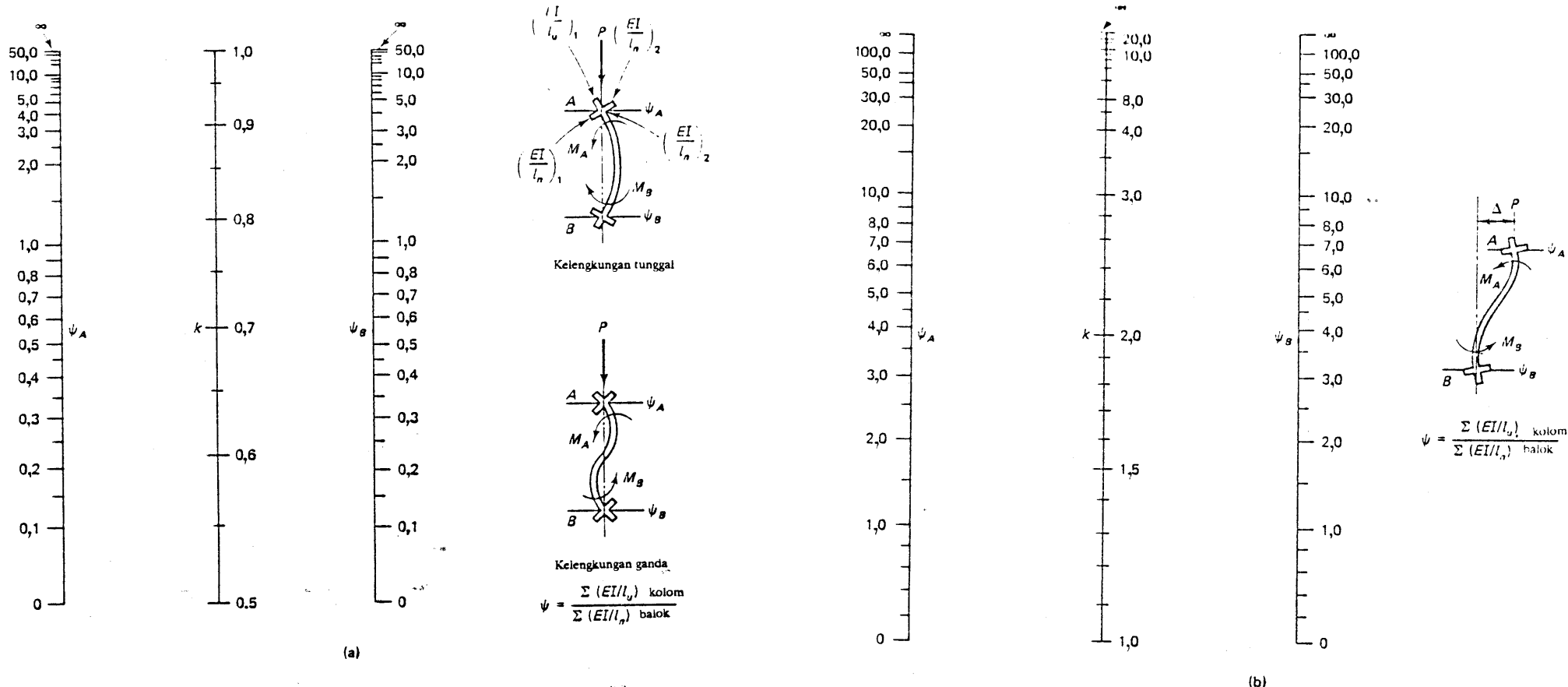
$$\psi = \frac{\sum(EI/l_u)_{kolom}}{\sum(EI/l_n)_{balok}} \quad (9.38)$$

di mana  $l_u$  adalah panjang tak tertumpu (unsupported length) kolom dan  $l_n$  adalah bentang bersih balok.

2. Batang tekan tanpa pengaku yang tertahan pada kedua ujungnya: Panjang efektifnya dapat diambil sebesar:

Untuk  $\psi_m < 2$ :

$$k = \frac{20}{20} \psi_m \sqrt{1 + \psi_m} \quad (9.39a)$$



Gambar 9.28 Faktor panjang efektif  $k$  untuk rangka: (a) dengan pengaku; (b) tanpa pengaku.

Gambar 9.28. (sambungan)

Untuk  $\psi_m \geq 2$ :

$$k = 0,9\sqrt{1 + \psi_m} \tag{9.39b}$$

di mana  $\psi_m$  adalah harga  $\psi$  rata-rata untuk kedua ujung batang tertekan tersebut.

3. Batang tekan tanpa pengaku yang kedua ujungnya sendi: Faktor panjang efektif dapat diambil sebagai:

$$k = 2,0 + 0,3\psi \tag{9.40}$$

di mana  $\psi$  adalah harga pada ujung yang tertahan.

Jari-jari girasi  $r = (I_g/A_g)^{0,5}$  dapat diambil sebagai  $r = 0,3h$  untuk penampang segi-empat di mana  $h$  adalah dimensi kolom tegak lurus terhadap sumbu lentur. Untuk penampang lingkaran, jari-jari girasi  $r$  diambil sebesar  $0,25h$ .

Apabila  $kl_u/r$  lebih besar daripada yang diperoleh dari persamaan 9.26a dan 9.36b, maka disarankan menggunakan dua metode analisis stabilitas sebagai berikut:

1. Metode pembesaran momen (*moment magnification method*) di mana desain kolom tersebut didasarkan atas momen yang diperbesar:

$$M_c = \delta M_2 = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \tag{9.41}$$

Beban lateral pada umumnya lebih menghasilkan momen yang besar dibandingkan dengan beban vertikal. Untuk memperhitungkan perbedaan antara beban lateral



dengan beban vertikal (beban gravitasi), faktor pembesaran  $\delta$  dibagi menjadi dua komponen,  $\delta_b$  dan  $\delta_s$ , di mana  $\delta_b$  adalah faktor pembesaran untuk momen yang didominasi oleh beban gravitasi  $M_{2b}$ . Momen  $M_{2b}$  didefinisikan sebagai momen ujung rencana yang terbesar pada kolom akibat beban yang tidak menyebabkan goyangan besar, yaitu hanyalah momen akibat gaya gravitasi.

$\delta_s$  adalah faktor pembesaran terhadap momen ujung terbesar  $M_{2s}$  akibat beban yang menyebabkan goyangan besar, seperti beban angin. Dalam hal rangka yang mempunyai pengaku terhadap goyangan, misalnya diperkaku dengan dinding geser, momen yang bekerja pada kolom dianggap hanya  $M_{2b}$  dan faktor pembesaran  $\delta_s$  adalah nol. Biasanya apabila defleksi lateral bangunan lebih kecil daripada  $l_u/1500$ , rangka tersebut dianggap sebagai rangka berpengaku.

2. Analisis orde kedua yang memperhitungkan efek defleksi. Analisis ini harus digunakan apabila  $kl_u/r > 100$ .

Perlu dicatat bahwa setiap kolom harus dirancang terhadap eksentrisitas yang paling sedikit  $(0,6 + 0,03h)$  ini. Ini berarti bahwa  $M_2$  yang diperoleh mempunyai batas eksentrisitas minimum sebesar  $(0,6 + 0,03h)$ in.

### 9.13 METODE PEMBESARAN MOMEN

Faktor pembesaran momen  $\delta_b$  dan  $\delta_s$  bergantung pada kelangsingan batang, kekakuan rangka keseluruhan untuk menahan momen yang bekerja pada ujung-ujungnya, dan desain penampang melintangnya. Hubungan ini dapat dinyatakan dengan:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - P_u/\phi P_c} \geq 1 \quad (9.42a)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \Sigma P_u/\phi \Sigma P_c} \geq 1 \quad (9.42b)$$

di mana  $P_c =$  beban tekuk Euler  $= \pi^2 EI/(kl_u)^2$

$kl_u =$  panjang efektif kolom (jarak antara titik balik)

$\Sigma P_u, \Sigma P_c =$  jumlah untuk semua kolom pada satu tingkat

$l_u =$  panjang tak tertumpu kolom

$C_m =$  faktor yang menghubungkan diagram momen aktual dengan diagram momen seragam ekuivalen; hanya untuk kolom berpengaku yang mengalami beban ujung,

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad \text{di mana } M_1 \leq M_2 \quad (9.43)$$

dan  $M_1/M_2 > 0$  apabila tidak ada titik belok di antara kedua ujung kolom seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.28(a) (kelengkungan tunggal). Untuk kondisi lainnya,  $C_m$  diambil sama dengan 1,0.

Apabila eksentrisitas ujung yang dihitung lebih kecil daripada  $(0,6 + 0,03h)$  in., maka momen ujung yang dihitung dapat digunakan untuk menghitung  $M_1/M_2$  dalam persamaan 9.43. Apabila dari perhitungan didapat tidak ada momen pada kedua ujung kolom, angka  $M_1/M_2$  harus diambil sebesar 1,0.

Dalam mengestimasi  $EI$  harus dimasukkan efek retak dan rangkai untuk pembebanan jangka panjang. Untuk semua batang tekan,

$$EI = \frac{(E_c I_g/5) + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (9.44a)$$

Untuk batang tekan bertulangan sedikit ( $\rho_g \leq 3\%$ ), persamaan ini dapat disederhanakan menjadi:

$$EI = \frac{E_c I_g/2,5}{1 + \beta_d} \quad (9.44b)$$

di mana

$$\beta_d = \frac{\text{momen beban mati rencana}}{\text{momen total rencana}} \leq 1$$

### 9.14 ANALISIS ORDE KEDUA

Pendekatan matematis orde kedua ini diperlukan apabila angka kelangsingan  $kl_u/r$  melebihi 100. Efek defleksi sudah harus diperhitungkan dan modulus tangent tereduksi pada beton juga harus digunakan. Perencana, dengan bantuan komputer, dapat memecahkan sekumpulan persamaan simultan yang diperlukan untuk mendapat ukuran kolom langsing beton bertulang. Untuk berbagai eksentrisitas, angka kelangsingan, dan kekuatan beton dapat digunakan diagram-diagram untuk menganalisisnya. Perlu dicatat bahwa kebanyakan kolom pada bangunan beton bertulang tidak memerlukan analisis orde kedua karena biasanya kolom-kolomnya mempunyai angka kelangsingan di bawah 100.

### 9.15 PROSEDUR OPERASIONAL DAN DIAGRAM ALIR UNTUK DESAIN KOLOM LANGSING (PANJANG)

1. Tentukan apakah rangka (frame) yang dianalisis (desain) mempunyai goyangan yang cukup besar. Apabila demikian, gunakan faktor pembesaran (magnification factor)  $\delta_b$  dan  $\delta_s$ . Apabila goyagannya dapat diabaikan, anggap  $\delta_s = 0$ . Asumsikan ukuran penampangnya. Hitung eksentrisitasnya dengan menggunakan yang

terbesar dari momen ujung, dan cek apakah sudah lebih besar dari batas eksentrisitas minimumnya.

$$\frac{M_2}{P_u} \geq (0.6 + 0.03h) \text{ in.}$$

Apabila eksentrisitasnya lebih kecil dari batas minimum, gunakan harga minimum tersebut.

- Hitung  $\psi_A$  dan  $\psi_B$  dengan menggunakan persamaan 9.38. Hitung  $k$  dengan menggunakan persamaan 9.39a dan 9.39b. Hitung  $kl_u/r$  dan tentukan apakah termasuk kolom langsing ataukah kolom pendek. Apabila berupa kolom langsing dan  $kl_u/r$  tidak melebihi 100, hitunglah momen yang diperbesar  $M_c$ . Dengan menggunakan momen ini, hitunglah eksentrisitas ekuivalen yang dapat digunakan untuk merancang kolom langsing ini seperti pada kolom pendek. Apabila  $kl_u/r$  lebih besar dari 100, lakukan analisis orde kedua.
- Desainlah kolom pendek ekuivalen. Diagram alir pada Gambar 9.29 memperlihatkan urutan perhitungan ini. Persamaan-persamaan yang diperlukan ada pada Bab 9.11 dan pada diagram alir.

### 9.15.1 Contoh 9.15: Desain Kolom Langsing (Panjang)

Kolom segiempat bersengkang yang merupakan bagian dari rangka bangunan 5 x 3 bentang harus memikul momen uniaksial. Panjang bersihnya  $l_u = 18 \text{ ft}$  (5.55 m) dan rangka tersebut tidak diperkaku terhadap goyangan lateral. Gaya aksial luar rencana pada kolom adalah  $P_u = 726.000 \text{ lb}$  (3229 kN). Momen ujung rencananya  $M_1 = 550.000 \text{ in.-lb}$  (203,88 kN-m), dan  $M_2 = 1.525.000 \text{ in.-lb}$  (1725 kN-m). Desainlah ukuran penampang kolom dan penulangan yang diperlukan untuk kondisi-kondisi sebagai berikut:

- Tinjau hanya beban gravitasi, dengan menganggap goyangan lateral akibat angin diabaikan.
- Tinjau ada goyangan akibat angin yang menyebabkan timbulnya gaya dan momen rencana  $P_u = 90.000 \text{ lb}$  (400,3 kN) dan  $M_u = 1.220.000 \text{ in.-lb}$  (137,9 kN-m).

Beban per lantai untuk semua kolom pada elevasi yang bersangkutan adalah:

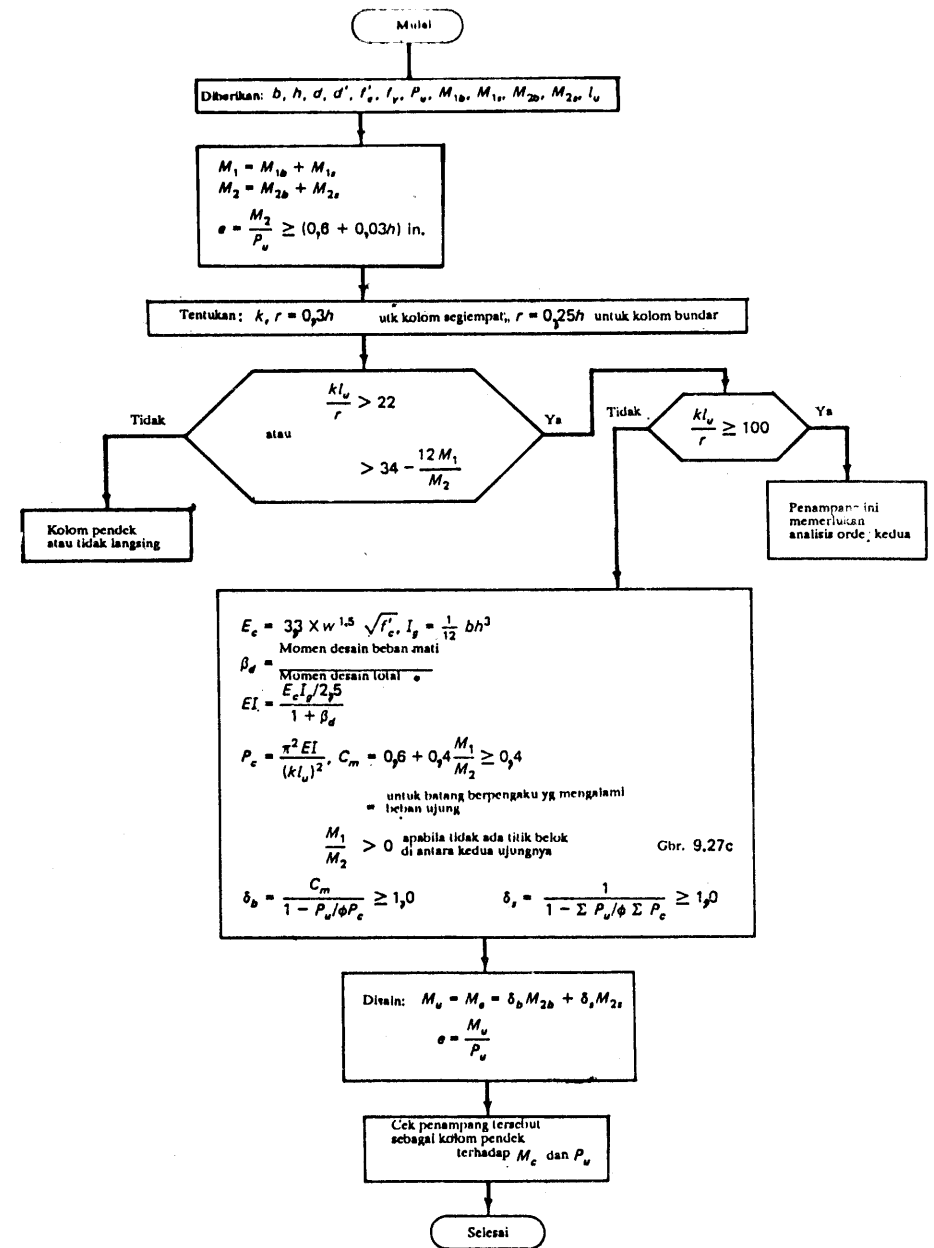
$$\Sigma P_u = 15,5 \times 10^6 \text{ lb (68.944 kN)}$$

$$\Sigma P_c = 32,0 \times 10^6 \text{ lb (142.336 kN)}$$

Diberikan:

$$\beta_d = 0,5, \quad \psi_A = 2,0, \quad \psi_B = 3,0$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34.48 MPa)}$$



Gambar 9.29 Diagram alir untuk desain kolom langsing.

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$d' = 2,5 \text{ in. (63,5 mm)}$$

### Solusi

#### 1. Hanya Beban Gravitasi

##### Cek goyangan dan eksentrisitas minimum (Langkah 1)

Karena rangka tersebut mempunyai goyangan yang cukup kecil, maka seluruh momen  $M_2$  diambil sebagai  $M_{2b}$  dan faktor pembesaran  $\delta_s$  sama dengan nol. Dengan coba-coba dan penyesuaian, ukuran penampang diasumsikan dan dianalisis. Coba ukuran 21 in. x 21 in. (533,4 mm x 533,4 mm) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.30(a).

$$\text{eksentrisitas aktual} = \frac{M_{2b}}{P_u} = \frac{1.525.000}{7.26.000} = 2,1 \text{ in. (52 mm)}$$

$$\begin{aligned} \text{eksentrisitas minimum yang diizinkan} &= 0,6 + 0,03 \times 21 \\ &= 1,23 \text{ in.} < 2,1 \text{ in.} \end{aligned}$$

$$H \text{ Gunakan } M_{2b} = 1.525.000 \text{ in.-lb (172,26 kN-m).}$$

##### Hitung eksentrisitas yang digunakan untuk kolom pendek ekuivalen (Langkah 2)

Dari diagram pada Gambar 9.28(b),  $k = 1,7$

$$\text{angka kelangsingan} \frac{kl_u}{r} = \frac{1,7 \times 18 \times 12}{0,3 \times 21} = 58,29$$

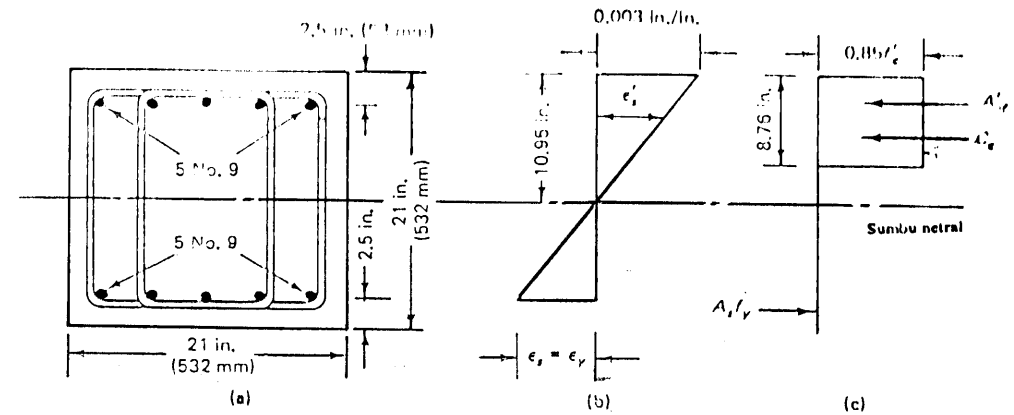
Karena  $58,29 > 22$  dan  $< 100$ , maka digunakan metode pembesaran momen.

$$\begin{aligned} E_c &= 33w^{1,5} \sqrt{f'_c} = 33 \times 150^{1,5} \sqrt{5000} \\ &= 4,29 \times 10^6 \text{ psi (29,58} \times 10^6 \text{ kPa)} \end{aligned}$$

$$I_g = \frac{21(21)^3}{12} = 16.206,8 \text{ in.}^4$$

$$\begin{aligned} EI &= \frac{E_c I_g / 2,5}{1 + \beta_d} = \frac{4,29 \times 10^6 \times 16.206,8}{2,5} \times \frac{1}{1 + 0,5} \\ &= 18,54 \times 10^9 \text{ lb-in.}^2 \end{aligned}$$

$$(kl_u)^2 = (1,7 \times 18 \times 12)^2 = 134,8 \times 10^3 \text{ in.}^2$$



Gambar 9.30 Geometri kolom, diagram regangan dan tegangannya (keruntuhan *balanced*): (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

Dengan demikian:

$$\begin{aligned} P_c &= \text{beban tekuk Euler} = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 17,54 \times 10^9}{134,8 \times 10^3} = 1,356 \times 10^6 \text{ lb} = 1356 \text{ kips (6032 kN)} \end{aligned}$$

$$C_m = 1,0 \text{ untuk kolom tanpa pengaku lateral}$$

$$\text{faktor pembesaran momen } \delta_b = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} = \frac{1,0}{1 - \frac{726}{0,7 \times 1356}}$$

$$\begin{aligned} \text{momen desain } M_c &= \delta_b M_{2b} = 4,253 \times 1.525.000 \\ &= 6.485.825 \text{ in.-lb (628,34 kN-m)} \end{aligned}$$

Asumsikan bahwa faktor reduksi  $\phi = 0,70$ , maka:

$$P_n \text{ yang diperlukan} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{726.000}{0,7} = 1.037.143 \text{ lb (4612,8 kN)}$$

$$M_n \text{ yang diperlukan} = \frac{6.485.825}{0,7} = 9.265.464 \text{ in.-lb (1957,22 kN-m)}$$

Dengan demikian gaya dan momen pada kolom pendek ekuivalen yang akan dirancang adalah  $P_n = 1.037.143 \text{ lb}$  dan  $M_n = 9.265.464 \text{ in.-lb}$  dan eksentrisitasnya.

$$e = \frac{9.265.464}{1.037.143} = 8,93 \text{ in. (227 mm)}$$

Desain kolom pendek ekuivalen (Langkah 3)

Lakukan analisis kolom bujursangkar 21 in. x 21 in. Anggap bahwa  $\rho = \rho' = 1,25\%$ .

$$A_s = A'_s = 0,0125(21 \times 18,5) = 4,86 \text{ in.}^2$$

Gunakan lima tulangan No. 9 (5 diameter 28 mm) pada masing-masing sisi.  $A_s = A'_s = 5,0 \text{ in.}^2$  (3225 mm<sup>2</sup>).

$$c_b = d \times \frac{87.000}{87.000 + f_y} = 18,5 \times \frac{87.000}{87.000 + 60.000} = 10,95 \text{ in. (278 mm)}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = (0,85 - 0,05) \times 10,95 = 8,76 \text{ in. (222,5 mm)}$$

$$f'_s = 0,003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{10,95 - 2,5}{10,94} \right) = 67.137 \text{ psi} > f_y$$

jadi  $f'_s = f_y$

$$P_{nb} = 0,85 f'_c b a = 0,85 \times 5000 \times 21 \times 8,76 = 781.830 \text{ lb (3473,8 kN)} \quad P_n =$$

$$M_{nb} = 9584800 \text{ in.-lb (2024,7 kNm)}$$

$$e_b = 12,25 \text{ in} > e = 8,93 \text{ in}$$

Keruntuhannya berupa keruntuhan tekan.

$$P_n = \frac{A'_s f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,5} + \frac{b h f'_c}{\frac{3 h e}{d^2} + 1,18}$$

$$P_n = \frac{5,0 \times 60.000}{\frac{8,93}{18,5 - 2,5} + 0,5} + \frac{21 \times 21 \times 5000}{\frac{3 \times 21 \times 8,93}{(18,5)^2} + 1,18} = 1.064.383 \text{ lb (4733 kN)}$$

Kekuatan nominal gaya aksial  $P_n$  lebih besar dari  $P_n$  yang diperlukan = 1.037.143 lb, jadi desain ini cukup memenuhi.

Desain sengkang (Langkah 4)

Coba tulangan sengkang No. 3 (diameter 9,52 mm). Jaraknya harus paling sedikit  $h = 21 \text{ in. (533,4 mm)}$ .

$$16 \times \text{ diameter No. 9} = 14 \text{ in. (457,2 mm)}$$

$$18 \times \text{ diameter No. 3} = 18 \text{ in. (457,2 mm)}$$

Dengan demikian gunakan sengkang tertutup No. 3 (diameter 9,52 mm) dengan jarak 18 in. (455 mm) as ke as.

Beban Gravitasi dan Angin (goyangan cukup besar)

Dari bagian I tadi diperoleh:

$$P_c = 1.356.000 \text{ lb.}$$

$$U = 0,75 (1,4D + 1,7L + 1,7W)$$

juga

$$U = 0,9D + 1,3W' \text{ (tidak menentukan)}$$

Dengan demikian: -

$$P_u = 0,75(726.000 + 90.000) = 612.000 \text{ lb}$$

$$M_{2b} = 0,75 \times 1.525.000 = 1.143.750 \text{ in.-lb}$$

$$M_{2s} = 0,75 \times 1.220.000 = 915.000 \text{ in.-lb}$$

$$\delta_b = \frac{1,0}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{612.000}{0,7 \times 1.143.750}} = 4,24$$

$$\delta_s = \frac{1,0}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_c}} = \frac{1,0}{1 - \frac{15,5 \times 10^6}{0,7 \times 32,0 \times 10^6}} = 3,25$$

$$M_c = 4,24(1.143.750) + 3,25 \times 915.000 = 7.823.250 \text{ in.-lb}$$

$P_n$  yang diperlukan =  $612.000/0,7 = 874.286 \text{ lb} < P_{nb} = 781.830 \text{ lb}$ , jadi yang menentukan adalah keruntuhan tekan.

$$M_n \text{ yang diperlukan} = \frac{7.823.250}{0,7} = 11.176.071 \text{ in.-lb}$$

$$\text{eksentrisitas } e = \frac{11.176.071}{874.286} = 12,77 \text{ in.}$$

Anggap ukuran penampangnya sama dengan bagian satu, dan gunakan solusi pendekatan Whitney, maka

$$P_n \text{ yang ada} = \frac{5,0 \times 60.000}{\frac{12,78}{(18,5-2,5)} + 0,5} + \frac{21 \times 21 \times 5000}{\frac{3 \times 21 \times 12,78}{(18,5)^2} + 1,18}$$

$$= 855.197 \text{ lb} < P_n \text{ yang diperlukan} = 874.286 \text{ lb}$$

Coba perbanyak tulangan menjadi 6 No. 9 pada masing-masing sisi. Ini akan menghasilkan  $P_n = 901.850 \text{ lb}$  (4011 kN), jadi cukup memenuhi.

Dengan demikian ukuran penampang 21 in. x 21 in. dan tulangan 6 No. 9 pada masing-masing sisi sejajar dengan sumbu netral cukup memenuhi. Gunakan ukuran dan jarak sengkang seperti pada bagian 1.

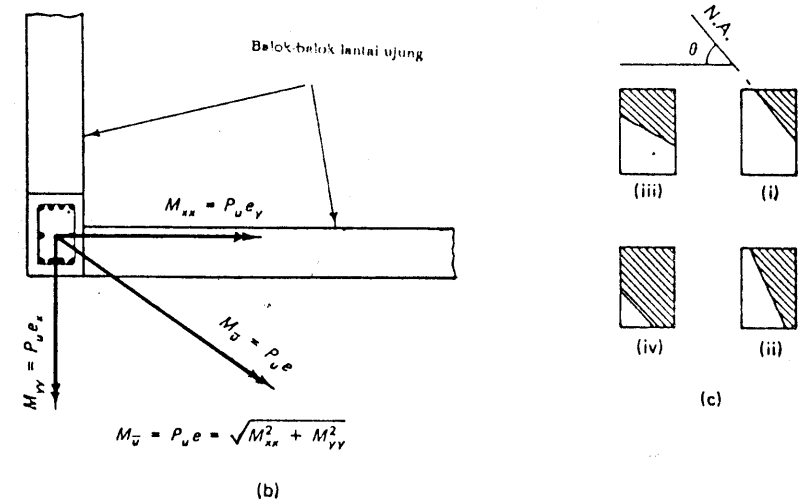
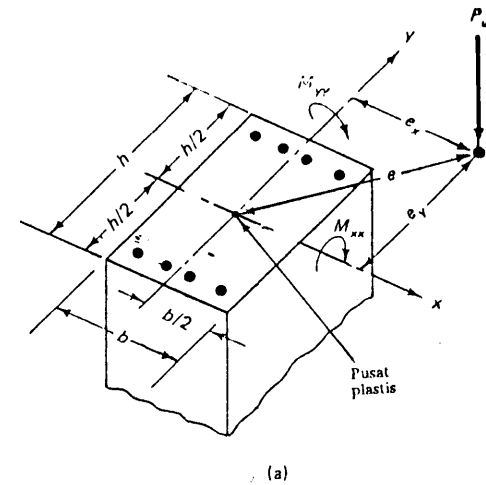
## 9.16 ELEMEN STRUKTUR YANG MENGALAMI GAYA TEKAN DAN MOMEN BIAKSIAL

### 9.16.1 Analisis dengan Metode Eksak

Kolom-kolom pada pojok bangunan adalah suatu elemen struktur yang mengalami momen lentur biaxial, yaitu momen lentur terhadap sumbu  $x$  dan  $y$  pada Gambar 9.31. Selain itu lentur biaxial dapat terjadi apabila beban pada bentang yang bersebelahan di kepala jembatan tidak sama. Kolom yang mengalami momen  $M_{xx}$  terhadap sumbu  $x$  menghasilkan eksentrisitas  $e_y$ , dan momen  $M_{yy}$  terhadap sumbu  $y$  menghasilkan eksentrisitas  $e_x$ . Dengan demikian sumbu netralnya membentuk sudut  $\theta$  dengan garis horizontal.

Besar sudut  $\theta$  bergantung pada interaksi momen lentur terhadap kedua sumbu dan besarnya beban  $P_u$ . Daerah yang tertekan pada beton dapat mempunyai bentuk-bentuk seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.31(c). Karena kolom demikian harus dirancang terhadap prinsip-prinsip awalnya, maka harus digunakan prosedur coba-coba-dan-penyesuaian di mana keserasian regangan harus dipertahankan pada setiap taraf tulangan. Prosesnya serupa dengan yang telah dibahas pada Bab 9.5 untuk kolom dengan tulangan pada semua sisinya. Hanya saja dalam hal lentur biaxial diperlukan adanya perhitungan tambahan karena posisi sumbu netral yang miring, dan adanya empat kemungkinan bentuk daerah beton yang tertekan.

Gambar 9.32 memperlihatkan distribusi regangan dan gaya-gaya pada penampang kolom segiempat.  $G_c$  adalah pusat berat daerah beton yang tertekan, yang koordinatnya  $x_c$  dan  $y_c$  dari sumbu netral berturut-turut dalam arah  $x$  dan  $y$ .  $G_{sc}$  adalah posisi resultan pada tulangan tekan yang koordinatnya  $x_{sc}$  dan  $y_{sc}$  dari sumbu netral berturut-turut dalam arah  $x$  dan  $y$ .  $G_{st}$  adalah posisi resultan pada tulangan tarik yang koordinatnya  $x_{st}$  dan  $y_{st}$  dari sumbu netral berturut-turut dalam arah  $x$  dan  $y$ . Per-



Gambar 9.31 Kolom pojok yang mengalami gaya aksial: (a) penampang kolom dengan lentur biaxial; (b) vektor momen  $M_{xx}$  dan  $M_{yy}$  pada potongan kolom.

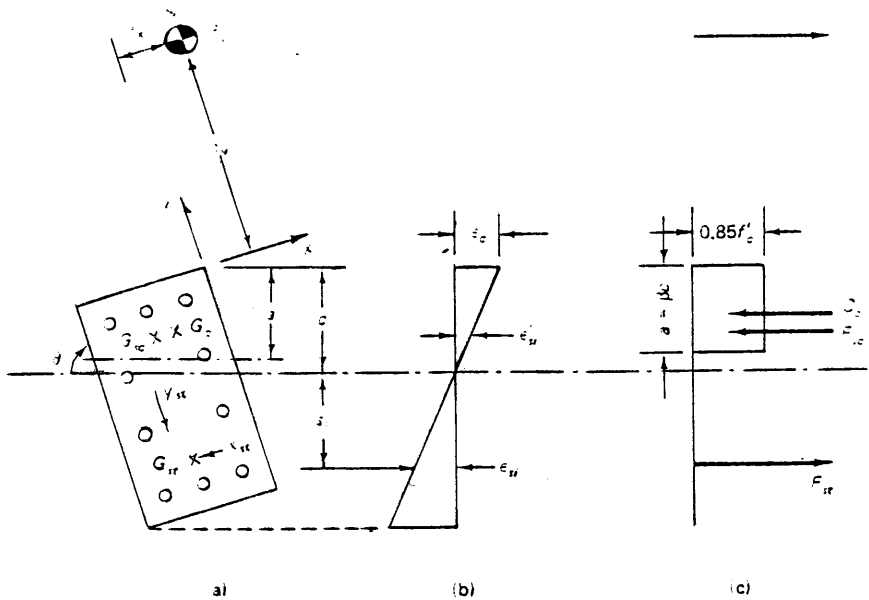
samaan keseimbangan gaya-gaya luar dan dalam menghasilkan:

$$P_n = 0.85f'_c A_c + F_{sc} - F_{st} \quad (9.45)$$

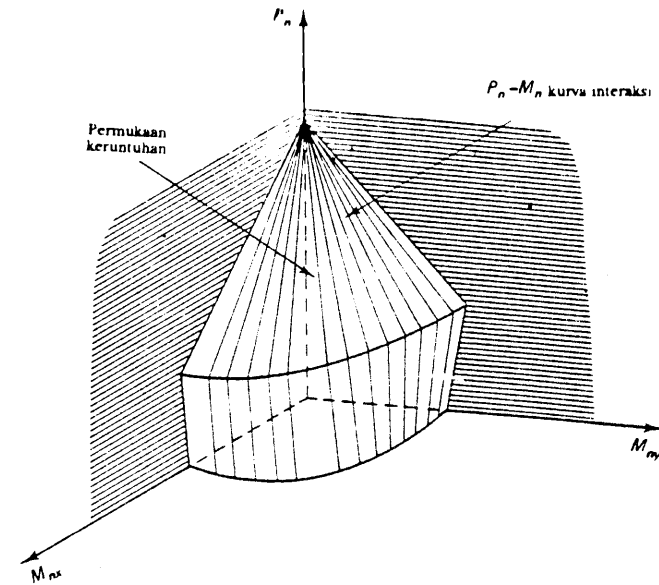
di mana  $A_c$  = luas beton tertekan yang dicakup oleh blok tegangan ekuvalen.

$$F_{sc} = \text{resultan gaya tulangan tekan} = \sum A'_s f_{sc}$$

$$F_{st} = \text{resultan gaya tulangan tarik} = \sum A_s f_{st}$$



Gambar 9.32 Keserasian regangan dan gaya-gaya pada kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial: (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) gaya-gaya.



Gambar 9.33 Permukaan interaksi keruntuhan (failure interaction surface) untuk lentur biaksial pada kolom.

Persamaan keseimbangan momen luar dan dalam menghasilkan:

$$P_n e_x = 0,85f'_c A_c x_c + F_{sc} x_{sc} + F_{st} x_{st} \quad (9.46a)$$

$$P_n e_y = 0,85f'_c A_c y_c + F_{sc} y_{sc} + F_{st} y_{st} \quad (9.46b)$$

Dalam setiap coba-coba, posisi sumbu netral harus diasumsikan terlebih dahulu, dan tegangan pada tulangan dihitung dengan menggunakan:

$$f_{si} = E_s \epsilon_{si} = E_c \epsilon_c \frac{s_i}{c} < f_y \quad (9.47)$$

### 9.16.2 Metode Kontur Beban

Untuk kolom pojok, suatu metode yang dengan cepat dapat digunakan adalah desain kolom terhadap jumlah vektor  $M_{xx}$  dan  $M_{yy}$  dan menggunakan lingkaran tulangan di dalam penampang bujur-sangkar. Akan tetapi, dalam banyak hal prosedur ini dianggap tidak ekonomis. Pendekatan desain lainnya yang telah cukup baik dibuktikan dengan eksperimen adalah dengan mentransformasikan lentur biaksial menjadi momen uniaksial dan eksentrisitas uniaksial ekuivalen. Dengan demikian penampangnya dapat dirancang terhadap lentur uniaksial dengan cara yang telah dibahas pada bab ini, dan

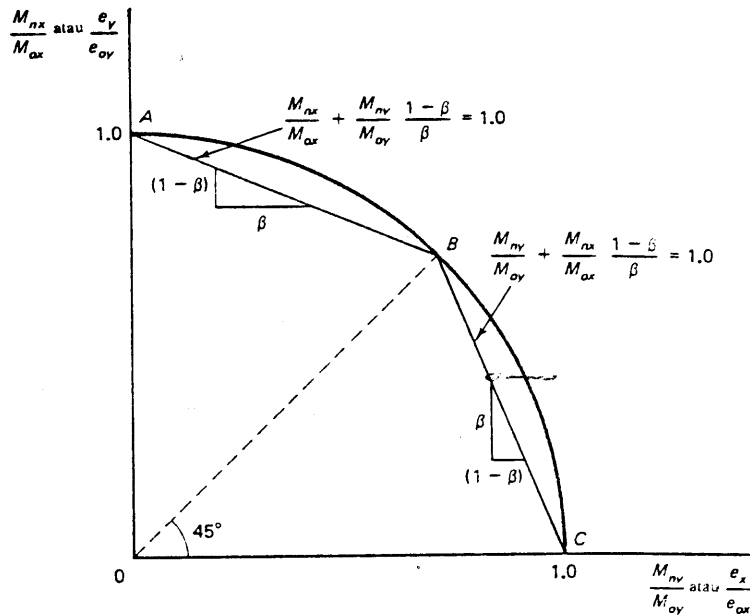
penampang yang diperoleh dengan cara demikian akan mampu memikul momen lentur biaksial rencana.

Pada metode ini ditinjau permukaan runtuh (failure surface) – bukan bidang runtuh – dan metode ini biasa disebut sebagai *metode kontur Bresler-Parme*. Metode ini melibatkan potongan permukaan runtuh tiga dimensi, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.33, untuk suatu gaya konstan  $P_n$  sehingga didapatkan bidang potongan yang menyatakan hubungan antara  $M_{nx}$  dan  $M_{ny}$ . Dengan perkataan lain, permukaan kontur  $S$  dapat dipandang sebagai bidang lengkung yang terdiri atas sekumpulan kurva yang disebut *kontur beban*.

Persamaan umum tak berdimensi kontur beban untuk  $P_n$  konstan dapat dinyatakan sebagai:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{ox}}\right)^{\alpha_1} + \left(\frac{M_{ny}}{M_{oy}}\right)^{\alpha_2} = 1,0 \quad (9.48)$$

di mana  $M_{nx} = P_n e_y$  dan  $M_{ny} = P_n e_x$   
 $M_{ox} = M_{nx}$  untuk  $P_n$  tertentu apabila  $M_{ny}$  atau  $e_x = 0$   
 $M_{oy} = M_{ny}$  untuk  $P_n$  tertentu apabila  $M_{nx}$  atau  $e_y = 0$



Gambar 9.34 Plot kontur interaksi yang dimodifikasi pada  $P_n$  konstan untuk kolom yang mengalami lentur biaksial.

Momen  $M_{Ox}$  dan  $M_{Oy}$  adalah kekuatan momen tahanan yang diperlukan, masing-masing terhadap sumbu  $x$  dan  $y$ .

$\alpha_1, \alpha_2$  = pangkat yang bergantung pada geometri penampang kolom, persentase tulangan, lokasi tulangan, dan tegangan bahan  $f'_c$  dan  $f_y$ .

Persamaan 9.48 dapat disederhanakan dengan menggunakan pangkat yang sama dan faktor  $\beta$  untuk suatu  $P_n$  sedemikian rupa sehingga  $M_{nx}/M_{ny}$  mempunyai harga sama dengan  $M_{Ox}/M_{Oy}$  seperti yang telah dibahas secara rinci oleh Parme dkk. Penyederhanaan tersebut menghasilkan:

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{Ox}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{Oy}}\right)^\alpha = 1,0 \quad (9.49)$$

di mana  $\alpha$  mempunyai harga  $(\log 0,5/\log \beta)$ . Gambar 9.34 memperlihatkan plot kontur dari Persamaan 9.49.

Untuk desain, kontur ini dapat didekati dengan dua garis lurus  $BA$  dan  $BC$ , dan persamaan 9.49 dapat disederhanakan untuk dua kondisi, yaitu:

1. Untuk  $AB$  di mana  $M_{ny}/M_{oy} < M_{nx}/M_{ox}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{Ox}} + \frac{M_{ny}}{M_{Oy}} \left[ \frac{1 - \beta}{\beta} \right] = 1,0 \quad (9.50a)$$

2. Untuk  $BC$  di mana  $M_{ny}/M_{oy} > M_{nx}/M_{ox}$ :

$$\frac{M_{ny}}{M_{Oy}} + \frac{M_{nx}}{M_{Ox}} \left[ \frac{1 - \beta}{\beta} \right] = 1,0 \quad (9.50b)$$

Dalam kedua persamaan ini kekuatan momen uniaksial ekuivalen aktual  $M_{Oxn}$  dan  $M_{Oyn}$  yang menentukan paling sedikit harus sama dengan kekuatan momen uniaksial  $M_{Ox}$  dan  $M_{Oy}$  yang diperlukan.

Untuk penampang segiempat yang tulangnya didistribusikan merata pada semua sisi kolom, angka perbandingan  $M_{Oy}/M_{Ox}$  dapat didekati dengan  $b/h$ . Dengan demikian persamaan 9.50a dan 9.50b dapat dimodifikasi menjadi:

1. Untuk  $M_{ny}/M_{nx} > b/h$ :

$$M_{ny} + M_{nx} \frac{b}{h} \frac{1 - \beta}{\beta} \approx M_{Oy} \quad (9.51a)$$

2. Untuk  $M_{ny}/M_{nx} \leq b/h$ :

$$M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \frac{1 - \beta}{\beta} \approx M_{Ox} \quad (9.51b)$$

Kekuatan momen yang diperlukan adalah yang terbesar di antara  $M_{Ox}$  dan  $M_{Oy}$  yang diperoleh dari persamaan 9.51a dan 9.51b.

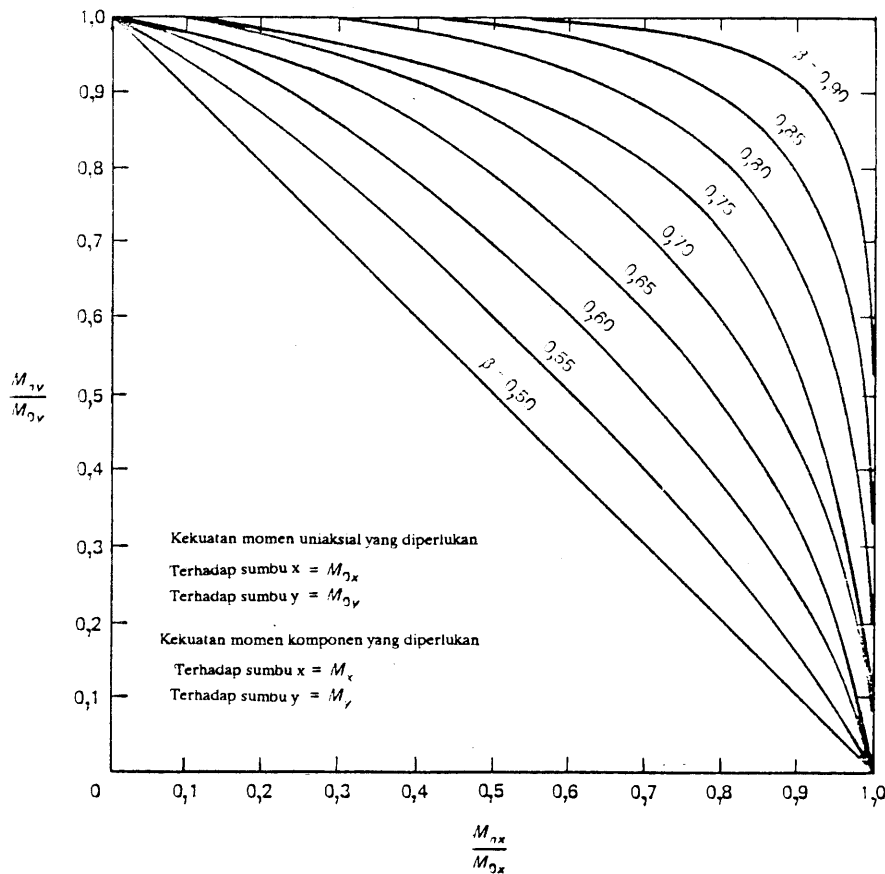
Gambar 9.35 dapat digunakan untuk memilih  $\beta$  dalam analisis dan desain kolom biaksial. Dengan demikian metode kontur gaya yang dinyatakan dengan persamaan 9.49 merupakan metode untuk mencari kekuatan momen ekuivalen  $M_{Ox}$  dan  $M_{Oy}$  yang dapat dipakai untuk merencanakan kolom yang seolah-olah mengalami lentur uniaksial.

### 9.16.3 Proseur Operasional Langkah-demi-Langkah untuk Desain Kolom yang Mengalami Lentur Biaksial

Langkah-langkah berikut ini dapat dipakai sebagai petunjuk dalam desain kolom yang mengalami lentur pada arah  $x$  dan  $y$ . Prosedur ini beranggapan bahwa luas tulangan sama (terbagi rata) pada semua sisi.

1. Hitung momen lentur uniaksial dengan menganggap banyaknya tulangan pada masing-masing sisi sama. Asumsikan faktor konstanta interaksi  $\beta$  antara 0,50 dan

- 0,70. Asumsikan perbandingan  $b/h$ . Angka perbandingan ini dapat didekati dengan  $M_{UX}/M_{UY}$ . Dengan menggunakan persamaan 9.51a dan 9.51b, tentukan momen uniaksial ekuivalen yang diperlukan  $M_{OX}$  atau  $M_{OY}$ . Apabila  $M_{UX}$  lebih besar daripada  $M_{UY}$ , gunakan  $M_{OX}$  untuk desain, begitu pula sebaliknya.
2. Asumsikan ukuran penampang melintang kolom dan angka penulangan  $\rho = \rho'$  0,01 sebesar 0,02 pada setiap dua sisi yang sejajar dengan sumbu lentur dari momen ekuivalen yang terbesar. Tentukan penulangan prarencana. Hitung kapasitas  $P_n$  peampang yang telah diasumsikan. Dalam desain akhir, jumlah tulangan memanjang pada keempat sisi harus sama.
  3. Hitung kekuatan momen nominal aktual  $M_{OXn}$  untuk lentur uniaksial ekuivalen terhadap sumbu x untuk  $M_{OY} = 0$ . Besarnya tidak boleh lebih kecil dari kekuatan momen yang diperlukan  $M_{OX}$ .
  4. Hitung kekuatan momen nominal aktual  $M_{OYn}$  untuk momen lentur uniaksial ekuivalen terhadap sumbu y untuk  $M_{OX} = 0$ .
  5. Carilah  $M_{UY}$  dengan memasukkan  $M_{UX}/M_{OXn}$  dan harga  $\beta$  coba-coba pada Gambar 9.35.

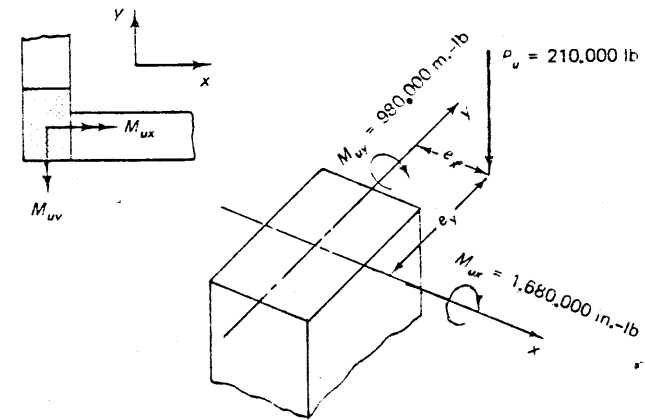


Gambar 9.35 Diagram faktor kontur  $\beta$  untuk kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

6. Lakukan coba-coba dan penyesuaian berikutnya dengan memperbesar  $\beta$  apabila  $M_{UY}$  yang diperoleh dari diagram lebih kecil daripada  $M_{UY}$  yang diperlukan. Ulangi langkah-langkah tadi sampai harga kedua  $M_{UY}$  sama, baik dengan cara mengubah-ubah harga  $\beta$  maupun dengan mengubah-ubah penampangnya.
7. Desainlah tulangan senjangannya, dan buatlah detailnya.

#### 9.16.4 Contoh 9.16: Desain Kolom yang Mengalami Lentur Biaksial

Suatu kolom pojok mengalami gaya aksial tekan rencana  $P_{U1} = 210.000$  lb (945 kN), momen lentur rencana  $M_{UX} = 1.680.000$  in.-lb (189 kN-m) terhadap sumbu x, dan momen lentur rencana  $M_{UY}$  terhadap sumbu y seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.36. Diberikan:



Gambar 9.36 Gaya tekan dan lentur biaksial pada kolom pojok untuk contoh 9.16.

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

Desainlah kolom segiempat bersengkang untuk memikul momen lentur akibat eksentrisitas gaya tekan tersebut.

#### Solusi

Hitung momen lentur uniaksial ekuivalen dengan menganggap banyaknya tulangan pada semua sisi sama (Langkah 1)

Anggap bahwa  $\phi = 0,70$  untuk kolom bersengkang.

$$P_n \text{ nominal yang diperlukan} = \frac{210.000}{0,70} = 300.000 \text{ lb (1350 kN)}$$



$$M_{nx} \text{ nominal yang diperlukan} = \frac{1.680.000}{0,70} = 2.400.000 \text{ in.-lb (271,2 kN-m)}$$

$$M_{ny} \text{ nominal yang diperlukan} = \frac{980.000}{0,70} = 1.400.000 \text{ in.-lb (158,2 kN-m)}$$

Lakukan analisis momen ekuivalen dan eksentrisitas ekuivalen terhadap sumbu  $x$  karena yang terbesar di antara kedua momen biaksial adalah  $M_{nx} = 2.400.000$  in.-lb terhadap sumbu  $x$ .

$$\frac{M_{nx}}{M_{ny}} = \frac{2.400.000}{1.400.000} = 1,71$$

Karena dimensi kolom sebanding dengan momen-momen yang bekerja, anggap bahwa  $h/b = 1,71$  atau  $b = 12$  in. dan  $h = 20$  in. sehingga  $h/b = 1,67$ . Asumsikan faktor kon- tur interaksi  $\beta = 0,61$ .

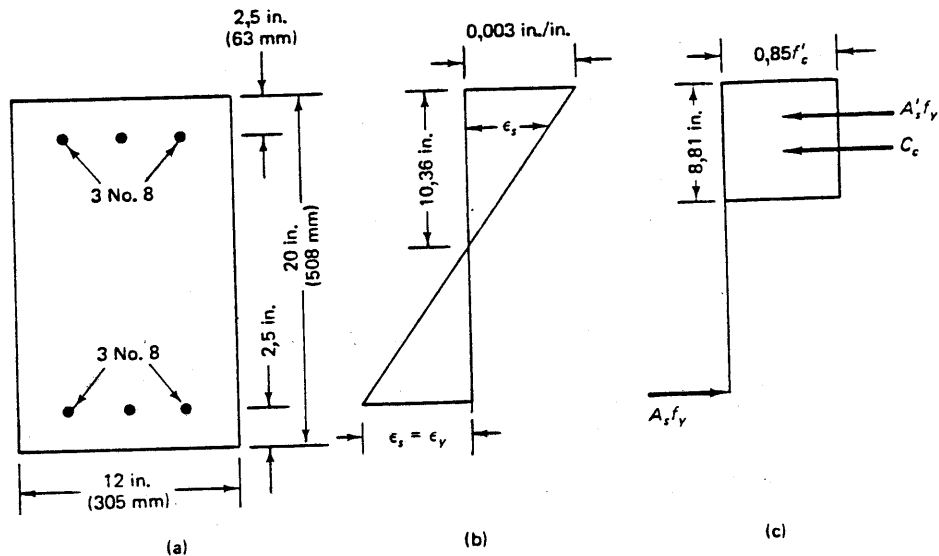
$$M_{Ox} \text{ ekuivalen} = M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \frac{1 - \beta}{\beta}$$

atau

$$M_{Ox} = 2.400.000 + 1.400.000(1,67) \left( \frac{1 - 0,61}{0,61} \right) =$$

$$= 3.894.787 \text{ in.-lb (440,1 kN-m)}$$

$$(M_{Ox} = 3.891.803 \text{ in.-lb dari Bab 13.12.5.})$$



Gambar 9.37 Geometri kolom ekuivalen, diagram tegangan, dan regangan (keruntutan *balanced*): (a) penampang melintang; (b) regangan; (c) tegangan.

Kontrol kapasitas  $P_n$  penampang yang telah diasumsikan (Langkah 2)

Dari langkah 1 diperoleh  $b = 12$  in. (304,8 mm) dan  $h = 20$  in. (508,0 mm). Anggap angka penulangan  $\rho = \rho' = 0,012$ , dan  $d' = 2,5$  in.,  $d = 20,0 - 2,5 = 17,5$  in. (445,5 mm).

$$A_s = A'_s = 0,012 \times 12(20,0 - 2,5) = 2,52 \text{ in.}^2$$

Coba  $A_s = A'_s = 2,37 \text{ in.}^2$  (1528,7 mm<sup>2</sup>) pada masing-masing sisi yang sejajar dengan sumbu lentur  $x$  pada Gambar 9.37.

Analisis kondisi *balanced*:

$$c_b = \frac{87.000}{87.000 + f_y} d = \left( \frac{87.000}{87.000 + 60.000} \right) 17,5 = 10,36 \text{ in.}$$

$$a_b = 0,85 \times 10,36 = 8,81 \text{ in. (233,7 mm)}$$

$$f'_s = \epsilon_c E_s \frac{c - d'}{c} = 0,003 \times 29 \times 10^6 \left( \frac{10,36 - 2,5}{10,36} \right)$$

$$= 66.000 \text{ psi} > f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Dengan demikian  $f'_s = 60.000$  psi

$$P_{nb} = 0,85 f'_c b a_b + A'_s f_y - A_s f_y$$

$$= 0,85 \times 4000 \times 12,0 \times 8,81 + 2,37 \times 60.000 - 2,37 \times 60.000$$

$$= 359.448 \text{ lb} > P_n = 300.000 \text{ lb}$$

Maka keruntutan yang menentukan adalah lelehnya tulangan tarik.

Mencari kapasitas gaya aksial  $P_n$ :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,37}{12 \times 17,5} = 0,0113$$

$$e = \frac{M_{Ox}}{P_n} = \frac{3.894.787}{300.000} = 12,98 \text{ in. (329,8 mm)}$$

$$e' = e + \frac{d - d'}{2} = 12,98 + \frac{17,5 - 2,5}{2} = 20,48 \text{ in.}$$

$$1 - \frac{e'}{d} \text{ atau } \frac{h - 2e}{2d} = 1 - \frac{20,48}{17,5} = -0,17$$

$$1 - \frac{d'}{d} = 1 - \frac{2,5}{17,5} = 0,857$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{60.000}{0.85 \times 4000} = 17.65$$

Persamaan berikut ini berlaku untuk kolom yang mempunyai kegagalan tarik, dengan anggapan tulangan tekan  $A'_s$  telah leleh.

$$P_n = 0.85f'_c b d \left\{ \left(1 - \frac{e'}{d}\right) + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2mp\left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \right\}$$

Dengan mengabaikan adanya luas beton yang tergantikan oleh tulangan baja, maka:

$$P_n = 0.85 \times 4000 \times 12 \times 17.5 \left[ 1 - 0.17 + \sqrt{\left(1 - 0.17\right)^2 + 2 \times 17.65 \times 0.0113 \times 0.857} \right] \\ = 714.000(0.4389) = 313.368 \text{ lb} > 300.000$$

Gunakan  $P_n$  ini sebagai coba-coba pertama.

Cek  $\phi$  yang diasumsikan = 0,70:

$$\phi = 0.90 - \frac{2.0P_n}{f'_c A_g} = 0.90 - \frac{2.0 \times 0.7 \times 313.368}{4000 \times 12 \times 20} \\ = 0.84 < 0.70$$

Asumsikan bahwa  $\phi = 0.70$ .

Kontrol keserasian regangan:

$$a = \frac{P_n}{0.85f'_c b} = \frac{313.368}{0.85 \times 4.000 \times 12} = 7.68$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.35}{0.85} = 9.04 \text{ in.}$$

$$f'_s = 87.000 \left( \frac{9.04 - 2.5}{9.04} \right) = 62.940 \text{ psi} > f_y \\ = 60.000$$

Dengan demikian  $A'_s$  telah leleh sehingga persyaratan keserasian yang digunakan dalam menghitung  $P_n$  terpenuhi.

Hitung momen tahanan nominal aktual  $M_{OxN}$  untuk lentur uniaksial ekuivalen terhadap sumbu x bila  $M_{Oy} = 0$  (Langkah 3)

$P_n$  yang diperlukan = 300.000 lb. Dengan menganggap bahwa tulangan tekan telah leleh (akan diselidiki kebenarannya nanti), maka  $f'_s = 60.000$  dan  $A'_s f'_s = A_s f_y = 0$ . Jadi  $P_n = 0.85f'_c b w$ , atau:

$$a = \frac{P_n}{0.85f'_c b} = \frac{300.000}{0.85 \times 4000 \times 12} = 7.35 \text{ in.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.35}{0.85} = 8.65 \text{ in.}$$

$$f'_s = 87.000 \left( \frac{8.65 - 2.5}{8.65} \right) = 61.855 \text{ psi} > 60.000 \text{ O.K.}$$

$A_s$  pada sisi yang tertarik telah leleh karena  $a = 7.35 \text{ in.} < a_b = 8.81 \text{ in.}$ : pada saat itu mana sumbu netralnya lebih kecil daripada kondisi *balanced*.

$$M_{OxN} = P_n e = 0.85f'_c b a \left( \bar{y} - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (\bar{y} - d') + A_s f_y (d - \bar{y})$$

atau

$$M_{OxN} = 0.85 \times 4000 \times 12 \times 7.35 \left( \frac{20}{2} - \frac{7.35}{2} \right) + 2.37 \times 60.000 \left( \frac{20}{2} - 2.5 \right) \\ + 2.37 \times 60.000 \left( 17.5 - \frac{20}{2} \right) \\ = 4.029.741 \text{ in.-lb} (455,4 \text{ kN-m}) > M_{Ox} (3.894.784 \text{ in.-lb}) \text{ O.K.}$$

Apabila perhitungannya menghasilkan  $M_{OxN} < M_{Ox}$  yang diperoleh dari langkah 1, ubah penampangnya dengan memperbesar luas tulangan baja, atau memperbesar tulangannya, atau keduanya.

Hitung momen tahanan nominal aktual  $M_{OyN}$  untuk momen lentur uniaksial ekuivalen terhadap sumbu y bila  $M_{Ox} = 0$  (Langkah 4)

Dalam kondisi ini,  $b = 20 \text{ in.}$ ,  $h = 12 \text{ in.}$ ,  $d = 9,5 \text{ in.}$ , dan  $A_s = A'_s = 2,37 \text{ in.}^2$ . Dengan coba-coba dan penyesuaian, tentukan tinggi blok tekan  $a$  sedemikian rupa sehingga  $P_n$  yang dihitung mendekati  $P_n$  yang diperlukan.

Pada coba-coba yang ketiga,  $a = 4,8 \text{ in.}$  dan  $c = 4,8/0,85 = 5,65 \text{ in.}$

$$f'_s = 87.000 \left( \frac{5,65 - 2,5}{5,65} \right) = 48.504 \text{ psi}$$

$$f_s = 87.000 \left( \frac{d - c}{c} \right) = 87.000 \left( \frac{9,5 - 5,65}{5,65} \right) = 59.283 \text{ psi}$$

$$P_n = 0,85 \times 4000 \times 20 \times 4,8 + 2,37 \times 48.504 - 2,37 \times 59.283$$

$$= 300.854 \approx P_n \text{ yang diperlukan} = 30.000 \quad \text{O.K.}$$

Dengan demikian gunakan  $a = 4,8$  untuk menghitung  $M_{Oyn}$ .

$$M_{Oyn} = 0,85 \times 4000 \times 2,0 \times 4,8 \left( \frac{12}{2} - \frac{4,8}{2} \right) + 2,37 \times 48.504 \left( \frac{12}{2} - 2,5 \right)$$

$$+ 2,37 \times 59.283 \left( 9,5 - \frac{12}{2} \right)$$

$$= 2.069.133 \text{ in.-lb}$$

Mencari  $M_{ny}$  dengan memasukkan  $M_{Ox}/M_{Oxn}$  dan faktor  $\beta$  coba-coba ke dalam Gambar 9.35 (Langkah 5)

$\beta$  coba-coba pertama = 0,61. Dari langkah 3,  $M_{Oxn} = 4.029.741 \text{ in.-lb}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{Oxn}} = \frac{2.400.000}{4.029.741} = 0,596$$

Masukkan harga ini dan  $\beta = 0,61$  ke dalam Gambar 0,61 hingga diperoleh:

$$\frac{M_{ny}}{M_{Oyn}} = 0,62$$

Akan tetapi,  $M_{Oyn}$  dari langkah 4 = 2.069.133 in.-lb atau

$$\frac{M_{ny}}{2.069.133} = 0,62$$

Jadi:

$$M_{ny} = 0,62 \times 2.069.133 = 1.282.862 \text{ in.-lb}$$

$$< M_{ny} \text{ yang diperlukan} = 1.400.000 \text{ in.-lb}$$

Jadi:

Perbaiki jawaban ini dengan mengasumsikan harga  $\beta$  yang lebih besar. Apabila  $\beta$  yang telah disesuaikan ini tidak juga menghasilkan  $M_{ny}$  atau paling tidak  $\approx M_{ny}$ , perbesar luas tulangan atau perbesar ukuran penampang.

Coba-coba dan penyesuaian kedua (Langkah 6)

Anggap penampangnya sama, tetapi  $\beta = 0,64$ .

$$M_{Ox} = 2.400.000 + 1.400.000 \times 1,67 \times \frac{1 - 0,64}{0,64} = 3.715.125 \text{ in.-lb}$$

$$e \text{ ekuivalen} = \frac{3.715.125}{300.000} = 12,38 \text{ in.}$$

$$e' = 12,38 + 7,5 = 19,88$$

$$1 - \frac{e'}{d} = 1 - \frac{19,88}{17,5} = -0,136$$

$$1 - \frac{d'}{d} = 0,857 \text{ dari langkah 2}$$

$$P_n = 714.000 [-0,136 + \sqrt{(-0,136)^2 + 2 \times 17,65 \times 0,0113 \times 0,857}]$$

$$= 714.000(0,4642) = 331.500 \text{ lb} > 300.000 \quad \text{O.K.}$$

Cek keserasian regangan:

$$a = \frac{P_n}{0,85f'cb} = \frac{331.472}{0,85 \times 4000 \times 12} = 8,12 \text{ in.} >$$

coba-coba pertama ( $a = 7,68 \text{ in.}$ )

Dengan demikian sumbu netral akan lebih kecil, yang artinya  $\epsilon'_s$  lebih besar, atau juga  $f'_s = f_y =$  kekuatan leleh = yang diasumsikan dalam menghitung  $P_n$ . Dari langkah 3 diperoleh  $M_{Oxn} = 4.029.741 \text{ in.-lb}$  karena harga ini tidak berubah apabila penampang dan tulangan tidak berubah.  $M_{nx}/M_{Oxn} = 0,596$  telah diperoleh sebelum ini.  $\beta = 0,64$ . Dari bidang kontur dalam Gambar 9.35 diperoleh  $M_{ny}/M_{Oyn} = 0,68$ . Dari langkah 4 diperoleh  $M_{Oyn} = 2.069.133$ .

$$M_{ny} = 0,68 \times 2.069.133 = 1.407.010 \text{ in.-lb}$$

$$> M_{ny} \text{ yang diperlukan} = 1.400.000$$

Desain ini dapat digunakan.

Perlu dicatat bahwa penggunaan komputer dalam langkah 2 dan 6 dapat mengurangi banyaknya perhitungan kolom biaksial sehingga perhitungannya akan semudah pada desain kolom uniaksial.

Pilih tulangan memanjang dan lateral (Langkah 2).

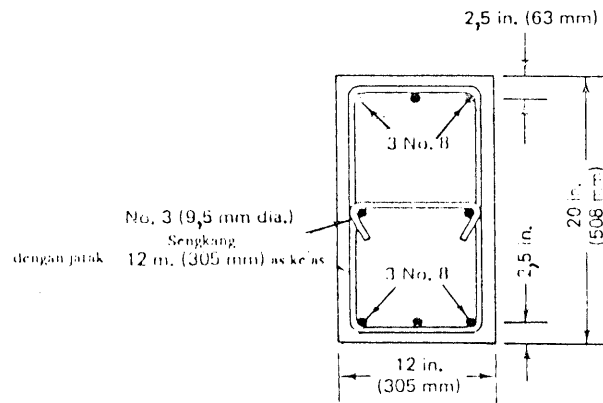
**Tulangan memanjang:** Gunakan 3 tulangan No. 8 (diameter 25,4) pada masing-masing sisi 12 in. Berikan satu tulangan No. 8 di tengah-tengah sisi 20 in. sehingga semua sisi kolom mempunyai tulangan yang sama banyaknya.

**Sengkang:** Coba sengkang lateral No. 3. Jarak  $s$  harus diambil yang terkecil di antara:

$$16d_b \times \text{diameter tulangan memanjang} = 16 \times (8/8) = 16 \text{ in.}$$

$$48d_b \times \text{diameter sengkang} = 48 \times (3/8) = 18 \text{ in.}$$

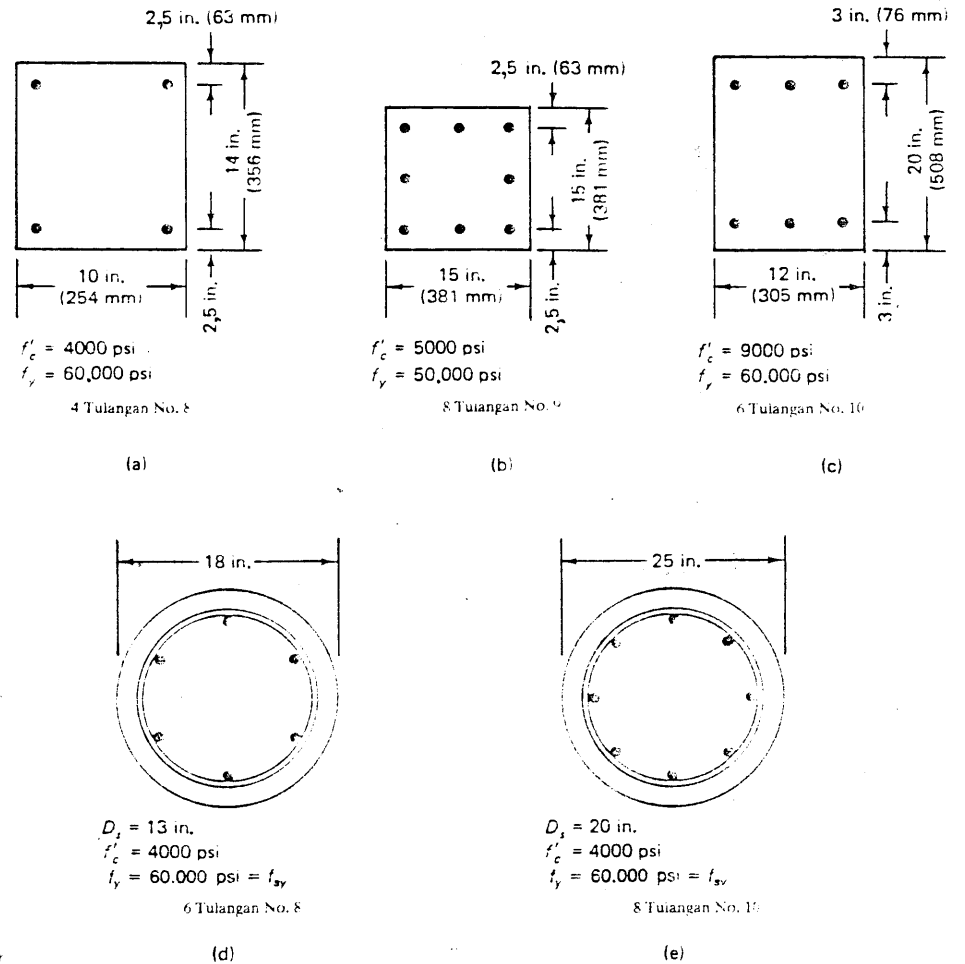
Dimensi sengkang minimum = 12 in. Dengan demikian gunakan sengkang No. 3 (diameter 9,53 mm) dengan jarak antara 12 in. (304,8 mm) as ke as. Detail penulangannya diperlihatkan pada Gambar 9.38.



Gambar 9.38 Penampang kolom yang mengalami momen biaksial.

## SOAL

9.1 Hitung kekuatan gaya aksial  $P_u$  untuk kolom yang mempunyai penampang melintang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.39. Anggap tidak ada eksentrisitas untuk semua kasus. Kasus (a), (b), (c), dan (d) adalah kolom bersengkang. Kasus (e) adalah kolom berspiral.



Gambar 9.39 Penampang kolom

- 9.2 Hitung  $P_u$  dan  $e$  dalam Gambar 9.39(a) dan (c) dari soal 9.1. Asumsikan tegangan pada tulangan tarik nol.
- 9.3 Tentukan  $P_{ub}$  dan  $e_b$  untuk penampang segiempat pada Gambar 9.39 soal 9.1

- 9.4 Untuk penampang melintang yang diperlihatkan pada Gambar 9.39(a) soal 9.1, tentukan eksentrisitas  $e$  yang aman apabila  $P_u = 20.000$  lb dan  $P_u$  yang aman apabila  $e = 15$  in.
- 9.5 Untuk penampang melintang yang diperlihatkan pada Gambar 9.39(c) soal 9.1, tentukan eksentrisitas  $e$  yang aman apabila  $P_u = 1.500.000$  lb. Gunakan metoda coba-coba-dan-penyesuaian yang memenuhi persyaratan keserasian regangan.
- 9.6 Ulangi soal 9.5 dengan menggunakan metode pendekatan Whitney. Bandingkan kedua hasil tersebut.
- 9.7 Buatlah diagram interaksi gaya-momen untuk penampang melintang yang diperlihatkan pada Gambar 9.39(a) dan (c) soal 9.1.
- 9.8 Carilah kolom segiempat ekuivalen untuk penampang melintang Gambar 9.39(d) dan (e) soal 9.1. Hitung pula gaya *balanced*  $P_{ub}$  dan eksentrisitas *balanced*  $e_b$  dengan menggunakan penampang melintang ekuivalen.
- 9.9 Untuk penampang melintang yang diperlihatkan pada Gambar 9.39(d) soal 1, hitunglah gaya aksial desain  $P_u$  apabila  $e = 6$  in. Ulangi perhitungan untuk  $e = 20$  in.
- 9.10 Desainlah tulangan untuk kolom pendek 15 in. x 20 in. untuk memikul beban sebagai berikut. Gaya aksial rencana  $P_u = 300.000$  lb. Eksentrisitas gaya tersebut terhadap pusat plastisnya adalah  $e = 6$  in. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

- 9.11 Desainlah suatu kolom pendek untuk memikul beban dan momen kerja  $P_L = 100$  kips,  $P_D = 50$  kips,  $M_L = 2500$  in.-kips, dan  $M_D = 1000$  in.-kips.

$$f'_c = 5000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

- 9.12 Desainlah kolom pendek berpenampang lingkaran untuk memikul gaya aksial rencana  $P_u = 250.000$  lb dan momen rencana  $M_u = 5 \times 10^6$  in.-lb. Diberikan:

$$f'_c = 6000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$d' = 2,50 \text{ in.}$$

- 9.13 Desainlah tulangan untuk kolom berpengaku yang mempunyai ukuran 14 in. x 20 in. dan harus memikul gaya aksial rencana  $P_u = 500.000$  lb dan momen rencana  $M_u = 3.500.000$  in.-lb. Panjang tak-tertumpu kolom adalah 10 ft. Asumsikan bahwa momen-momen ujungnya sama. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot ringan pasunya}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$d' = 2,5 \text{ in.}$$

- 9.14 Kolom segiempat berpengaku yang merupakan elemen dari bangunan bertingkat banyak dan mempunyai jarak antara lantai  $l_u = 25$  ft harus memikul momen akibat beban mati rencana  $M_2 = 3.500.000$  in.-lb di ujung atas, dan  $M_1 = 2.500.000$  in.-lb di ujung bawah. Momen akibat beban hidup kerja adalah 80% dari momen akibat beban mati. Kolom tersebut juga harus memikul gaya aksial kerja akibat beban mati  $P_D = 200.000$  lb, dan gaya aksial kerja akibat beban hidup  $P_L = 350.000$  lb. Desainlah ukuran penampangnya dan penulangannya. Diberikan:

$$f'_c = 7000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$\psi_A = 1,3 \quad \psi_B = 0,9$$

$$d' = 2,5 \text{ in.}$$

- 9.15 Kolom segiempat eksterior tak berpengaku dari suatu sistem bertingkat dan berbentuk banyak harus memikul  $P_u = 500.000$  lb, momen ujung rencana  $M_1 = 2.500.000$  in.-lb, dan  $M_2 = 3.500.000$  in.-lb. Panjang tak-tertumpu  $l_u$  kolom adalah 18 ft. Desainlah kolom ini apabila:

- (a) kolom ini hanya mengalami beban gravitasi dan goyongannya dapat diabaikan
- (b) kolom ini mengalami beban angin sehingga goyongannya menyebabkan momen rencana  $M_u = 2.100.000$  in.-lb. Asumsikan beban total pada semua kolom interior dan eksterior pada satu lantai adalah  $\Sigma P_u = 20 \times 10^6$  lb dan  $\Sigma P_C = 44 \times 10^6$  lb. Gunakan penampang yang mempunyai lebar  $b = 14$  in. Diberikan:

$$f'_c = 6500 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$\psi_A = 2, \quad \psi_B = 1,2$$

$$d' = 2,5 \text{ in.}$$

- 9.16 Desainlah kolom pada soal 9.15 apabila penampangnya lingkaran.
- 9.17 Kolom-kolom pada lantai pertama bangunan kantor 9 tingkat dengan bentang 7 x 3 mempunyai tinggi bersih 18 ft (5,49 m). Kolom-kolom ini tidak mempunyai pengaku lateral, dan tinggi bersih di atas dan di bawah lantai pertama adalah 11 ft (3,35 m).

Desainlah kolom interior tipikal lantai tersebut. Diberikan

$EI/\ell$  untuk balok yang berhubungannya  $450 \times 10^6$  in.-lb  
(50.850 kN-m)

Beban kerja untuk kolom interior dalam lb) adalah

$$D = 360.000, \quad L = 130.000, \quad W' = 0$$

Beban kerja untuk kolom exterior (dalam lb) adalah

$$D = 80.000, \quad L = 65.000, \quad W' = 5.000$$

Momen kerja untuk kolom interior (dalam in.-lb) adalah

$$\text{Atas, } D = 200.000, \quad L = 160.000, \\ W' = 600.000$$

$$\text{Bawah, } D = 500.000, \quad L = 160.000, \\ W' = 600.000$$

Momen kerja untuk kolom exterior (dalam in.-lb) adalah

$$\text{Atas, } D = 400.000, \quad L = 240.000, \\ W' = 300.000$$

$$\text{Bawah, } D = 700.000, \quad L = 360.000, \\ W' = 300.000$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$d' = 2.5 \text{ in.}$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$d' = 2.5 \text{ in.}$$

9.18 Desainlah kolom exterior tipikal untuk sistem rangka pada soal 9.15.

9.19 Kolom pojok bujursangkar yang tidak langsing mengalami momen lentur biaxial terhadap sumbu  $x$  dan  $y$ . Kolom ini harus memikul gaya rencana  $P_U = 200.000$  yang bekerja dengan eksentrisitas  $e_x = e_y = 7$  in. Desainlah ukuran kolom dan penulangan yang diperlukan untuk memikul tegangan-tegangan yang ada. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$\text{persentase tulangan bruto} = \rho_g = 0.03$$

$$d' = 2.5 \text{ in.}$$

9.20 Desainlah kolom pinggir segiempat tidak langsing untuk memikul gaya aksial rencana  $P_U = 200.000$  lb yang bekerja dengan eksentrisitas  $e_x = 9.0$  in. dan  $e_y = 6.0$  in. Coba lebar penampang 12 in. dan persentase tulangan bruto tidak melebihi  $\rho_g = 0.025$ . Diberikan:

# 10

## PENYALURAN LEKATAN TULANGAN

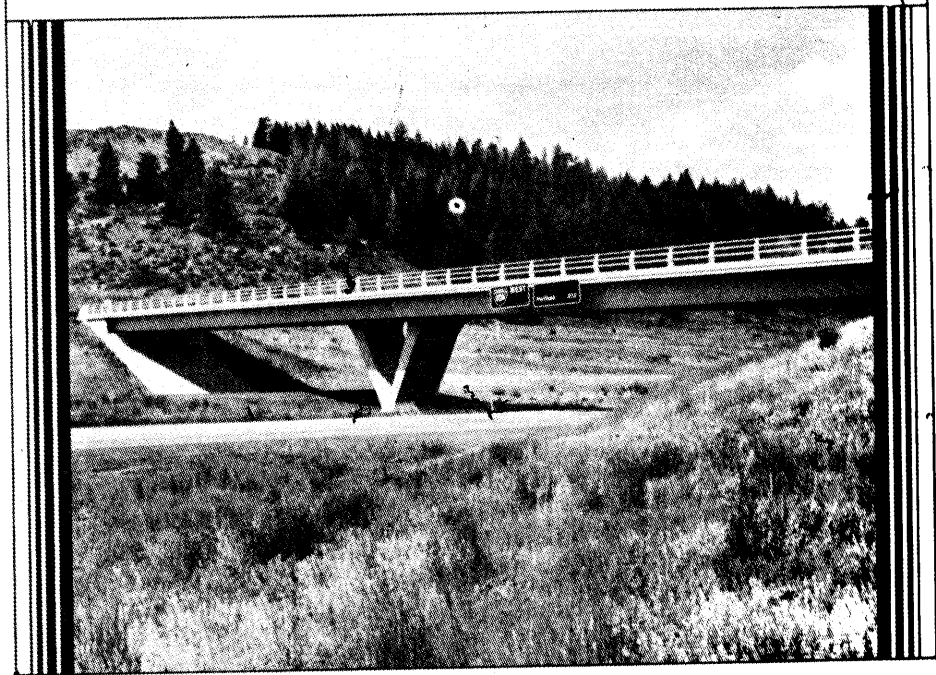


Foto 54 Jalan layang Ladd Canyon, Oregon. (Atas izin Portland Cement Association.)

## 10.1 PENDAHULUAN

Perkuatan pada beton dapat meningkatkan kekuatan tarik penampang bergantung pada keserasian (*compatibility*) antara kedua bahan tersebut untuk dapat bekerja sama memikul beban luar. Dalam keadaan terbebani, elemen penguat – seperti tulangan baja – harus mengalami regangan atau deformasi yang sama dengan beton di sekelilingnya untuk mencegah diskontinuitas atau terpisahnya kedua jenis material. Modulus elastisitas, daktilitas, dan kekuatan leleh maupun kekuatan *rupture* tulangan harus jauh lebih besar daripada yang dimiliki beton agar terjadi peningkatan kapasitas penampang beton bertulang menjadi jauh lebih besar daripada penampang beton sederhana (tanpa tulangan). Dengan demikian material-material seperti aluminium, bambu, ataupun karet tidak cocok untuk digunakan sebagai penguat pada beton karena tidak memiliki lekatan atau adesi yang diperlukan antara beton dengan bahan penguatnya. Baja dan *fibreglass* mempunyai faktor-faktor prinsip penguat beton, yaitu kekuatan leleh, daktilitas, dan lekatan yang cukup.

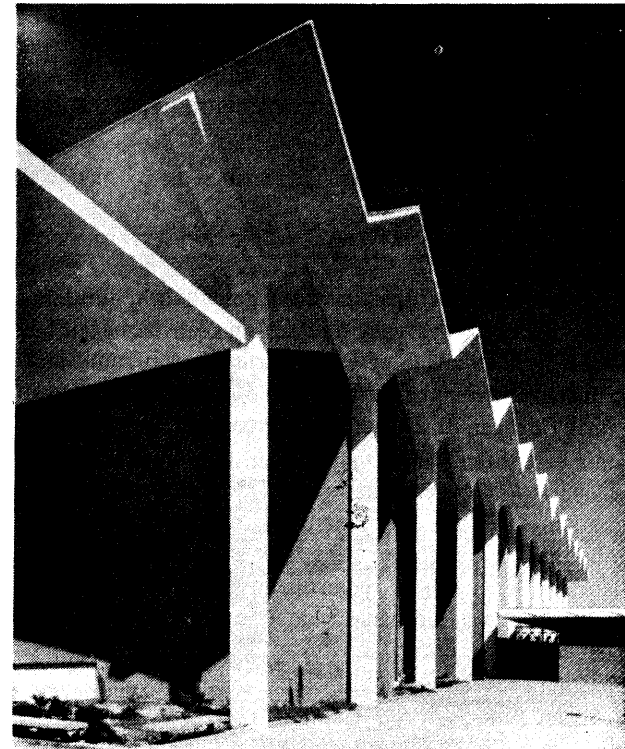


Foto 55 Sekolah Menengah Coronado, Scottsdale, Arizona. (Atas izin Portland Cement Association).

Kekuatan lekatan yang merupakan hasil dari berbagai parameter, seperti adesi antara beton dengan permukaan tulangan baja dan tekanan beton kering terhadap tulangan atau kawat baja adalah akibat adanya susut-pengeringan pada beton. Selain itu, saling bergeseknya permukaan baja dan beton di sekitarnya, yang disebabkan oleh perpindahan mikrotulangan tarik, menyebabkan peningkatan tahanan terhadap gelincir. Efek total ini disebut sebagai lekatan (bond). Secara ringkas, kekuatan lekatan bergantung pada faktor-faktor utama sebagai berikut:

1. Adesi antara elemen beton dan bahan penguatnya (tulangan baja).
2. Efek *gripping* (memegang) sebagai akibat dari susut pengeringan beton di sekeliling tulangan, dan saling geser antara tulangan dengan beton di sekitarnya.
3. Tahanan gesekan (friksi) terhadap gelincir dan saling "mengunci" pada saat elemen penguat atau tulangan mengalami tegangan tarik.
4. Efek kualitas beton dan kekuatan tarik dan tekannya.
5. Efek mekanis penjangkaran ujung tulangan, yaitu dengan panjang penyaluran (development length), panjang lewatan (splicing), bengkokan tulangan (hooks), dan persilangan tulangan.
6. Diameter, bentuk, dan jarak tulangan karena kesemuanya mempengaruhi pertumbuhan retak.

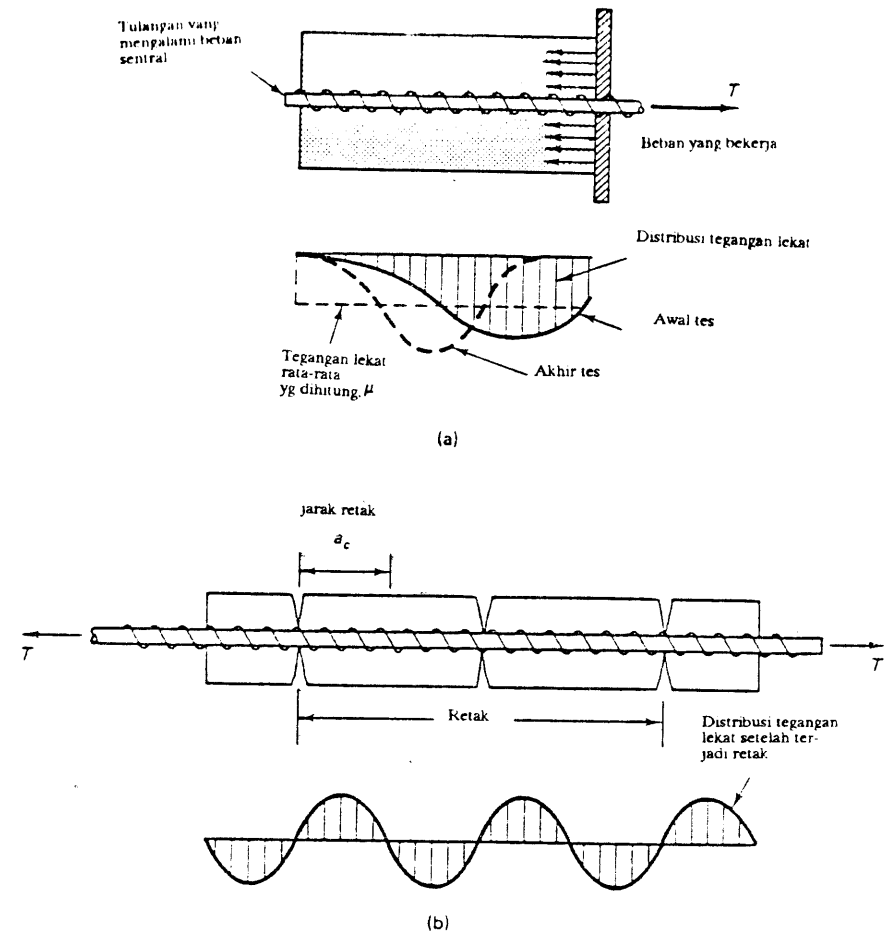
Kontribusi masing-masing faktor ini sangat sulit untuk dipisahkan satu dengan yang lain. Efek saling geser, susut, dan kualitas beton dapat dianggap sebagai faktor-faktor yang paling utama.

## 10.2 PENYALURAN TEGANGAN LEKATAN

Tegangan lekatan terutama merupakan saling geser (shear interlock) antara elemen tulangan dan beton di sekitarnya yang disebabkan oleh berbagai faktor lain. Efek ini dapat dinyatakan sebagai tegangan geser per satuan luas permukaan tulangan. Tegangan langsung ini ditransformasikan dari beton ke permukaan tulangan sehingga mengubah tegangan tarik tulangan di seluruh panjangnya.

Ada tiga jenis percobaan yang dapat menentukan kualitas lekatan elemen tulangan, yaitu percobaan *pull-out*, percobaan *embedded-rod*, dan percobaan *balok*. Gambar 10.1 memperlihatkan dua jenis percobaan yang disebutkan pertama. Percobaan *pull-out* dapat memberikan perbandingan yang baik antara efisiensi lekatan berbagai jenis permukaan tulangan dan panjang penanamannya (embedment length). Akan tetapi, hasilnya belum memberikan tegangan lekatan sesungguhnya pada struktur rangka. Dalam percobaan ini beton mengalami tekan dan tulangan baja mengalami tarik di mana baja dan beton di sekelilingnya mengalami tegangan yang sama.

Dalam percobaan *embedded-rod*, Gambar 10.1b, banyak retak, lebarnya, dan jarak antaranya untuk berbagai taraf pembebanan merupakan ukuran pertambahan tegangan lekatan dan kekuatan lekatan. Proses ini serupa dengan perilaku balok di mana bertambahnya lebar retak secara terus-menerus menyebabkan bertambahnya gelincir tulangan baja, dan dapat menyebabkan keruntuhan balok tersebut.

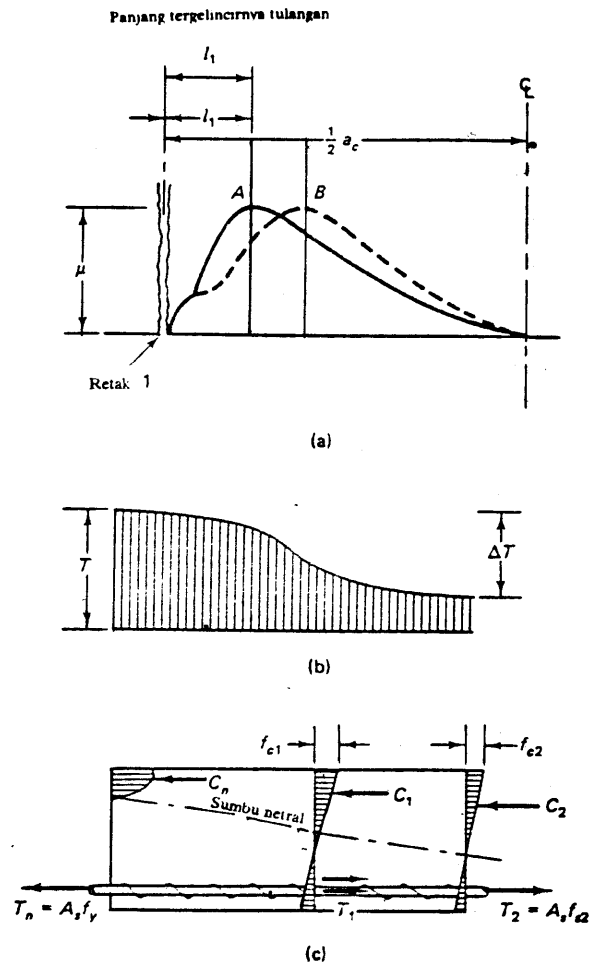


Gambar 10.1 Pertambahan tegangan lekatan: (a) percobaan *pull-out*; (b) percobaan *embedded rod*.

Tergelincirnya tulangan baja pada balok dan redistribusi tegangannya diperhatikan secara skematis pada Gambar 10.2. Pada saat tahanan gelincir di sebagian panjang tulangan  $k_1$  semakin besar daripada kekuatan tarik beton, akan terbentuk retak baru pada daerah tersebut, dan terjadi distribusi tegangan baru di sekitar retak baru tersebut. Puncak tegangan lekatan pada Gambar 10.2(a) terus bergerak ke kanan dari posisi A ke posisi B sehingga melewati garis pusat antara kedua retak sampai retak kedua terbentuk pada jarak  $a_c$  dari retak 1.

Sebagai akibatnya, perlu dipilih panjang tulangan yang cukup untuk memperkecil retak dan terlepasnya lekatan. Dengan demikian tulangan dapat mempertahankan seluruh kekuatannya, yaitu kekuatan lelehnya dalam elemen struktur, tanpa adanya kegagalan lekatan.



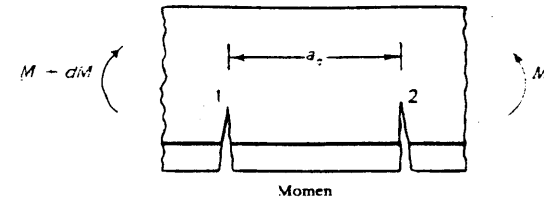
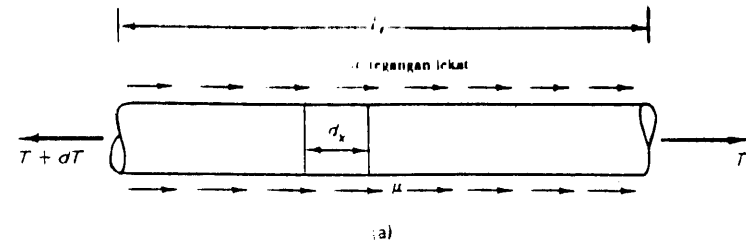


**Gambar 10.2** Redistribusi tegangan dan tergelincirnya tulangan: (a) penjalaran tegangan lekatan; (b) gaya dan tegangan pada penulangan; (c) distribusi tegangan lentur.

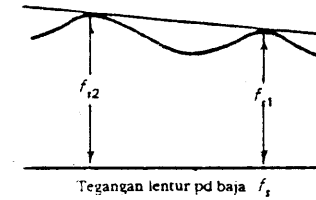
### 10.2.1 Lekatan Penjangkaran

Anggap  $l_d$  dalam Gambar 10.3(a) adalah panjang tulangan yang ditanam dalam beton yang mengalami gaya tarik neto  $dT$ . Apabila  $d_b$  adalah diameter tulangan,  $\mu$  adalah tegangan lekatan rata-rata, dan  $f_s$  adalah tegangan tulangan baja akibat tarikan langsung atau tegangan tarik balok, maka gaya tarik penjangkaran  $dT$  sama dengan  $\mu \pi d_b l_d$  dan sama dengan gaya tarik  $dT$  pada penampang tulangan, yaitu:

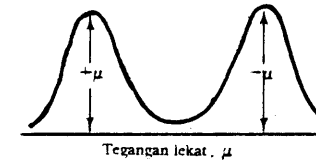
$$dT = \frac{\pi d_b^2}{4} f_s$$



$a_2$  = Jarak retak  
 $l_d$  = panjang penyaluran  
 $f_{s2}$  = tegangan tulangan pd retak 2 >  $f_{s1}$



Tegangan lentur pd baja  $f_s$



Tegangan lekatan  $\mu$

(b)

**Gambar 10.3** Tegangan lekatan pada tulangan: (a) pull-out anchorage bond (lekatan penjangkaran tarik); (b) lekatan lentur.

Dengan demikian:

$$\mu \pi d_b l_d = \pi \frac{d_b^2}{4} f_s$$

sehingga tegangan lekatan rata-ratanya

$$\mu = \frac{f_s d_b}{4 l_d} \quad (10.1a)$$

dan panjang penyalurannya

$$l_d = \frac{f_s}{4 \mu} d_b \quad (10.1b)$$

### 10.2.2 Lekatan Lentur

Perubahan tegangan di sepanjang tulangan pada balok akibat berbedanya momen di sepanjang bentang diperlihatkan secara skematis pada Gambar 10.3(b). Apabila  $jd$  adalah lengan momen dari kopel gaya  $T$  untuk momen  $M$ , maka  $T = M/jd$ . Apabila dinyatakan dalam perbedaan momen antara penampang retak 1 dan 2:

$$dT = \frac{dM}{jd} \quad (10.2a)$$

Juga 
$$dT = \mu d \times \Sigma \sigma \quad (10.2b)$$

di mana  $\Sigma \sigma$  adalah keliling total semua tulangan yang mengalami tegangan tarik akibat lekatan, sehingga  $dM/dx = \Sigma \sigma jd$ ; karena  $dM/dx = V$ , maka:

$$\mu = \frac{V}{\Sigma \sigma jd} \quad (10.2c)$$

Persamaan 10.2c secara akademis dianggap penting karena di dalamnya memperhitungkan panjang penyaluran yang diperlihatkan dengan persamaan 10.1b dan persamaan-persamaan lain berikutnya.

### 10.3 PANJANG PENYALURAN DASAR

Dari pembahasan sebelum ini dapat disimpulkan bahwa panjang penyaluran  $l_d$ , yang merupakan fungsi dari ukuran dan kekuatan leleh tulangan, menentukan tahanan terhadap tergelincirnya tulangan, yang berarti juga meningkatkan kapasitas balok. Dari berbagai eksperimen telah dibuktikan bahwa kekuatan lekatan  $\mu$  merupakan fungsi dari kekuatan tekan beton, yaitu dengan hubungan

$$\mu = k \sqrt{f'_c} \quad (10.3a)$$

di mana  $k$  adalah konstanta. Apabila kekuatan lekatan sama atau lebih besar daripada kekuatan leleh tulangan yang luas penampangnya  $A_b = \pi l_b^2/4$ , maka:

$$\pi d_b l_d \mu \geq A_b f_y \quad (10.3b)$$

Dari persamaan 10.1b, 10.3a, dan 10.3b diperoleh:

$$l_{db} = k_1 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.4)$$

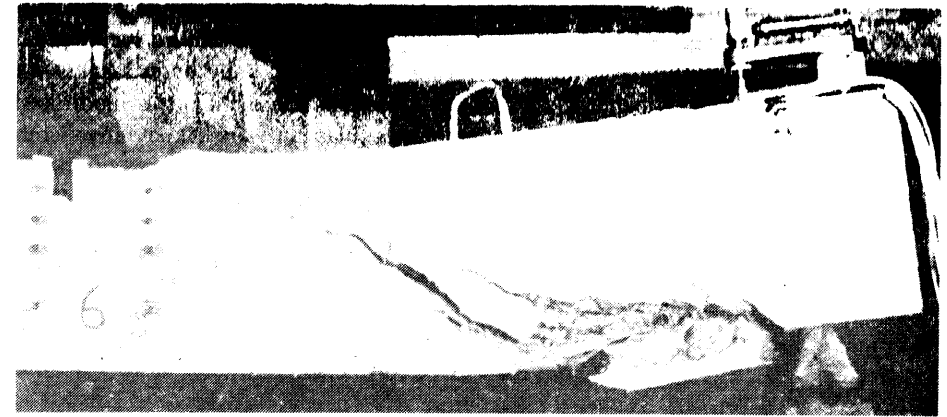


Foto 56 Kegagalan lekatan pada tumpuan blok di atas tumpuan sederhana. (Tes oleh Nawy dkk.)

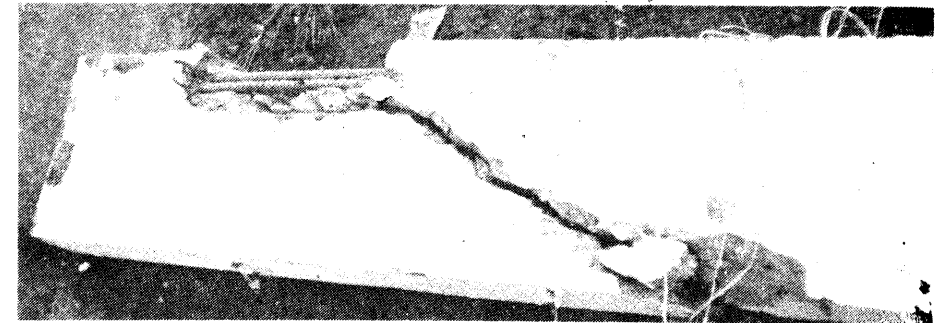


Foto 57 Kegagalan lekatan dan kerusakan beton pada saat beban rupture. (Tes oleh Nawy dkk.)

di mana  $k_1$  merupakan fungsi ukuran geometri tulangan dan hubungan antara kekuatan lekatan dan kekuatan tekan beton.

Dengan demikian persamaan 10.4 merupakan model dasar untuk menentukan panjang penyaluran minimum tulangan di dalam elemen struktur. Peraturan ACI menspesifikasikan harga  $k_1$  untuk berbagai ukuran tulangan dan tegangan lekatan untuk kondisi tarik maupun tekan. Harga-harga ini merupakan hasil berbagai eksperimen, khususnya yang telah dilakukan oleh Ferguson dkk.

#### 10.3.1 Panjang Penyaluran Tulangan Ulir dalam Keadaan Tarik

Tulangan baja harus mempunyai panjang penyaluran yang cukup untuk mencegah terjadinya kegagalan lekatan. Faktor  $k_1$  dalam persamaan 10.4 mempunyai harga

yang berbeda untuk berbagai ukuran tulangan. Untuk tulangan-tulangan atas, peraturan ACI memberikan faktor-faktor pengali modifikasi karena tulangan ini mempunyai efek penyelimutan (confining cover effect) yang lebih besar, yang berarti kekuatan lekatannya lebih kecil, dibandingkan dengan tulangan bawah. Faktor modifikasi ini juga ada untuk beton berbobot ringan dan untuk tulangan yang kekuatannya lebih besar daripada 60.000 psi. Panjang penyaluran dasar yang harus digunakan adalah seperti yang tercantum di bawah ini, dan tidak boleh lebih kecil daripada 12 in. (304,8 mm).

Tulangan No. 11 dan lebih kecil:

$$l_{db} = 0,04 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.5a)$$

dan

$$l_{db} \geq 0,0004 d_b f_y \quad (10.5b)$$

di mana  $d_b$  adalah diameter tulangan.

Tulangan No. 14:

$$l_{db} = 0,085 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.5c)$$

Tulangan No. 18:

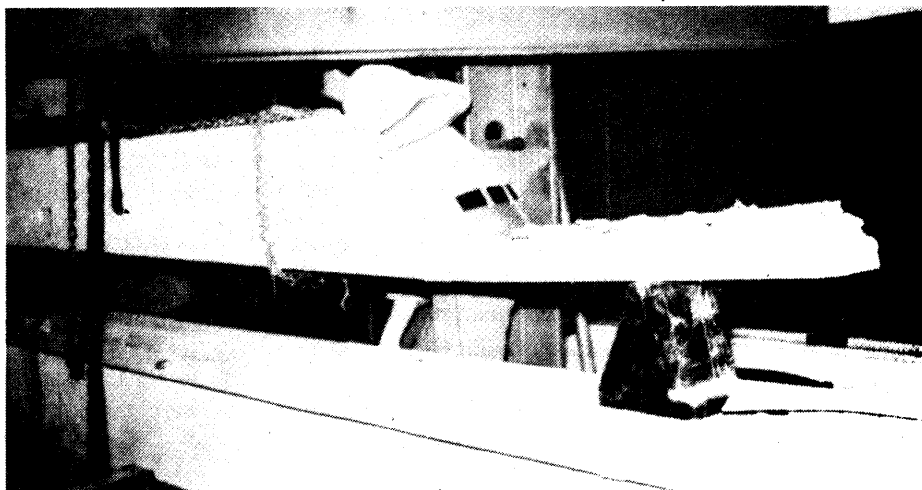


Foto 58 Kegagalan lekatan pada balok beton yang *over-reinforced* (bertulangan lebih). (Tes oleh Nawy dkk.)

$$l_{db} = 0,110 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.5d)$$

*Deformed wire* (tetapi tidak termasuk *wire fabric*):

$$l_{db} = 0,03 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.5e)$$

### 10.3.2 Faktor Modifikasi Panjang Penyaluran $l_d$ untuk Tulangan yang Mengalami Tarik

Panjang penyaluran dasar  $l_{db}$  harus dikalikan dengan faktor  $\lambda_d$  yang sesuai untuk setiap kondisi agar diperoleh panjang penanaman (panjang penyaluran) yang cukup, yaitu panjang penyaluran  $l_d = l_{db} \lambda_d$ .

1. Tulangan atas:

$$\lambda_d = 1,4$$

2. Tulangan dengan kekuatan leleh  $f_y > 60.000$  psi:

$$\lambda_d = 2 - \frac{60.000}{f_y}$$

3. Beton berbobot ringan agregatnya. Apabila kekuatan belah tarik  $f_{st}$  diketahui dan campurannya direncanakan berdasarkan ACI:

$$\lambda_d = \frac{6,7 \sqrt{f'_c}}{f_{st}} \geq 1,0$$

Apabila  $f_{st}$  tidak diketahui:

(a) Beton berbobot ringan:  $\lambda_d = 1,33$

(b) Beton berbobot ringan pasirnya:  $\lambda_d = 1,18$

Panjang penyaluran dasar  $l_d$  dapat direduksi dengan menggunakan faktor reduksi untuk kondisi berikut ini.

1. Jarak lateral tulangan: Paling sedikit 6 in. as ke as, dan minimum 3 in. dari muka batang ke tulangan tepi:  $\lambda_d = 0,8$ .
2.  $A_s$  yang diperlukan  $<$   $A_s$  yang ada:

$$\lambda_d = \frac{A_s \text{ yang diperlukan}}{A_s \text{ yang ada}}$$

3. *Penulangan yang confined* (mempunyai tulangan yang mengikat, seperti spiral): tulangan spiralnya berdiameter 0,25 in. dan *pitch*-nya tidak lebih dari 4 in.  $\lambda_d = 0,75$ .

### 10.3.3 Panjang Penyaluran Tulangan Ulir yang Mengalami Tekan dan Faktor Modifikasinya

Tulangan yang mengalami tekan memerlukan panjang penyaluran yang lebih pendek dibandingkan dengan tulangan yang mengalami tarik. Persamaan panjang penyaluran dasar untuk tulangan tekan adalah:

$$l_{db} = 0,02 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.6a)$$

dan

$$l_{db} \geq 0,0003 d_b f_y \quad (10.6b)$$

dengan faktor modifikasi untuk

(1) Tulangan yang berlebihan:  $\lambda_d = \frac{A_s \text{ yang diperlukan}}{A_s \text{ yang ada}}$

(2) Tulangan pada penampang berspiral:  $\lambda_d = 0,75$

Apabila digunakan tulangan terkumpul (bundled bars), maka harga  $\lambda_d$  harus diperbesar 20% untuk kumpulan tiga tulangan dan 33% untuk kumpulan empat tulangan.

### 10.3.4 Contoh 10.1: Panjang Penanaman Tulangan Ulir.

Hitunglah panjang penanaman tulangan baja yang diperlukan untuk kasus-kasus sebagai berikut:

- (a) Tulangan atas No. 7 (diameter 22,2 mm)

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$f'_c = 4500 \text{ psi (31,03 MPa)}$$

Penampang ini mempunyai tulangan  $A_s = 7,2 \text{ in.}^2$ , sedangkan tulangan yang dibutuhkan dalam desain sebenarnya  $A_s = 6,9 \text{ in.}^2$ .

- (b) *Deformed wire* (kawat ulir) diameter 1/8 in. mengalami tarik.

$$f_y = 80.000 \text{ psi (551,6 MPa)}$$

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa)}$$

- (c) Tulangan No. 8 (28,6 mm) yang mengalami tekan.

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

*Solusi*

$$(a) l_{db} = \frac{0,04 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,04 \times 0,6 \times 60.000}{\sqrt{4500}} = 21,47 \text{ in.}$$

atau

$$l_{db} = 0,0004 d_b f_y = 0,0004 \times 0,875 \times 60.000 = 21,0 \text{ in.}$$

Dengan demikian:

panjang penyaluran dasar yang menentukan = 21,47 in.

faktor pengali untuk tulangan atas  $\lambda_d = 1,4$

faktor pengali untuk desain-lebih  $\lambda_d = 6,9/7,2$   
= 0,958

Dengan demikian:

Panjang penyaluran (panjang penanaman) minimum

$$l_{db} = 1,4 \times 0,958 \times 21,47$$

$$= 28,8 \text{ in. (732 mm)}$$

sebut saja 30 in. > 12 in. O.K.

$$(b) l_{db} = \frac{0,03 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,03 \times 0,125 \times 80.000}{\sqrt{5000}} = 4,24 \text{ in.}$$

Untuk  $f_y > 60.000 \text{ psi}$ ,

$$\lambda_d = 2 - \frac{60.000}{80.000} = 1,25$$

panjang penyaluran minimum  $l_d = 1,25 \times 4,25 = 5,30 \text{ in.} < 12,0 \text{ in.}$

Gunakan  $l_d = 12 \text{ in. (305 mm)}$

$$(c) l_{db} = \frac{0,02 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,02 \times 1,0 \times 60.000}{\sqrt{4500}} = 17,89 \text{ in.}$$

atau

$$l_{db} = 0,0003 d_b f_y = 0,0003 \times 1,0 \times 60.000 = 18,0 \text{ in.}$$

Dengan demikian:

panjang penyaluran minimum =  $l_d = 18,0 \text{ (457 mm)}$

### 10.3.5 Bengkokan dan Penjangkaran Mekanis

Pembengkokan tulangan dilakukan apabila tidak tersedia ruang yang cukup pada beton untuk panjang penanaman yang lurus. Dengan demikian bengkokan tulangan di dalam elemen struktur biasanya diletakkan di dekat permukaan bebas elemen beton tulangan dapat menentukan kapasitas bengkokan. Bengkokan yang standar *tidak* memungkinkan tercapainya kekuatan leleh tulangan tarik. Apabila  $l_{hb}$  adalah panjang penyaluran dasar bengkokan standar dalam keadaan tarik, maka tambahan panjang penanaman harus ada sehingga diperoleh panjang total  $l_{dh}$  yang tidak kurang dari  $8d_b$  atau 6 in., mana saja yang terbesar. Panjang  $l_{db}$  yang dimaksud adalah seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.4. Panjang  $l_{db}$  bergantung pada ukuran tulangan, kekuatan leleh tulangan, dan kekuatan tekan beton. Untuk baja yang tegangan lelehnya  $f_y = 60.000$  psi,

$$l_{hb} = 1200 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (10.7)$$

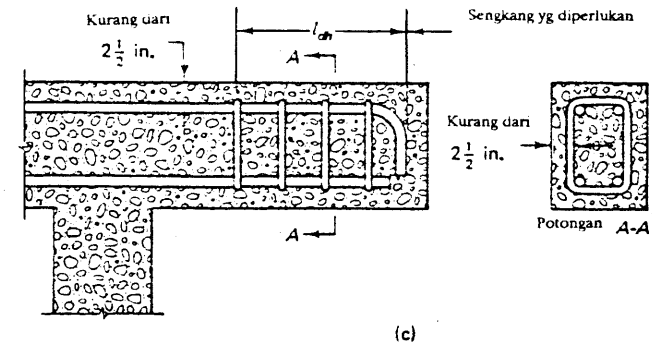
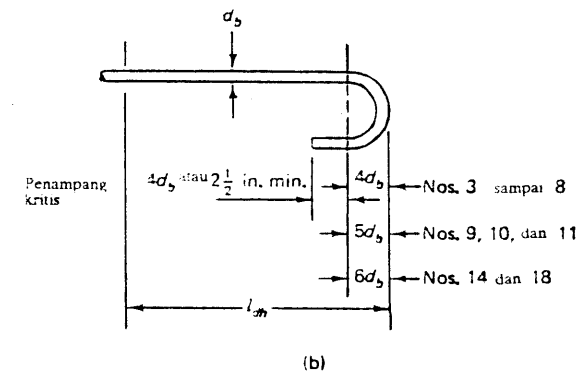
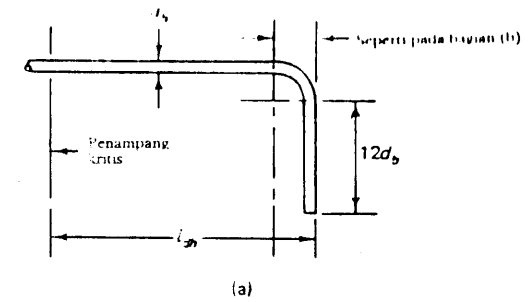
di mana  $d_b$  adalah diameter tulangan bengkokan.

#### Faktor Modifikasi untuk Bengkokan yang Mengalami Tarik

1. *Pengaruh kekuatan leleh  $f_y$* : Untuk yang kekuatan lelehnya bukan 60.000,  $\lambda_d = f_y/60.000$
2. *Pengaruh selimut beton*: Untuk tulangan No. 11 dan yang lebih kecil, tebal selimut beton tegak lurus terhadap bidang bengkokan tidak lebih kecil dari 2,5 dan untuk bengkokan  $90^\circ$  dengan tebal beton pada perpanjangan bengkokan tidak kurang dari 2 in.,  $\lambda_d = 0,7$  (lihat Gambar 10.4(c)).
3. *Sengkang*: Untuk tulangan No. 11 dan lebih kecil, bengkokan tertutup secara vertikal oleh sengkang yang tidak lebih besar daripada  $3d_b$  di mana  $d_b$  adalah diameter bengkokan:  $\lambda_d = 0,8$
4. *Tulangan berlebih*: Apabila penjangkaran atau panjang penyaluran tidak dibutuhkan khusus untuk mencapai tegangan lelehnya, dan tulangan  $A_s$  yang digunakan lebih besar daripada  $A_s$  yang diperlukan, maka:

$$\lambda_d = \frac{A_s \text{ yang diperlukan}}{A_s \text{ yang ada}}$$

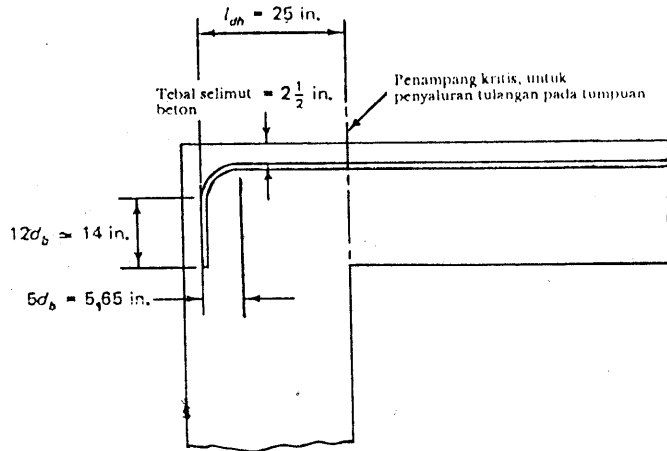
5. *Tulangan diteruskan dengan bengkokan standar pada ujung yang tidak menerus*: Apabila tebal selimut beton kurang dari 2,5 in., tulangnya harus tertutup oleh sengkang di seluruh panjang penyaluran  $l_{db}$  dengan jarak antaranya tidak lebih besar dari  $3d_b$ . Untuk kasus demikian,  $\lambda_d = 0,8$  yang diperoleh dari bagian (3) tadi tidak digunakan.
6. *Beton berbobot ringan*:  $\lambda_d = 1,3$ . Perlu dicatat bahwa bengkokan tidak boleh dianggap efektif pada panjang penyaluran tulangan tekan. Panjang penyaluran/panjang penanaman total adalah



Gambar 10.4 Detail bengkokan standar: (a) bengkokan  $90^\circ$ ; (b) bengkokan  $180^\circ$ ; (c) bengkokan pada selimut beton yang kecil.

$$l_{dh} = l_{hb} \times \lambda_d \quad (10.8)$$

Gambar 10.4(a) dan (b) memperlihatkan detail bengkokan standar  $90^\circ$  dan  $180^\circ$  yang digunakan pada tulangan yang mengalami tegangan tarik akibat gaya aksial maupun lentur, dan Gambar 10.4(c) memberikan detail bengkokan tulangan yang di-



Gambar 10.5 Detail penanaman bengkokan

perlu pada selimut beton yang kecil – misalnya lebih kecil dari 2,5 in. – untuk mencegah lepasnya beton. Pengurangan yang lebih baik akan diperoleh dengan menggunakan sengkang. Apabila digunakan bengkokan, tidak ada perbedaan antara tulangan atas dengan tulangan bawah.

### 10.3.6 Contoh 10.2: Panjang Penanaman Untuk Bengkokan Standar 90°

Hitunglah panjang penanaman yang diperlukan pada tulangan atas balok beton berbobot ringan yang harus diteruskan ke kolom tumpuannya, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.5, dengan menganggap tulangan yang dibengkokkan adalah No. 5 (diameter 28,6 mm). Tebal selimut beton 2 in. (508 mm). Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

#### Solusi

Untuk bengkokan, tulangan atas sama saja dengan tulangan bawah; dengan demikian tidak ada faktor modifikasi yang diperlukan. Untuk tulangan No. 9,  $d_b = 1,128$  in. (28,65 mm).

$$\text{panjang penyaluran dasar} = l_{hb} = 1200 \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

atau

$$l_{hb} = \frac{1200 \times 1,128}{\sqrt{5000}} = 19,14 \text{ in.}$$

Untuk beton berbobot ringan,  $\lambda_d = 1,3$ .

$$l_{dh} = 1,3 \times 19,14 = 24,88 \text{ in.} > 8d_b \text{ atau } 6 \text{ in.} \quad \text{O.K.}$$

Gunakan bengkokan 90° dengan panjang penanaman  $l_{dh} = 25$  in. (635 mm) yang diteruskan ke muka tumpuan. Gambar 10.5 memperlihatkan detail geometris bengkokan tersebut.

## 10.4 PANJANG PENYALURAN TULANGAN LENTUR PADA BALOK MENERUS

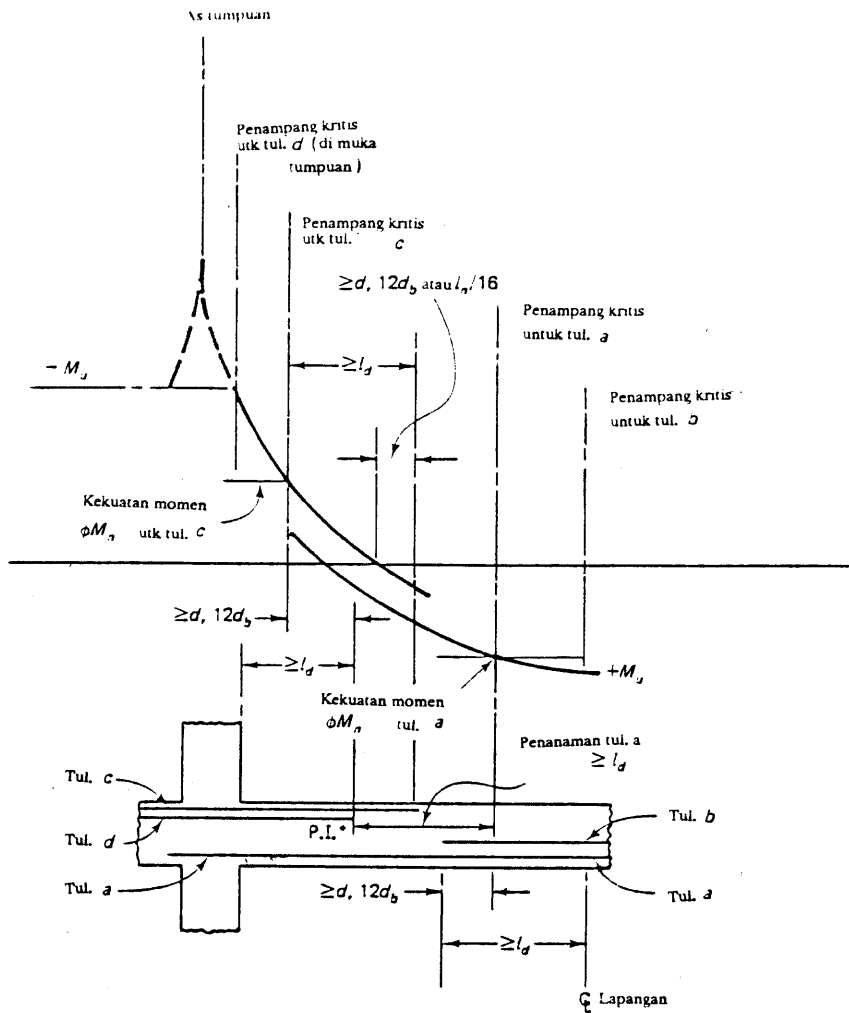
Sebagaimana telah dibahas di muka, tulangan baja harus mempunyai panjang penyaluran (penanaman) yang cukup untuk mencegah tergelincirnya tulangan yang dapat mengakibatkan kegagalan tarik lekatan. Lokasi kritis diskontinuitas tulangan adalah titik-titik di sepanjang batang struktur di mana terjadi penurunan drastis bidang momen atau tegangan, seperti titik belok diagram momen lentur balok menerus.

Tulangan tarik dapat diteruskan dengan membengkokkan tulangan tarik bawah dengan sudut belokan 45° pada badan balok, dan dijangkarkan atau diteruskan menjadi tulangan atas balok. Untuk menjamin tercapainya penanaman penuh, tulangan harus diteruskan melebihi titik di mana secara teoretis tidak diperlukan untuk menahan momen lentur, sejauh tinggi efektif  $d$  atau  $12 d_b$ , mana saja yang terbesar, kecuali pada tumpuan atau balok di atas dua tumpuan sederhana, atau pada ujung bebas kantilever. Gambar 10.6 memperlihatkan detail penyaluran tulangan lentur pada balok menerus tipikal, baik untuk tulangan positif maupun untuk tulangan negatif.

Berikut ini dicantumkan petunjuk yang dapat digunakan untuk menentukan panjang penyaluran penuh yang dapat menjamin kontinuitas balok menerus.

1. Paling sedikit sepertiga tulangan momen positif pada balok sederhana dan seperempat tulangan momen positif balok menerus harus diteruskan sejauh paling sedikit 6 in. ke tumpuan, tanpa bengkokan.
2. Pada tumpuan sederhana seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.7(a) dan pada titik-titik belok seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.7(b), tulangan momen positif harus dibatasi diameternya agar panjang penyalurannya.

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (10.9)$$



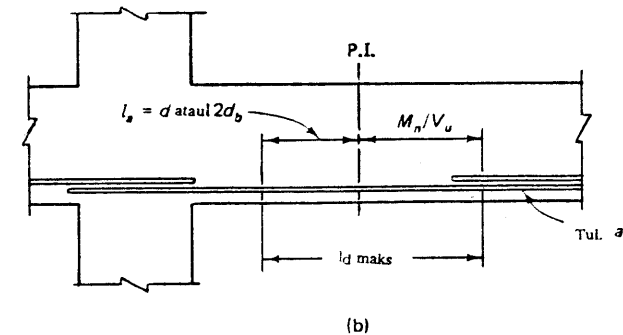
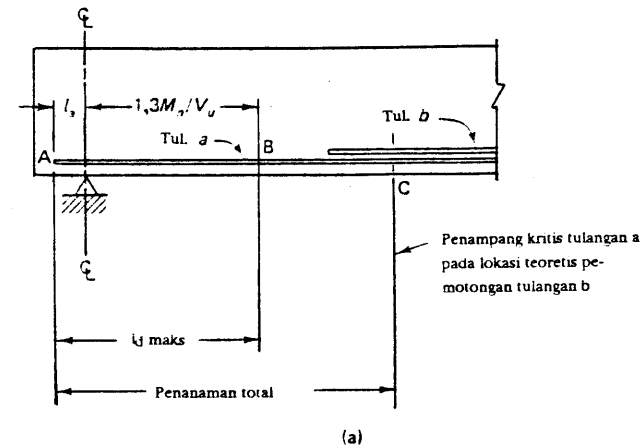
Gambar 10.6 Panjang penyaluran tulangan pada balok menerus.

di mana  $M_n$  = kekuatan momen nominal di mana semua tulangan mengalami tegangan  $f_y$   
 $V_u$  = gaya geser rencana pada penampang yang ditinjau.  
 jarak titik belok  $l_a$  = tinggi efektif  $d$  atau  $12 d_b$ , mana saja yang terbesar, di mana  $d_b$  adalah diameter tulangan.

Persamaan 10.9 merupakan batasan tambahan dalam desain untuk tegangan lekatan lentur, apabila terjadi geser yang besar dan momen yang kecil, untuk mencegah terjadi-

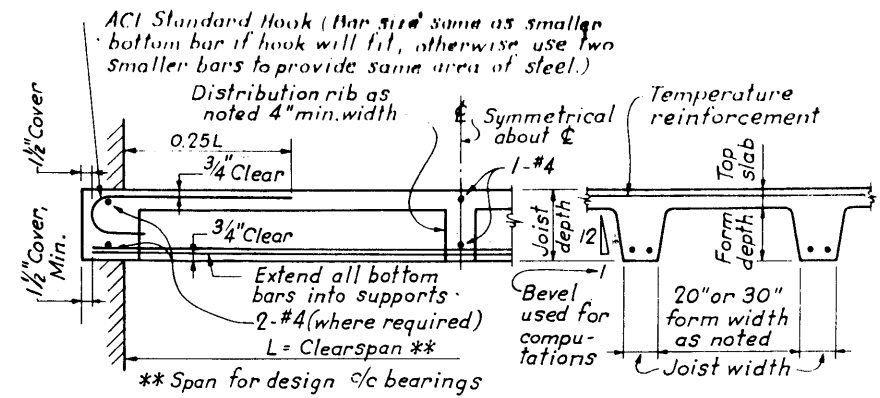
nya pembelahan balok. Dengan demikian diameter tulangan tarik momen positif harus dipilih besarnya agar, meskipun panjang  $AC$  (penampang kritis) pada Gambar 10.7(a) lebih besar daripada panjang  $AB$ , panjang penyaluran  $l_d \leq 1,3 (M_n/V_u + l_u)$ . Untuk tumpuan sederhana, besar  $M_n/V_u$  pada persamaan 10.9 harus diperbesar 30%.

3. Paling sedikit sepertiga tulangan tarik total untuk momen lentur negatif pada tumpuan harus diteruskan melewati titik belok, sejauh tidak kurang dari tinggi efektif  $d$  balok,  $12d_b$  atau  $(1/16) \times$  bentang bersih, mana saja yang terbesar.
4. Senggang harus cukup dekat dengan permukaan balok yang tertarik dan tertekan, tetapi tetap harus memenuhi persyaratan tebal selimut beton minimum. Ujung senggang tanpa bengkokan harus tertanam paling sedikit  $d/2$  di atas atau di bawah sisi tertekan penampang pada seluruh panjang penyaluran  $l_d$ , tetapi tidak boleh kurang dari 12 in. atau  $24 d_b$ . Untuk senggang yang mempunyai bengkokan, panjang penanaman totalnya harus sama dengan  $0,5 l_d$  ditambah bengkokan standar.

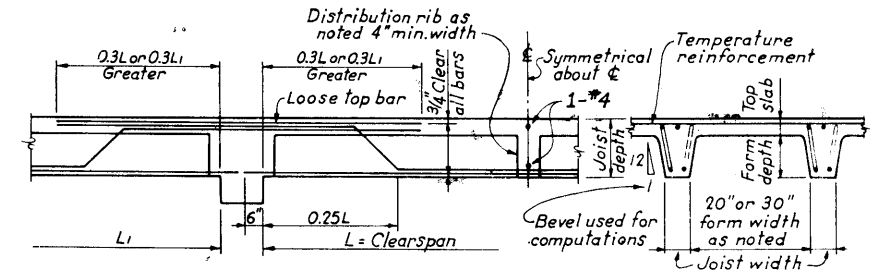


Gambar 10.7 Titik-titik pemotongan tulangan: (a) balok di atas tumpuan sederhana; (b) balok menerus.

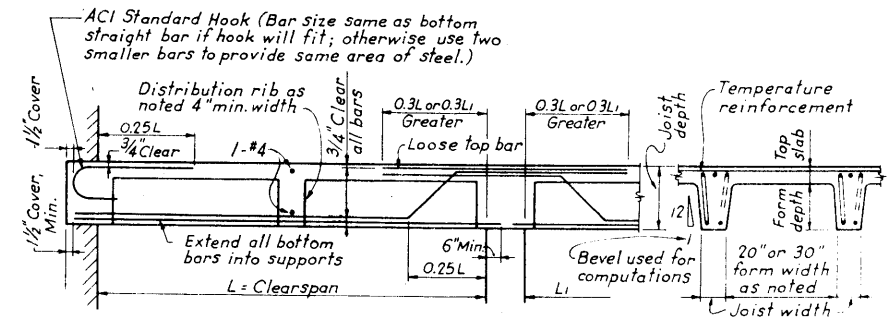
Detail tipikal untuk titik-titik pemotongan tulangan untuk balok menerus dan konstruksi *joist* diberikan pada Gambar 10.8. Titik-titik tipikal untuk *slab* satu arah diperlihatkan pada Gambar 10.9, dan untuk balok dengan sengkang tarik diagonal diberikan pada Gambar 10.10.



SINGLE SPAN JOIST CONSTRUCTION



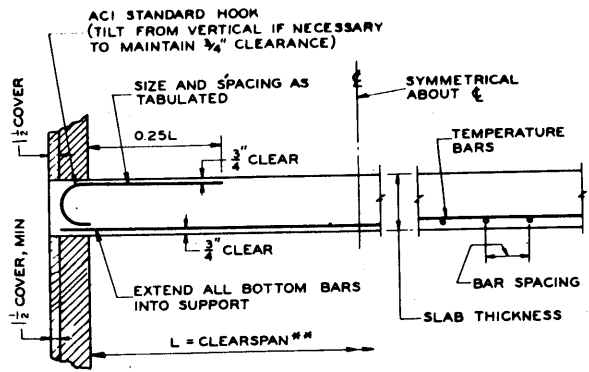
INTERIOR SPAN JOIST CONSTRUCTION



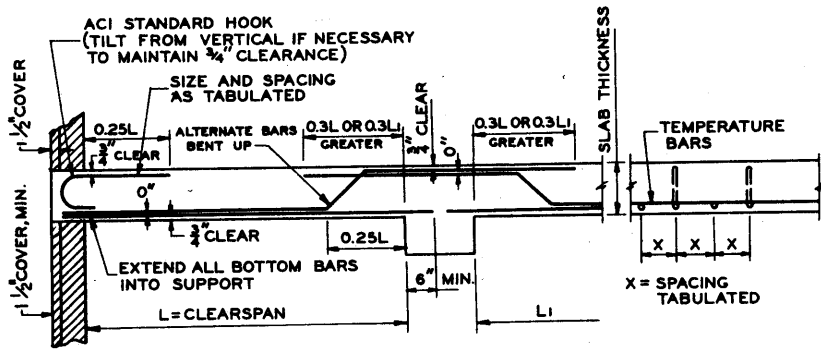
END SPAN JOIST CONSTRUCTION

Gambar 10.8 Titik-titik pemotongan tulangan pada konstruksi *joist*.

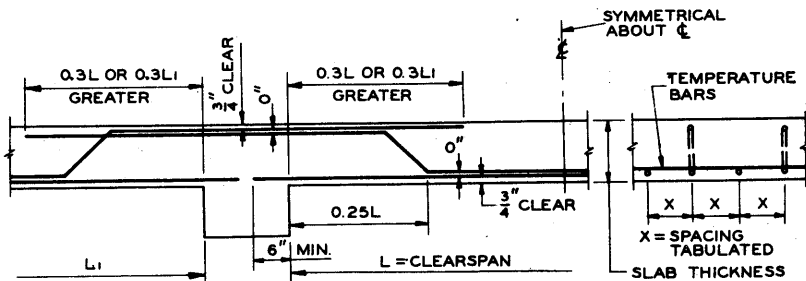




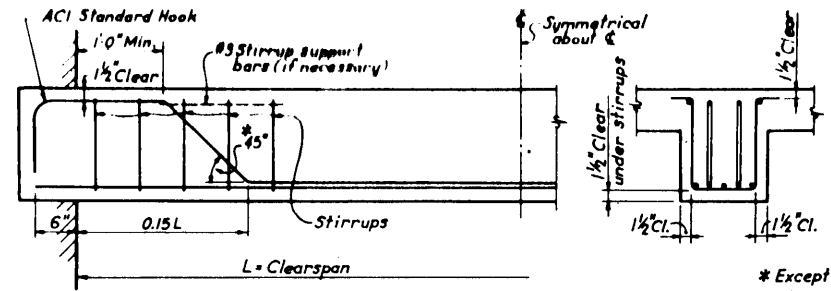
SINGLE SPAN, SIMPLY SUPPORTED



END SPAN, SIMPLY SUPPORTED

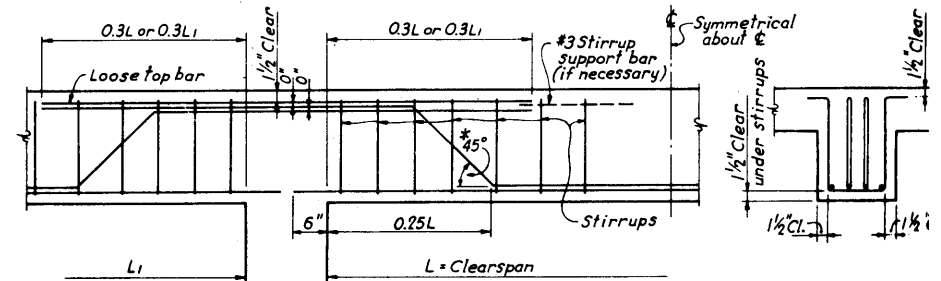


INTERIOR SPAN, CONTINUOUS



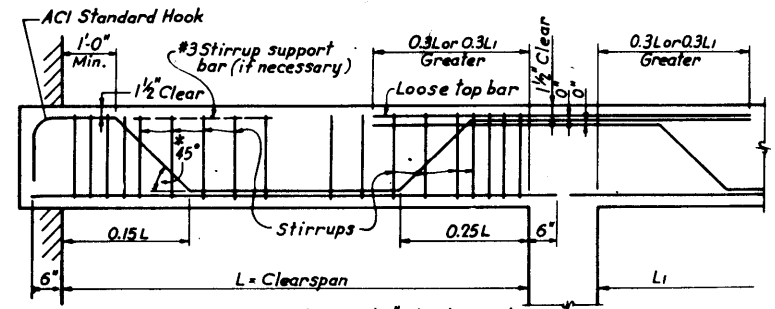
SINGLE SPAN BEAM, SIMPLY SUPPORTED

\* Except where necessary to hold 1'-0" min. dimension.



INTERIOR SPAN OF CONTINUOUS BEAM

\* Except where necessary to hold 1'-0" min. dimension.



END SPAN OF SIMPLY SUPPORTED BEAM

\* Except where necessary to hold 1'-0" min. dimension.

Gambar 10.9 Titik-titik pemotongan tulangan pada konstruksi slab satu arah.

Gambar 10.10 Detail penulangan untuk balok menerus dengan tulangan tarik diagonal.

## 10.5 LEWATAN TULANGAN

Tulangan baja diproduksi dengan panjang yang standar, yang bergantung pada tinjauan transportasi dan beratnya. Pada umumnya panjang tulangan yang normal adalah 60 ft. Untuk balok dan slab yang menerus dengan banyak bentang, tidaklah praktis dalam pelaksanaannya apabila tulangan sepanjang tadi digunakan langsung. Tulangan harus dipotong terlebih dahulu dan diadakan *lewatan* tulangan pada titik yang paling kecil momen lenturnya untuk tulangan No. 11 dan lebih kecil. Patokan kasar mengenai panjang maksimum tulangan yang masih mudah pengangkutannya adalah sekitar 40 ft. Cara lain yang cukup efektif adalah dengan mengelas tulangan dengan syarat tidak mengurangi sifat mekanis tulangan pada titik sambungan las tersebut. Akan tetapi, peninjauan harga juga harus diperhatikan. Pada dasarnya ada tiga jenis lewatan, yaitu:

1. *Sambungan lewatan (lap splicing)*: Ini bergantung pada penanaman lekatan penuh kedua tulangan yang di-sambung-lewat-kan. Cara ini hanya untuk tulangan berukuran tidak lebih dari No. 11.
2. *Menggabungkan kedua tulangan dengan las*: Proses ini secara ekonomis cukup baik untuk tulangan berukuran lebih besar dari No. 11
3. *Sambungan mekanis*: Ini dapat dilakukan dengan menggunakan suatu alat penyambung pada kedua ujung tulangan. Penyambung demikian harus mempunyai kekuatan leleh sekitar  $1,25 \times$  kekuatan leleh tulangan yang disambung. Cara demikian paling sering digunakan untuk tulangan berdiameter besar.

### 10.5.1 Sambungan Lewatan

Gambar 10.11(a) memperlihatkan panjang lewatan tulangan berikut distribusi tegangan dan gaya di seluruh panjang lewatan  $l_s$ . Keruntuhan beton pada daerah lewatan ini dapat terjadi dengan mekanisme pemisahan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.11(b). Pada keadaan runtuh, satu tulangan mempunyai gerakan relatif terhadap tulangan lainnya. Distribusi tegangan tarik yang *ideal* pada tulangan di seluruh panjang lewatan  $l_s$  mempunyai harga maksimum  $f_y$  pada ujung lewatan dan  $0,5 f_y$  pada  $l_s/2$ . Pada keadaan runtuh, besar *slip* sekitar  $(0,5 f_y / F_s) \times$  setengah panjang  $l_s$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.11(a).

### 10.5.2 Lewatan Tulangan Ulir dan Kawat Ulir yang Mengalami Tarik

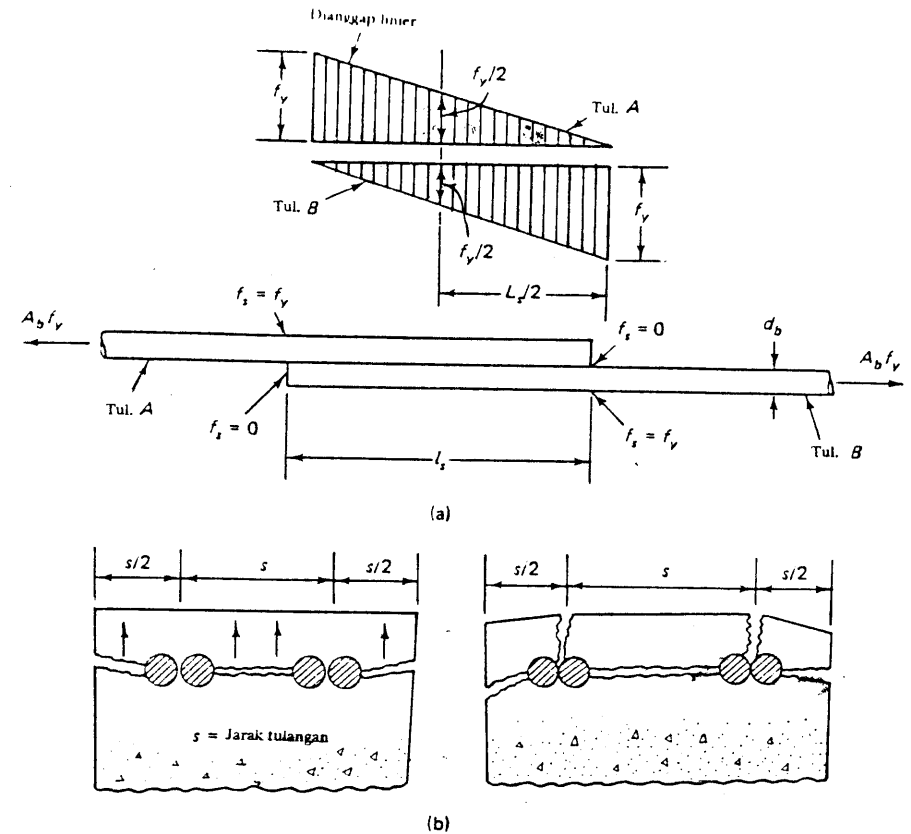
Panjang lewatan batang ulir di sini merupakan kutipan dari peraturan ACI. Panjang minimum  $l_s$  adalah:

- Kelas A :  $1,0 l_{db}$
- Kelas B :  $1,3 l_{db}$
- Kelas C :  $1,7 l_{db}$

dan tidak boleh kurang dari 12 in.

Tabel 10.1 memperlihatkan persentase maksimum luas tulangan tarik yang dapat diberi sambungan lewatan.

Gambar 10.11 S



Gambar 10.11 Sambungan lewatan tulangan: (a) distribusi tegangan ideal pada sambungan lewatan; (b) keruntuhan akibat terpisahnya sambungan lewatan.

Sambungan lewatan pada tegangan tarik maksimum sebaiknya dihindari. Sambungan lewatan dapat dengan cara tulangan yang bersentuhan langsung, atau terpisahkan oleh beton.

**TABEL 10.1** LUAS TULANGAN TARIK MAKSIMUM YANG BOLEH DIBERI SAMBUNGAN LEWATAN

$\frac{A_s \text{ yang diberikan}}{A_s \text{ yang diperlukan}}$	Persentase maksimum $A_s$ yang dilewatkan pada panjang lewatan yang diperlukan		
	60	75	100
$\geq 2,0$	Kelas A	Kelas A	Kelas B
$< 2,0$	Kelas B	Kelas C	Kelas C

### 10.5.2 Panjang Lewatan Tulangan Ulir yang Mengalami Tekan

Panjang lewatan  $l_s$  harus paling sedikit sama dengan panjang penyaluran tekan, seperti yang dicantumkan pada Bab 10.3.3, persamaan 10.6a, persamaan 10.6b, dan faktor-faktor modifikasinya.  $l_s$  juga harus memenuhi persamaan-persamaan berikut:

$$f_y \leq 60.000 \text{ psi} \quad l_s \geq 0,0005f_y d_b \quad (10.10a)$$

$$f_y > 60.000 \text{ psi} \quad l_s \geq (0,0009f_y - 24)d_b \quad (10.10b)$$

dan tidak boleh lebih kecil dari 12 in. Apabila kekuatan tekan  $f'_c$  beton lebih kecil dari 3000 psi, seperti yang biasa digunakan untuk fundasi, panjang lewatan  $l_s$  harus ditambah 1/3 kalinya.

Faktor-faktor modifikasi yang berharga lebih rendah dari 1,0 digunakan pada batang tekan bersengkang (0,83) dan kolom berspiral (0,75), tetapi dalam segala hal, panjang lewatan tidak boleh kurang dari 12 in.

### 10.5.4 Sambungan Lewatan Jaring Kawat Baja Ulir Las

Panjang lewatan minimum  $l_s$  yang merupakan jarak antara ujung kedua lapisan jaring kawat baja las tidak boleh kurang dari yang terbesar di antara  $1,7l_d$  atau 8 in. (204 mm). Selain itu, panjang *tumpang tindih* antara kawat terluar yang bersilangan pada masing-masing jaring tidak boleh kurang dari 2 in. (50,8 mm).

## 10.6 CONTOH DESAIN PANJANG PENANAMAN DAN PANJANG LEWATAN PADA BALOK DITUMPU SEDERHANA

### 10.6.1 Contoh 10.3: Panjang Penanaman pada Tumpuan pada Balok di atas Tumpuan Sederhana

Hitunglah panjang penyaluran maksimum yang dapat digunakan untuk tumpuan suatu balok di atas tumpuan sederhana dalam Gambar 10.12 (balok ini digunakan untuk superstruktur) apabila jarak  $AC$  dari titik potong tulangan teoretis  $b$  adalah 42 in. (340,7 mm). Balok ini tidak monolit dengan tumpuannya. Anggap bahwa tulangan baja yang digunakan sebagai tulangan lentur adalah (a) ulir No. 8 (25,4 mm) dan (b) ulir No. 14 (43,0 mm), dan digunakan pada fundasi rakit (ukuran tulangan yang biasanya digunakan pada balok superstruktur adalah No. 11). Diberikan:

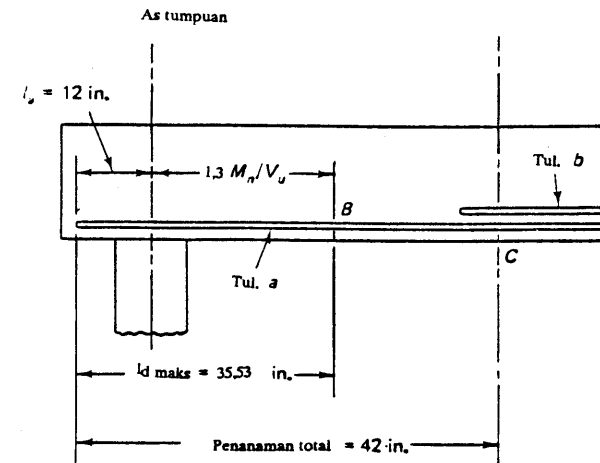
$$V_u = 100.000 \text{ lb (444,8 kN)}$$

$$M_u = 2.353.000 \text{ in.-lb (25,6 kPa)}$$

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa)}, \text{ be beeton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$l_n = 12 \text{ in. (304,8 mm)}$$



Gambar 10.12 Panjang penanaman pada ujung balok di atas tumpuan sederhana.

### Solusi

(a) Tulangan No. 8:  $A_b = 0,79 \text{ in.}^2$  per tulangan. Dari persamaan 10.5a dan 10.5b:

$$l_{db} = \frac{0,04A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,04 \times 0,79 \times 60.000}{\sqrt{4000}} = 29,98 \text{ in.}$$

dan

$$l_{db} = 0,0004d_b f_s = 0,0004 \times 1,0 \times 60.000 = 24,0 \text{ in.}$$

$l_d$  yang menentukan = 29,98. sebutlah 30 in. (762 mm). Dari persamaan 10.9:

$$\frac{M_n}{V_u} = \frac{2.353.000}{100.000} = 23,53 \text{ in.}$$

$l_u$  = panjang penanaman di luar pusat tumpuan = 12 in.

Panjang penanaman  $l_d$  maksimum yang diizinkan = 23,53 + 12 = 35,53 in. yang terletak di dalam daerah AC sehingga dapat dilakukan pemotongan tulangan di sini. Panjang  $l_d$  aktual yang diperlukan = 30 in. < 35,53 in. Dengan demikian tulangan No. 8 dipilih untuk desain yang aman terhadap panjang penanaman tanpa adanya tulangan tergelincir dengan menggunakan panjang penanaman  $l_d = 30$  in.

(b) Tulangan No. 11:

$$A_b = 2.25 \text{ in.}^2$$

$$l_d = \frac{0,085f_s}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,085 \times 60.000}{\sqrt{4000}} = 80,6 \text{ in.}$$

$$> \left( \frac{M_n}{V_u} + l_u = 35,53 \text{ in.} \right)$$

Dengan demikian tulangan No. 14 terlalu besar untuk persyaratan penyaluran lekatan tanpa gelincir (selip). Gunakan ukuran tulangan yang lebih kecil.

### 10.6.2 Contoh 10.4: Panjang Penanaman pada Tumpuan Balok Menerus

Balok beton bertulang menerus mempunyai bentang bersih  $l_{nr} = 36$  ft (10,97 m) dan  $l_{nl} = 22$  ft (6,7 m) dan segmen diagram momen lentur pada tumpuan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 10.13. Carilah lokasi titik potong tulangan atas momen negatif agar memenuhi syarat panjang penyaluran/penanaman. Balok ini bertulangan tunggal dan ukurannya  $h = 27$  in. (685,8 mm),  $d = 23,5$  in. (596,9 mm), dan  $b = 15$  in. (381,0 mm). Balok ini mengalami momen negatif rencana pada pusat tumpuan tengahnya sebesar:

$$-M_u = 6.127.000 \text{ in.-lb (692,4 kNm).}$$

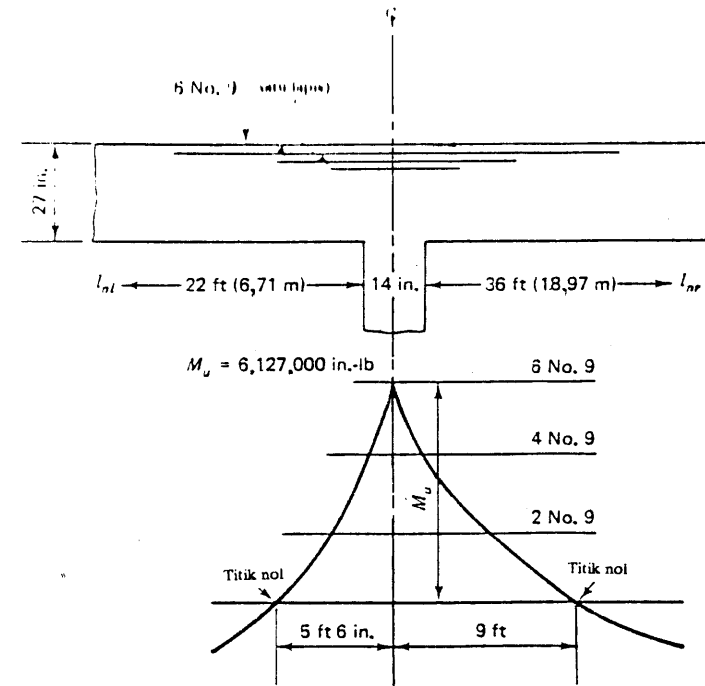
Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,58 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$A_s = \text{yang diperlukan} = 5,62 \text{ in.}^2$$

$$A_s = \text{yang ada} = 6,00 \text{ in.}^2 \text{ (6 tulangan No. 9)}$$



Gambar 10.13 Momen tumpuan pada balok menerus.

Solusi

$A_b = 1,0 \text{ in.}^2$  per tulangan. Dari persamaan 10.5a dan 10.5b, panjang penyaluran dasar adalah:

$$l_{db} = \frac{0,04A_b f_s}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,04 \times 1,0 \times 60.000}{\sqrt{4000}} = 37,94 \text{ in.}$$

dan

$$l_{db} = 0,0004d_b f_s = 0,0004 \times 1,128 \times 60.000 = 27,07 \text{ in.}$$

Jadi, yang menentukan adalah  $l_d \approx 38$  in. Panjang penanaman untuk tulangan atas adalah  $l_d = 38 \times 1,4 = 53$  in. Reduksi  $l_d$  akibat adanya luas tulangan berlebih adalah:

$$l_d = \frac{A_s \text{ yang diperlukan}}{A_s \text{ yang ada}} \times 53 = \frac{5,62}{6,00} \times 53 = 49,6 \text{ in.}$$

$$\infty 50 \text{ in.}$$

Gunakan  $l_d = 50$  in. (1270 mm) untuk keenam tulangan No. 9.

Titik-titik potong.

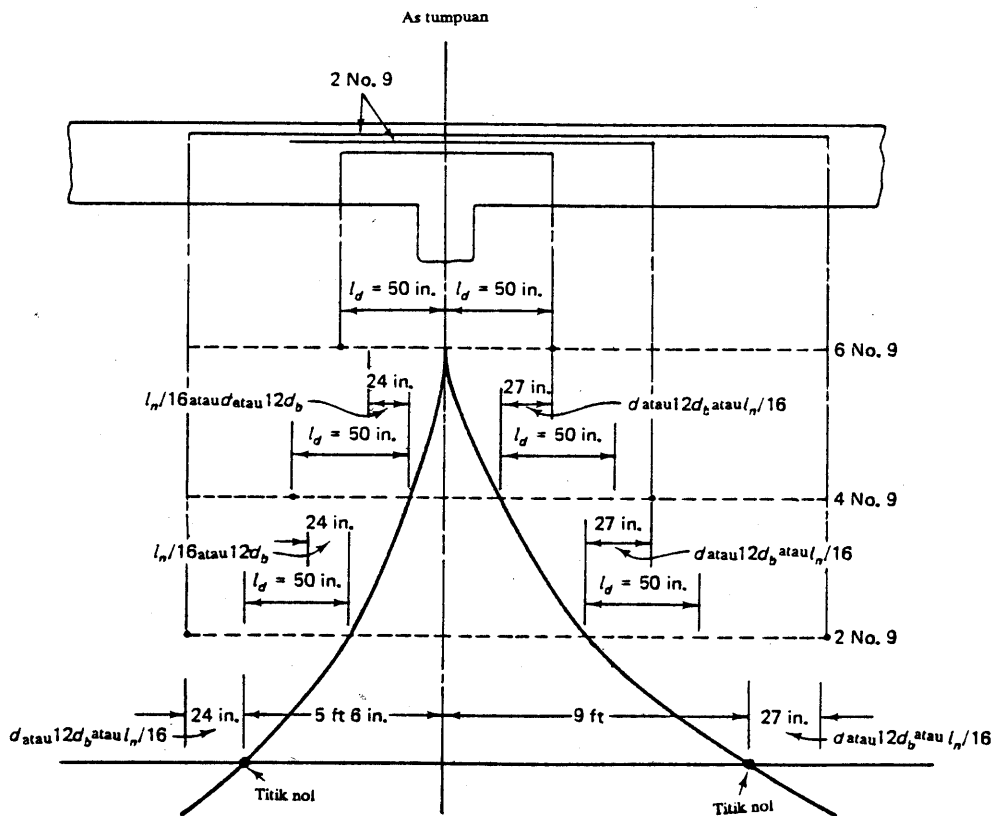
Paling sedikit sepertiga dari luas tulangan tarik harus diteruskan melewati titik belok sejauh yang terbesar di antara  $l_n/16$  x bentang  $l_n$ ,  $d$ , dan  $12 d_b$ .

$$A_s/3 = \text{dua tulangan No. 9} \quad 12d_b = 12 \times 1,125 = 13,5 \text{ in.}$$

- Bentang kanan  $l_{nr} = 36 \text{ ft}$ ;  
 $l_{nr}/16 = 36/16 \times 12 = 27,0 \text{ in.}$
- Bentang kiri  $l_{nl} = 22 \text{ ft}$ ;  
 $l_{nl}/16 = 22/16 \times 12 = 16,5 \text{ in.}$

Jadi yang menentukan adalah  $d = 23,5 \text{ in.} \approx 24 \text{ in.}$

Sesuai dengan petunjuk Gambar 10.6, detail panjang penyaluran dan lokasi titik potong untuk balok menerus diperlihatkan pada Gambar 10.14.



Gambar 10.14 Panjang penyaluran tulangan dan lokasi titik potongnya.

### 10.6.3 Contoh 10.5: Desain Sambungan Lewatan untuk Tulangan Tarik

Hitunglah panjang sambungan lewatan untuk tulangan tarik No. 7 (diameter 22,2 mm). Angka perbandingan antara  $A_s$  yang ada dengan  $A_s$  yang diperlukan adalah (a)  $> 2,0$ , (b)  $< 2,0$ , dan persentase maksimum  $A_s$  yang saling melewati penampang adalah 75%. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}.$$

Solusi

Dari persamaan 10.5a dan 10.5b untuk tulangan tarik diperoleh

$$l_w = \frac{0,04 A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,04 \times 0,60 \times 60.000}{\sqrt{5000}} = 20,4 \text{ in.}$$

atau

$$l_w = 0,0004 d_b f_y = 0,0004 \times 0,875 \times 60.000 = 21,0 \text{ in.}$$

$$l_d = 21 \text{ in. yang menentukan}$$

- Untuk perbandingan ( $A_s$  yang ada/ $A_s$  yang diperlukan)  $> 2,0$ , berarti lewatan kelas A:  $l_s = 1 \times l_d = 21 \text{ in.}$
- Untuk perbandingan ( $A_s$  yang ada/ $A_s$  yang diperlukan)  $< 2,0$ , berarti lewatan kelas C:

$$\text{panjang sambungan lewatan } l_s = 1,7 l_d = 1,7 \times 21 = 35,7$$

$$= 36 \text{ in. (914,4 mm).}$$

### 10.6.4 Contoh 10.6: Desain Sambungan Lewatan untuk Tulangan Tekan

Hitung panjang sambungan lewatan untuk tulangan tekan ulir No. 9 (diameter 28,7 mm). Diberikan:

$$f'_c = 7000 \text{ psi (48,26 MPa)}$$

$$f_y = 80.000 \text{ psi (551,6 MPa)}$$

Solusi

$d_b = 1,128 \text{ in.}$  Dari persamaan 10.6a dan 10.6b untuk tulangan tekan diperoleh panjang penyaluran dasar:

$$l_w = \frac{0,02 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,02 \times 1,128 \times 80.000}{\sqrt{7000}} = 21,57 \text{ in.}$$

atau

$$l_{db} = 0,0003d_b f_c = 0,0003 \times 1,128 \times 80.000 = 27,07 \text{ in}$$

$l_d$  yang menentukan =  $27,07 \approx 28 \text{ in}$ . Dari persamaan 10.10.b diperoleh panjang sambungan lewatan minimum untuk  $f_y = 70.000 \text{ MPa}$  adalah:

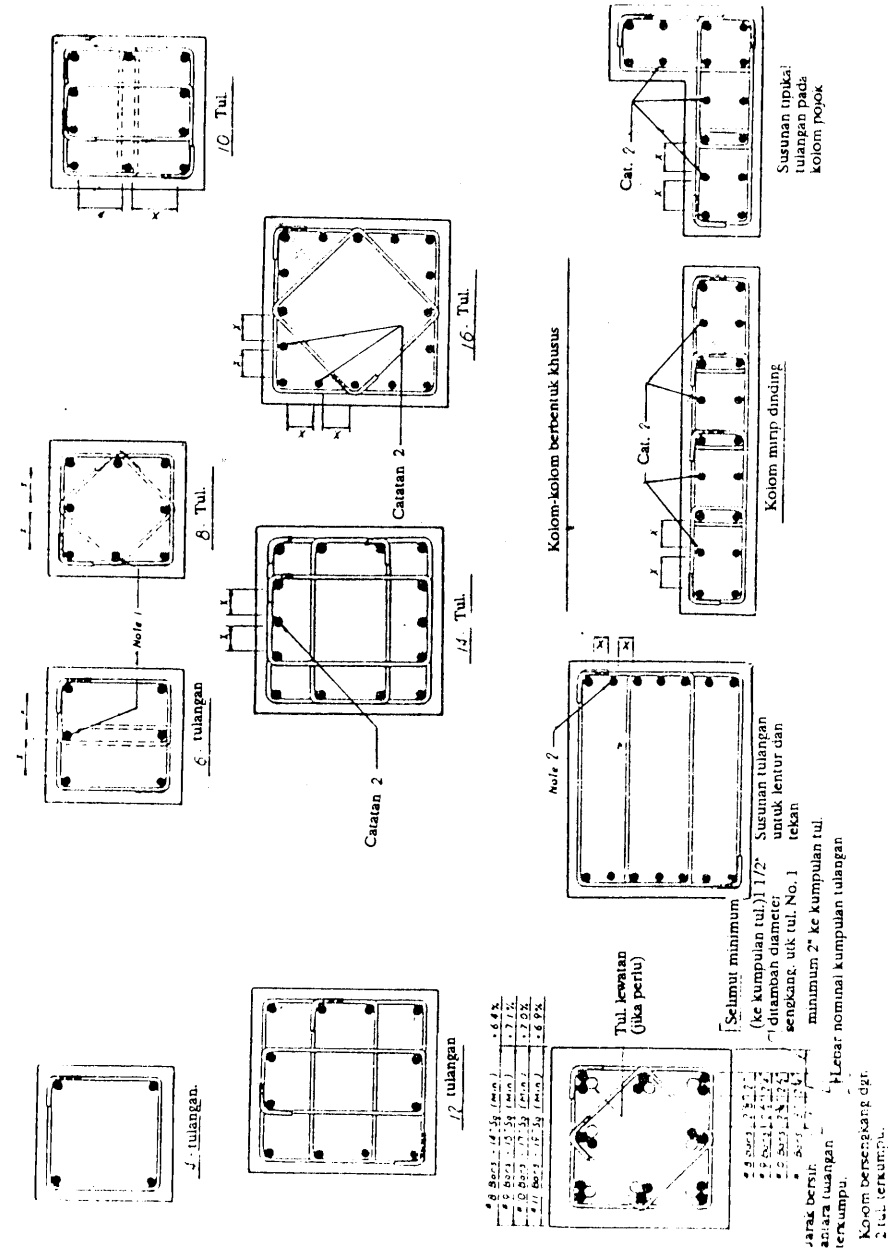
$$l_s = (0,0009f_y - 24)d_b = (0,0009 \times 80.000 - 24)1,128 = 54,14 \text{ in}$$

$$> 28 \text{ in}$$

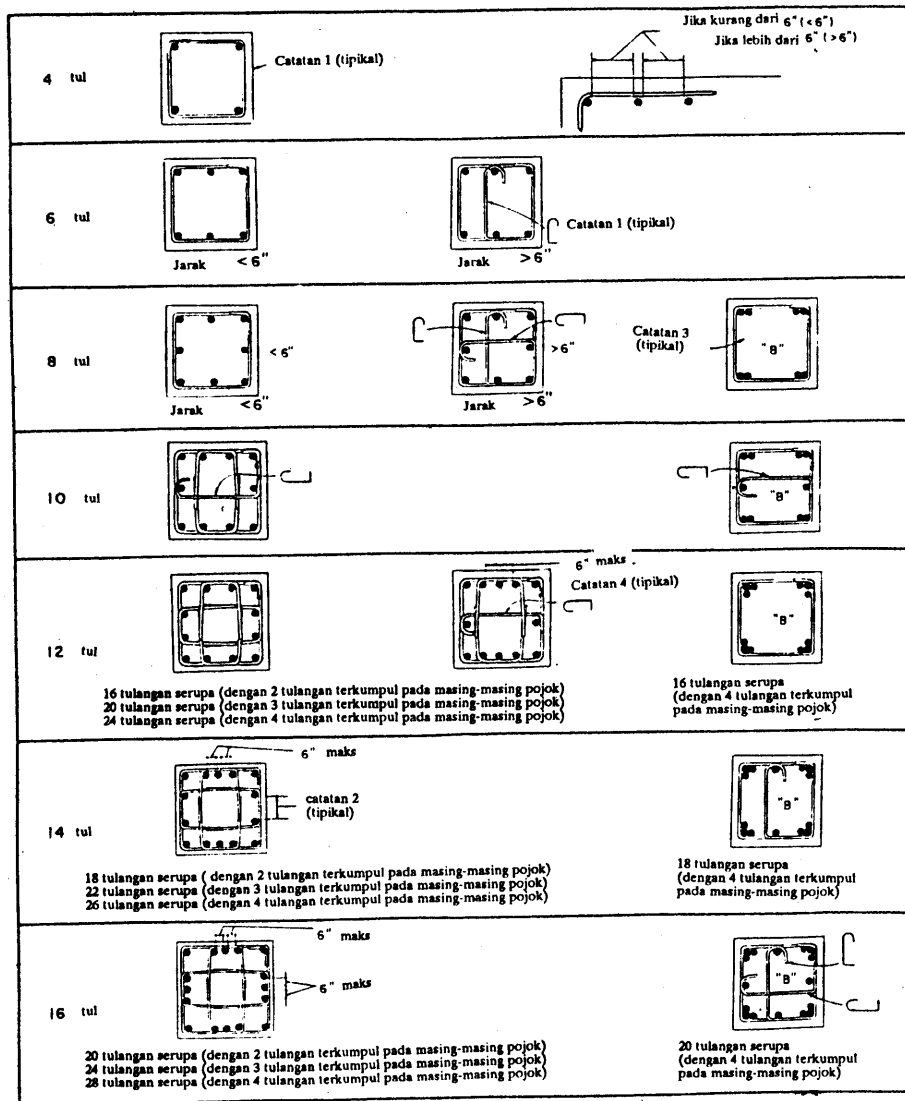
Gunakan panjang sambungan lewatan  $l_s = 55 \text{ in}$ . (1397 mm).

### 10.7 SKEMA PENDETAILAN TULANGAN TIPIKAL

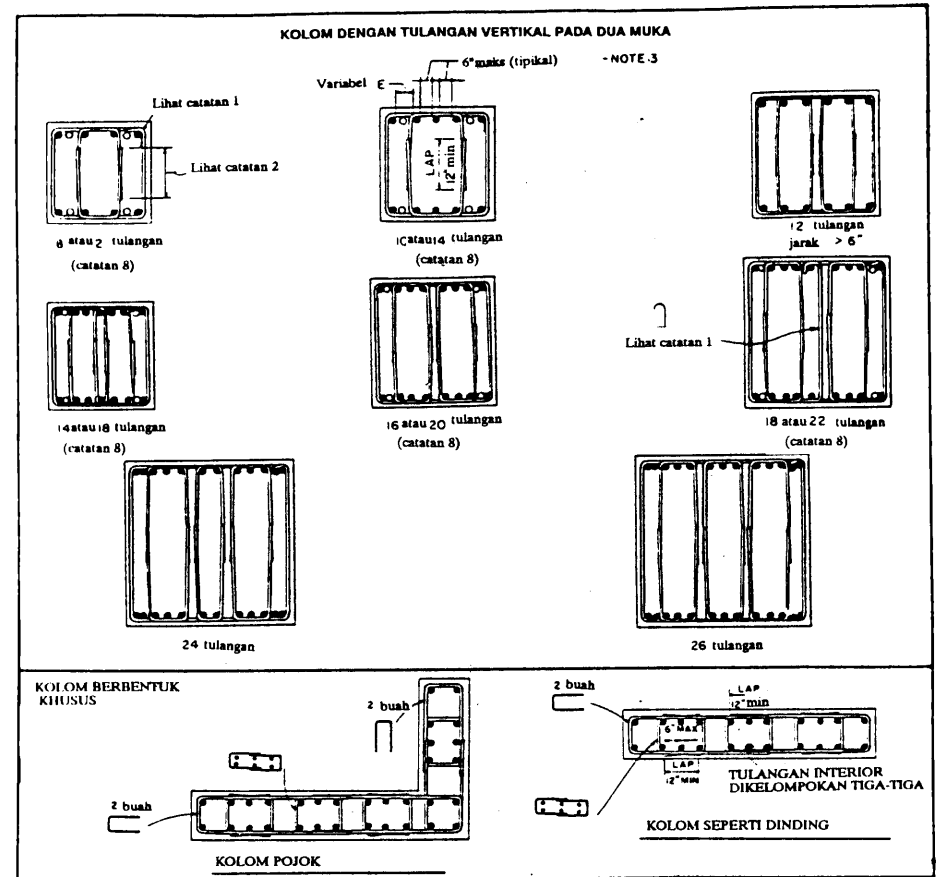
Contoh-contoh desain panjang penyaluran lekatan, sambungan lewatan, dan jarak penulangan diperlihatkan pada Gambar 10.15 sampai 10.19. Contoh-contoh lain yang diperoleh dari detail gambar kerja garasi parkir yang dirancang oleh penulis diperlihatkan pada Gambar 10.20 sampai 10.24. Contoh-contoh gambar ini diharapkan dapat membantu dalam menghasilkan gambar kerja yang baik dan benar. Perlu diingat juga bahwa desain yang baik bergantung juga pada tersedianya ruang bebas pada penampang beton, yang berarti menghindari berdesakannya tulangan. Adanya tulangan yang berdesakan ini dapat mengakibatkan terjadinya rongga-rongga udara dalam beton, yang dapat mereduksi kapasitasnya, bahkan mungkin pula menyebabkan keruntuhan pada elemen struktur yang bersangkutan. Dengan demikian perhatian yang sama harus diberikan baik untuk pendetailan maupun untuk desain agar sistem struktur tersebut mampu berfungsi sebagaimana yang diharapkan.



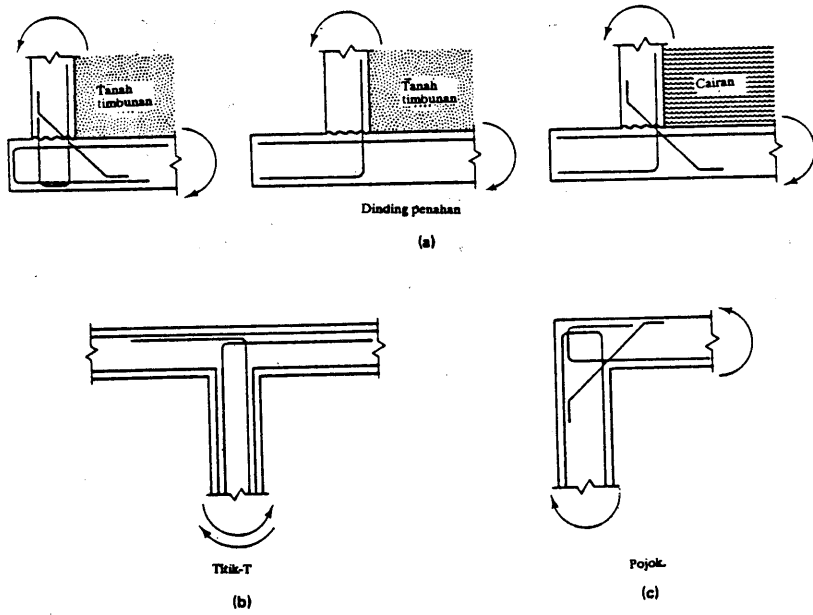
Gambar 10.15 Senggang kolom yang memungkinkan adanya sambungan lewatan.



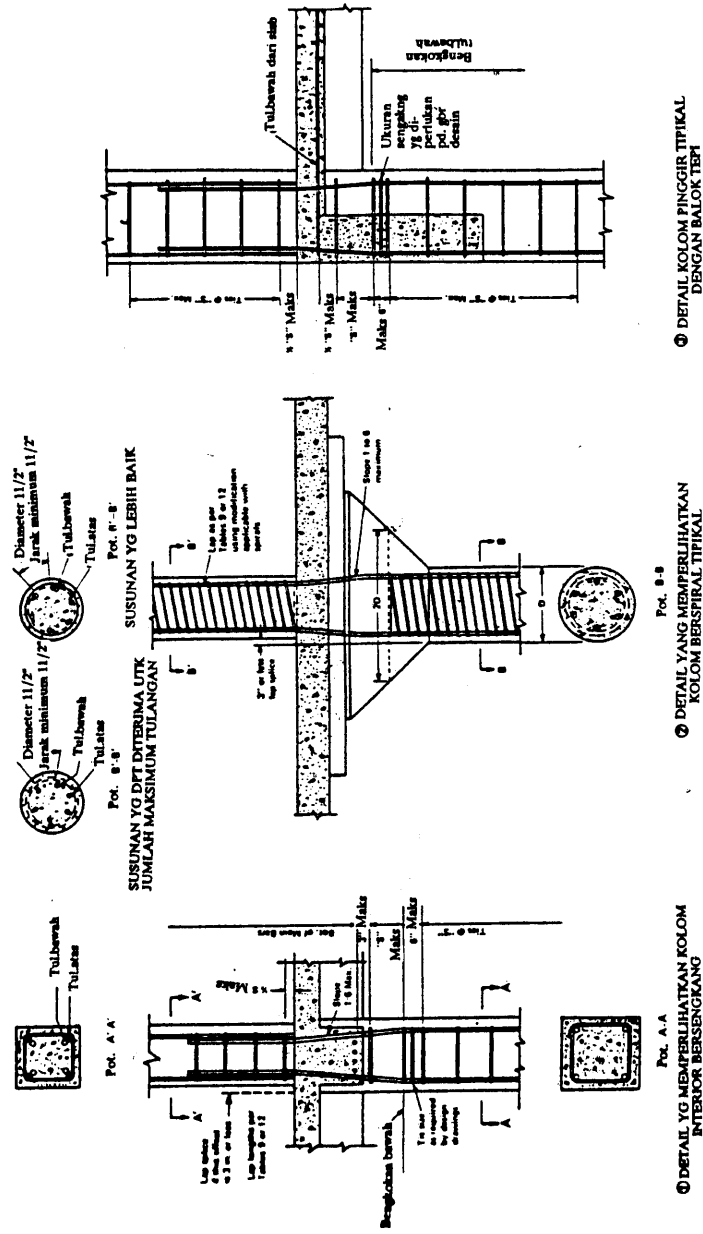
Gambar 10.16 Sengkang untuk kolom-kolom standar.



Gambar 10.17 Sengkang untuk kolom besar dan khusus.

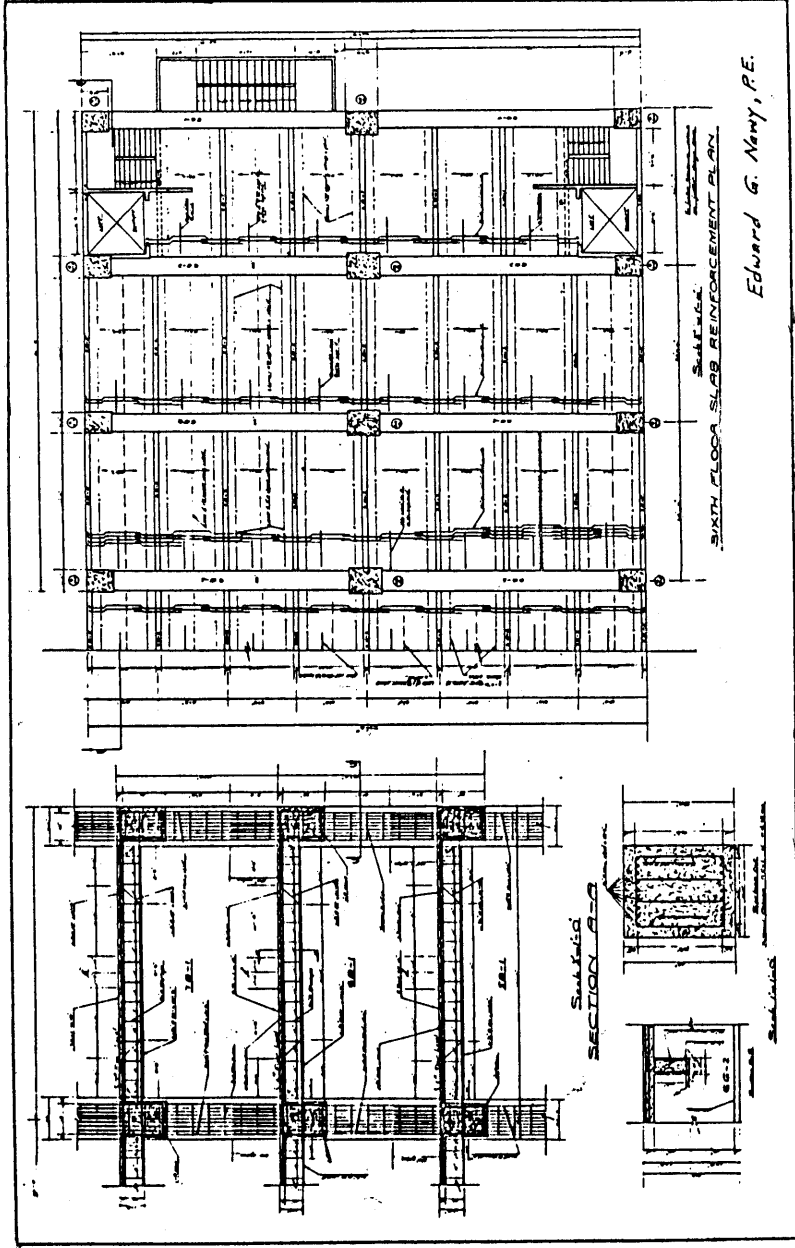


Gambar 10.18 Detail pojok dan titik hubung: (a) dinding penahan; (b) titik hubung T; (c) pojok.

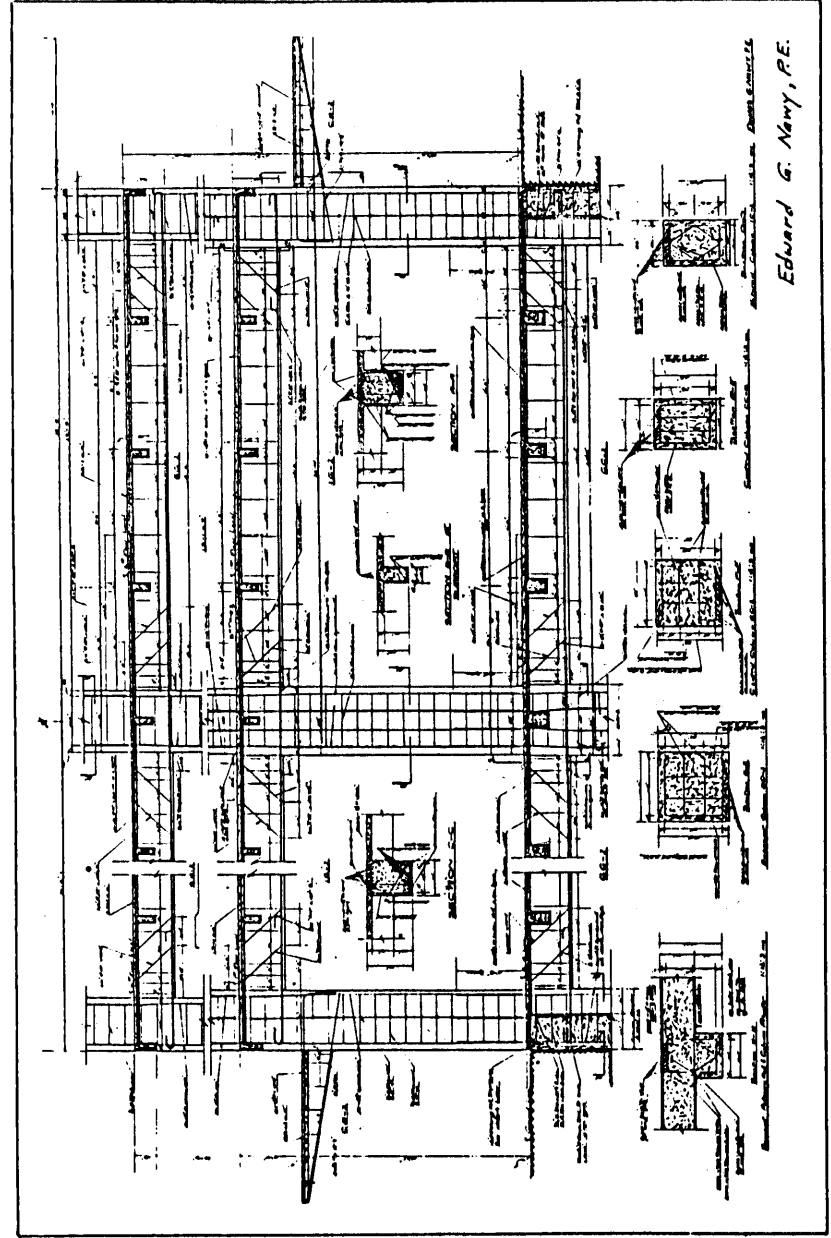


Gambar 10.19 Detail sambungan lewatan pada kolom.





Gambar 10.20 Gambar kerja tipikal penulangan s/ab dan balok. (Dirancang oleh E.G. Navy.)



Gambar 10.21 Gambar kerja tipikal penulangan kolom. (Dirancang oleh E.G. Navy.)



SOAL

10.1 Hitunglah panjang penyaluran dasar untuk tulangan ulir berikut ini, yang tertanam beton berbobot normal.

(a) No. 5, No. 8. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

(b) No. 14, No. 18. Diberikna:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$f_y = 80.000 \text{ psi}$$

10.2 Hitunglah panjang penanaman total untuk tulangan pada soal 10.1 apabila tulangan tersebut digunakan sebagai tulangan tekan dan betonnya adalah beton berbobot ringan pasirnya.

10.3 Rencanakan lokasi titik potong balok menerus pada contoh soal 10.4 apabila yang digunakan 8 tulangan No. 8.

10.4 Rencanakan panjang sambungan lewatan pada penampang kolom 16 in. x 16 in. (406 mm x 406 mm) yang mempunyai tulangan 8 No. 9 (diameter 28,7 mm) yang terbagi merata pada semua muka kolom.

(a)  $f'_c = 5000 \text{ psi (34,47 MPa)}$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

(b)  $f'_c = 7000 \text{ psi (48,26 MPa)}$

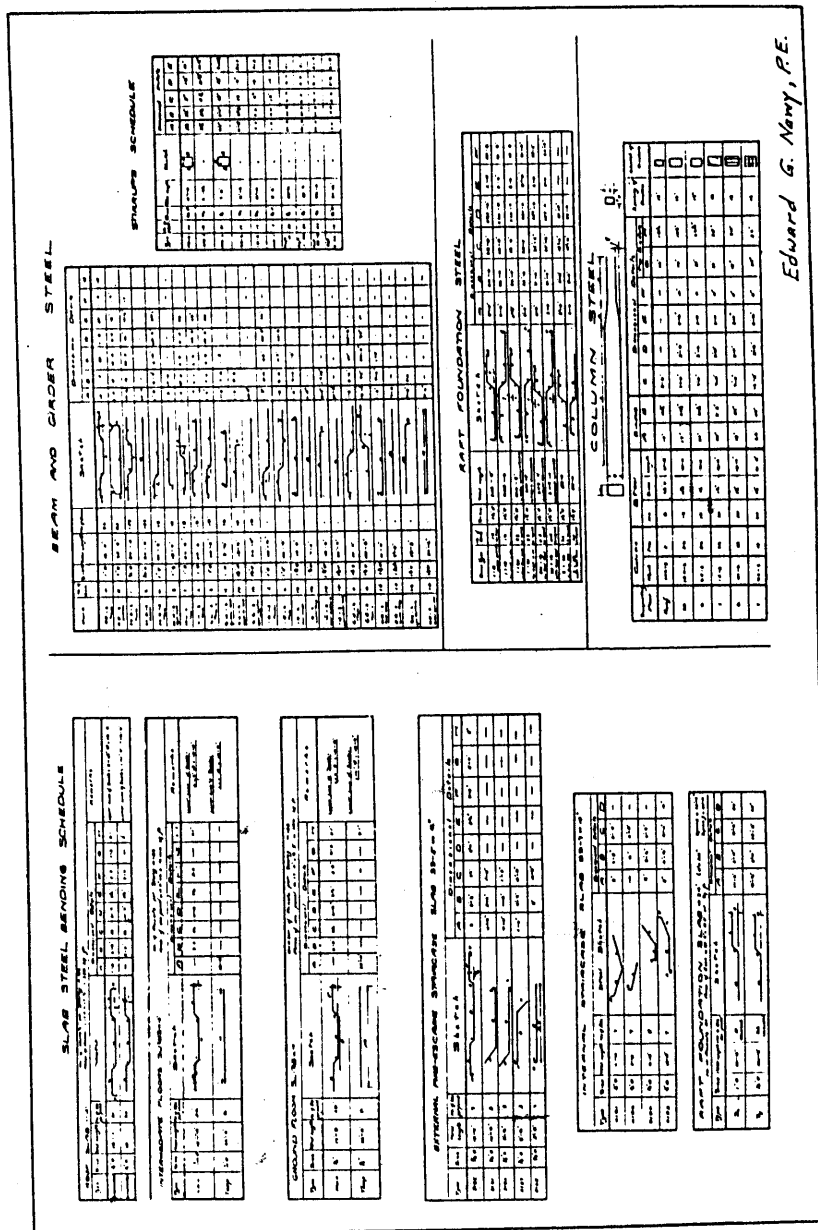
$$f_y = 80.000 \text{ psi (551,6 MPa)}$$

10.5 Balok kantilever dari beton berbobot normal yang panjang bentangnya 18 ft (5,49 m) mengalami momen rencana  $M_u = 3.500.000 \text{ in.-lb (396 kN-m)}$  dan geser rencana  $V_u = 32.400 \text{ lb (144 kN)}$  pada muka tumpuan. Rencanakan tulangan atas dan panjang penyalurannya dan bengkakan  $90^\circ$  ke dalam beton untuk menahan momen dan geser tersebut. Diberikan:

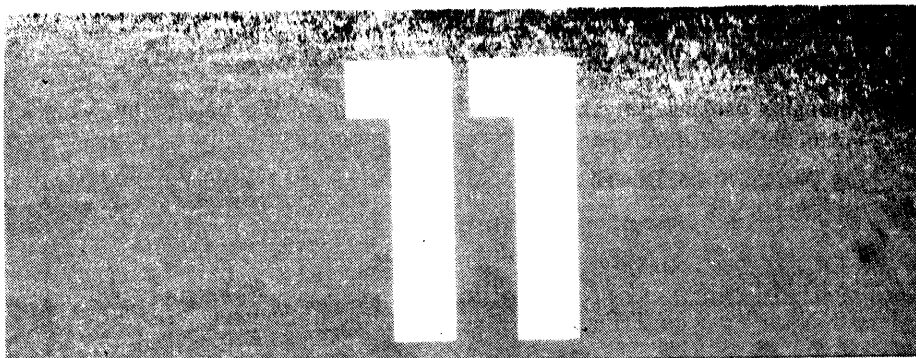
$$f'_c = 4500 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

10.6 Rencanakan penulangan balok pada soal 10.5 apabila balok tersebut terletak di atas tumpuan sederhana dengan bentang  $l_n = 36 \text{ ft (10,97 m)}$  dan mengalami momen rencana  $M_u$  pada lapangan sebesar  $3.500.000 \text{ in.-lb.}$  dan geser  $V_u$  di muka tumpuan =  $32.400 \text{ lb.}$  Carilah panjang penanaman yang diperlukan pada tumpuan untuk menjamin tidak ada kegagalan lekatan. Asumsikan bahwa (a) terjadi reaksi balok yang *confining* (misalnya dengan sengkang) dan (b) balok tidak monolit dengan tumpuannya.



Gambar 10.24 Daftar tipikal penulangan lentur. (Dirancang oleh E.G. Newy.)



## DESAIN PLAT DAN SLAB DUA ARAH

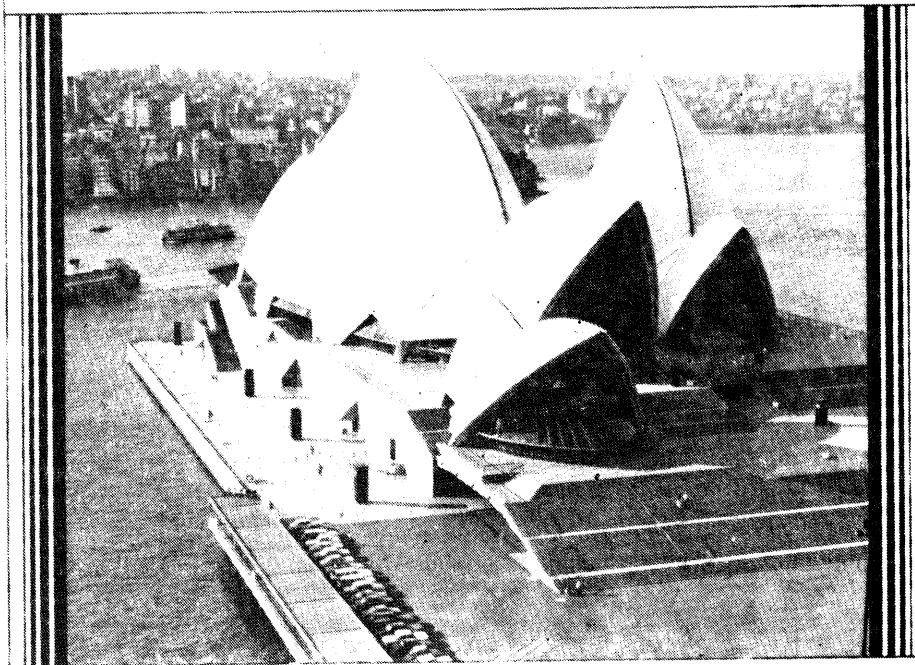


Foto 59 Sydney Opera House, Australia. (Atas izin Australian Information Service.)

### 11.1 PENDAHULUAN: TINJAUAN METODE

Sistem lantai biasanya terbuat dari beton bertulang yang dicor di tempat. Plat dan slab dua arah merupakan panel-panel beton bertulang yang perbandingan antara panjang dan lebarnya lebih kecil dari 2. Analisis dan desain sistem slab pada Gambar 11.1 meliputi berbagai aspek. Perkembangan ilmu pengetahuan dewasa ini memungkinkan adanya evaluasi (1) kapasitas momen, (2) kapasitas geser kolom slab, dan (3) perilaku *serviceability* sebagaimana yang ditentukan oleh kontrol defleksi dan retak. Perlu dicatat bahwa yang disebut plat datar (*flat plates*) adalah slab yang ditumpu langsung pada kolom tanpa adanya balok seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.1(a), sedangkan contoh slab dengan balok diperlihatkan pada Gambar 11.1(b), dan *waffle slab* diperlihatkan pada Gambar 11.1(c).

Evolusi pengetahuan mengenai desain slab sejak 40 tahun terakhir akan ditinjau di sini. Analisis perilaku slab terhadap lentur pada tahun 1940-an dan awal tahun 1950-an masih mengikuti teori elastisitas klasik, khususnya di Amerika Serikat. Teori defleksi kecil pada plat, dengan anggapan materialnya homogen dan isotropis, merupakan dasar-dasar peraturan ACI yang dinyatakan sebagai tabel-tabel momen. Riset, khususnya oleh Westergaard, yang secara empiris memungkinkan adanya redistribusi momen secara terbatas, memberikan petunjuk kepada penulis-penulis peraturan. Dengan demikian solusi elastis, yang masih terbatas pada bentuk slab dan kondisi batas sederhana – pada waktu itu masih belum tersedia komputer – mengharuskan adanya idealisasi dari kondisi sesungguhnya.

Pada tahun 1943, Johansen menerbitkan teori garis leleh untuk mencari kapasitas *collapse* pada slab. Sejak saat itu, banyak dilakukan riset mengenai perilaku akhir pada slab beton bertulang. Peneliti-peneliti seperti Ockleston, Mansfield, Rzhantsy, Powell, Wood, Swaczuk, Gamble-Sozen-Siess, dan Park memberikan banyak kontribusi dalam pengertian mengenai perilaku *limit-state* (keadaan batas) pada slab dan plat, pada keadaan beban runtuh maupun beban kerja.

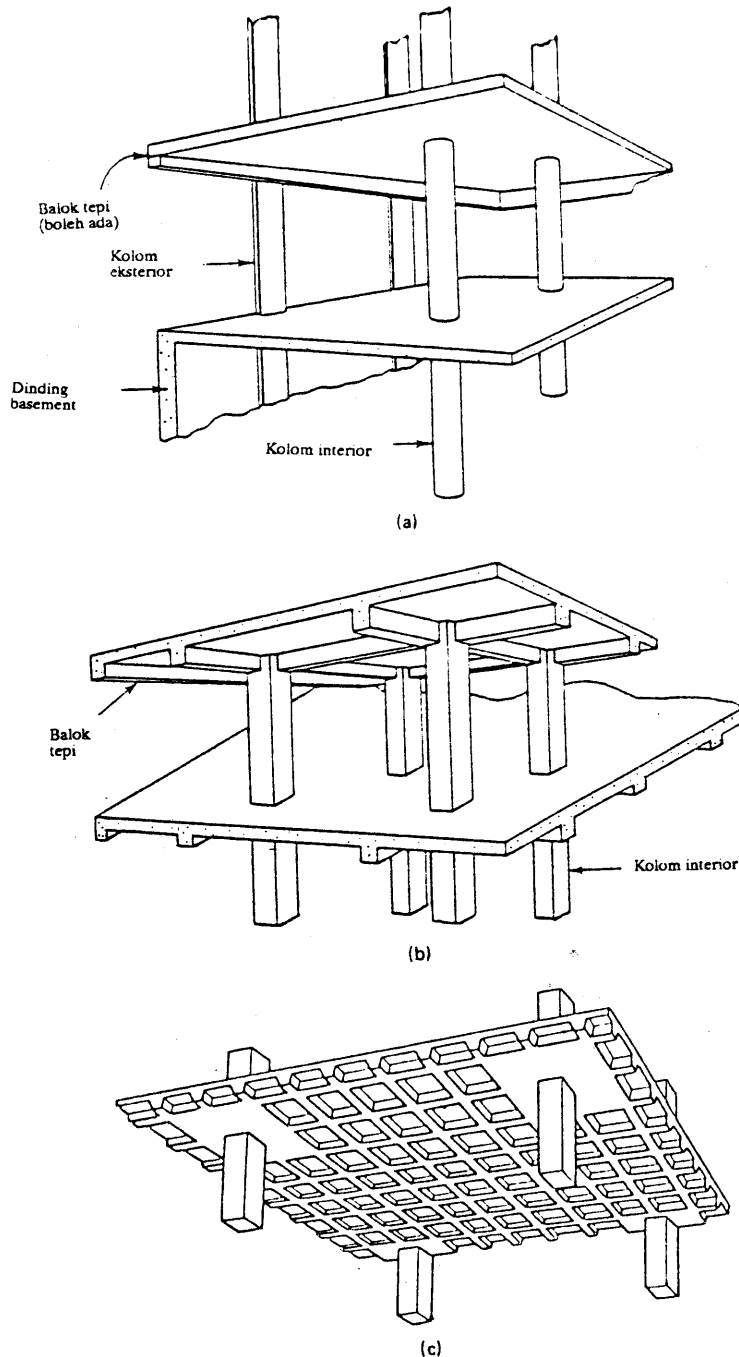
Berbagai metode yang digunakan untuk analisis (desain) plat dan slab dua arah dapat diringkas sebagai berikut.

#### 11.1.1 Pendekatan Semielastis dari ACI

Pendekatan ACI memberikan dua alternatif untuk analisis dan desain sistem rangka plat dan slab dua arah: metode desain langsung (*direct design method*) dan metode portal ekuivalen (*equivalent frame method*). Kedua metode ini akan dibahas secara rinci pada Bab 11.3.

#### 11.1.2 Teori Garis Leleh (*Yield-Line Theory*)

Pendekatan semielastis hanya dapat digunakan untuk kasus-kasus yang standar dan mempunyai faktor keamanan berlebihan terhadap kapasitasnya. Sebaliknya, metode garis leleh dapat digunakan dengan mudah untuk bentuk-bentuk yang tak teratur dengan



Gambar 11.1 Sistem lantai dua arah: (a) lantai flat-plate dua arah; (b) lantai slab dua arah pada balok; (c) lantai waffle slab.

berbagai kondisi batas. Apabila syarat-syarat serviceability telah terpenuhi, maka teori garis leleh Johansen merupakan pendekatan yang paling mudah yang dapat digunakan, dan merupakan metode yang dapat memperlihatkan perilaku sesungguhnya pada slab dan plat beton bertulang. Dengan cara ini momen lentur dapat diperoleh dari mekanisme *collapse* (runtuh) yang diasumsikan yang merupakan fungsi dari beban luar dan bentuk panel lantai. Topik ini akan dibahas secara rinci pada Bab 11.8.

### 11.1.3 Teori Batas pada Plat

Solusi batas (limit) ini menjadi penting digunakan karena dengan cara *collapse*, mungkin diperoleh

### 11.1.3 Teori Batas pada Plat

Solusi batas (limit) ini menjadi penting digunakan karena dengan cara *collapse*, mungkin diperoleh beban runtuh yang lebih kecil. Dengan demikian batas atas (upper-bound) dapat diperoleh bila digunakan mekanisme yang benar yang dipakai dalam menuliskan persamaan kerja, sedangkan solusi batas bawah dapat diperoleh dengan menggunakan medan tegangan yang memenuhi persamaan keseimbangan, yaitu:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -w \quad (11.1)$$

di mana  $M_x$ ,  $M_y$ , dan  $M_{xy}$  adalah momen lentur, dan  $w$  adalah intensitas beban. Penulisan yang beragam masih memungkinkan diperolehnya solusi batas bawah. Wood, Park, dan peneliti lainnya telah memberikan prediksi semi-eksak yang lebih akurat mengenai beban *collapse*.

Untuk solusi *limit-state*, slab dianggap benar-benar kaku sebelum mengalami *collapse*. Penelitian lebih lanjut yang dilakukan oleh penulis di Rutgers telah memasukkan efek defleksi pada pembebanan besar dan efek gaya tekan membran dalam memprediksi beban *collapse*.

### 11.1.4 Metode Jalur

Metode ini diusulkan oleh Hillerborg yang menganggap tulangan sebagai medan jalur. Karena secara praktis tulangan diletakkan secara saling tegak lurus, maka Hillerborg menuliskan momen torsi sama dengan nol dan mentransformasikan slab menjadi jalur-jalur balok, karena itu disebut "metode jalur".

Kecuali teori garis leleh Johansen, hampir semua solusi merupakan batas bawah. Solusi batas atas Johansen dapat memberikan beban *collapse* terbesar apabila mekanisme keruntuhan (failure) yang dipakai untuk memprediksi beban *collapse* memang benar.

### 11.1.5 Kesimpulan

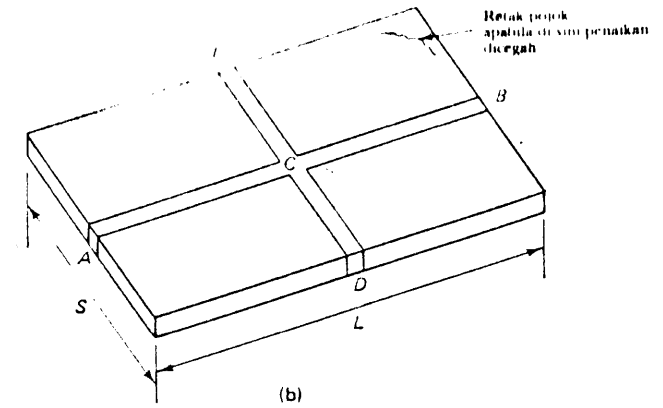
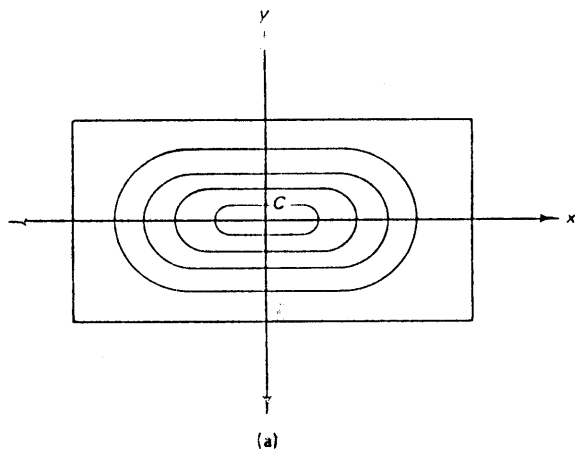
Metode desain langsung akan merupakan metode yang paling banyak dibahas. Hal ini disebabkan oleh lingkup buku ini yang terbatas, juga karena mahasiswa yang pertama kali mempelajari beton bertulang dapat dengan cepat mempunyai pengetahuan minimum untuk secara efektif menggunakan peraturan ACI dalam desain sistem plat dan slab dua arah. Akan tetapi, pembahasan ringkas mengenai portal ekuivalen juga disajikan bersama-sama dengan batasan penggunaan metode desain langsung.

## 11.2 PERILAKU LENTUR PELAT DAN SLAB DUA ARAH

### 11.2.1 Aksi Dua Arah

Mula-mula akan dibahas sebuah panel segiempat yang ditumpu pada keempat sisinya oleh tumpuan yang kaku sekali (unyielding), seperti dinding geser, atau oleh balok yang kaku. Tujuannya adalah untuk memperlihatkan perilaku fisik panel tersebut terhadap beban gravitasi. Akibat beban luar yang bekerja padanya, panel akan melendut seperti bentuk piring, dan bagian pojoknya akan terangkat kalau tidak dicor secara monolit dengan tumpuannya. Kontur yang diperlihatkan pada Gambar 11.2a menunjukkan bahwa kelengkungannya — yang berarti juga momen — pada daerah tengah  $C$  akan lebih besar pada arah yang lebih pendek (arah  $y$ ) dibandingkan dengan arah yang panjang (arah  $x$ ), seperti terlihat bahwa kontur dalam arah  $y$  lebih curam.

Momen dalam arah  $x$  dan  $y$  sangat sulit dicari karena merupakan suatu kasus statis tak tentu derajat banyak. Pembahasan kasus sederhana yang diperlihatkan pada Gambar 11.2a dapat diperluas lebih lanjut dengan mengambil jalur  $AB$  dan  $DE$  pada tengah bentang seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.2b dengan syarat defleksi kedua jalur pada titik tengah  $C$  harus sama.



Gambar 11.2 Defleksi pada panel dan jalur: (a) kontur kelengkungan dan defleksi pada panel lantai, (b) jalur tengah pada panel slab dua arah.

Defleksi balok di atas tumpuan sederhana yang mengalami pembebanan merata adalah  $5wl^4/384EI$ , atau sebut saja  $\Delta = kwl^4$ , di mana  $k$  adalah konstanta. Apabila tebal kedua jalur sama, maka defleksi jalur  $AB$  akan  $kw_{AB}L^4$  dan defleksi jalur  $DE$  akan  $kw_{DE}S^4$  di mana  $w_{AB}$  dan  $w_{DE}$  adalah bagian dari intensitas beban total  $w$  yang ditransformasikan ke jalur  $AB$  dan  $DE$ , dengan ketentuan  $w = w_{AB} + w_{DE}$ . Dengan menyamakan kedua defleksi untuk kedua jalur akan diperoleh:

$$w_{AB} = \frac{wS^4}{L^4 + S^4} \quad (11.2a)$$

dan

$$w_{DE} = \frac{wL^4}{L^4 + S^4} \quad (11.2b)$$

Terlihat dari kedua hubungan  $w_{AB}$  dan  $w_{DE}$  dalam persamaan 11.2a dan 11.2b bahwa bentang  $S$  yang lebih pendek (bentang  $DE$ ) memikul beban yang lebih besar dibandingkan dengan bentang yang lebih panjang. Dengan demikian bentang yang lebih pendek dari suatu panel yang terletak di atas tumpuan yang kaku sekali akan mengalami momen yang lebih besar. Hal ini sesuai dengan pembahasan di atas, bahwa kontur kelengkungannya lebih curam, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.2(a).

### 11.2.2 Efek Kekakuan Relatif

Tumpuan yang kekakuannya terbatas (tumpuan yang fleksibel) seperti balok dan kolom, atau plat flat yang ditumpu oleh grid atau kolom harus ditinjau secara khusus. Distribusi momen dalam arah yang pendek maupun dalam arah yang panjang sangat

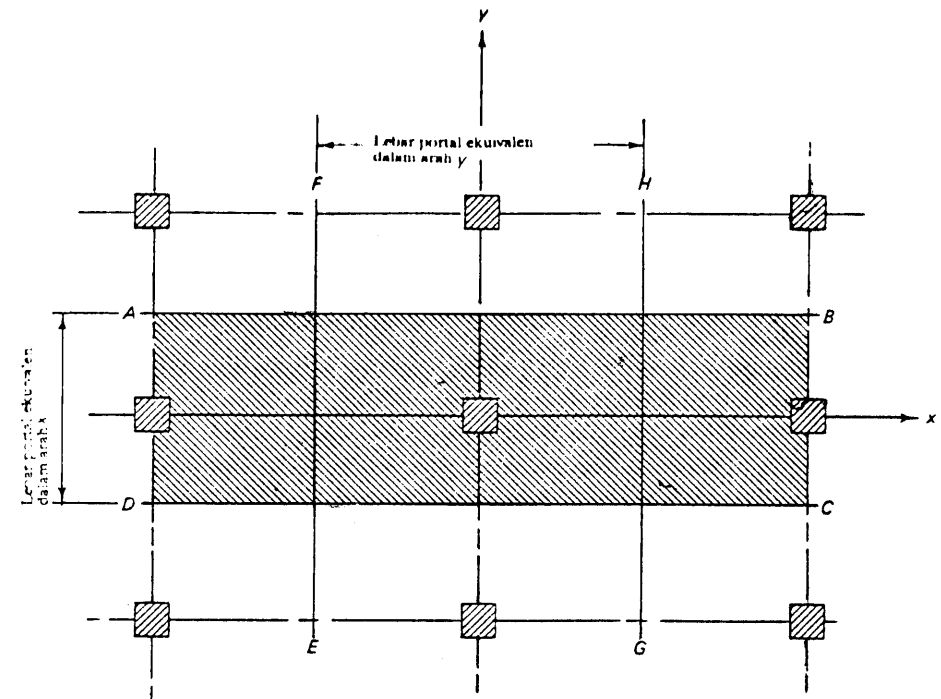
rumit. Kerumitan ini diakibatkan oleh fakta bahwa derajat kekakuan tumpuan fleksibel menentukan intensitas kecuraman kontur kelengkungan pada Gambar 11.2(a), baik dalam arah  $x$  maupun dalam arah  $y$ , juga mempengaruhi redistribusi momen.

Perbandingan antara kekakuan balok dengan kekakuan slab dapat mengakibatkan kelengkungan dan momen pada arah yang panjang lebih besar daripada arah yang pendek seperti juga pada lantai berperilaku sebagai *plat ortogonal* yang ditumpu di atas *grid* atau kolom tanpa balok. Harga momen dalam arah pendek maupun panjang di dalam contoh soal 11.1 dan 11.2 mengilustrasikan pembahasan ini. Apabila bentang  $L$  dari sistem lantai tanpa balok jauh lebih besar daripada bentang pendek  $S$  lantai tersebut, maka momen maksimum pada tengah panel plat akan mendekati harga momen di tengah bentang suatu jalur berbentang  $L$  dengan beban terbagi merata dan terjepit pada kedua ujungnya.

Secara ringkas, karena slab bersifat sangat fleksibel dan sangat *under-reinforced*, maka redistribusi momen dalam arah panjang maupun pendek akan sangat bergantung pada kekakuan relatif tumpuan terhadap slab yang ditumpunya. Kelebihan tegangan pada suatu daerah dapat berkurang dengan adanya redistribusi momen ke daerah yang tegangannya lebih kecil.

### 11.3 METODE DESAIN LANGSUNG

Pembahasan berikut ini, mengenai metode desain langsung analisis sistem dua arah, merupakan rangkuman dari pendekatan ACI untuk mengevaluasi dan mendistribusikan momen total pada panel slab dua arah. Berbagai koefisien momen diperoleh dari peraturan ACI. Asumsi yang digunakan adalah bahwa bidang vertikal memotong seluruh segiempat dalam denah bangunan bertingkat banyak di sepanjang garis  $AB$  dan  $CD$  dalam Gambar 11.3 di tengah-tengah jarak kolom. Dengan potongan ini diperoleh sebuah rangka (frame) dalam arah  $x$ . Dengan cara serupa, bidang vertikal  $EF$  dan  $HG$  menghasilkan rangka dalam arah  $y$ . Solusi yang berupa rangka ideal yang terdiri atas balok horizontal atau slab ekuivalen dan kolom-kolom tumpuannya memungkinkan slab untuk dihitung sebagai bagian dari balok pada rangka tersebut. Pada metode desain langsung, yang diperoleh adalah pendekatan momen dan geser dengan menggunakan koefisien-koefisien yang disederhanakan. Sedangkan metode portal (rangka) ekuivalen menganggap portal idealisasi ini serupa dengan portal aktual sehingga hasilnya akan lebih eksak dan mempunyai batasan penggunaan yang lebih sedikit dibandingkan dengan metode desain langsung. Pada dasarnya metode portal ekuivalen memerlukan distribusi momen beberapa kali, sedangkan metode desain langsung hanya berupa pendekatan dengan satu kali distribusi momen.



Gambar 11.3 Denah portal ekuivalen (daerah yang diarsir dalam arah  $x$ ).

#### 11.3.1 Pembatasan Metode Desain Langsung

Berikut ini adalah batasan penggunaan metode desain langsung.

1. Pada masing-masing arah minimum ada tiga bentang menerus.
2. Perbandingan antara bentang yang panjang dengan yang pendek pada satu panel tidak boleh melebihi 2,0.
3. Panjang bentang yang bersebelahan dalam masing-masing arah tidak boleh berbeda lebih dari sepertiga bentang yang panjang.
4. Kolom dapat mempunyai *offset* maksimum 10% dari bentang dalam arah *offset* dari kedua sumbu antara garis pusat kolom yang bersebelahan.
5. Semua beban hanya akibat beban gravitasi dan terbagi merata di seluruh panel. Beban hidup tidak boleh melebihi tiga kali beban mati.
6. Apabila panel tersebut ditumpu oleh balok pada semua sisinya, maka kekakuan balok dalam dua arah yang saling tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,2 dan tidak boleh lebih besar dari 5,0.

Perlu dicatat bahwa sistem lantai yang normal biasanya memenuhi kondisi-kondisi ini.

### 11.3.2 Menentukan Momen Statis Total Rencana

Berikut ini adalah empat langkah utama dalam desain panel lantai.

1. Tentukan momen statis total rencana pada kedua arah yang saling tegak lurus.
2. Distribusikan momen desain total rencana untuk mendesain penampang-penampang terhadap momen negatif dan positif.
3. Distribusikan momen desain negatif dan positif ke jalur kolom, jalur tengah, dan balok, apabila ada. Jalur kolom mempunyai lebar 25% dari lebar portal ekuivalen pada masing-masing sisi dari pusat kolom, sedangkan jalur tengah adalah sisanya.
4. Rencanakan ukuran dan distribusi penulangan dalam kedua arah yang saling tegak-lurus tersebut.

Dengan demikian penentuan momen yang akan didistribusikan merupakan hal yang paling utama. Tinjaulah panel interior yang mempunyai dimensi garis pusatnya  $l_1$  dalam arah momen yang ditinjau dan  $l_2$  dalam arah tegak lurus  $l_1$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.4 Bentang bersih  $l_n$  adalah jarak dari muka kolom ke muka kolom lainnya, atau kepala kolom, atau dinding. Bentang bersih tidak boleh kurang dari  $0,65l_1$ . Dalam menghitung bentang bersih, kolom bundar harus dianggap sebagai kolom bujursangkar yang luasnya sama. Momen statis total untuk balok ditumpu sederhana adalah  $M_0 = wl^2/8$ . Pada panel slab dua arah (yaitu elemen struktur dua dimensi), dengan mengidealisasikan struktur menjadi portal ekuivalen, memungkinkan untuk menghitung  $M_0$  secara langsung dalam arah  $x$ , juga dalam arah  $y$ . Apabila dibuat diagram benda bebas (free body diagram) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.5(a), terlihat bahwa (dengan alasan simetri) geser dan momen torsi di seluruh tepi segmen yang dipotong adalah sama. Apabila tidak ada tahanan di ujung-ujung  $A$  dan  $B$ , maka panel tersebut dapat dianggap sebagai balok di atas dua tumpuan dalam arah bentang  $l_n$ . Apabila tengah-tengah bentangnya dipotong seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.5(b) diagram benda bebasnya, maka momen pada tengah bentangnya adalah  $M_0$ , yaitu:

$$M_0 = \frac{w_u l_2 l_{n1} l_{n1}}{2 \cdot 2} - \frac{w_u l_2 l_{n1} l_{n1}}{2 \cdot 4}$$

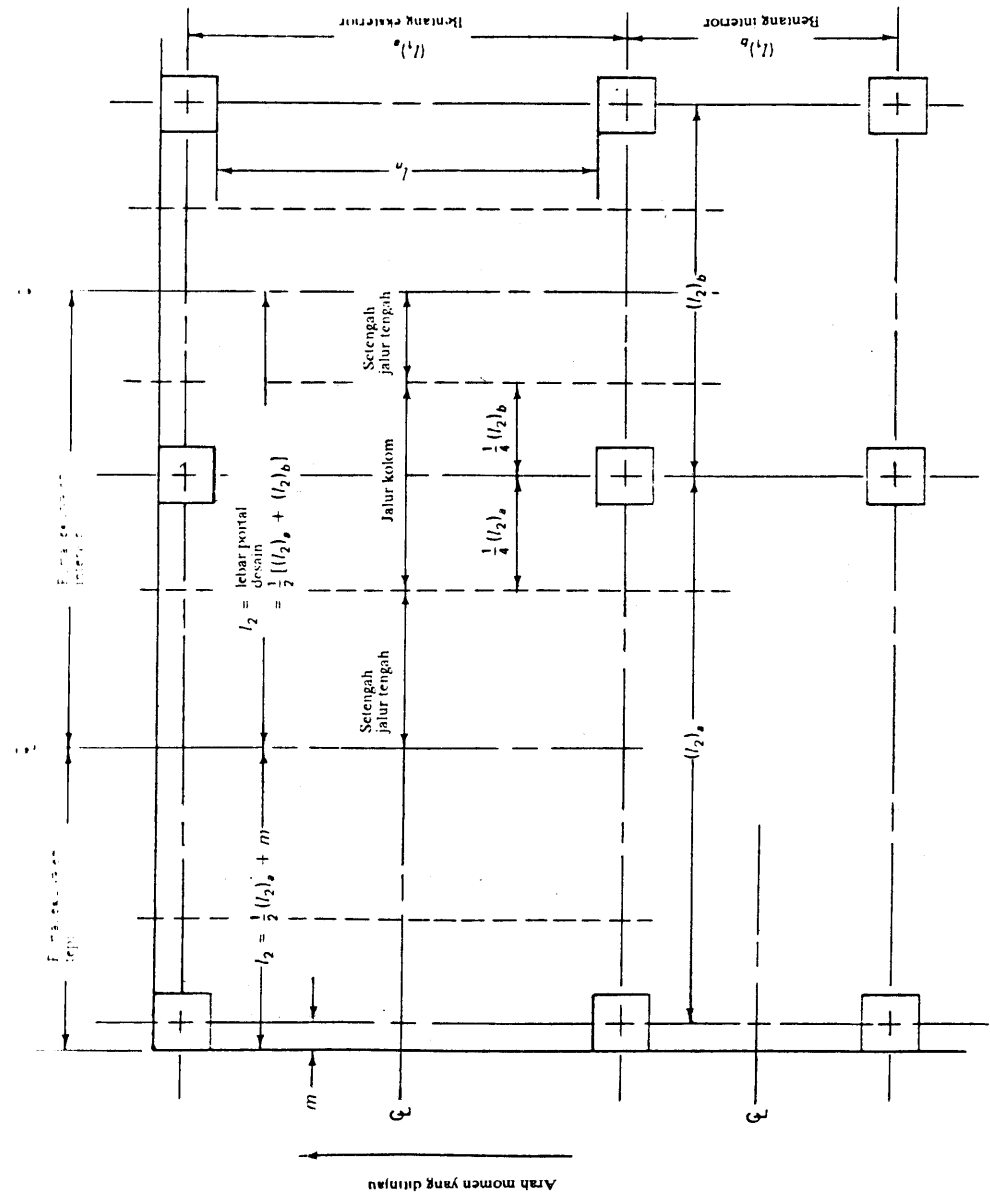
atau

$$M_0 = \frac{w_u l_2 (l_{n1})^2}{8} \quad (11.3)$$

Karena pada tumpuan secara aktual ada tahanan, maka  $M_0$  dalam arah  $x$  akan didistribusikan ke tumpuan dan lapangan dengan

$$M_0 = M_c + \frac{1}{2} (M_A + M_B)$$

Distribusi ini akan bergantung pada derajat kekakuan tumpuan. Dengan cara serupa,  $M_0$  dalam arah  $y$  merupakan jumlah dari momen pada tengah bentang dan merupakan rata-rata dari momen tumpuan dalam arah tersebut.



Gambar 11.4 Jalur kolom dan jalur tengah pada portal ekuivalen (arah y).



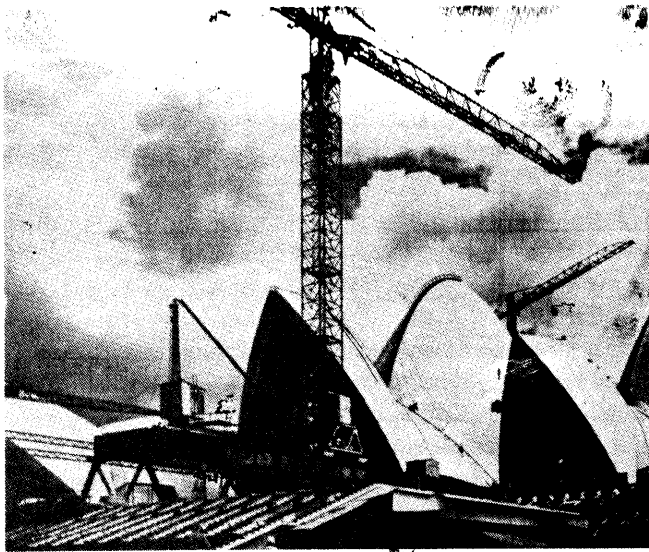
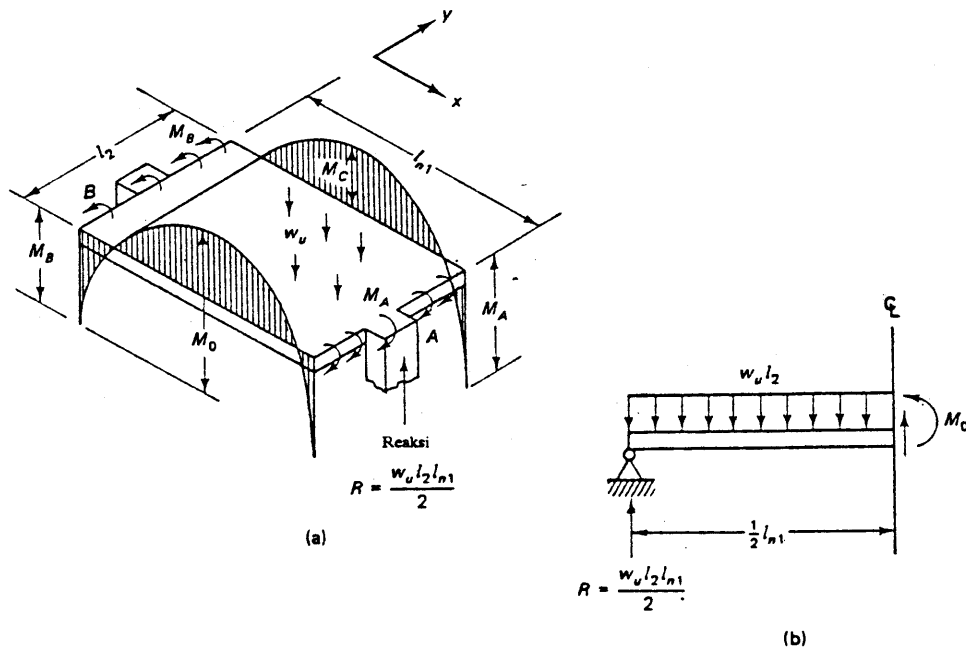


Foto 60 Sydney Opera House dalam masa pelaksanaan.



Gambar 11.5 Momen sederhana  $M_0$  yang bekerja pada panel *slab* interior dua arah, dalam arah  $x$ : (a) momen; (b) diagram benda bebas.

Setelah dilakukan distribusi momen statis rencana  $M_0$  pada jalur kolom pada portal ekuivalen, maka dapat dicari penulangan jalur tersebut.

## 11.4 DISTRIBUSI MOMEN RENCANA DAN PENULANGAN SLAB

### 11.4.1 Momen Desain Positif dan Negatif Rencana

Dari Gambar 11.6(a), faktor momen negatif rencana pada bentang interior adalah 0,65 dan faktor momen positif rencana adalah 0,35 dari momen statis rencana  $M_0$ . Untuk bentang ujung dari suatu panel lantai plat, faktor  $M_0$  diberikan pada Tabel 11.1

### 11.4.2 Momen Rencana pada Jalur Kolom

Jalur kolom adalah jalur di mana lebar pada kedua sisi kolom sama dengan yang terkecil di antara  $0,25l_2$  dan  $0,25l_1$ , seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.4 dan 11.6. Ke dalam jalur ini termasuk juga balok, apabila ada. Jalur tengah adalah jalur desain yang dibatasi oleh jalur kolom pada panel yang sedang ditinjau.

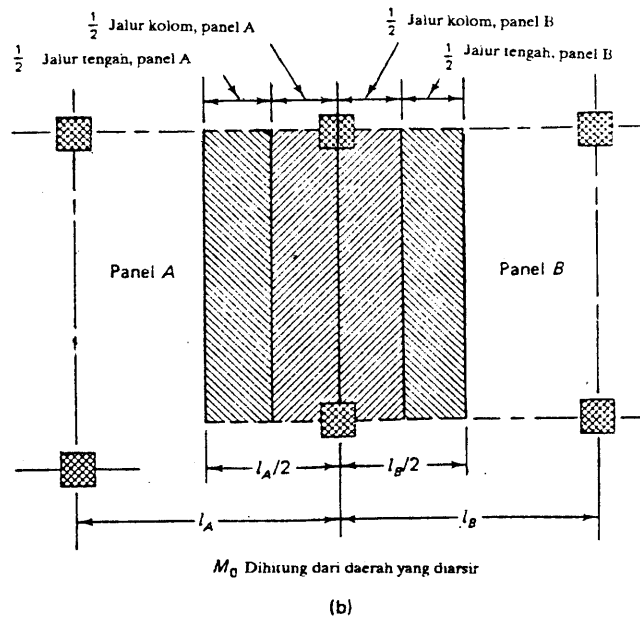
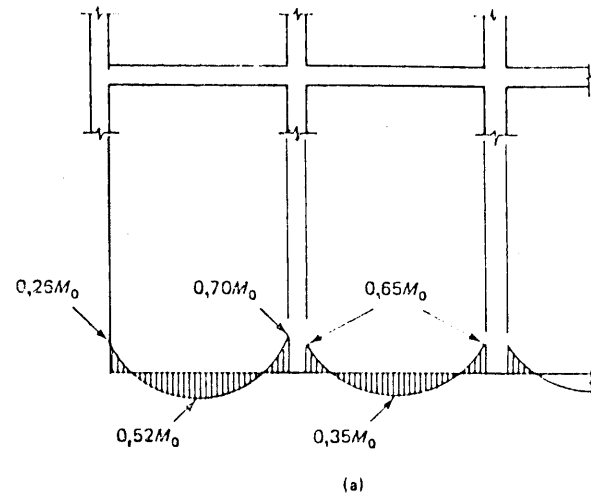
#### Panel Interior

Jalur kolom harus direncanakan untuk dapat memikul momen negatif *interior* akibat sebagian (dalam persen) dari momen negatif rencana interior sebagai berikut:

$l_2/l_1$	0,5	1,0	2,0
$\alpha_1 (l_2/l_1) = 0$	75	75	75
$\alpha_1 (l_2/l_1) \geq 1,0$	90	75	45

yang untuk harga di antaranya dapat diambil interpolasi linier.

$\alpha_1$  pada tabel ini adalah  $\alpha$  dalam arah bentang  $l_1$ . Untuk *slab* dua arah yang terletak pada balok,  $\alpha_1$  ini adalah perbandingan antara kekakuan lentur panel *slab* yang mempunyai lebar yang dibatasi oleh garis-garis tengah panel yang bersebelahan, dengan kekakuan masing-masing balok (apabila ada), yaitu  $\alpha_1 = E_{cb}/E_{cs} I_s$ , di mana  $E_{cb}$  dan  $E_{cs}$  berturut-turut adalah harga modulus untuk baja dan beton, dan  $I_b$  dan  $I_s$  berturut-turut adalah momen inersia balok dan plat. Momen rencana pada balok di antara perletakan harus direncanakan untuk memikul 85% dari momen jalur kolom apabila  $\alpha_1 (l_2/l_1) > 1,0$ . Untuk harga  $\alpha (l_2/l_1)$  di antara 1,0 dan 0, dapat dibuat interpolasi linier antara 85% dan 0%.



**Gambar 11.6** Distribusi momen statis rencana  $M_0$  ke momen negatif dan positif: (a) koefisien momen untuk bentang banyak; (b) luas *slab* yang dipakai menghitung  $M_0$ .

**Tabel 11.1** FAKTOR FAKTOR MOMEN UNTUK MENDISTRIBUSIKAN  $M_0$  PADA BENTANG EKSTERIOR

	Tepi eksterior yang tidak ditahan	Slab dengan balok di antara semua tumpuan	Slab tanpa balok di antara tumpuan interior		Tepi eksterior ditahan penuh
			Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
Momen rencana negatif interior	0,75	0,70	0,70	0,70	0,65
Momen positif rencana	0,65	0,57	0,52	0,50	0,35
Momen rencana negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,30	0,65

### Panel Eksterior

Jalur kolom harus direncanakan untuk dapat memikul momen negatif *eksterior* yang merupakan sebagian (dalam persen) dari momen negatif eksterior rencana total sebagai berikut:

	$l_2/l_1$	0,5	1,0	2,0
$\alpha_1 (l_2/l_1) = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2,5$	75	75	75
$\alpha_1 (l_2/l_1) \geq 1,0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2,5$	90	75	45

yang untuk harga di antaranya dapat diambil interpolasi linier.  $\beta_t$  adalah perbandingan antara kekakuan torsi balok tepi dengan kekakuan lentur *slab* sepanjang jarak antara as tumpuan.

## Momen Positif

Jalur kolom harus direncanakan untuk dapat memikul momen positif yang merupakan sebagian (dalam persen) dari momen positif rencana total sebagai berikut:

$l_2/l_1$	0,5	1,0	2,0
$\alpha_1 (l_2/l_1) = 0$	60	60	60
$\alpha_1 (l_2/l_1) \geq 1,0$	90	75	45

yang untuk harga di antaranya dapat diambil interpolasi linier.

### 11.4.3 Momen Rencana pada Jalur Tengah

Bagian dari momen rencana positif dan negatif yang tidak dipikul oleh jalur kolom harus dianggap bekerja pada setengah jalur tengah di kedua sisi jalur kolom. Lebar pada bentang yang bersebelahan tidak selalu harus sama, jadi lebar jalur kolom juga tidak selalu sama. Dengan demikian masing-masing jalur tengah harus direncanakan untuk mampu menahan jumlah dari momen-momen yang diperoleh dari dua buah setengah jalur tengah. Jalur tengah yang sejajar dan bersebelahan dengan tumpuan dinding pada tepi harus direncanakan terhadap momen dari setengah jalur tengah yang didapat dari baris pertama kolom *interior*.

### 11.4.4 Efek Pola Pembebanan terhadap Pertambahan Momen Positif

Metode desain langsung sangat peka terhadap perubahan momen positif pada lapangan sistem lantai berbentuk banyak apabila tidak semua bentang secara simultan dibebani. Apabila bebannya bekerja pada bentang-bentang tersebut secara berselang-seling, perubahan momen negatif di tumpuan biasanya kecil, sedangkan perubahan momen positif pada lapangan cukup besar. Apabila perbandingan antara beban hidup dengan beban mati cukup besar, maka perubahan momen positif tadi dapat mencapai 50% dari yang diperoleh dengan cara beban didistribusikan terbagi merata. Pertambahan momen positif ini dapat mengakibatkan defleksi yang berlebihan dan retak pada panel *interior*. Hal ini dapat dikurangi dengan cara memperkaku kolom, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.7(b).

Peraturan ACI mengizinkan momen positif diperbesar sampai 33%, yang merupakan hasil redistribusi momen pada sistem *slab* banyak bentang dari daerah momen negatif yang besar di tumpuan ke daerah dengan momen positif yang kecil pada lapangan. Akan tetapi, peraturan ini juga mensyaratkan bahwa apabila perbandingan antara beban hidup dengan beban mati melebihi 0,5, maka angka kekakuan  $\alpha_c$  harus lebih besar atau sama dengan angka kekakuan minimum  $\alpha_{min}$  yang dicantumkan pada Tabel 11.2.

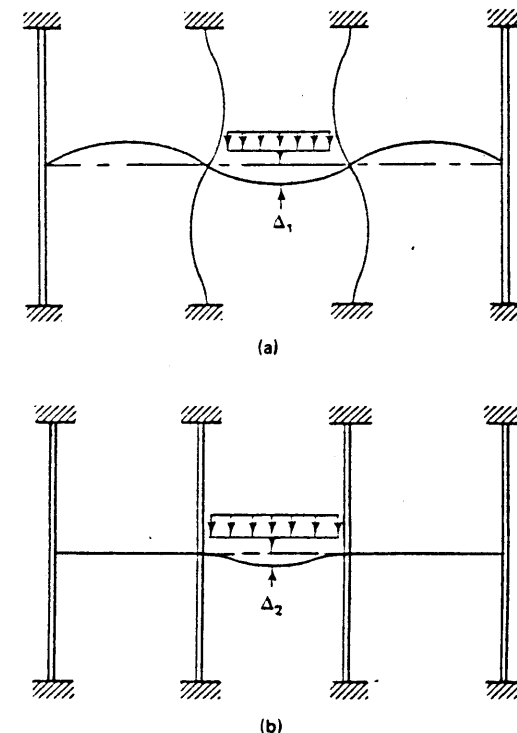
Apabila  $\alpha_c$  lebih kecil daripada  $\alpha_{min}$ , maka momen positif rencana pada bentang-bentang panel yang dipikul kolom tersebut harus dikalikan dengan faktor  $\delta_s$  yang lebih besar daripada 1,0, yaitu:

$$\delta_s = 1 + \frac{2}{4 + \beta_a} \left( 1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{min}} \right) \quad (11.4)$$

### 11.4.5 Transfer Momen Geser ke Kolom yang Memikul Plat Flat

#### 11.4.5.1 Kekuatan Geser

Perilaku geser plat dan *slab* dua arah merupakan masalah tegangan tiga dimensi. Bidang kegagalan geser kritisnya adalah keliling daerah yang dibebani, yang lokasinya terletak pada jarak yang memberikan keliling geser minimum  $b_0$ . Berdasarkan penelitian analitis maupun eksperimental, bidang geser ini tidak akan lebih dekat daripada  $l/2$  dari beban terpusat atau daerah reaksi.



Gambar 11.7 Efek pola pembebanan terhadap defleksi dan retak; (a) defleksi besar  $\Delta_1$  dengan kolom yang lebih fleksibel, (b) defleksi kecil  $\Delta_2$  dengan kolom yang lebih kaku.

Apabila tidak menggunakan penulangan geser yang khusus, maka kekuatan geser nominal  $V_c$  dari penampang, seperti yang ditentukan oleh ACI, adalah:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 4 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11.5)$$

di mana  $\beta_c$  adalah perbandingan antara sisi yang panjang dengan sisi yang pendek dari daerah beban, dan  $b_o$  adalah keliling penampang kritis. Jelaslah dari persamaan 11.5 bahwa kekuatan geser yang dihasilkan oleh beton sederhana dianggap melebihi  $4(f'_c)^{0.5}$ ; harga ini hampir sama dengan dua kali kekuatan geser pada elemen struktur satu arah, seperti balok dan slab satu arah.

Apabila ada penulangan geser yang khusus, maka kekuatan geser nominal maksimum  $V_n$  tidak boleh melebihi  $6(f'_c)^{0.5} b_o d$ , dan harga  $V_c$  yang digunakan tidak melebihi  $2(f'_c)^{0.5} b_o d$ .

#### 11.4.5.2 Transfer Momen Geser

Momen tak seimbang (unbalanced moment) pada muka kolom tumpuan slab tanpa balok merupakan salah satu tinjauan desain yang penting untuk merencanakan plat flat. Untuk menjamin adanya kekuatan geser yang cukup, diperlukan transfer momen ke kolom yang berupa lentur pada keliling kolom dan tegangan geser eksentris sedemikian rupa sehingga kira-kira 60% yang ditransfer oleh lentur dan 40% yang ditransfer oleh geser.

TABEL 11.2 HARGA  $\alpha_{\min}^a$

$\beta_a$	Perbandingan $l_2/l_1$	Kekakuan balok relatif, $\alpha$				
		0,0	0,5	1,0	2,0	4,0
2,0	0,5-2,0	0	0	0	0	0
1,0	0,5	0,6	0	0	0	0
	0,8	0,7	0	0	0	0
	1,0	0,7	0,1	0	0	0
	1,25	0,8	0,4	0	0	0
	2,0	1,2	0,5	0,2	0	0
0,5	0,5	1,3	0,3	0	0	0
	0,8	1,5	0,5	0,2	0	0
	1,0	1,6	0,6	0,2	0	0
	1,25	1,9	1,0	0,5	0	0
	2,0	4,9	1,6	0,8	0,3	0
0,33	0,5	1,8	0,5	0,1	0	0
	0,8	2,0	0,9	0,3	0	0
	1,0	2,3	0,9	0,4	0	0
	1,25	2,8	1,5	0,8	0,2	0
	2,0	13,0	2,6	1,2	1,5	0,3

beban mati *unfactored* per satuan luas

$w_d$

beban hidup *unfactored* per satuan luas

$w_l$

$$\sum K_c$$

$\alpha_c$

$$\sum (K_b + K_s)$$

jumlah kekakuan kolom di atas dan di bawah slab

jumlah kekakuan slab dan balok pada titik kumpul dalam arah bentang yang momennya sedang ditinjau

Fraksi  $\gamma_v$  dari momen yang ditransfer dengan eksentrisitas tegangan geser akan meningkat apabila lebar permukaan bidang kritis yang menahan momen menjadi besar, jadi

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (11.6a)$$

di mana  $(c_2 + d)$  adalah lebar muka bidang penampang kritis yang menahan momen dan  $(c_1 + d)$  adalah lebar muka yang membentuk sudut dengan  $(c_2 + d)$ .

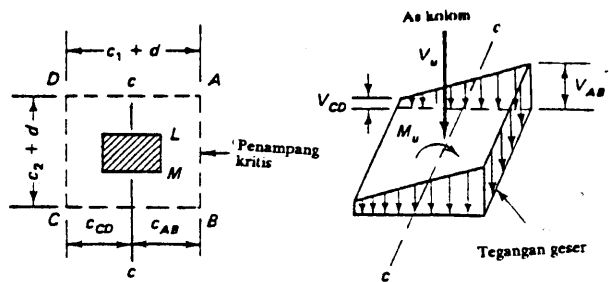
Bagian sisa  $\gamma_f$  dari momen tak seimbang yang ditransfer dengan lentur adalah:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \text{ atau } \gamma_f = 1 - \gamma_v \quad (11.6b)$$

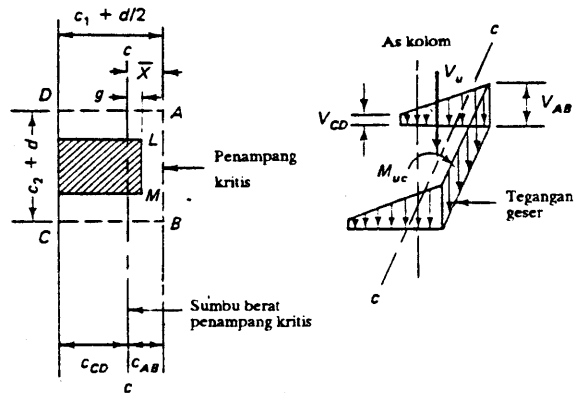
yang bekerja pada lebar slab efektif di antara garis-garis yang jauhnya 1,5 kali tebal total slab dari kolom tumpuannya.

Distribusi tegangan geser di sekitar tepi kolom diperlihatkan pada Gambar 11.8. Distribusi ini dianggap linier terhadap sumbu berat penampang kritis. Gaya geser rencana  $V_u$  dan momen rencana tak seimbang  $M_u$ , keduanya dianggap bekerja pada muka kolom, harus ditransfer ke sumbu berat penampang kritis, yaitu sumbu *c-c*. Dengan demikian lokasi sumbu tersebut harus ditentukan dahulu agar dapat diperoleh lengan gaya geser  $g$  (jarak dari muka kolom ke bidang sumbu berat) penampang kritis *c-c* yang dipakai untuk transfer momen geser.

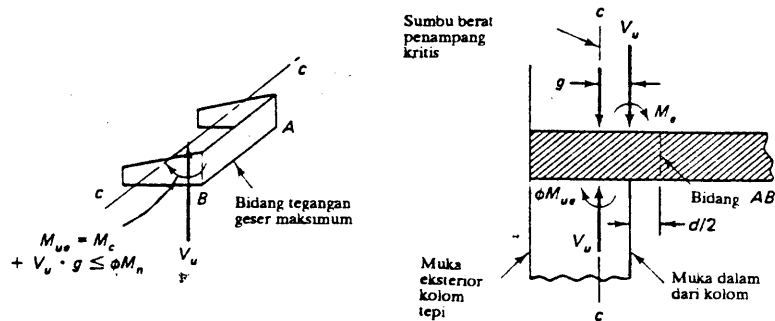
Untuk menghitung tegangan geser maksimum yang ditahan oleh plat dalam daerah kolom tepi, peraturan ACI mensyaratkan untuk menggunakan kekuatan momen nominal  $M_n$  yang berasal dari jalur kolom dalam persamaan 11.7a, b, dan  $g$  sebagai momen tak seimbang, dikalikan dengan faktor fraksi transfer  $\gamma_c$ . Momen tak seimbang  $M_n \geq (M_{nc}/\phi)$  terdiri atas dua bagian, yaitu momen panel ujung negatif  $M_{nc} = M_c/\phi$  pada muka kolom, dan momen  $(V_u/\phi)g$  yang diakibatkan oleh eksentrisitas gaya geser keliling rencana  $V_u$ . Harga batas intensitas tegangan geser dinyatakan sebagai:



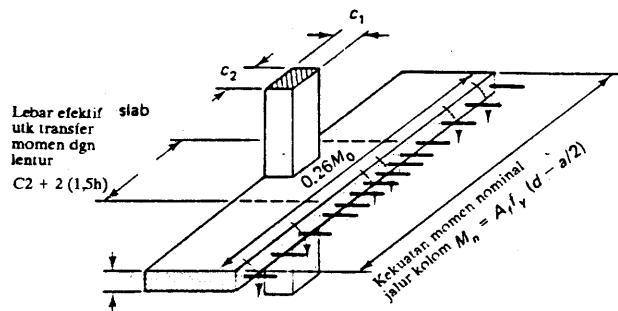
(a)



(b)



(c)



(d)

Gambar 11.8 Distribusi tegangan geser di sekitar tepi kolom: (a) kolom interior; (b) kolom ujung; (c) permukaan kritis; (d) kekuatan momen nominal transfer  $M_{II}$ .

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_c} + \gamma_c \frac{M_u c_{AB}}{\phi J_c} \quad (11.7a)$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi A_c} + \gamma_c \frac{M_u c_{CD}}{\phi J_c} \quad (11.7b)$$

di mana intensitas kekuatan geser nominalnya adalah

$$v_n = v_u / \phi \quad (11.7c)$$

di mana  $A_c$  = luas beton yang dianggap sebagai penampang kritis

=  $2d(C + C_2 + 2d)$  untuk kolom interior

dan  $J_c$  = besaran penampang kritis yang analog dengan momen inersia polar.

Besar  $J_c$  untuk kolom interior adalah:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{d^3(c_1 + d)}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Besar  $J_c$  untuk kolom tepi dengan lentur yang searah dengan tepi adalah:

$$J_c = \frac{(c_1 + d/2)(d)^3}{6} + \frac{2(d)}{3} (c_{AB}^3 + c_{CD}^3) + (c_2 + d)(d)(c_{AB})^2$$

Dari prinsip dasar mekanika bahan dapat dibuktikan bahwa tegangan gesernya adalah:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \gamma_c \frac{M_c}{J}$$

di mana suku kedua persamaan ini merupakan tegangan geser dari momen torsi pada muka kolom.

Apabila kekuatan momen nominal  $M_n$  dari daerah transfer momen sesudah desain penulangan mempunyai harga yang lebih besar daripada  $M_{ue}/\phi$ , maka harga  $M_n$  ini harus digunakan dalam persamaan 11.7a dan b sebagai pengganti  $M_{ue}/\phi$ . Dalam hal demikian, yaitu apabila kekuatan momen  $M_n = M_{ne} + (V_u/o)g$  bertambah dengan adanya tulangan lentur yang lebih banyak daripada yang diperlukan untuk memikul  $M_{ue}$ , kekakuan slab akan membesar sehingga memperbesar tegangan geser yang harus ditransfer (dari persamaan 11.7a), juga memperbesar  $b$  agar transfer momennya terjadi penuh. Karena itulah disarankan untuk menggunakan momen desain  $M_{ue}$  yang cukup dekat dengan harga momen rencana  $M_{ue}$  agar pertambahan tegangan geser akibat transfer momen tambahan dapat dihindari, juga kemungkinan menambah desain tebal plat dapat dihindari.

Contoh soal 11.1 mengilustrasikan prosedur untuk menghitung tegangan geser keliling batas pada plat di tepi daerah kolom.

Tegangan geser keliling  $v_u$  yang lebih besar daripada yang dihitung dengan persamaan 11.7a atau b dapat terjadi pada kolom interior apabila bebannya atau bentangnya tidak sama. Sehubungan dengan momen rencana, peraturan ACI menekankan

bahwa kolom atau balok yang memikul *slab* harus mampu menahan momen tak seimbang  $M'$  sebesar

$$M' = 0,07[(w_{nd} + 0,5w_{nl})l_2l_{n2} - w'_{nd}l_2^2(l'_n)^2]$$

di mana  $w'_{nd}$ ,  $l'_2$ ,  $l'_n$  adalah untuk bentang yang pendek. Dengan demikian untuk kasus ini persamaan 11.7a menjadi:

$$v_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{u, CAB}}{J_c} + \frac{\gamma_v M_c}{J'_c}$$

di mana  $J'_c$  adalah momen inersia polar terhadap sumbu yang tegak lurus terhadap sumbu yang dipakai untuk menghitung  $J_c$ .

#### 11.4.6 Persyaratan Defleksi untuk Tebal Minimum – Pendekatan Tidak Langsung

*Serviceability* sistem lantai dapat dipertahankan dengan mengontrol defleksi dan retak. Karena defleksi merupakan fungsi dari kekakuan *slab* sebagai ukuran ketebalannya, maka harus ada tebal minimum – yang tidak bergantung pada persyaratan tebal untuk lentur – untuk mengontrol defleksi. Tabel 11.3 memberikan defleksi maksimum yang dihitung agar tidak menyebabkan retaknya plesteran, juga untuk mempertahankan nilai estetisnya. Perhitungan defleksi untuk *slab* dua arah dapat dilakukan dengan menggunakan prosedur analitis yang dibahas pada Bab 11.6 untuk menentukan apakah analisisnya memberikan defleksi yang masih memenuhi batasan pada Tabel 11.3.

Peraturan ACI memberikan pendekatan empiris mengenai batasan defleksi dilakukan dengan mensyaratkan tebal minimum *slab* atau plat, yaitu tebal total  $h$  tidak boleh kurang dari kedua harga di bawah ini:

$$h = \frac{l_n(800 + 0,005f_y)}{36.000 + 5000\beta[\alpha_m - 0,5(1 - \beta_c)(1 + 1/\beta)]} \quad (11.8)$$

$$h = \frac{l_n(800 + 0,005f_y)}{36.000 + 5000\beta(1 + \beta_c)} \quad (11.9)$$

dan tidak boleh melebihi harga

$$h = \frac{l_n(800 + 0,005f_y)}{36.000} \quad (11.10)$$

TABEL 11.3 PERBANDINGAN (BENTANG/DEFLEKSI) MINIMUM YANG DIIZINKAN

Jenis struktur	Defleksi, $a$ , yang harus ditinjau	$(L/a)_{min}$
Atap datar yang tidak berhubungan langsung dengan elemen non-struktural yang cenderung rusak oleh defleksi besar	Defleksi sesaat akibat beban hidup $L$	180 <sup>a</sup>
Lantai yang tidak berhubungan langsung dengan elemen nonstruktural yang cenderung rusak oleh defleksi besar	Defleksi sesaat akibat beban hidup $L$	360
Atap atau lantai yang berhubungan dengan elemen nonstruktural yang cenderung hancur oleh defleksi besar	Bagian dari defleksi total yang terjadi setelah pemasangan elemen nonstruktural; jumlah dari defleksi jangka panjang akibat semua beban yang <i>sustained</i> ditambah suatu bagian dari beban hidup yang <i>sustained</i> ditambah lagi dengan defleksi sesaat akibat beban hidup lainnya	480 <sup>c</sup>

<sup>a</sup> Pembatasan di sini tidak dimaksudkan untuk pengamanan terhadap *ponding* (pengalaman/pemampungan air). Pengalaman ini harus dihitung dengan melakukan perhitungan defleksi yang benar, yang memperhitungkan defleksi tambahan akibat air yang tertampung, juga defleksi jangka panjang akibat semua beban yang *sustained*. Perhitungan ini juga harus memperhatikan toleransi pelaksanaan dan keandalannya terhadap kerusakan.

<sup>b</sup> Defleksi jangka panjang ini harus ditentukan, tetapi dapat dikurangi dengan defleksi yang terjadi sebelum pemasangan elemen nonstruktural. Reduksi ini dilakukan berdasarkan data teknik yang dapat diterima mengenai karakteristik defleksi-waktu untuk elemen struktur yang serupa dengan yang sedang ditinjau.

Batas perbandingan ini dapat lebih kecil apabila kerusakan elemen nonstruktural dapat dicegah akan tetapi, di dalam segala hal angka perbandingan ini tidak boleh lebih kecil daripada toleransi elemen nonstruktural.

Selain itu, tebal  $h$  tidak boleh lebih kecil daripada harga-harga sebagai berikut:

<i>Slab</i> tanpa balok atau <i>drop panels</i>	5 in.
<i>Slab</i> tanpa balok, tetapi dengan <i>drop panels</i>	4 in.
<i>Slab</i> dengan balok pada keempat sisinya dengan harga $\alpha_m \geq 2,0$	3,5 in.

$h$  harus diperbesar paling sedikit 10% untuk *flat-plate* yang panel ujungnya tidak mempunyai balok.

Dalam persamaan-persamaan di atas, besaran-besarnya adalah:

- $\alpha$  = perbandingan antara kekakuan lentur penampang balok dengan kekakuan lentur penampang *slab* yang dibatasi oleh garis tengah panel yang bersebelahan (apabila ada) pada masing-masing sisi balok
- $\alpha_m$  = harga  $\alpha$  rata-rata untuk semua balok pada tepi-tepi panel
- $\beta$  = perbandingan antara bentang bersih yang panjang dengan yang pendek, dari *slab* dua arah
- $\beta_s$  = perbandingan antara panjang tepi menerus dengan keliling total panel *slab*

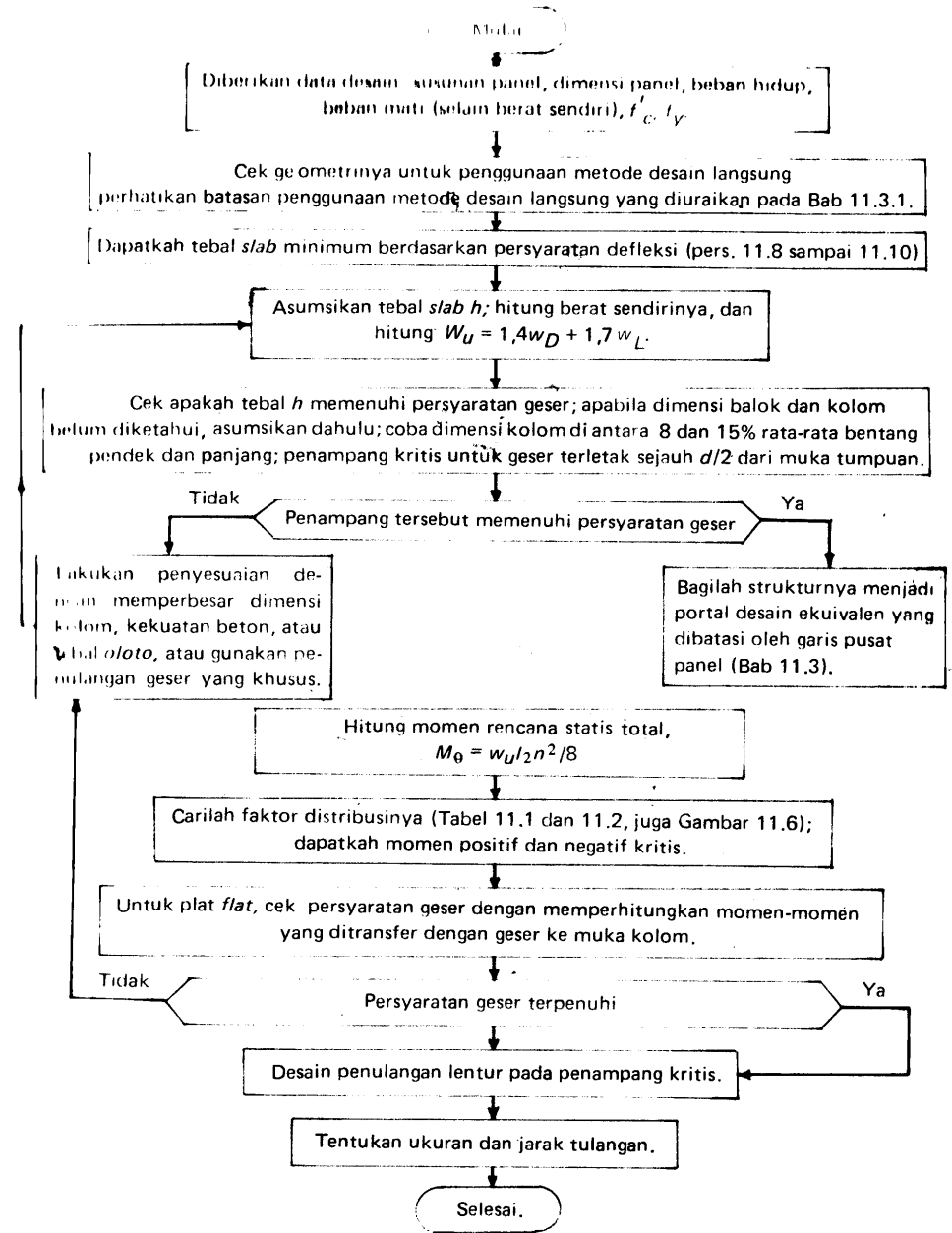
Perlu ditekankan bahwa pengecekan defleksi merupakan keharusan untuk kondisi beban pelaksanaan. Pada saat ini dapat terjadi defleksi beban mati yang lebih besar daripada yang dihitung untuk keadaan beban kerja, sedangkan pada saat tersebut kekuatan beton masih belum mencapai kekuatan desain normal (kekuatan 28 hari). Kekakuan  $EI$  dalam keadaan demikian masih lebih kecil daripada harga desainnya. Terjadinya retak lentur akan semakin memperkecil kekakuan plat atau *slab* dua arah sehingga mungkin saja terjadi defleksi jangka panjang yang jauh lebih besar daripada defleksi desain yang diduga. Untuk mengatasi hal itu, plat dan *slab* dua arah harus dibuat dengan lawan lendut sebesar 1/8 in. untuk yang bentangnya 10 ft atau lebih selain juga harus diadakan kontrol retak, seperti yang diilustrasikan pada Bab 11.7.

## 11.5 PROSEDUR ANALISIS DAN DESAIN

### 11.5.1 Langkah-langkah Operasional

Pada gambar 11.9 diperlihatkan diagram alir langkah operasional seperti yang diuraikan di bawah ini.

1. Tentukan apakah pembebanan dan geometri *slab* memungkinkan penggunaan metode desain langsung seperti yang tercantum pada Bab 11.3.1
2. Tentukan tebal *slab* yang memenuhi syarat defleksi dan geser. Perhitungan tebal ini mengharuskan diketahui lebih dahulu dimensi balok dan kolomnya. Besar dimensi yang layak adalah antara 8 dan 15% dari dimensi rata-rata bentang pendek dan bentang panjang, yaitu  $0,5 (l_1 + l_2)$ . Untuk kontrol geser, penampang kritisnya berjarak  $d/2$  dari muka tumpuan. Apabila tebal yang diperoleh dari syarat defleksi ini tidak cukup untuk memikul geser, lakukan satu atau lebih hal-hal berikut:
  - (a) Perbesar dimensi kolom.
  - (b) Perbesar kekuatan beton.
  - (c) Perbesar tebal *slab*.
  - (d) Gunakan tulangan khusus untuk geser.
  - (e) Gunakan *drop panels* atau kepala kolom untuk memperbesar kekuatan kolom.



Gambar 11.9 Diagram alir untuk urutan desain plat dan *slab* dua arah.

3. Bagilah strukturnya menjadi portal-portal desain ekuivalen yang dibatasi oleh garis tengah panel-panel pada sisi garis kolom.
4. Hitunglah momen statis rencana  $M_o = (w_u l_2 l_n^2)/8$ .
5. Gunakan Gambar 11.5 dan Tabel 11.1 untuk menentukan faktor distribusi momen negatif dan positif pada kolom eksterior dan interior, dan hitunglah momen rencananya.
6. Distribusikan momen portal ekuivalen rencana dari langkah 4 tadi ke kolom dan jalur tengah.
7. Tentukan apakah tebal slab yang dicoba tadi cukup kuat untuk memikul transfer geser momen dalam hal plat flat pada kolom interior. Penampang kritis untuk transfer geser momen ini adalah  $d/2$  dari muka kolom.
8. Desainlah penulangan lentur untuk menahan momen rencana yang didapat dari langkah 6.
9. Pilihlah ukuran dan jarak penulangan yang memenuhi kontrol retak, panjang penyaluran tulangan, susut, dan tegangan temperatur.

### 11.5.2 Contoh 11.1: Desain Plat Flat Tanpa Balok

Suatu bangunan bertingkat tiga mempunyai denah empat panel (bentang) x empat panel. Tinggi bersih antara tiap lantainya adalah 12 ft. Sistem lantai ini adalah konstruksi plat flat beton bertulang tanpa balok tepi. Dimensi panel ujung dan ukuran kolomnya diperlihatkan pada Gambar 11.10. Diberikan:

beban hidup 50 psf (2,39 kPa)

$f'_c = 4000$  psi (27,6 MPa), beton berbobot normal

$f_y = 60.000$  psi (414 MPa)

Bangunan ini tidak mengalami gempa sehingga yang ditinjau hanyalah beban gravitasi. Desainlah panel ujung dan penulangan yang diperlukan. Anggap beban mati pada lantai adalah 10 psf ditambah berat sendiri lantai.

#### Solusi

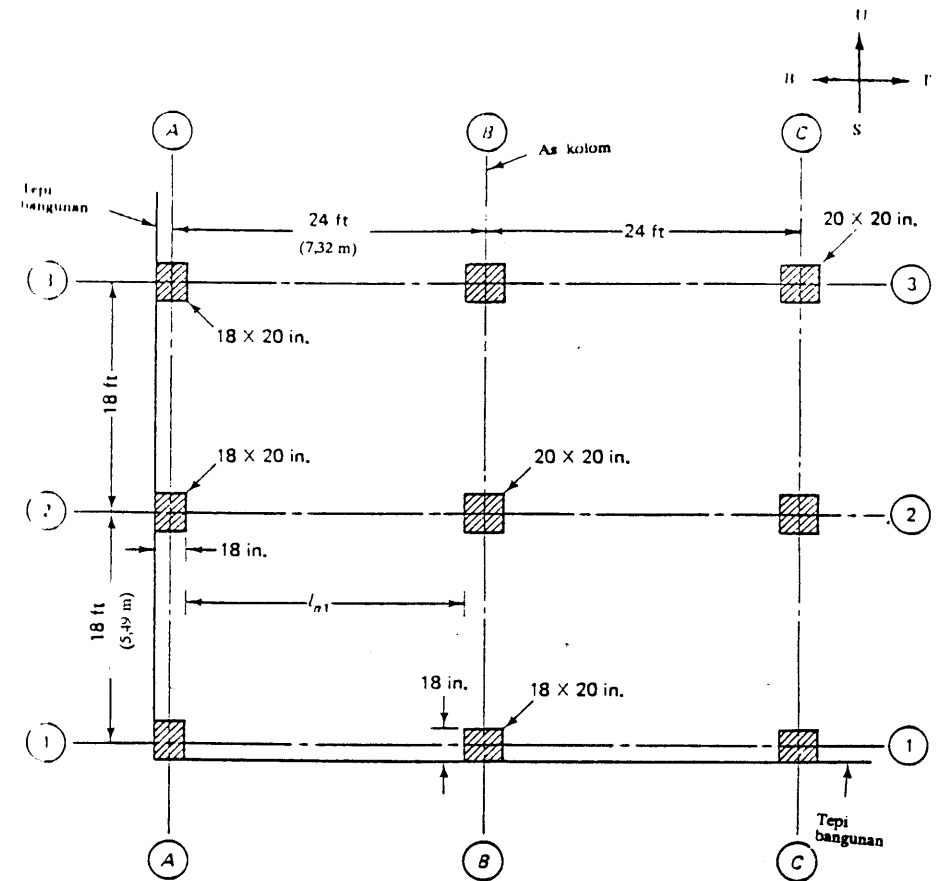
Kontrol geometri, apakah dapat menggunakan metode desain langsung (langkah 1)

- (a) Perbandingan (bentang panjang/bentang pendek) =  $24/18 = 1,33 < 2,0$ , jadi berlaku aksi dua arah.
- (b) Lebih dari tiga bentang pada masing-masing arah, dan panjang bentang yang berurutan sama. Kolom tidak ada yang offset.
- (c) Asumsikan tebalnya 9 in. dan beban mati pada lantai 10 psf.

$$w_d = 10 + \frac{9}{12} \times 150 = 122,5 \text{ psf} \quad 3w_d = 367,5 \text{ psf}$$

$$w_l = 50 \text{ psf} < 3w_d \quad \text{O.K.}$$

Dengan demikian metode desain langsung (direct design method) dapat digunakan.



Gambar 11.10 Denah lantai panel ujung dari suatu bangunan bertingkat tiga.

Tebal slab minimum berdasarkan persyaratan defleksi langkah 2)

$$l_{n1} \text{ arah timur-barat} = 24 \times 12 - (18/2) - (20/2) = 269 \text{ in. (6,83 m)}$$

$$l_{n2} \text{ arah utara-selatan} = 18 \times 12 - (20/2) - (20/2) = 196 \text{ in. (4,98 m)}$$

Perbandingan antara bentang yang panjang dengan bentang yang pendek  $\beta = 269/196 = 1,37$

$$\beta_s = \frac{24 + 18 + 24}{2(24 + 18)} = 0,79$$

$\alpha_m = 0$  karena tidak ada balok tepi.

Bentang yang lebih besar harus digunakan dalam perhitungan tebal slab sebagaimana yang disyaratkan oleh kontrol defleksi dengan menggunakan persamaan 11.8, 11.9, dan 11.10. Penyebut pada persamaan 11.8 mengandung persamaan kekakuan.



$$\alpha_m = 0,5(1 - \beta_c) \left(1 + \frac{1}{\beta_c}\right)$$

Karena  $\alpha_m$  dalam hal ini adalah nol, maka penyebut dalam persamaan 11.8 menjadi lebih kecil dan persamaan kekakuan di dalam kurung akan menjadi negatif. Dengan demikian yang menentukan adalah persamaan 11.8 karena tebal slab  $h$  tidak boleh melebihi yang ditentukan oleh persamaan 11.10. Jadi dapat dicatat bahwa untuk slab tanpa balok, yang selalu menentukan adalah persamaan 11.10. Dengan demikian:

$$h = \frac{l_n(800 + 0,005f_c)}{36.000} = 8,22 \text{ in.} \quad (11.10)$$

Karena tidak ada balok tepi, maka tebal ini harus diperbesar paling sedikit 10%, jadi  $8,22 \times 1,10 = 9,1 \text{ in.}$  Coba tebal plat 9,5 in. (241,3 mm). Tebal ini lebih besar daripada tebal minimum mutlak 5 in. yang disyaratkan oleh peraturan ACI untuk flat plate, jadi dapat dicoba. Asumsikan  $d = h - 1 \text{ in.} = 8,5 \text{ in.}$

$$w_d \text{ baru} = 10 + 9,5/12 \times 150 = 128,75 \text{ psf}$$

Dengan demikian

$$3w_d = 386,25 \text{ psf}$$

$$w_1 = 50 \text{ psf} < 3w_d \text{ O.K.}$$

**Tebal berdasarkan persyaratan gaya geser (Langkah 2)**

$$w_u = 1,7L + 1,4D = 1,7 \times 50 + 1,4 \times 128,75 \\ = 265,25 \text{ psf} \approx 266 \text{ psf} (12,74 \text{ kPa})$$

**Kolom eksterior:** Bidang kritis yang menghasilkan tegangan keliling maksimum adalah sejauh  $d/2$  dari muka kolom. Dengan demikian tegangan geser keliling rencana neto adalah:

$$V_u = [(l_1 \times l_2 - (c_1 + d)(c_2 + d)]w_u \\ = \left(18 \times 24 - \frac{20 + 8,5}{12} \times \frac{20 + 8,5}{12}\right) 266 = 113.412 \text{ lb}$$

Dari Gambar 11.11 diperoleh keliling bidang gagal geser kritis

$$b_0 = (2(c_1 + d + c_2 + d)) = 2(c_1 + c_2 + 2d)$$

Luas bidang geser tersebut adalah:

$$A_c = b_0 d = 2d(c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 8,5(20 + 20 + 17) \\ = 699 \text{ in}^2. (625.005 \text{ mm}^2)$$

Karena momen pada saat ini belum diketahui, hanya cek terhadap geser dahulu yang dapat dilakukan. Apabila

$$\beta_c = \frac{\text{perbandingan antara sisi panjang dengan sisi pendek kolom}}{20/20} = 1,0$$

Dengan demikian

$$\beta_c < 2,0 \quad V_c = 4\sqrt{f_c'} A_c$$

$$\beta_c > 2,0 \quad V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f_c'} A_c$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi} = \frac{113.412}{0,85} = 133.425 \text{ lb} (593,5 \text{ kN})$$

$$V_c = 4\sqrt{4000} \times 969 = 245.140 \text{ lb} > 133.425$$

dapat dipakai dalam perhitungan awal ini.

**Kolom eksterior:** Masukkan dalam perhitungannya: berat dinding eksterior dengan mengangap besarnya adalah 270 plf. Gaya geser keliling rencana neto adalah:

$$V_u = \left[18 \times \left(\frac{24}{2} + \frac{18}{2 \times 12}\right) - \frac{(18 + 4,25)(20 + 8,5)}{144}\right] 266 \\ - \left(18 - \frac{20}{12}\right) \times 270 \times 1,4 = 66.050 \text{ lb} \quad V_u = \frac{66.050}{0,85} = 77.706 \text{ lb.}$$

Anggap garis kerja  $V_u$  terletak pada muka kolom  $LM$  dalam Gambar 11.12 yang akan digunakan untuk transfer momen geser ke bidang  $c-c$ . Pendekatan ini cukup baik karena  $V_u$  bekerja pada keliling muka kolom, bukan hanya pada garis  $AB$ . Dari Gambar 11.12 diperoleh:

$$A_c = d(2c_1 + c_2 + 2d) = 8,5(2 \times 18 + 20 + 17) \\ = 621 \text{ in}^2 (400.322 \text{ mm}^2)$$

$$V_c = 4\sqrt{4000} \times 621 = 157.102 \text{ lb} > 77.706 \text{ lb}$$

**Perhitungan momen statis (langkah 3 sampai 5)**

$$\text{Arah timur-barat: } l_{n1} = 269 \text{ in.} (22,42 \text{ ft.})$$

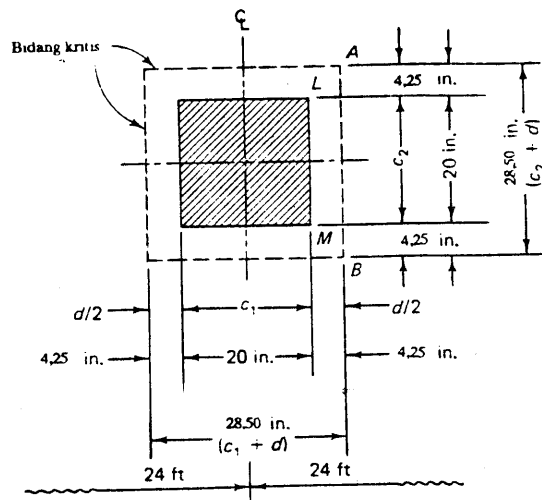
$$\text{Arah utara-selatan: } l_{n2} = 196 \text{ in.} (16,33 \text{ ft.})$$

$$0,65l_1 = 0,65 \times 24 = 15,6 \text{ ft.} \text{ Gunakan } l_{n1} = 22,4 \text{ ft}$$

$$0,65l_2 = 0,65 \times 18 = 11,7 \text{ ft.} \text{ Gunakan } l_{n1} = 16,33 \text{ ft}$$

(a) **Arah timur-barat:**

$$M_0 = \frac{w_u l_1 l_{n1}^2}{8} = \frac{266 \times 18(22,42)^2}{8} = 300,840 \text{ ft-lb} (408 \text{ kN-m})$$



Gambar 11.11 Bidang kritis untuk transfer momen geser kolom interior pada contoh 11.1 (garis B-B Gambar 11.10).

Untuk panel ujung plat flat tanpa balok tepi, faktor distribusi momen (dari Tabel 11.1) adalah:

$$-M_u \text{ pada tumpuan inferior pertama} = 0,70 M_0$$

$$+M_u \text{ pada lapangan} = 0,52 M_0$$

$$-M_u \text{ pada muka eksterior} = 0,26 M_0$$

$$\text{Momen desain negatif } -M_u = 0,70 \times 300.840 = 210.588 \text{ ft-lb (268 kN-m)}$$

$$\text{Momen desain positif } +M_u = 0,52 \times 300.840 = 156.437 \text{ ft-lb (212 kN-m)}$$

$$\text{Momen negatif di eksperior } -M_u = 0,26 \times 300.840 = 78.218 \text{ ft-lb (106 kN-m)}$$

(a) Arah utara-selatan:

$$M_0 = \frac{w_u l_2 l_n^2}{8} = \frac{266 \times 18(22,42)^2}{8} = 300.840 \text{ ft-lb (408 kN-m)}$$

$$\text{Momen desain negatif } -M_u = 0,70 \times 212.802 = 148.961 \text{ ft-lb (202 kN-m)}$$

$$\text{Momen desain positif } +M_u = 0,52 \times 212.802 = 110.657 \text{ ft-lb (150 kN-m)}$$

$$\text{Momen negatif di eksterior } M_u = 0,26 \times 212.802 = 55.329 \text{ ft-lb (75 kN-m)}$$

Perhatikan bahwa faktor yang lebih kecil (yaitu 0,35) dapat dipakai untuk momen positif rencana dalam arah utara-selatan dalam contoh ini apabila tepi eksteriornya benar-benar tertahan.

Distribusi momen pada jalur kolom dan jalur tengah (Langkah 6 dan 7)

Pada kolom E tidak ada balok tepi yang mengalami torsi, dengan demikian angka perbandingan kekakuan  $\beta_c$  di sini adalah nol. Jadi  $\alpha_1$  juga sama dengan nol. Dari tabel momen rencana eksterior untuk jalur kolom (dari Bab 11.4.2), faktor distribusi untuk momen negatif pada tumpuan eksterior adalah 100%, momen positif lapangan 80%, dan momen negatif interior adalah 75%.

Cek kapasitas transfer momen geser pada tumpuan kolom eksterior.

$$M_c \text{ pada kolom interior } C = 210.588 \text{ ft-lb}$$

$$M_e \text{ pada kolom eksterior } E = 78.218 \text{ ft-lb}$$

$$V_u = 66.050 \text{ lb bekerja pada muka kolom}$$

TABEL 11.4 TABEL DISTRIBUSI MOMEN

Jalur kolom	Arah timur-barat $l_2/l_1 = 18/24 = 0,75$ $\alpha (l_2/l_1) = 0$		Arah utara-selatan $24/18 = 1,33$ 0			
	Momen negatif interior	Momen positif lapangan	Momen negatif eksterior	Momen negatif interior	Momen positif lap	Momen negatif eksterior
$M_u$ (ft-lb)	210.588	156.437	78.218	149.961	110.657	55.329
Faktor distribusi	75	60	100	75	60	100
Momen desain jalur kolom (ft-lb)	0,75 x 210.588 = 157.941	0,60 x 156.437 = 93.862	1,0 x 78.218 = 78.218	0,75 x 149.961 = 111.721	0,60 x 110.657 = 66.394	1,0 x 55.329 = 55.329
Momen desain jalur tengah	210.588	156.437	78.218	148.961	110.657	55.329
	52.647	62.575	0	37.240	44.263	0

Peraturan ACI mensyaratkan bahwa yang harus digunakan untuk transfer momen geser pada kolom tepi adalah kekuatan momen nominal, jadi menggunakan  $M_n$  yang diperoleh berdasarkan  $-M_e = 78.218 \text{ ft-lb}$ .

Gaya geser rencana pada kolom tepi yang berkenaan dengan momen interior adalah

$$V_u = 66.050 - \frac{210.588 - 78.218}{\frac{9 + 10}{24} \cdot \frac{12}{12}} = 60.145 \text{ lb}$$

$V_n = 60.145/0,85 = 70.759 \text{ lb}$ , dengan menganggap bahwa momen desain  $M_u$  mempunyai harga sama dengan momen rencana  $M_u$ .

Telah diperoleh  $A_c = 621 \text{ in.}^2$ .

Dari Gambar 11.8(c) dan 11.12, dengan mengambil luas momen bidang kritis terhadap sumbu AB,

$$d(2c_1 + c_2 + 2d)\bar{x} = d\left(c_1 + \frac{d}{2}\right)^2$$

di mana  $x$  adalah jarak titik berat penampang kritis, atau

$$(2 \times 18 + 20 + 17)\bar{x} = \left(18 + \frac{8,5}{2}\right)^2$$

$$\bar{x} = \frac{495.06}{73} = 6,78 \text{ in. (172,2 mm)}$$

$g = 6,78 - 8,5/2 = 2,53 \text{ in.}$  di mana  $g$  adalah jarak dari muka kolom ke sumbu berat penampang kritis.

Untuk mentransfer gaya geser  $V_u$  dari muka kolom ke pusat berat penampang kritis, berikan momen tambahan  $M_e = 78.218 \text{ ft-lb}$ . Dengan demikian momen luar rencana total adalah  $M_{ue} = 78.218 + 60.145(2,53/2) = 90.899 \text{ ft-lb}$ . Kekuatan momen tak seimbang minimum yang diperlukan adalah:

$$M_n = \frac{M_{ue}}{\phi} = \frac{90.899}{0,90} = 100.999 \text{ ft-lb}$$

Kekuatan momen nominal  $M_n$  yang ditransfer oleh geser adalah:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0,59} = 0,37$$

Perlu dicatat bahwa suku  $(c_1 + d)$  untuk kolom ujung dalam persamaan di atas menjadi  $(c_1 + d/2)$ . Dengan demikian  $M_{ue} = 0,37M_n$ . Momen inersia sisi-sisi yang sejajar dengan arah momen terhadap sumbu  $\zeta$  adalah:

$$I_1 = \left[ \frac{8,5(22,25)^3}{12} + (8,5 \times 22,25) \left( \frac{22,25}{2} - 6,78 \right)^2 + \frac{22,25(8,5)^3}{12} \right] 2$$

$$= (7.802 + 3.571 + 1.139)2 = 25.024 \text{ in.}^4$$

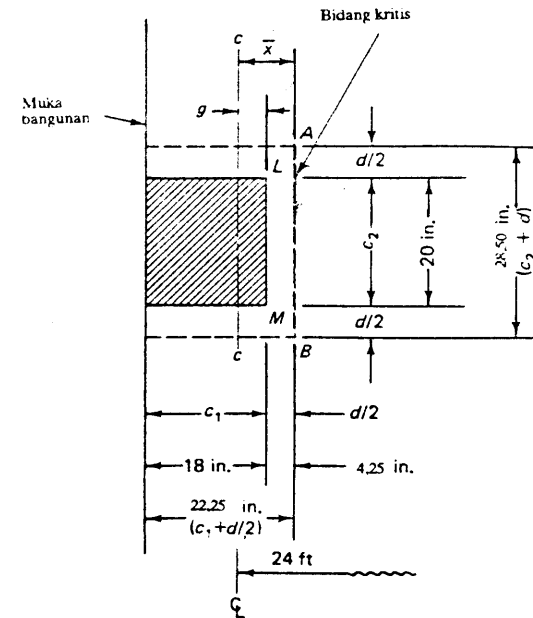
Momen inersia sisi-sisi yang tegak lurus terhadap arah momen terhadap sumbu  $\zeta$  adalah

$$I_2 = Ad^2 = [(20 + 8,5)8,5](6,78)^2 = 11.136 \text{ in.}^4$$

Dengan demikian,

$$\text{momen inersia torsionalnya } J = 25.024 + 11.136$$

$$= 36.160 \text{ in.}^4$$



Gambar 11.12 Sumbu berat untuk transfer momen geser pada kolom ujung pada contoh 11.1 (garis A-A atau 1-1, Gambar 11.10).

Tulangan geser untuk tumpuan geser adalah  $M_u$ , dan berat sendiri adalah

$$v_n = \frac{V_u}{\phi A_c} + \frac{\gamma_{\text{shear}} M_u}{l} \quad \text{yang mana} \quad M_u = \gamma_c \times M_n$$

$$= \frac{60.145}{0,85 \times 621} + \frac{0,37 \times 6,78 \times 100.999 \times 12}{36.160}$$

$$= 113,94 + 34,08 = 198,02 \text{ psi}$$

$$v_c \text{ maksimum yang diizinkan} = 4 (f'_c)^{0,5} = 4 (4000)^{0,5}$$

$$= 253,0 \text{ psi}$$

$$v_n < v_c$$

Dengan demikian tebal plat dapat digunakan. Untuk kolom pada panel pojok harus ada *shear-head* (kepala geser), atau perbesar kolom, atau dapat juga dengan mengadakan pembesaran kolom di dekat plat (kepala kolom), yang kesemuanya dimaksudkan untuk menahan tegangan geser di daerah tersebut.

*Desain penulangan slab di muka kolom, terhadap momen tak seimbang yang ditransfer ke kolom dengan lentur*

Dari persamaan 11.4b

$$\gamma_f = 1 - \gamma_c = 1 - 0,37 = 0,63$$

$$M_{nf} = \gamma_f M_n = 0,63 \times 100.999 \times 12 = 763.552 \text{ in.-lb}$$

Momen ini harus ditransfer pada  $1,5h$  pada masing-masing sisi kolom seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.8(d).

$$\text{Lebar transfer} = (1,5 \times 9,5)2 + 20 = 48,5 \text{ in.}$$

$$M_{nf} = \phi A_s f_y \left( d - \frac{d}{2} \right) \quad \text{Asumsikan} \left( d - \frac{d}{2} \right) = 0,9d$$

$$\text{atau } 763.552 = A_s \times 60.000 (8,5 \times 0,9) \text{ sehingga}$$

$$A_s = 1,66 \text{ in.}^2 \text{ untuk seluruh lebar jalur } 48,5 \text{ in.}$$

Kontrol luas tulangan tarik  $A_s$  ini:

$$a = \frac{1,66 \times 60.000}{0,85 \times 4.000 \times 48,5} = 0,60 \text{ in}^2$$

sehingga

$$763.552 = A_s \times 60.000 \left( 8,5 - \frac{0,60}{2} \right)$$

$A_s = 1,55 \text{ in.}^2$  • tulangan No. 5 dengan jarak 4 in. as ke as.

Tulangan ini digunakan pada jalur kolom selebar 20 in. dan dijangkarkan ke dalam kolom sebagaimana yang diperlukan untuk panjang penyaluran.

Tulangan tambahan ini dipakai untuk memikul efek transfer momen. Tulangan yang diperlukan untuk memikul momen jalur kolom  $M_c = 78.218 \text{ ft-lb}$  (sebut saja momen  $M_{nc} = 86.909 \text{ ft-lb}$ ) akan dihitung di bawah ini:

Untuk transfer momen geser pada muka kolom interior C juga harus dilakukan pengecekan serupa. Sebagaimana dijelaskan pada Bab 11.4.5.2, pengecekan ini kadang-kadang diperlukan untuk suatu pola pembebanan atau bentang yang tidak sama pada sisi sisi kolom.

*Merencanakan penulangan plat (Langkah 8 dan 9)*

(a) *Arah timur-barat (bentang panjang)*

1. *Rangkuman momen-momen pada jalur kolom (ft-lb) ( $\phi = 0,9$ ):*

$$\text{momen kolom interior } M_{II} = 157.941/0,9 = 175.490$$

$$\text{momen lapangan } M_{II} = 93.862/0,9 = 104.291$$

$$\text{momen kolom eksterior } M_{nc} = 78.218/0,9 = 86.909$$

2. *Rangkuman momen-momen pada jalur tengah (ft-lb) ( $\phi = 0,9$ ):*

$$\text{momen kolom interior } M_{II} = 52.647/0,9$$

$$\text{momen positif lapangan } M_{II} = 62.575/0,9$$

$$\text{momen kolom eksterior } M_{II} = 0$$

3. *Desain tulangan jalur kolom:*

$$M_{II} = 175.490 \text{ ft-lb bekerja pada jalur kolom selebar } 2 (0,25 \times 18)$$

$$= 9,0 \text{ ft}$$

$$M_{II} \text{ per lebar } 12 \text{ in.} = 175.490 \times 12/9,0 = 233.987 \text{ in.-lb}$$

$$+ M_{II} \text{ per lebar } 12 \text{ in.} = 104.291 \times 12/9,0 = 139.055 \text{ in.-lb.}$$

Tulangan negatif:

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{atau} \quad 233.987 = A_s \times 60.000 \left( 8,5 - \frac{a}{2} \right)$$

Anggap bahwa lengan momen ( $d = a/2$ ) =  $0,9d$  sebagai coba-coba awal, dan untuk praktisnya anggap  $d = h - 3/4$  in. =  $0,5$  x (diameter tulangan) =  $9,5$  in. Dengan demikian:

$$A_s = \frac{233.987}{60.000 \times 0,9 \times 8,5} = 0,51 \text{ in.}^2$$

$$a = \frac{A_s f_s}{0,85 f_c' b} = \frac{0,51 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 12} = 0,75 \text{ in.}$$

Untuk coba-coba-dan-penyesuaian berikutnya:

$$233.987 = A_s \times 60.000 \left( 8,5 - \frac{0,75}{2} \right)$$

Dengan demikian  $A_s$  yang diperlukan per lebar jalur 12 in. adalah  $0,48 \text{ in.}^2$ . Coba tulangan No. 5 (luas per tulangan  $0,305 \text{ in.}^2$ ).

$$\text{jarak } s = \frac{\text{luas satu batang tulangan}}{A_s \text{ yang diperlukan per lebar 12 in.}}$$

Dengan demikian:

$$s \text{ untuk momen negatif (dengan tulangan No. 5) adalah } = 0,305 / (0,48 / 12) = 7,63 \text{ in. (194 mm) as ke as.}$$

$$s \text{ untuk momen positif.} \\ = 7,63 \times 233.987 / 139.055 = 12,84 \text{ in. (326 mm) as ke as}$$

Jarak maksimum yang diizinkan =  $2h = 2 \times 9,5 = 19$  in. (483 mm). Coba tulangan No. 4 sebagai tulangan tarik ( $A_s = 0,20 \text{ in.}^2$ ).

$$A_s = (139.055 / 233.987) \times 0,48 = 0,29 \text{ in.}^2 \text{ per lebar jalur}$$

$$s = 0,20 / (0,29 / 12) = 0,28 \text{ in. (210 mm) as ke as}$$

Untuk momen negatif eksternal, gunakan tulangan No. 4.

$$s = 8,28 \times (104.291 / 86.909) = 9,94 \text{ in. as ke as}$$

Gunakan 14 batang tulangan No. 5 dengan jarak 7,5 in. as ke as sebagai tulangan momen negatif pada sisi kolom interior; gunakan 12 batang tulangan No. 5 dengan jarak 8,0 in. as ke as sebagai tulangan momen positif pada sisi kolom interior; gunakan 10 batang tulangan No. 5 dengan jarak 9,5 in. as ke as sebagai tulangan momen negatif pada sisi kolom eksterior, dengan 8 batang dari tulangan ini diletakkan di luar lebar daerah transfer momen geser (48,5 in.) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.13(b).

#### 4. Desain penulangan jalur tengah

$$M_{II} = 52.647 / 0,9 = 58.497 \text{ bekerja pada lebar } 18,0 - 9,0 \\ = 9,0 \text{ ft}$$

$$M \text{ per lebar jalur 12 in.} = 58.497 \times 12 / 9 = 77.996 \text{ lb-in.} \\ 77.996 = A_s \times 60.000 (8,5 \times 0,9)$$

$$\text{Jadi } A_s = 0,17 \text{ in.}^2 \quad a = \frac{0,17 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 12} = 0,25 \text{ in.}$$

Coba-coba berikutnya:

$$77.996 = A_s \times 60.000 \left( 8,5 - \frac{0,25}{2} \right)$$

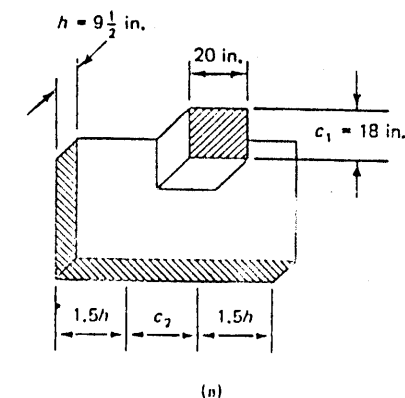
$$A_s = 0,16 \text{ in.}^2 \text{ per lebar jalur 12 in.}$$

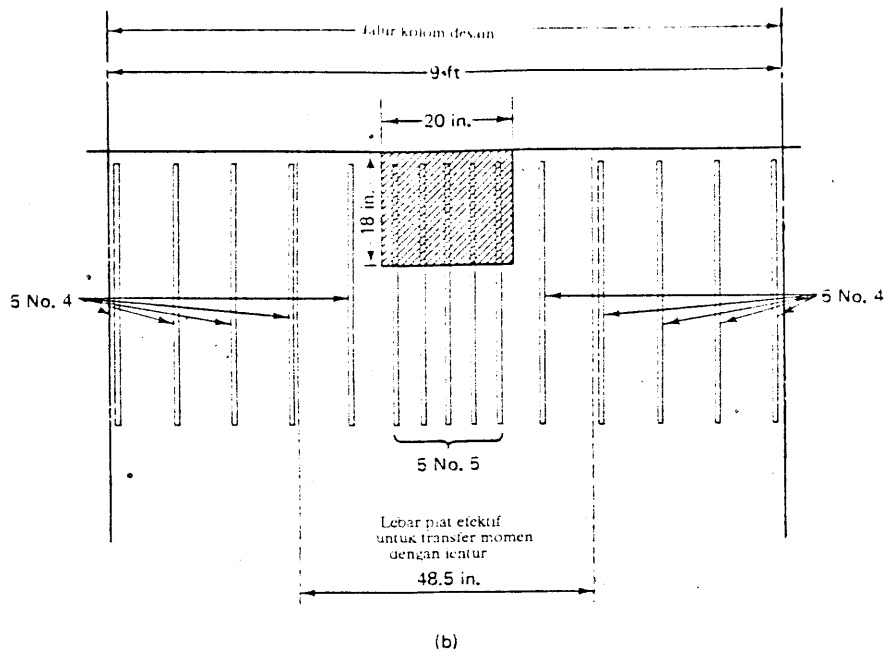
Coba tulangan No. 3 ( $A_s = 0,11 \text{ in.}^2$  per tulangan)

$$s \text{ untuk momen negatif} = 0,11 / (0,16 / 12) = 8,25 \text{ in. as ke as}$$

$$s \text{ untuk momen positif} = 8,25 \times (58.497 / 69.528) \\ = 6,94 \text{ in. as ke as.}$$

Gunakan tulangan Np. 3 dengan jarak 8 in. as ke as untuk momen negatif, dan tulangan No. 3 dengan jarak 6,5 in. as ke as untuk momen positif.





Gambar 11.13 Daerah transfer momen geser: (a) lebar efektif; (b) detail penulangan.

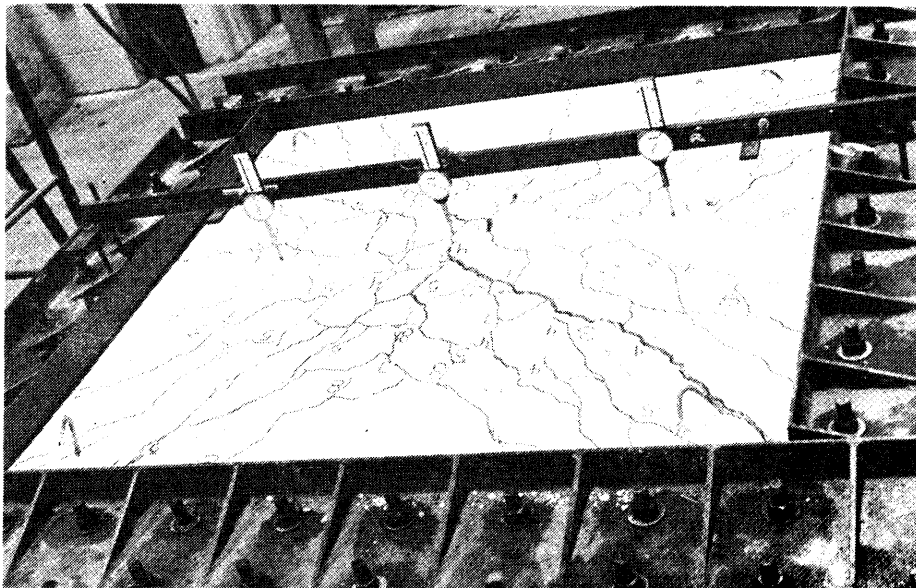
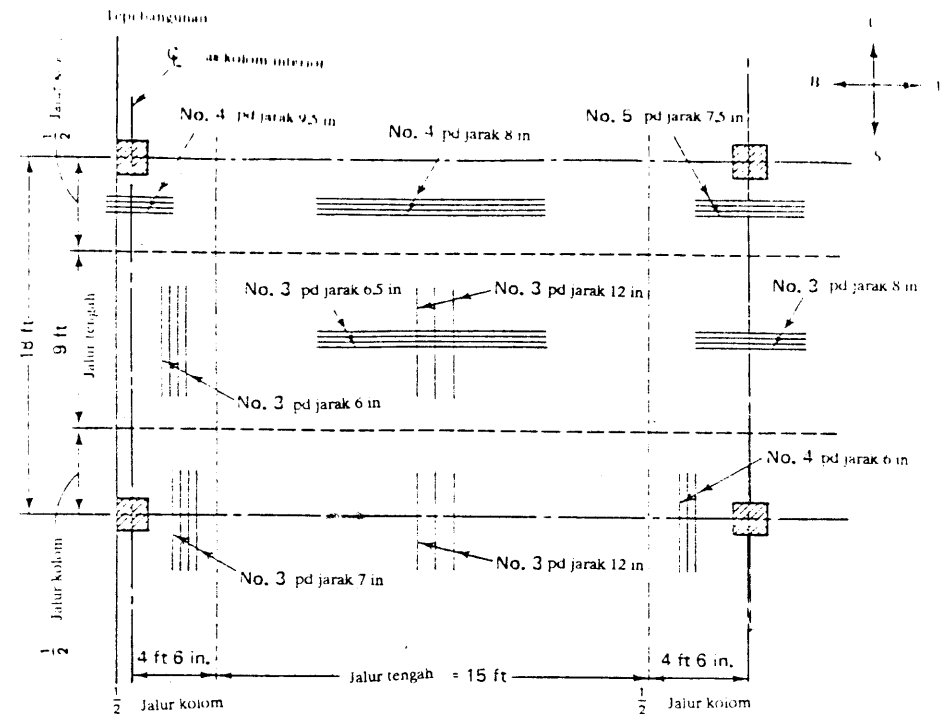


Foto 61 Retak lentur pada slab beton bertulang satu panel yang restrained (ditahan). (Tes oleh Nawy dkk.)



Gambar 11.14 Distribusi tulangan skematis.

(b) Arah utara-selatan (bentang pendek) : Di sini akan dilakukan prosedur yang sama dengan yang telah dilakukan pada arah timur-barat. Lebar jalur kolom pada masing-masing sisi kolom adalah  $= 0.25/l_1 = 0.25 \times 24 = 6 \text{ ft}$  yang lebih besar daripada  $0.25 l_2 = 4.5 \text{ ft}$ ; dengan demikian lebar yang dipakai adalah 4,5 ft. Lebar total jalur kolom dalam arah utara-selatan  $= 2 \times 4,5 = 9,0 \text{ ft}$ . Lebar jalur tengah  $= 24,0 - 9,0 = 15 \text{ ft}$ . Juga, tinggi efektif  $d_2$  akan lebih kecil;  $d_2 = (h - \text{tebal selimut beton } (3/4 \text{ in.}) - 0.5 \text{ in.} - 0.5/2) = 8,0 \text{ in.}$  Di bawah ini dicantumkan besarnya momen berikut ukuran dan distribusi tulangan untuk panel dalam arah utara-selatan dan timur-barat. Disarankan sebagai kontrol terhadap retak – untuk menggunakan tulangan tidak kurang dari No. 3 jarak 12 in. as ke as, dan jarak antara tulangan *titik* melebihi 12 in. as ke as.

Jalur	Jenis momen	Timur Barat			Utara Selatan		
		Momen (lb-in) per 12 in.	$A_s$ perlu	Ukuran tulangan & jarak	Momen (lb-in) per 23 in	$A_s$ perlu	Ukuran tulangan & jarak
Kolom	Negatif interior	175.490	0,48	No. 5, 7.5 in.	124.134	0,36	No. 4 6 in.
	Negatif eksterior	86.909	0,24	No. 4 9,5 in.	61.477	0,18	No. 3 7 in.
	Positif lapangan	104.291	0,29	No. 4 8 in.	73.771	0,21	No. 3 6 in.
Tengah	Negatif interior	58.497	0,16	No. 3 8 in.	41.378	0,07	No. 3 12 in.
	Negatif ekstrior	0	0	No. 3 12 in.	0	0	No. 3 12 in.
	Positif lapangan	64.528	0,19	No. 3 6,5 in.	49.181	0,08	No. 3 12 in.

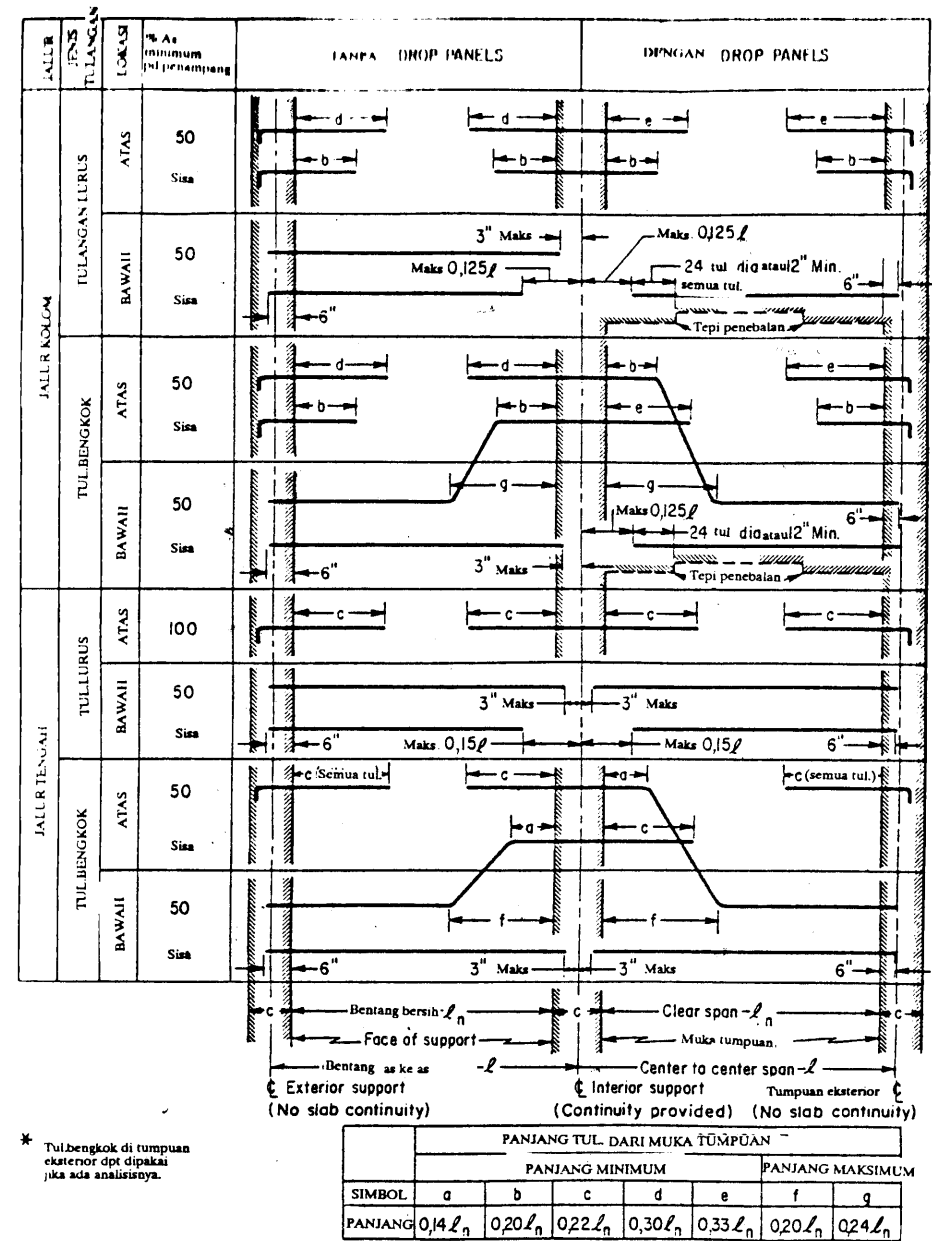
Perlu dicatat bahwa dalam menentukan pilihan ukuran dan jarak tulangan diperlukan *engineering judgment*. Sebagai contoh, untuk penulangan momen positif, perencanaan dapat memilih tulangan No. 4 jarak 12 in. as ke as, bukan tulangan No. 3 jarak 6,5 as ke as, sepanjang tidak melampaui jarak maksimum yang diizinkan, dan ukurannya tidak menyulitkan pelaksanaan.

Penempatan tulangan diperlihatkan secara skematis pada Gambar 11.14. Lokasi minimum bengkokan tulangan untuk memenuhi persyaratan panjang lekatan tulangan pada lantai *flat* ini diperlihatkan pada Gambar 11.15.

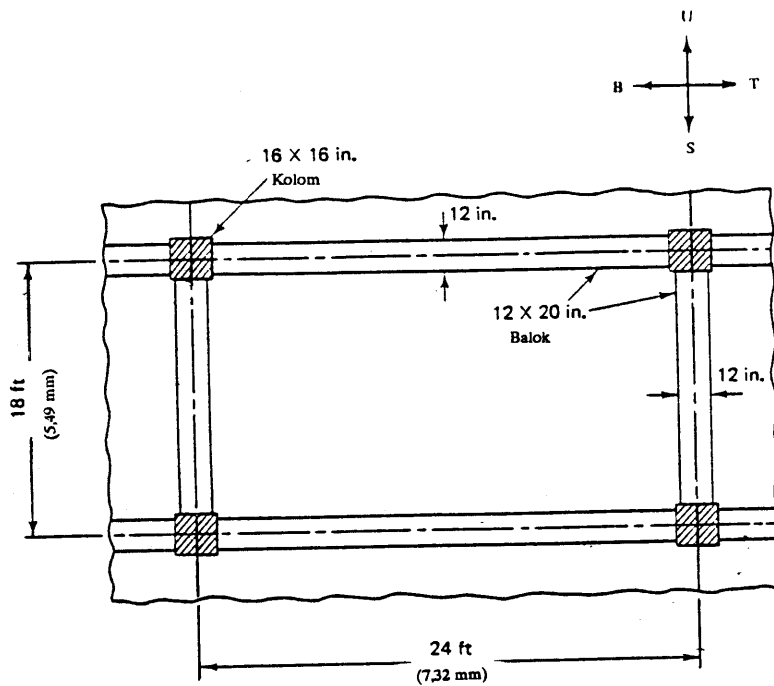
### 11.5.3 Contoh 11.2: Desain Slab Dua Arah yang Terletak di Atas Balok

Suatu bangunan pabrik bertingkat dua mempunyai tiga panel yang dicor secara monolit dengan balok tumpuannya. Masing-masing panel ini mempunyai bentang 18 ft (5,49 m) as ke as dalam arah utara-selatan, dan 24 ft (7,32 m) as ke as dalam arah timur-barat, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.16. Tinggi bersih setiap tingkat adalah 16 ft. Dimensi balok dan kolom bangunan ini juga diperlihatkan pada Gambar 11.16. Bangunan ini hanya mengalami beban gravitasi. Diberikan:

- beban hidup = 115 psf (5,35 kPa)
- $f'_c$  = 4000 psi (27,6 MPa), beton berbobot normal
- $f_y$  = 60.000 psi (414 MPa)



Gambar 11.15 Lokasi pemotongan tulangan pada plat *flat*.



Gambar 11.16 Denah lantai pada panel interior.

Rencanakan panel interior maupun eksteriornya berikut ukuran dan jarak penulangan yang diperlukan. Anggap beban mati lantai (tidak termasuk berat sendiri slab) adalah 14 psf.

### Solusi

Cek geometrinya, apakah memenuhi syarat penggunaan metode desain langsung (Langkah 1)

- Perbandingan (bentang panjang/bentang pendek) = 24/18; jadi berlaku aksi dua arah (two way action).
- Lebih dari tiga panel pada masing-masing arah.
- Asumsikan tebalnya 7 in.

$$w_d = 14 + \frac{7}{12} \times 150 = 101,5 \text{ psf}$$

$$3w_d = 304,5 \text{ psf}$$

$$w_1 = 115 \text{ psf} < 3w_d$$

Jadi, metode desain langsung dapat digunakan.

Tebal slab minimum berdasarkan persyaratan defleksi (Langkah 2)

$$l_n \text{ arah timur-barat} = 24 \times 12 - 2 \times 6 = 276 \text{ in.}$$

$$l_n \text{ arah utara-selatan} = 18 \times 12 - 2 \times 6 = 204 \text{ in.}$$

$$\beta = 276/204 = 1,35; \quad \beta_s = 1 \text{ karena semua tepinya menerus.}$$

Dari persamaan 11.9:

$$\begin{aligned} h &= \frac{l_n (800 + 0,005 f_y)}{36.000 + 5000 \beta (1 + \beta_s)} \\ &= \frac{276 (800 + 5 \times 60)}{36.000 + 5000 \times 1,35 (1 + 1)} \\ &= 6,13 \text{ in. (156 mm)} \end{aligned}$$

Untuk mengecek  $h$  dengan persamaan 11.8, diperlukan angka perbandingan kekakuan. Karena ini merupakan panel interior, maka panel ujung dan pojok di dekatnya harus mempunyai tebal yang lebih besar. Coba  $h = 7 \text{ in.}$

Lokasi titik berat penampang pada Gambar 11.17 adalah:

$$(38 \times 7)(\bar{y} + 3,5) + \frac{12(\bar{y}^2)}{2} = \frac{12(13 - \bar{y})^2}{2}$$

$$\bar{y} = 0,20 \text{ in.}$$

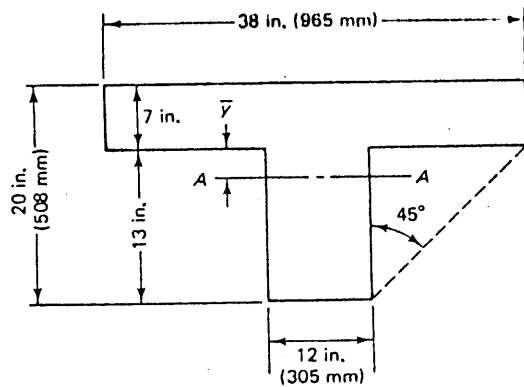
$$\begin{aligned} I_h &= \frac{1}{3} \times 12(0,20)^3 + \frac{1}{2} \times 38(7)^3 + 38 \times 7(0,20 + 3,5)^2 \\ &\quad + \frac{1}{3} \times 12(13 - 0,20)^3 = 13.116,4 \text{ in.}^4 \end{aligned}$$

$I_s = h^3 / 12 \times$  lebar slab yang dibatasi oleh garis tengah panel pada kedua sisi balok, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.16

$$I_{s1} \text{ (arah utara-selatan)} = \frac{(7)^3}{12} \times 24 \times 12 = 8232 \text{ in.}^4$$

$$I_{s2} \text{ (arah timur-barat)} = \frac{(7)^3}{12} \times 18 \times 12 = 6174 \text{ in.}^4$$





Gambar 11.17 Penampang balok dengan lebar manfaatnya.

Dengan demikian:

$$\alpha_1 = \frac{13.116,4}{8232} = 1,59 \quad \alpha_2 = \frac{13.116,4}{6174} = 2,12$$

$$\alpha_m = \frac{1,59 \times 2 + 2,12 \times 2}{4} = 1,86$$

Dari persamaan 11.8:

$$h = \frac{l_n (800 + 0,005 f_y)}{36.000 + 5000\beta[\alpha_m - 0,5 (1-\beta_s) (1 + 1/\beta)]}$$

$$= \frac{276 (800 + 0,005 \times 60.000)}{36.000 + 5000 \times 1,35 (1,86 - 0)} = 6,25 \text{ in.}$$

Tebal  $h$  harus lebih besar dari yang diperoleh dengan persamaan 11.8 dan 11.9, tetapi tidak boleh melampaui yang diperoleh dengan persamaan 11.10, yaitu:

$$h = \frac{l_n (800 + 0,005 f_y)}{36.000}$$

$$= \frac{276(800 + 0,005 \times 60.000)}{36.000} = 8,43 \text{ in.}$$

Dengan demikian, berdasarkan persyaratan defleksi, dapat dicoba tebal slab = 7 in. (178 mm).

Perhitungan momen statis (Langkah 3 sampai 5)

Dengan beban mati (tanpa berat sendiri slab) yang ditentukan pada soal, yaitu 14 psf, maka beban merata rencana adalah:

$$W_u = 1,4D + 1,7L$$

$$= 1,4 \frac{7}{12} \times 150 + 14 + 1,7 \times 115 = 338 \text{ psf}$$

$$l_{n1} \text{ timur-barat} = 276 \text{ in. } 23,0 \text{ ft}$$

$$l_{n2} \text{ utara selatan} = 204 \text{ in. } 17,0 \text{ ft}$$

$$0,65l_1 = 15,6 \text{ ft, gunakan } l_1 = 23,0 \text{ ft}$$

$$0,65l_2 = 11,7 \text{ ft, gunakan } l_2 = 17,0 \text{ ft}$$

(a) Arah timur-barat:

$$M_o = \frac{w_u l_2 l_{n1}^2}{8} = \frac{338 \times 18,0(23)^2}{8} = 402.305 \text{ lb-ft}$$

Faktor-faktor distribusi momen untuk panel interior (dari Gambar 11.6):

$$-M_u = 0,65M_o = 0,65 \times 402,305 = 261.498 \text{ lb-ft}$$

$$+M_u = 0,35M_o = 0,35 \times 402.305 = 140807 \text{ lb-ft}$$

(b) Arah utara-selatan:

$$M_o = \frac{w_u l_1 l_{n2}^2}{8} = \frac{338 \times 24,0(17)^2}{8} = 293.046 \text{ lb-ft (398 kN-m)}$$

Faktor distribusi momen untuk panel interior dari Gambar 11.6 atau Tabel 11.1:

$$-M_u = 0,65M_o = 0,65 \times 293.046 = 190.380 \text{ lb-ft (258 kN-m)}$$

$$+M_u = 0,35M_o = 0,35 \times 293.046 = 102.566 \text{ lb-ft (139 kN-m)}$$

TABEL 11.5 TABEL OPERASI DISTRIBUSI MOMEN

$l_2/l_1$ :	Arah timur-barat 18/24 = 0,75		Arah timur-barat 18/24 = 0,75	
$\alpha_1 (l_2/l_1)$ :	2,12 x 0,75 = 1,59		2,12 x 0,75 = 1,59	
$M_u$ (ft - lb)	261.498	140.807	190.480	102.566
Faktor distribusi (%)	83	83	65	65
Momen desain total jalur kolom (ft-lb)	217.043	116.870	123.812	66.668
Momen balok 85%	184.487	99.340	105.240	56.668
Momen slab (ft-lb)	32.556	17.530	18.572	10.000
Momen desain total jalur tengah (ft-lb)	261.498 x 0,17	140.807 x 0,17	190.480 x 0,35	102.566 x 0,35
	44.455	23.927	66.668	35.898

Distribusi momen pada jalur kolom dan jalur tengah (Langkah 5 sampai 7)

(a) Angka perbandingan kekakuan untuk bentang panjang (arah timur-barat):

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_{b2}}{E_{cs} I_{s2}} = \frac{13.116,4}{6174} = 2,12$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{18}{24} = 0,75 \quad \alpha \frac{l_2}{l_1} = 1,59 > 1,0$$

Faktor momen pada jalur kolom panel interior ini diperoleh dengan interpolasi linier, yaitu:

$$-M : 0,75 + \frac{0,90 - 0,75}{2} = 0,83$$

$$+M : 0,75 + \frac{0,90 - 0,75}{2} = 0,83$$

(b) Angka perbandingan kekakuan untuk arah utara-selatan:

$$\alpha = \frac{I_{cb} I_{b1}}{I_{cs} I_{s1}} = \frac{13.116,4}{8232} = 1,59$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{24}{18} = 1,33 \quad \alpha \frac{l_2}{l_1} = 2,12 > 1,0$$

Dengan demikian faktor-faktor momen pada kasus ini, dengan menggunakan tabel dan interpolasi linier, adalah:

$$-M : 0,75 - (0,75 - 0,45) \frac{1}{3} = 0,65$$

$$+M : 0,75 - (0,75 - 0,45) \frac{1}{3} = 0,65$$

Faktor distribusi momen yang diperoleh dengan interpolasi ini digunakan dalam menghitung momen-momen akhir, yang dicantumkan dalam tabel operasi distribusi momen (Tabel 11.5).

Perlu dicatat dari tabel ini bahwa perbandingan antara angka kekakuan slab dengan angka kekakuan balok untuk angka perbandingan bentang pada contoh ini menyebabkan momen pada jalur tengah utara-selatan lebih besar daripada momen pada arah timur-barat.

Cek tebal slab, apakah mampu memikul geser

$$\alpha_1 \frac{l_2}{l_1} = 1,59 > 1,0$$

Dengan demikian geser akan ditransfer ke balok di sekitar slab dengan mengikuti tributary area yang dibatasi oleh garis 45° yang ditarik dari pojok panel dan garis pusat (centerline) panel yang sejajar dengan sisi terpanjang.

Bagian beban yang lebih besar akan dipikul oleh arah pendek slab; harga terbesar beban ini terjadi pada muka kolom interior pertama. Gaya geser rencana pada jalur selebar 12 in. dalam arah pendek dapat didekati dengan

$$V_u = 1,15 \frac{w_u l_{n2}}{2} = \frac{1,15 \times 338,0(17 \times 12)}{2 \times 12} = 3304 \text{ lb/ft width}$$

di mana harga 1,15 merupakan faktor kontinuitas.

Tebal slab efektif  $d = 7 - 0,75 - 0,25 = 6,0$  in. (152,4 mm)

$$\phi V_c = \phi (2\sqrt{f'_c} b d)$$

$$= 0,85 \times 2\sqrt{4000} \times 12 \times 6 = 7741 \text{ lb}$$

$$V_u < \phi V_c \quad \text{jadi aman}$$

*Merencanakan tulangan slab (Langkah 7 dan 8)*

Seperti yang dilakukan pada contoh 11.1, momen per 12 in. lebar jalur harus dihitung dahulu.

(a) *Arah timur-barat:*

*Jalur kolom:*

$$-M_n = \frac{32.556}{\phi = 0,9} = 36.173 \text{ ft}\cdot\text{lb}$$

$$0,25 l_2 = 0,25 \times 18 \text{ ft} = 4,5 \text{ ft} < 0,25 \times 24 \text{ ft}.$$

Dengan demikian setengah jalur kolom = 4,5 ft yang menentukan. Lebar neto slab pada jalur kolom di mana momen bekerja =  $2 \times 4,5 - 38 \text{ in.} / 12 = 5,83 \text{ ft}$ .

$$\begin{aligned} -M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 36.173 \times 12 / 5,83 \\ &= 74.456 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 17.530 \times 12 / (0,9 \times 5,83) \\ &= 40.091 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

*Jalur kolom:*

$$\text{Lebar jalur} = 18 - 9,0 = 9,0 \text{ ft}$$

$$\begin{aligned} -M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 44.455 \times 12 / (0,9 \times 9,0) \\ &= 65.859 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 23.937 \times 12 / (0,9 \times 9,0) \\ &= 35.462 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

(b) *Arah utara-selatan (bentang yang pendek):* Telah diperoleh bahwa lebar maksimum setengah jalur kolom adalah = 4,5 ft.

*Jalur kolom:*

$$\begin{aligned} \text{lebar slab pada jalur kolom di mana momen bekerja} &= 2 \times 4,5 - 38 / 12 \\ &= 5,83 \text{ ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 18.572 \times 12 / (0,9 \times 5,83) \\ &= 42.474 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 10.000 \times 12 / (0,9 \times 5,83) \\ &= 22.870 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

*Jalur tengah:*

$$\text{lebar jalur} = 24 - 9,0 - 15,0 \text{ ft}$$

$$\begin{aligned} -M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 66.668 \times 12 / (0,9 \times 15,0) \\ &= 59.260 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} +M \text{ yang diperlukan per 12 in. jalur} &= 35.898 \times 12 / (0,9 \times 15,0) \\ &= 31.909 \text{ in.}\cdot\text{lb} \end{aligned}$$

*Pemilihan ukuran dan jarak penulangan (Langkah 9)*

Momen maksimum per satuan lebar di daerah tumpuan dalam arah timur-barat adalah 74.456 lb-in. per 12 in. lebar jalur.

Dengan demikian:

$$74.456 = A_s \times 60.000 (\approx 0,9d)$$

$$A_s = \frac{74.456}{60.000 \times 0,9 \times 6,0} = 0,23 \text{ in.}^2$$

*Dicoba:*

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{0,23 \times 60.000}{0,85 \times 4000 \times 12} = 0,34 \text{ in.}$$

Dengan demikian:

$$74.456 = A_s \times 60.000 \left( 6,0 - \frac{0,34}{2} \right)$$

Jadi  $A_s$  yang diperlukan = 0,21 in.<sup>2</sup> per lebar 12 in. Coba tulangan No. 4 (luas 0,20 in.<sup>2</sup>, diameter 12,7 mm)

$$\begin{aligned} s &= \frac{\text{luas satu tulangan}}{\text{luas yang diperlukan per lebar 12 in.}} = \frac{0,20}{0,21/12} \\ &= 11,43 \text{ in. as ke as} \end{aligned}$$

Dengan demikian gunakan tulangan No. 4 (diameter 12,7 mm) dengan jarak 11 in. (280 mm) as ke as.

Dengan cara yang sama, hitunglah luas tulangan yang diperlukan pada masing-masing arah, baik untuk jalur kolom maupun untuk jalur tengah. Tinggi efektif  $d$  dalam arah utara-selatan adalah  $7,0 - (0,75 + 0,5 + 0,25) = 5,5 \text{ in.}$  karena dalam desain ini diasumsikan bahwa posisi tulangan dalam arah timur-barat lebih dekat dengan permukaan beton.

Arah	Jalur kolom				Jalur tengah			
	Tumpuan		Lapangan		Tumpuan		Lapangan	
	$A_s$ per 12 in.	Ukuran dan jarak tulangan (in.) as ke as	$A_s$ per 12 in.	Ukuran dan jarak tulangan (in.) as ke as	$A_s$ per 12 in.	Ukuran dan jarak tulangan (in.) as ke as	$A_s$ per 12 in.	Ukuran dan jarak tulangan (in.) as ke as
T-B ( $d=6,0$ )	0,21	No.4-11	0,11	No.3-12	0,19	No.4-12	0,10	No.3-12
U-S ( $d = 5,5$ )	0,14	No.3-9	0,06	No.3-12	0,20	No. 4-12	0,11	No.3-12

Untuk mengontrol retak, jarak tulangan tidak boleh melebihi 12 in. as ke as.

Bandingkan luas tulangan yang diperoleh dari contoh ini dengan contoh 11.1 dalam kaitannya dengan pembahasan pada Bab 11.2.1 mengenai aksi dua arah beserta redistribusi momen yang merupakan fungsi dari angka perbandingan kekakuan. Perlu dicatat bahwa untuk panel plat atau slab yang ditumpu, baik oleh tumpuan fleksibel maupun oleh kolom saja, momennya yang lebih besar tidak selalu pada bentang yang pendek.

Berikan tulangan dengan jarak yang sama, untuk setiap jalur sampai ke badan balok. Langkah berikutnya, lakukanlah desain (analisis) baloknya dengan cara yang biasa seperti yang dibahas pada Bab 5.

Hasil yang lebih teliti dapat diperoleh dengan menggunakan metode portal (rangka) ekuivalen dalam perhitungan momennya. Selain itu, untuk hal-hal khusus seperti bila ada beban horizontal, dan hal lain sebagaimana yang disebutkan pada Bab 11.3.1, diharuskan menggunakan metode portal ekuivalen.

Buku ini tidak membahas distribusi momen pada portal ekuivalen. Para pembaca dianjurkan untuk membaca buku-buku lain mengenai metode portal ekuivalen agar dapat lebih mudah memahami bab ini.

## 11.6 METODE LANGSUNG UNTUK MENGHITUNG DEFLEKSI

### 11.6.1 Pendekatan Portal Ekuivalen.

Seperti halnya pada metode desain langsung yang telah dibahas secara rinci di atas, pada pendekatan portal ekuivalen, struktur dibagi menjadi portal (rangka, frame)

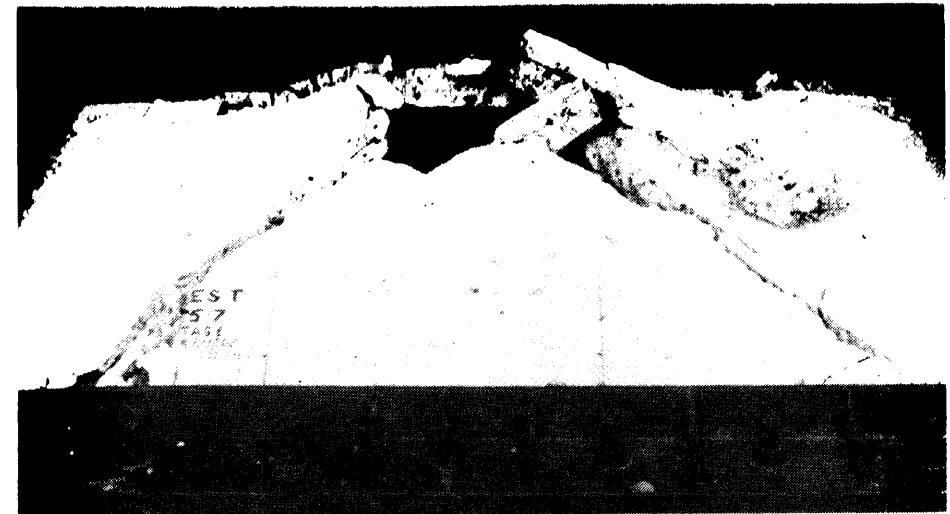


Foto 62 Slab beton bertulang segiempat pada keadaan *rupture*. (Tes oleh Nawy dkk.)

menerus yang berpusat pada kolom dalam masing-masing arah yang saling tegak lurus. Masing-masing portal ini terdiri atas sederetan kolom dan slab lebar dengan balok, apabila ada, di antara garis pusat panel.

Berdasarkan statika, beban yang bekerja harus diperhitungkan untuk dua arah yang saling tegak lurus. Untuk memperhitungkan deformasi torsional balok tumpuan, dipakai kolom ekuivalen yang fleksibilitasnya merupakan jumlah dari fleksibilitas kolom aktual dan fleksibilitas torsional balok transversal atau jalur slab. Ingat bahwa kekakuan merupakan kebalikan dari fleksibilitas. Dengan perkataan lain:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t} \quad (11.11)$$

di mana  $K_{ec}$  = kekakuan lentur kolom ekuivalen; momen lentur per satuan rotasi.

$\sum K_c$  = jumlah kekakuan lentur kolom atas dan bawahnya; momen lentur per satuan rotasi

$K_t$  = kekakuan torsional balok transversal atau jalur slab; momen torsional per satuan rotasi

Untuk dapat menghitung defleksi dengan pendekatan portal ekuivalen, besar  $K_{ec}$  harus diketahui terlebih dahulu.

Jalur balok-slab ini dianggap mempunyai tumpuan bukan kolom, melainkan balok-slab transversal pada kolom yang bersangkutan. Gambar 11.18(a) mengilustrasikan hal ini. Deformasi panel tipikal tiap kali dianggap satu arah. Dengan cara demikian, defleksi total pada satu titik pada slab diperoleh dengan menjumlahkan kontribusi masing-masing arah,  $x$  dan  $y$ .

Mula-mula defleksi akibat lentur dalam arah  $x$  yang dihitung (Gambar 11.18(b)). Setelah itu defleksi akibat momen lentur dalam arah  $y$  juga dihitung. Dengan demikian defleksi panel tengah dapat diperoleh dengan menjumlahkan defleksi di tengah bentang pada jalur kolom dalam satu arah, dengan pada jalur tengah arah tegak lurus nya (Gambar 11.18(c)).

Defleksi masing-masing panel dapat dipandang sebagai jumlah dari ketiga komponen berikut ini:

1. Defleksi dasar pada lapangan dengan menganggap kedua ujungnya jepit, yaitu:

$$\delta' = \frac{wl^4}{384E_c I_{\text{frame}}}$$

Hubungan antara defleksi ini dengan defleksi jalur kolom  $\delta_c$  dan jalur tengah  $\delta_s$  harus memenuhi

$$\delta_c = \delta' \frac{M_{\text{col strip}}}{M_{\text{frame}}} \frac{E_c I_{cs}}{E_c I_c}$$

$$\delta_s = \delta' \frac{M_{\text{slab strip}}}{M_{\text{frame}}} \frac{E_c I_{cs}}{E_c I_s}$$

di mana  $I_{cs}$  adalah momen inersia portal total,  $I_c$  adalah momen inersia jalur kolom, dan  $I_s$  adalah momen inersia jalur tengah.

2. Defleksi di tengah,  $\delta_{\theta L}'' = \theta L/8$ , akibat rotasi di ujung kiri, sedangkan ujung kanannya tumpuan jepit sempurna.  $\theta L = (M_{\text{neto}}/K_{ec})$  kiri dan  $K_{ec}$  adalah kekakuan lentur kolom ekuivalen (momen per satuan rotasi).
3. Defleksi di tengah,  $\delta'_{\theta R} = \theta L/8$ , akibat rotasi di ujung kanan, sedangkan ujung kirinya tumpuan jepit sempurna.  $\theta L = (M_{\text{neto}}/K_{ec})$  kanan. Dengan demikian:

$$\delta_{cx} \text{ atau } \delta_{cy} = \delta_c + \delta_{\theta L}'' + \delta_{\theta R}'' \quad (11.12a)$$

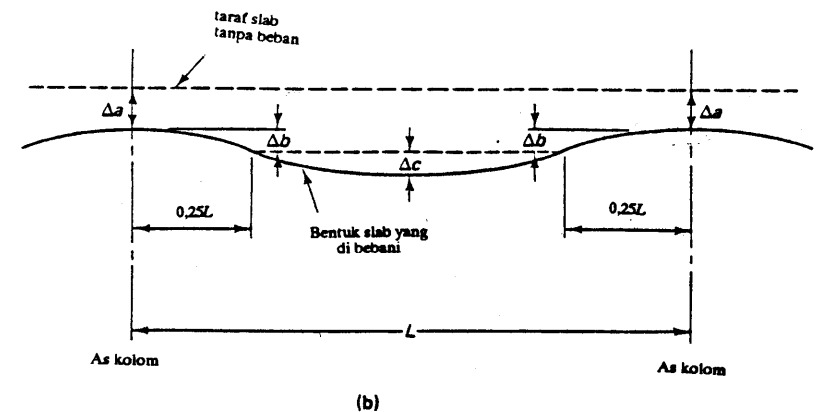
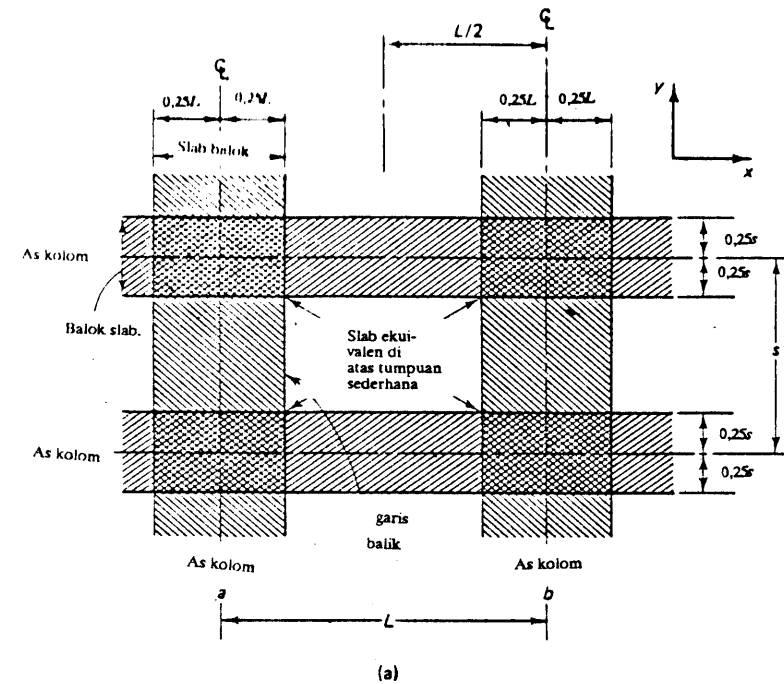
$$\delta_{sx} \text{ atau } \delta_{sy} = \delta_s + \delta_{\theta L}'' + \delta_{\theta R}'' \quad (11.12b)$$

Pada persamaan 11.12a dan 11.12b, gunakan  $\delta_c$ ,  $\delta_{\theta L}''$ , dan  $\delta'_{\theta R}$  yang berkaitan dengan arah bentangnya. Dari Gambar 11.18(b) dan (c), defleksi totalnya adalah:

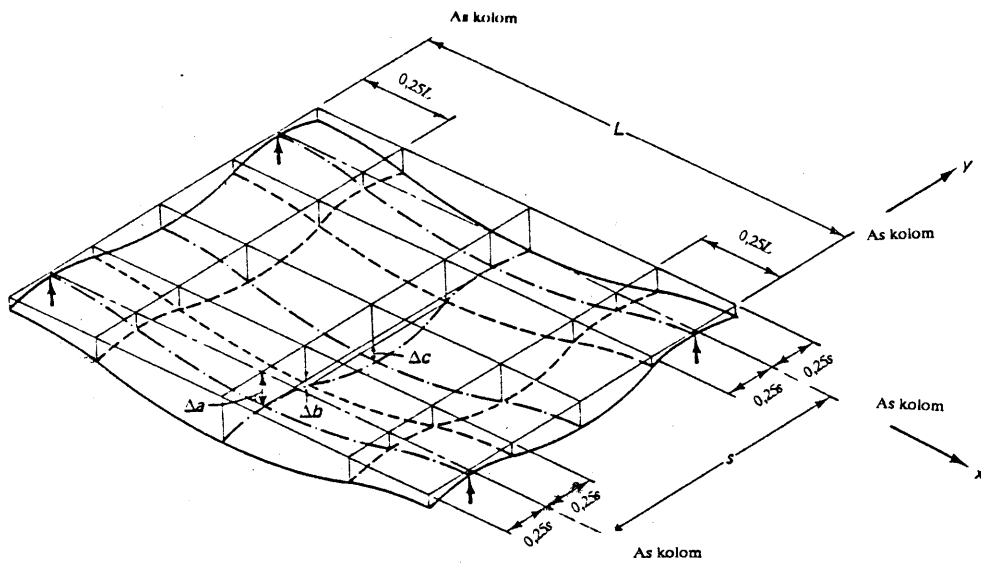
$$\Delta = \delta_{sx} + \delta_{cy} = \delta_{sy} + \delta_{cx} \quad (11.13)$$

### 11.6.2 Contoh 11.3: Perhitungan Defleksi di Tengah untuk Panel Slab yang Terletak di Atas Balok

Slab setebal 7 in. (177,8 mm) yang merupakan bagian dari 5 panel mempunyai bentang 25 ft (7,62 m) dalam arah timur-barat dan 20 ft (6,10 m) dalam arah utara-selatan.



Gambar 11.18 Metode portal ekuivalen untuk analisis defleksi: (a) panel pelat di-transfer menjadi portal ekuivalen; (b) bentuk terdefleksi di bidang tengah pelat; (c) bentuk panel yang berdefleksi.



(c)

Gambar 11.8 (lanjutan)

tan, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.19(a). Panel-panel ini dicor secara monolit dengan balok-balok yang berukuran 15 in. x 27 in. (381 mm x 686 mm) dalam arah timur-barat dan 15 in. x 24 in (381 mm x 610 mm) dalam arah utara-selatan. Lantai ini mengalami defleksi yang bergantung pada waktu, yang diakibatkan oleh beban kerja merata ekuivalen  $w = 450$  psf (21,5 kPa). Lantai ini terbuat dari material beton bertulang dengan mutu:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

$$E_c = 3,6 \times 10^6 \text{ psi (24,8} \times 10 \text{ kPa)}$$

Anggap:

1. Momen neto  $M_w$  dari bentang yang bersebelahan adalah (dalam ft-lb):

	Timur-barat	Utara-selatan
Tumpuan 1:	$20 \times 10^3$	Tumpuan 1: $40 \times 10^3$
Tumpuan 2:	$5 \times 10^3$	Tumpuan 4: $20 \times 10^3$

- Kekakuan kolom ekuivalen adalah  $K_{cc} = 400 E_c$  lb-in. per radian dalam kedua arah. Carilah defleksi maksimum pada lapangan pada panel akibat beban jangka panjang dan tentukan apakah besarnya dapat diterima apabila lantai ini memikul peralatan sensitif yang dapat rusak akibat defleksi besar.
- Momen inersia retaknya adalah:

$$\text{timur-barat: } I_{CR} = 45.500 \text{ in.}^4$$

$$\text{utara-selatan: } I_{CR} = 32.500 \text{ in.}^4$$

### Solusi

Hitunglah momen inersia bruto ( $\text{in.}^4$ ) penampang pada Gambar 11.19, yaitu  $I_{CS}$  untuk portal ekuivalen total pada bagian (b), untuk jalur kolom pada bagian (c), dan  $I_y$  untuk jalur tengah pada bagian (d). Harga-harga momen inersia ini adalah sebagai berikut:

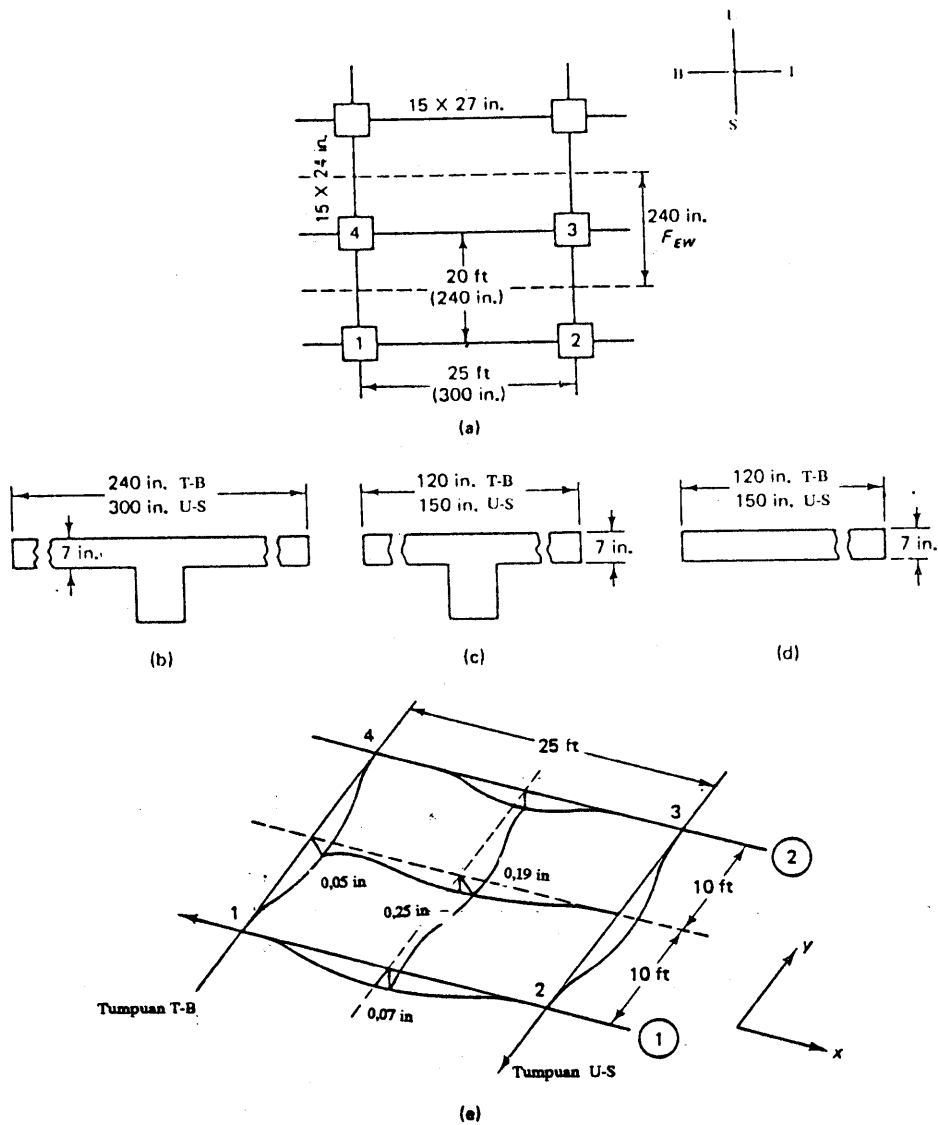
	$I_{CS}$	$I_c$	$I_s$
Timur-barat:	63.600	53.700	3.430
Utara-Selatan:	47.000	40.000	4.288

Kemudian hitung faktor  $\alpha_1 l_2 / l_1$  dan  $\alpha_2 l_1 / l_2$  seperti pada contoh 11.2. Untuk kedua kasus ini harga faktor-faktor tersebut lebih besar daripada 1,0. Dengan demikian koefisien momen, dalam persen, yang diperoleh dengan mempergunakan tabel dalam Bab 11.4.2 adalah:

	Jalur kolom (+ dan -)	Jalur tengah (+ dan -)
Timur-barat	81,0	19,0
Utara-selatna	67,5	32,5

Defleksi timur-barat (bentang = 25 ft)

Beban jangkak panjang  $w_w = 450$  psf



Gambar 11.19 Contoh mengenai perhitungan defeksi portal ekuivalen.

$$\delta'_{2s} = \frac{450 \times 20(25)^4 \times 1728}{384 \times 3,6 \times 10^6 \times 63.600} = 0,0691 \text{ in.}$$

$$\delta_c = 0,0691 \times 0,81 \times \frac{63.600}{53.700} = 0,0663 \text{ in.}$$

$$h_v = 0,0691 \times 0,19 \times \frac{63.600}{3.430} = 0,243 \text{ in.}$$

Rotasi pada ujung 1 adalah sebesar

$$\theta_1 = \frac{M_1}{K_{ec}} = \frac{20 \times 10^3 \times 12}{400 \times 3,6 \times 10^6} = 1,67 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

dan rotasi pada ujung 2.

$$\theta_2 = \frac{M_2}{K_{ec}} = \frac{5 \times 10^3 \times 12}{400 \times 3,6 \times 10^6} = 0,42 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

di mana  $\theta$  adalah rotasi salah satu ujung dan ujung lainnya jepit.

$$\begin{aligned} \delta'' &= \text{defleksi tambahan akibat rotasi tumpuan 1 dan 2.} \\ &= \theta_1/8 \end{aligned}$$

$$\delta'' = \frac{(1,67 + 0,42) \times 10^{-4} \times 300}{8} = 0,0078 \text{ in.}$$

Dengan demikian,

$$\text{defleksi neto } \delta_{cx} = 0,0063 + 0,0078 = 0,0741 \approx 0,07 \text{ in.}$$

$$\text{defleksi neto } \delta_{cy} = 0,243 + 0,0078 = 0,2508 \approx 0,25 \text{ in.}$$

Defleksi utara-selatan (bentang = 20 ft)

$$\delta'_{20} = \frac{450 \times 25 (20)^4 \times 1728}{384 \times 3,6 \times 10^6 \times 47.000} = 0,0479 \text{ in.}$$

$$\delta_c = 0,0479 \times 0,675 \times \frac{47.000}{40.000} = 0,038 \text{ in.}$$

$$\delta_s = 0,0479 \times 0,325 \times \frac{47.000}{4288} = 0,171 \text{ in.}$$

$$\text{rotasi } \theta_1 = \frac{M_1}{K_{ec}} = \frac{40 \times 10^3 \times 12}{400 \times 3,6 \times 10^6} = 3,3 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\text{rotasi } \theta_4 = \frac{M_4}{K_{ec}} = \frac{20 \times 10^3 \times 12}{400 \times 3,6 \times 10^6} = 1,67 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

$$\delta'' = \frac{0I_2}{8} = \frac{(3,3 + 1,67) 10^{-4} \times 240}{8} = 0,0149 \text{ in.}$$

Dengan demikian,

$$\delta_{cy} \text{ neto} = 0,038 + 0,0149 = 0,0529 \approx 0,05 \text{ in.}$$

$$\delta_{sy} \text{ neto} = 0,171 + 0,0149 = 0,1859 \approx 0,19 \text{ in.}$$

$$\text{defleksi di tengah total } \Delta = \delta_{sx} + \delta_{cy} = \delta_{sy} + \delta_{cx}$$

$$\Delta_{E-W} = \delta_{sx} + \delta_{cy} = 0,25 + 0,05 = 0,30 \text{ in.}$$

$$\Delta_{N-S} = \delta_{sy} + \delta_{cx} = 0,19 + 0,07 = 0,26 \text{ in.}$$

Dengan demikian defleksi rata-rata di tengah panel interior adalah:

$$\frac{1}{2} (\Delta_{E-W} + \Delta_{N-S}) = 0,28 \text{ in. (7,1 mm)}$$

Penyesuaian karena penampang telah retak: Momen inersia efektif, dari Persamaan Branson, adalah

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_x + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

sebagaimana yang dibahas pada Bab 8. Hitung dahulu angka perbandingan  $M_{cr}/M_a$ , yaitu:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_x}{y_t}$$

di mana  $f_r$  = modulus rupture beton

$y_t$  = jarak titik berat penampang ke serat terluar yang tertarik.

$$\text{Timur-barat (lebar flens 240 in.) : } y_t = 21,54 \text{ in.}$$

$$\text{Utara-selatan (lebar flens 300 in.) : } y_t = 19,20 \text{ in.}$$

$$f_r = 7,5 \sqrt{f'_c} = 7,5 \sqrt{4000} = 474 \text{ psi}$$

Dengan demikian

$$M_{cr} \text{ (T - B)} = \frac{474 \times 63.600}{21,54} \times \frac{1}{12} = 1,17 \times 10^5 \text{ ft-lb}$$

$$M_{cr} \text{ (V - S)} = \frac{474 \times 47.000}{19,20} \times \frac{1}{12} = 0,97 \times 10^5 \text{ ft-lb}$$

$M_a$  panel interior  
timur-barat

$$W_{tt} / l = \frac{20 \times 450(25)^2}{16}$$

$$= 3,25 \times 10^5 \text{ ft-lb}$$

utara-selatan

$$= \frac{25 \times 450(20)^2}{16}$$

$$= 2,81 \times 10^5 \text{ ft-lb}$$

Pada tingkat bahwa faktor momen 1/16 ini yang aman untuk digunakan sekalipun koefisien momen berdasarkan aksi dua arah mungkin saja lebih kecil.

Momen inersia efektif  $I_e$ :

timur-barat:

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{1,17 \times 10^5}{3,52 \times 10^5} = 0,332$$

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 = 0,037$$

$$I_e = 0,037 \times 63.600 + (1 - 0,037)45.500 = 46.170 \text{ in.}^4$$

utara-selatan:

$$\frac{M_{cr}}{M_a} = \frac{0,97 \times 10^5}{2,81 \times 10^5} = 0,345$$

$$\left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 = 0,041$$

$$I_e = 0,041 \times 47.000 + (1 - 0,041)32.500 = 33.095 \text{ in.}^4$$

$$I_e \text{ rata-rata} = \frac{1}{2} \left( \frac{63.600}{46.170} + \frac{47.000}{33.095} \right) = 1,40$$

Defleksi yang telah disesuaikan dengan memperhitungkan adanya efek penampang retak adalah:

$$= 1,40 \times 0,28 = 0,39 \text{ in. (9,9 mm)}$$

$$l = 25 \text{ ft} \times 12$$

$\Delta = 0,39$  76% < 480, yang diizinkan seperti tercantum dalam Tabel 11.3

Dengan demikian defleksi pada penampang ini dapat diterima.



## 11.7 PERILAKU RETAK DAN KONTROL RETAK PADA PELAT DAN SLAB YANG BERAKSI DUA ARAH

### 11.7.1 Mekanisme Retak Lentur dan Hipotesis Fracture

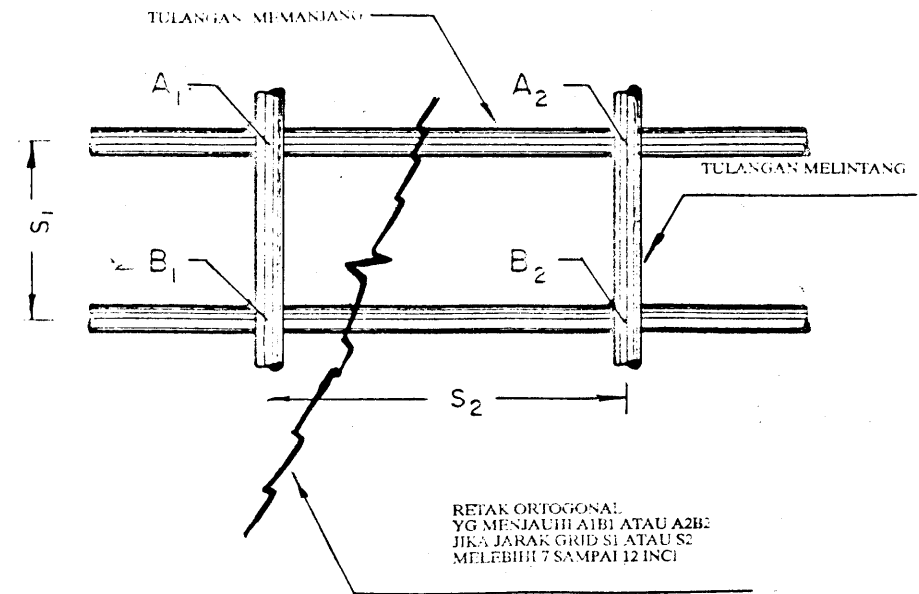
Perilaku retak lentur pada struktur lantai beton yang beraksi dua arah sangat jauh berbeda dengan elemen struktural yang bersifat satu arah. Persamaan kontrol retak pada balok, apabila digunakan pada plat ataupun *slab*, akan memberikan lebar retak yang jauh lebih kecil dari kenyataannya. Dari persamaan tersebut juga tidak diperoleh informasi mengenai jarak pemasangan tulangnya. Selain itu, tebal bersih selimut beton hampir konstan [0,75 in. (19 mm) untuk plat lantai, bukan atap]; hal ini merupakan peubah (variabel) utama dalam persamaan kontrol retak untuk balok. Hasil berbagai percobaan pada plat dan *slab* oleh Nawy dkk. menunjukkan bahwa perbedaannya terletak pada hipotesis *fracture* dalam pembentukan dan perambatan retak sebagai akibat adanya aksi dua arah. Seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.20, pemusatan tegangan mula-mula terjadi pada titik-titik persilangan tulangan dan pada titik las jaring kawat, yaitu yang ditunjukkan titik nodal *grid*  $A_1B_1$ ,  $A_1A_2$ ,  $A_2B_2$ ,  $B_2B_1$ . Pola *fracture* yang dihasilkan merupakan gabungan dari *grid* retak apabila jarak titik-titik nodal  $A_1$ ,  $B_1$ ,  $A_2$ ,  $B_2$  sedemikian dekatnya sehingga memungkinkan terjadinya mekanisme awal *fracture* yang diharapkan, yaitu yang berupa retak ortogonal yang tidak lebar.

Apabila jarak *grid* tulangan terlalu besar, maka besarnya pemusatan tegangan dan energi yang diserap per satuan *grid* akan terlalu kecil untuk dapat membentuk retak di sepanjang jaring kawat atau tulangan. Sebagai akibatnya, retak utama yang terjadi akan mengikuti retak garis leleh diagonal pada beton sederhana (plain concrete) yang semakin menjauhi tulangan selama riwayat pembebanannya. Retak yang demikian biasanya lebar dan banyak.

Hipotesis ini juga menghasilkan kesimpulan bahwa permukaan masing-masing tulangan (apakah polos atau diulir) hanya mempunyai pengaruh sedikit terhadap pembentukan retak maupun pengontrolan lebar dan jenisnya pada plat atau *slab* dua arah. Dengan cara serupa dapat disimpulkan juga bahwa efek skala pada perilaku retak untuk aksi dua arah menjadi tidak menentukan karena *grid* retak merupakan refleksi dari *grid* tulangan apabila terjadi retak sempit ortogonal seperti yang diharapkan. Dengan demikian, agar retak pada lantai dua arah dapat dikontrol, parameter yang paling utama harus ditinjau adalah jarak tulangan yang saling tegak lurus. Tebal selimut beton hanya mempunyai pengaruh sedikit karena biasanya tebal ini cukup kecil, yaitu sekitar 0,75 in. (20 mm) pada lantai dua arah.

Untuk suatu luas tulangan yang konstan yang diperlukan oleh lentur dalam satu arah, yaitu untuk penyerapan energi per satuan luas *slab*: semakin kecil jarak tulangan atau kawat transversal, akan semakin kecil diameter tulangan memanjangnya. Apabila ditinjau bahwa besarnya *fracture* ditentukan oleh energi yang dihasilkan per volume tertentu dari tulangan pada elemen hingga *slab*, maka dengan pemilihan ukuran *grid* dan ukuran tulangan secara tepat akan dapat diperoleh pola retak yang ortogonal, seperti yang diharapkan.

Perlu ditegaskan bahwa hipotesis ini sangat penting untuk syarat *serviceability* dan kondisi kelebihan beban (*overload*). Baik pada retak ortogonal maupun pada retak garis leleh, keruntuhan *slab* (dalam keadaan batas) akan mengikuti kriteria garis leleh plastis-kaku (*rigid-plastic*).



Gambar 11.20 Satu *grid* pada penulangan yang beraksi dua arah.

### 11.7.2 Persamaan Kontrol Retak

Persamaan dasar (pada Bab 8.11) untuk lebar retak yang dinyatakan dengan regangan tulangan adalah:

$$w = \alpha \epsilon_s^{\beta} \epsilon_s^{\gamma} \quad (11.14)$$

Efek regangan tulangan tarik pada beton di antara retak dalam hal ini diabaikan.  $\alpha$  adalah jarak retak,  $\epsilon_s$  adalah satuan regangan pada tulangan, dan  $\alpha$ ,  $\beta$ , dan  $\gamma$  adalah konstanta. Sebagai hasil dari hipotesis *fracture* di atas, model matematis persamaan 11.14, dan analisis statistik pada 90 *slab* yang dites sampai mengalami keruntuhan, maka diperoleh persamaan kontrol retak:

$$w = K \beta f_s \sqrt{\frac{d_{b1} s_2}{Q_{t1}}} \quad (11.15)$$

di mana besaran di dalam tanda alat,  $G_1 = (d_{b1} / Q_{I1})$  disebut indeks *grid*, dan dapat ditulis kembali dengan bentuk:

$$G_1 = \frac{s_1 s_2 d_s}{d_{b1} \pi}$$

di mana  $K$  = koefisien *fracture* yang berharga  $K = 2,8 \times 10^{-5}$  untuk plat dan *slab* bujursangkar yang tepinya tertahan dan dibebani merata. Untuk reaksi atau yang terpusat, atau untuk angka perbandingan bentang pendek terhadap bentang panjang kurang dari 0,75 tetapi lebih besar daripada 0,5, besar  $K = 2,1 \times 10^{-5}$  dapat dipakai. Untuk angka perbandingan 0,5, besar  $K = 1,6 \times 10^{-5}$ . Satuan koefisien  $K$  di sini adalah in.<sup>2</sup>/lb.

$\beta$  = perbandingan antara jarak sumbu netral ke tepi tertarik pada *slab* dengan jarak dari sumbu netral ke titik berat *grid* tulangan. Untuk memudahkan perhitungan, gunakan saja  $\beta = 1,25$ . Harga  $\beta$  bervariasi antara 1,20 dan 1,35.

$f_s$  = tegangan dalam keadaan beban kerja aktual rata-rata atau 40% dari kekuatan leleh  $f_y$  (dalam ksi).

$d_{b1}$  = diameter tulangan dalam arah 1 yang terdekat dengan tepi beton terluar (in.)

$s_1$  = jarak tulangan dalam arah 1 (dalam in.)

$s_2$  = jarak tulangan dalam arah 2 (dalam in.)

$i$  = arah tulangan yang terdekat dengan tepi beton (dalam in.)

$Q_{I1}$  = angka penulangan aktif

= luas tulangan  $A_s$  per ft lebar

$$= \frac{A_s}{12 (d_{b1} + 2e_1)}$$

di mana  $e_1$  adalah tebal bersih selumut beton yang ditulangi dari tepi terluar beton tertarik ke tepi tulangan terdekat dalam arah 1.

$w$  = lebar retak pada muka beton yang diakibatkan oleh beban rencana (dalam in.)

Subeksp. 1 dan 2 menunjukkan arah tulangan. Harga harga koefisien yang tinggi untuk berbagai kondisi batas diberikan dalam Tabel 11.6

TABEL 11.6 KOEFISIEN FRACTURE UNTUK PLAT DAN SLAB

Tenis pembebanan <sup>a</sup>	Bentuk <i>slab</i>	Kondisi batas <sup>b</sup>	Perbandingan bentang, $^c S/L$	Koefisien <i>fracture</i> , $K (10^{-5})$
A	Bujursangkar	4 tumpuan <i>r</i>	1,0	2,1
B	Bujursangkar	4 tumpuan <i>s</i>	1,0	2,1
B	Segiempat	4 tumpuan <i>r</i>	0,5	1,6
B	Segiempat	4 tumpuan <i>r</i>	0,7	2,2
B	Segiempat	3 tumpuan <i>r</i>	0,7	2,3
B	Segiempat	1 tumpuan <i>h</i>		
B		2 tumpuan <i>r</i>	0,7	2,7
B		2 tumpuan <i>h</i>		
B	Bujursangkar	4 tumpuan <i>r</i>	1,0	2,8
B	Bujursangkar	4 tumpuan <i>r</i>	1,0	2,9
B		1 tumpuan <i>h</i>		
B	Bujursangkar	2 tumpuan <i>r</i>	1,0	4,2
B		2 tumpuan <i>h</i>		

<sup>a</sup>Tenis pembebanan: A, terpusat; B, terdistribusi merata

<sup>b</sup>Kondisi batas: *r*, tertahan (restrained); *s*, tumpuan sederhana (simply supported); *h*, sendi (hinged)

<sup>c</sup>Angka perbandingan bentang: *S*, bentang bersih yang pendek (short); *L*, bentang bersih yang panjang

Solusi gratis persamaan 11.15 diberikan dalam Gambar 11.21 untuk:

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

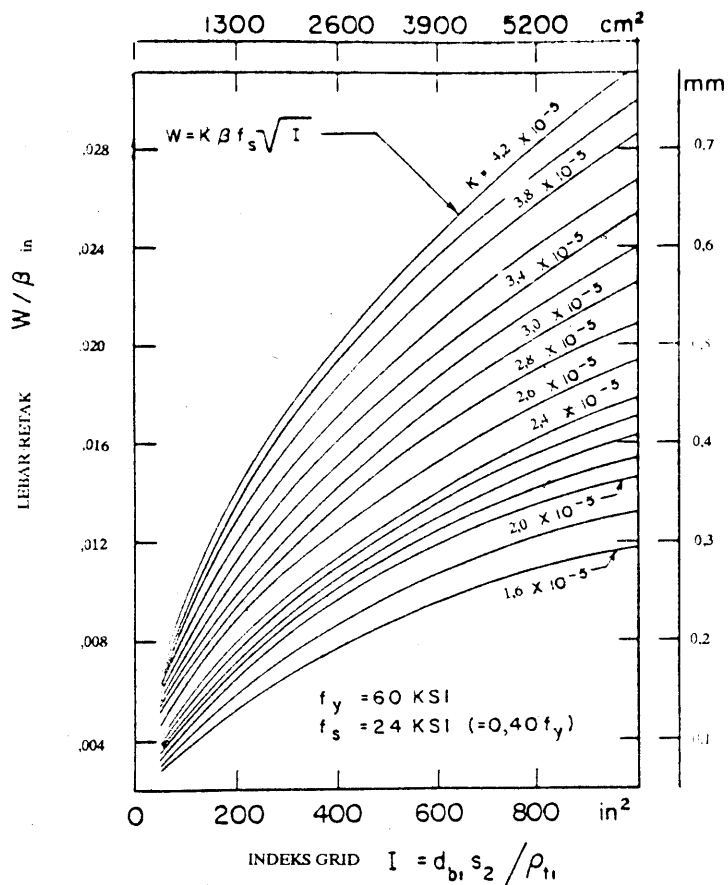
$$f_s = 40\% f_y$$

$$f_x = 24.000 \text{ psi (165.5 MPa)}$$

agar memudahkan penentuan ukuran tulangan dan jaraknya yang didasarkan atas kontrol retak.

Indeks *grid*,  $G_1$ , menentukan ukuran dan jarak tulangan dalam dua arah yang saling tegak lurus dalam suatu sistem lantai beton, dan  $w_{max}$  adalah lebar retak maksimum yang diizinkan.

Persamaan kontrol retak ini tidak saja mengontrol korosi tulangan, tetapi juga mengontrol defleksi. Reduksi kekakuan  $EI$  pada plat atau *slab* dua arah akibat retak ortogonal apabila batas-batas lebar retak yang dicantumkan dalam Tabel 8.4 dilampaui, akan mengakibatkan defleksi yang berlebihan, baik yang sesaat maupun yang jangka panjang. Besar defleksi yang mungkin beberapa kali yang diharapkan dalam desain, termasuk defleksi pada saat pelaksanaan, dapat diatasi dengan memberikan lawan lendut (*camber*) disertai pengontrolan lebar retak lentur pada plat atau *slab*. Penentuan



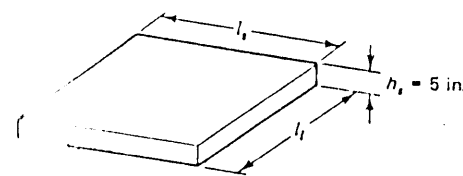
Gambar 11.21 Distribusi tulangan untuk kontrol retak pada slab dan plat dua arah untuk segala kondisi ekspos, dengan  $f_y = 60.000$  psi,  $f_s = 24.000$  psi ( $= 0,40 f_y$ )

jarak tulangan  $s_1$  dan  $s_2$  dalam dua arah yang saling tegak lurus, seperti dibahas pada bab ini, yang tidak boleh melebihi 12 in. as ke as, dapat menghasilkan *serviceability* yang baik pada sistem *slab* dalam kondisi normal maupun *sedikit* kelebihan beban. Praturan Australia 1985 dan beberapa peraturan lainnya mengikuti prinsip-prinsip yang diuraikan di *sini* dalam menentukan ukuran dan jarak plat maupun *slab*.

### 11.7.3 Contoh 11.4 Evaluasi Kontrol Retak untuk Serviceability Panel Dua Arah Interior

Ukuran dan jarak tulangan panel interior di bawah ini, apakah memenuhi syarat *serviceability* berdasarkan lebar retak. Seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.22, panel tersebut mempunyai perbandingan bentang  $= l_s/l_t = 1,0$ , dan tebalnya 5 in. (125 mm). Lantai ini mengalami kondisi cuaca normal. Tulangan lentur yang digunakan adalah No. 4 dengan jarak 9 in. as ke as dalam kedua arah. Diberikan:

- $\beta = 1,25$
- $w_{max} = 0,016$  in.
- $f_y = 60$  ksi (60.000 psi)
- $K = 2,8 \times 10^{-5}$  in<sup>2</sup> /lb.



Gambar 11.22 Panel bujursangkar.

*Solusi*

$$l_s = 0,40 f_y = 0,40(60) = 24 \text{ ksi}$$

Koefisien *fracture*  $K$  untuk perbandingan bentang 1,0 ini adalah  $K = 2,8 \times 10^{-5}$ . Lebra retak maksimum yang diizinkan untuk kondisi interior normal adalah  $w_{max} = 0,016$  in. (0,4 mm). dari Tabel 8.4.

$$w_{max} = k\beta f_s \sqrt{G_I}$$

$$\text{indeks grid } G_I = \frac{s_1 s_2 d_c}{d_{b1}} \times \frac{8}{\pi}$$

yang menghasilkan

$$0,016 = 2,8 \times 10^{-5} \times 1,25 \times 24 \sqrt{G_I}$$

Apabila  $s_1 = s_2$  (karena panel ini bujursangkar), tebal selimut beton  $d_c = 0,75 + 0,25 = 1,0$  in. ke pusat berat lapisan tulangan, dan  $d_{b1} = 0,5$  in. = diameter tulangan No. 4 maka:

$$G_I = 363 \text{ in.}^2 = \frac{s_2 s_1 d_c}{d_{b1}} \times \frac{8}{\pi}$$

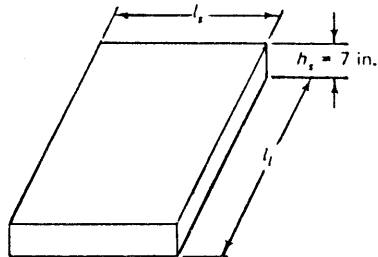
sehingga

$$s = 8,4 \text{ in. atau maksimum } 8,5 \text{ in.}$$

Dengan demikian jarak tulangan 9 in. as ke as yang disyaratkan oleh lentur, tidak menentukan. Kurangi jarak tulangan No. 4 ini menjadi 8,5 in. (216 mm) as ke as.

### 11.7.4 Contoh 11.5: Evaluasi Kontrol Retak untuk Serviceability Panel Segiempat yang Mengalami Kondisi Ekspos Berat

Tentukan ukuran dan jarak tulangan yang diperlukan untuk kontrol retak pada daerah reaksi kolom yang mempunyai tebal 7 in. seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.23, dan mengalami beban terdistribusi merata. Tentukan ukuran tersebut untuk dua kondisi berikut:



Gambar 11.23 Panel segiempat.

*Kondisi A:* Lantai ini mengalami kondisi kelembaban yang berat.

*Kondisi B:* Lantai ini mengalami lingkungan kimiawi yang berat di mana tegangan kerja pada tulangan dibatasi pada 15 ksi (15.000 psi).

Diberikan:

$$\begin{aligned}\beta &= 1,20 \\ l_s / l_1 &= 0,8 \\ f_y &= 60 \text{ ksi (414 MPa)}\end{aligned}$$

#### Solusi

*Kondisi A: Kelembaban berat*

$w_{max}$  yang diizinkan = 0,012 in. (0,3 mm), dari Tabel 8.4. Coba tulangan No. 4,  $d_b = 0,5$ ,  $d_c = 0,75 + 0,25 = 1,0$  in. Anggap bahwa  $s_1 = s_2 = s$  pada panel ini. Angka perbandingan  $l_s/l_1 = 0,8$ ,  $K = 2,1 \times 10^{-5}$  untuk reaksi terpusat pada tumpuan kolom (Tabel 11.6).

$$0,012 = 2,1 \times 10^{-5} \times 1,20 \times 0,4 \times 60 \sqrt{G_1}$$

sehingga  $G_1 = 394 \text{ in}^2$ . Dengan demikian :

$$394 = \frac{s^2 d_c}{d_b} \cdot \frac{8}{\pi} \cdot \frac{s^2 \times 1,0}{0,5} \cdot \frac{8}{\pi}$$

$$s = 8,8 \text{ in.}$$

Maka gunakan tulangan No. 4 dengan jarak 8,5 in. as ke as dalam kedua arah untuk mengontrol retak.

*Kondisi B: Lingkungan kimiawi berat*

$w_{max}$  yang diizinkan = 0,007 in. (0,18) dari Tabel 8.2.  $f_s = 15$  ksi digunakan sebagai tural tegangan untuk struktur penahan air atau sanitasi, bukan  $0,4f_y$ . Coba tulangan No. 5 ( $d_b = 0,625$  in.).

$$0,007 = 2,1 \times 10^{-5} \times 1,20 \times 15,0 \sqrt{G_1}$$

sehingga diperoleh indeks *grid*  $G_1 = 343 \text{ in}^2$ .

$$d_c = 0,75 + 0,312 = 1,06 \text{ in.}$$

$$G_1 = 343 = \frac{s^2 \times 1,06}{0,625} \times \frac{8}{\pi} \quad \text{jadi } s = 8,9 \text{ in.}$$

yang menghasilkan

$$s = 8,9 \text{ in.}$$

Gunakan tulangan No. 5 dengan jarak 9 in. (229 mm) as ke as dalam kedua arah berdasarkan kontrol retak.

#### Rangkuman penulangan

*Kondisi A:* tulangan No. 4 (diameter 12,7 mm) dengan jarak 8,5 in. (216 mm) as ke as.

*Kondisi B:* tulangan No. 5 (diameter 15,9 mm) dengan jarak 9,0 in. (229 mm) as ke as.

## 11.8 TEORI GARIS LELEH UNTUK PELAT DUA ARAH

Penelitian mengenai mekanisme medan sendi (*hinge-field*) pada plat atau *slab* pada keadaan beban yang mendekati beban batas memudahkan mahasiswa dalam mempelajari perilaku plat dua arah. Medan sendi adalah deretan pita sendi (*hinge bands*) yang didedualisasikan menjadi garis sehingga teori ini disebut teori garis leleh (*yield-line theory*) yang dikemukakan oleh K.W. Johansen.

Untuk dapat mempelajari teori ini dengan baik, diperlukan diskusi mendalam pada beberapa bab, atau mungkin juga keseluruhan buku ini. Maksud bab ini hanya untuk memberikan pendahuluan dasar-dasar teori garis leleh dan aplikasinya.

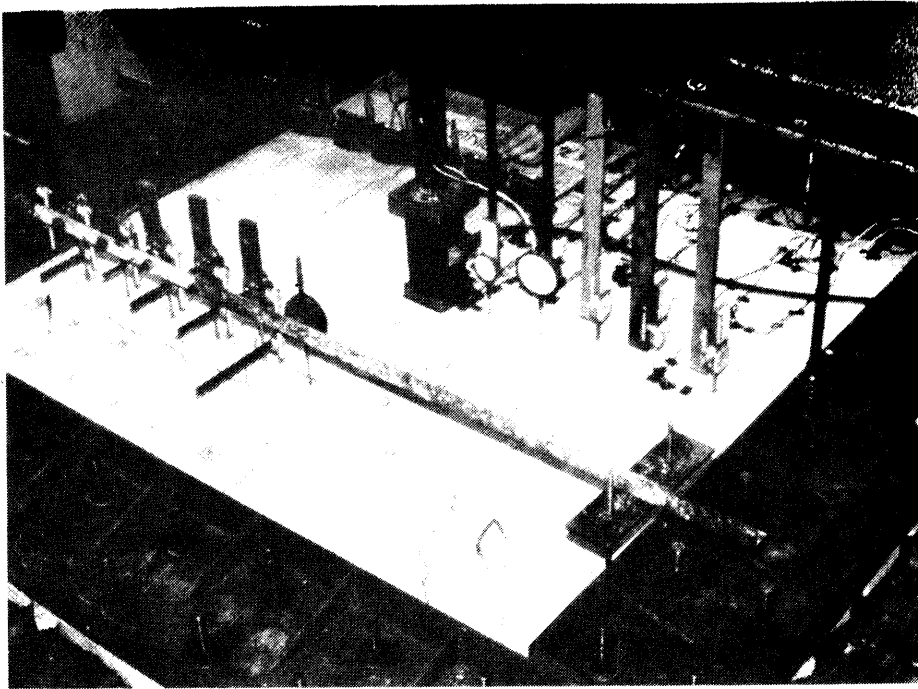


Foto 63 Percobaan mengenai lantai beton pratekan empat panel. (Tes oleh Nawy dkk.)

Teori garis leleh menghasilkan solusi batas atas pada masalah plat. Ini berarti bahwa momen kapasitas yang diprediksi pada *slab* merupakan harga tertinggi yang diharapkan dibandingkan dengan hasil percobaan. Selain itu, teori ini beranggapan bahwa berlaku perilaku plastis-kaku total, yaitu plat tetap dasar pada saat *collapse* sehingga menghasilkan sistem kegagalan yang kaku-bidang. Dengan demikian defleksi tidak diperhitungkan. Begitu pula gaya membran yang berupa gaya tekan tidak diperhitungkan. Selain itu, plat tersebut dianggap sangat *under-reinforced*, yaitu angka penulangannya  $\rho$  tidak melebihi 0,5% dari penampang  $bd$ .

Karena solusinya merupakan batas atas (upper-bound), maka tebal *slab* yang diperoleh dengan teori ini sering kali lebih tipis daripada yang diperlukan oleh solusi batas bawah seperti misalnya metode desain langsung (direct design method). Sebagai akibatnya, perlu dilakukan pengontrolan *serviceability* (retak maupun defleksi) seperti yang dibahas pada Bab 11.6 dan 11.7, yang digabungkan dengan teori garis leleh.

Satu keuntungan utama teori ini adalah solusinya dapat diperoleh untuk berbagai bentuk plat, sementara kebanyakan teori lainnya hanya dapat digunakan untuk bentuk segiempat disertai perhitungan kasar mengenai efek tumpuan. Dengan teori ini momen kapasitas dapat dengan mudah diperoleh untuk bentuk segitiga, trapesium,

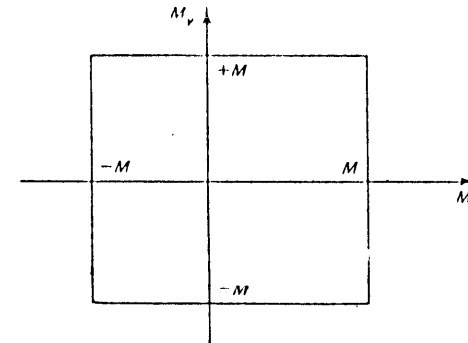
segiempat, lingkaran, maupun bentuk-bentuk lainnya apabila mekanisme kegagalannya dapat diketahui atau diprediksi. Karena hampir semua pola mekanisme dapat diidentifikasi, maka solusinya juga dapat dengan mudah diperoleh seperti yang terlihat pada Bab 11.8.2.

### 11.8.1 Konsep Dasar Mekanisme Kegagalan Medan Sendi Akibat Lentur

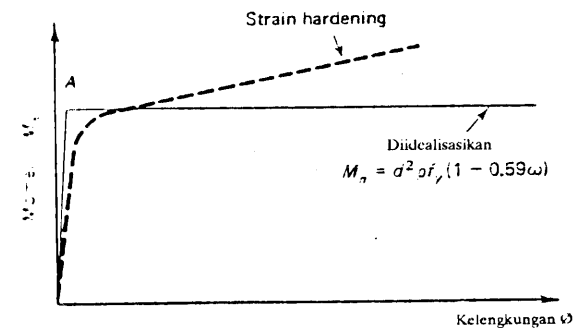
Sebagai akibat bekerjanya momen lentur dua dimensi, dapat terjadi leleh pada plat plastis kaku apabila momen utamanya memenuhi kriteria leleh bujursangkar Johansen seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.24.

Pada kriteria ini, leleh dianggap terjadi apabila momen-momen utamanya mencapai harga  $\pm M$  pada retak garis leleh. Arah kelengkungan utama dianggap berimpit dengan arah kelengkungan momen utama. Hubungan momen-kelengkungan ini diperlihatkan sebagai garis tidak putus pada Gambar 11.25.

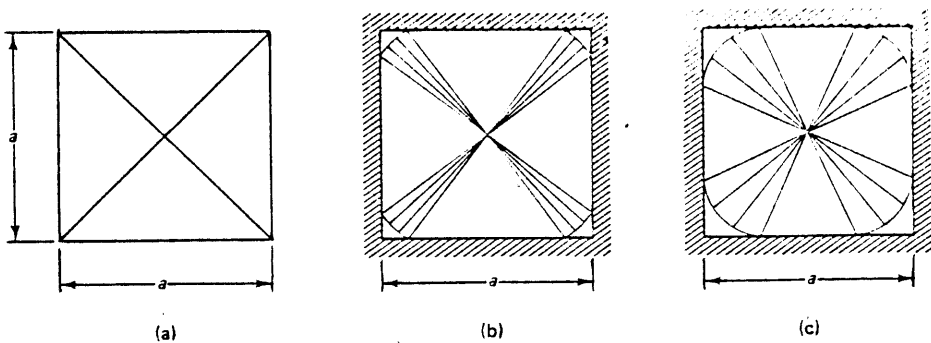
Garis  $OA$  dianggap hampir vertikal pada titik 0 dan *strain hardening* diabaikan.



Gambar 11.24 Kriteria leleh bujursangkar Johansen.



Gambar 11.25 Hubungan momen-kelengkungan.



Gambar 11.26 Mekanisme kegagalan slab bujursangkar: (a)  $i = 0$ ; (b)  $i = 0,5$ ; (c)  $i = 1,0$ .

Apabila ditinjau kasus yang paling sederhana, yaitu slab bujursangkar di atas empat tumpuan, derajat kekakuan  $i$  bervariasi dari  $i = 0$  untuk tumpuan sederhana sampai  $i = 1,0$  untuk tumpuan jepit sempurna pada keempat sisinya, maka mekanisme kegagalannya akan berbentuk seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.26 apabila mengalami pembebanan terbagi merata.

Tinjau kasus yang paling sederhana, yaitu kasus (a). Momen-momen pada garis leleh merupakan momen utama yang disebut momen garis leleh. Dengan demikian momen torsi pada garis ini adalah nol, dan dalam banyak hal gaya gesernya juga nol. Sebagai akibatnya, hanya momen  $m$  per satuan panjang garis leleh yang bekerja terhadap garis  $AD$  dan  $BE$  dalam Gambar 11.27. Momen total dapat dinyatakan sebagai vektor dalam arah garis leleh di mana harganya adalah  $M \times$  panjang garis leleh  $= Ma/(2 \cos \theta)$  pada Gambar 11.27(c). Kerja virtual (virtual work) yang ditimbulkan oleh momen leleh pada elemen segitiga ( $ABO$  yang diarsir merupakan produk skalar masing-masing vektor momen  $Ma/(2 \cos \theta)$  pada garis leleh  $AO$  dan  $BO$  dengan rotasi  $\theta$ . Dengan perkataan lain, kerja dalamnya adalah:

$$E_I = \sum \bar{M} \bar{\theta}$$

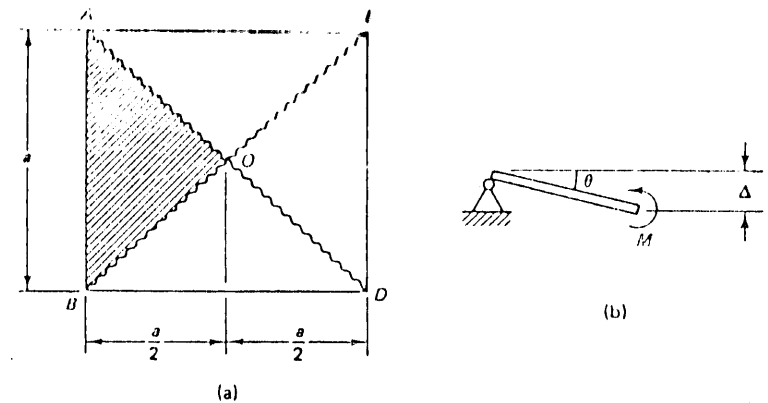
Apabila peralihan segmen yang diarsir pada pusat berat  $c$  adalah  $\delta$ , maka kerja luarnya adalah:

$$E_E = \text{gaya} \times \text{peralihan}$$

$$= \sum \iint w_u \, dx \, dy \, \delta$$

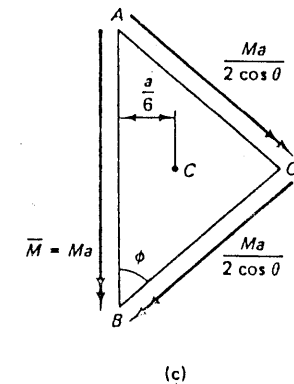
di mana  $w_u$  adalah intensitas beban luar per satuan luas. Akan tetapi,  $E_I = E_E$ , maka:

$$\sum \bar{M} \bar{\theta} = \sum \iint w_u \, dx \, dy \, \delta \quad (11.16)$$



(a)

(b)



(c)

Gambar 11.27 Momen vektor pada segmen slab dalam keadaan runtuh.

Dengan menggunakan persamaan 11.16, khususnya untuk kasus yang sedang dibahas ini, diperoleh:

$$\bar{M} \bar{\theta} = Ma \frac{\Delta}{a/2}$$

karena sudut  $\theta$  dalam Gambar 11,27(b) kecil, di mana  $\theta = \Delta/a/2$ .

Kerja per satu segmen segitiga:

$$E_I = M \theta = 2M \Delta$$

$$E_E = \frac{w_u a^2}{4} \times \frac{\Delta}{3}$$

di mana defleksi pada pusat berat segitiga  $= \Delta/3$ . Dengan demikian

$$\text{atau} \quad 4(2M \Delta) = 4 \left( \frac{w_u a^2}{12} \Delta \right) \quad (11.17)$$

$$\text{unit } M = \frac{w_u a^2}{24}$$

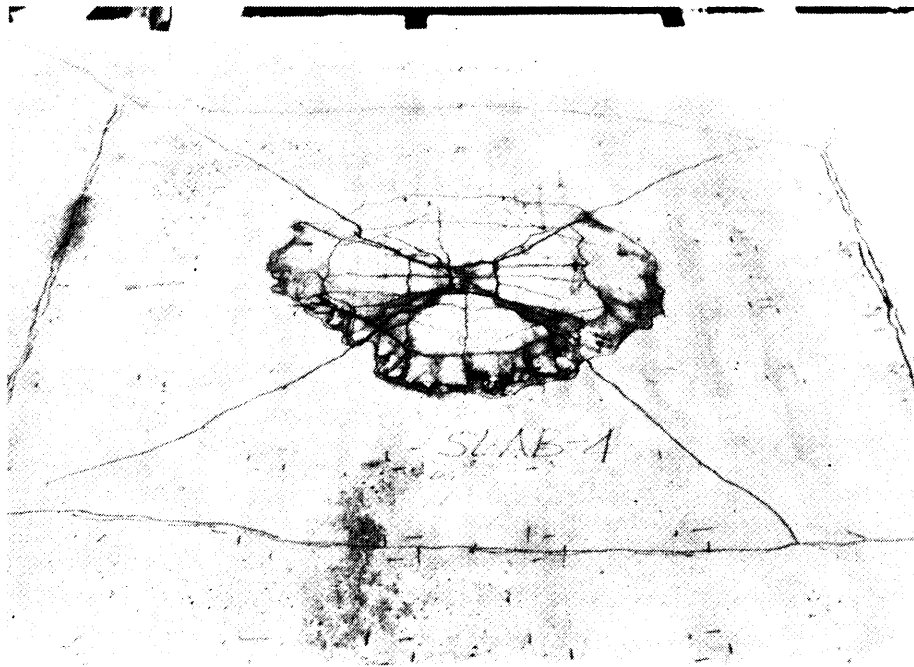


Foto 64 Pola garis leleh dalam keadaan runtuh akibat reaksi kolom dan batas-batas lantai dua arah berpanel banyak. (Tes oleh Nawy, Chakrabarti, dkk.)

Apabila slab bujursangkar tersebut ditumpu jepit sempurna pada keempat sisinya, maka  $F_I = 4 (4M/\Delta)$  karena garis *fracture* yang terjadi tidak hanya berarah diagonal, tetapi juga berarah keempat sisinya, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.26(c). Dengan demikian:

$$M \text{ satuan} = \frac{w_u a^2}{48} \quad (11.18)$$

Perlu dicatat di sini bahwa solusi batas bawah dari pola keruntuhan Mansfield dalam Gambar 11.26(c) memberikan harga  $M = w_u a^2 / 42,88$ . Dengan demikian untuk slab bujursangkar yang dibebani merata dengan intensitas  $w_u$  per satuan luas, dan derajat kekakuan tumpuannya  $i$  pada semua sisinya, maka:

$$w_u a^2 = M [24(1 + i)] \quad (11.19)$$

Persamaan umum untuk kapasitas momen garis leleh suatu slab isotropis segiempat yang terletak di atas balok dan mempunyai dimensi  $(a \times b)$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.28, di mana sisi  $a$  adalah dimensi yang terpendek, adalah:

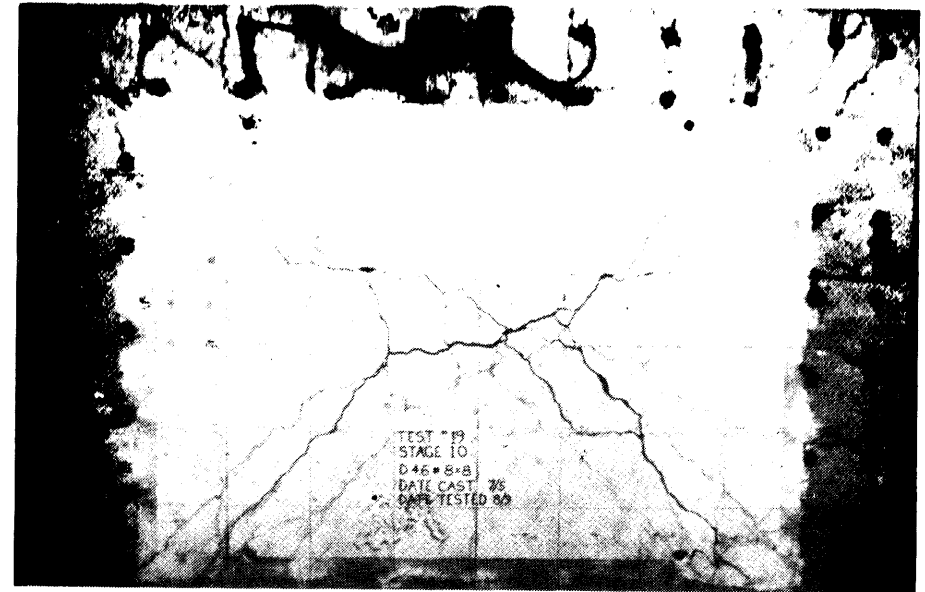


Foto 65 Pola garis leleh dalam keadaan runtuh di muka tertarik panel segiempat di atas tumpuan yang tertahan (restrained). (Tes oleh Nawy dkk.)

$$\text{unit } M \frac{\text{ft-lb}}{\text{ft}} = \frac{w_u a_r^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{a_r}{b_r}\right)^2} - \frac{a_r}{b_r} \right]^2 \quad (11.20)$$

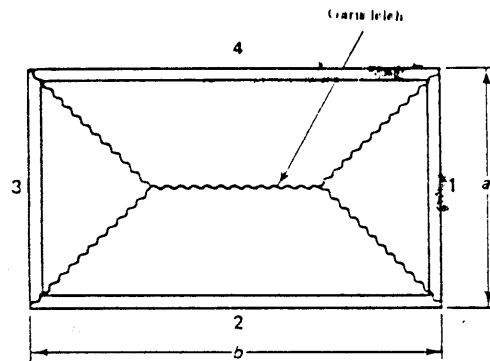
di mana:

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{1 + i_2} + \sqrt{1 + i_4}}$$

$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1 + i_1} + \sqrt{1 + i_3}}$$

$i$  = derajat tahanan tumpuan yang bergantung pada angka perbandingan kekakuan sebagaimana dibahas pada Bab 11.2.

Perhatikan bahwa persamaan 11.20 dapat menjadi persamaan 11.18 atau 11.19 yang lebih sederhana untuk kasus slab bujursangkar yang ditahan (jepit) pada keempat sisinya, yaitu  $i = 1,0$ .



(Perhatikan urutan penomoran sisi)

Gambar 11.28 Slab segiempat. (Perhatikan urutan penomorannya.)

### Slab afinit

Slab yang mempunyai tulangan yang berbeda dalam kedua arah yang saling tegak lurus disebut plat atau *slab ortogonal*. Momen dalam arah  $x$  sama dengan  $M$  dan dalam arah  $y$ , sama dengan  $\mu M$  di mana  $\mu$  merupakan ukuran derajat ortotropis atau angka perbandingan

$$\frac{M_y}{M_x} = \frac{(A_s)_y}{(A_s)_x}$$

Untuk memudahkan analisisnya, *slab* tersebut harus dikonversikan menjadi *slab* afinit (isotropis) di mana kekuatan dan luas penulangan dalam arah  $x$  dan  $y$  sama. Konversi tersebut dapat dilakukan sebagai berikut:

1. Bagilah dimensi linier dalam arah  $M$  dengan  $(\mu)^{0,5}$  untuk *slab* yang akan direncanakan terhadap momen  $M$  dalam kedua arah dengan menggunakan intensitas beban satuan  $w_u$  per satuan luas.
2. Dalam hal beban terpusat atau beban total, bagi juga beban tersebut dengan  $(\mu)^{0,5}$ .
3. Dalam hal beban garis, beban ini harus dibagi dengan  $(\mu \cos^2 \theta + \sin^2 \theta)^{0,5}$  di mana  $\theta$  adalah sudut antara beban garis dengan arah  $M$ .

Apabila *slab* ini dianalisis sebagai *slab* afinit dengan momen  $\mu M$  pada kedua arah, maka dimensi dalam arah  $\mu M$  harus dikalikan dengan  $(\mu)^{0,5}$ . Dalam kedua kasus tersebut, hasilnya akan sama lihat contoh 11.6).

## 11.8.2 Mekanisme Keruntuhan dan Kapasitas Momen pada Berbagai Bentuk Slab yang Mengalami Beban Terdistribusi atau Terpusat

Dengan pendahuluan yang diuraikan di atas, dengan menggunakan metode kerja virtual dalam menghitung momen garis leleh, diharapkan dapat diperoleh pengertian prosedur matematis hampir semua bentuk segiempat yang mengalami beban terbagi merata. Untuk bentuk *slab* yang lebih kompleks dan pembebanan yang simetris dan nonsimetris diperlukan pengetahuan yang sangat lebih lanjut daripada yang telah diuraikan di atas. Juga bentuk keruntuhan yang diasumsikan dan prinsip-prinsip energi dapat memberikan harga untuk kasus-kasus khusus yang agak berbeda satu dengan lainnya, bergantung pada asumsi matematis yang digunakan untuk memodelkan bentuk keruntuhan.

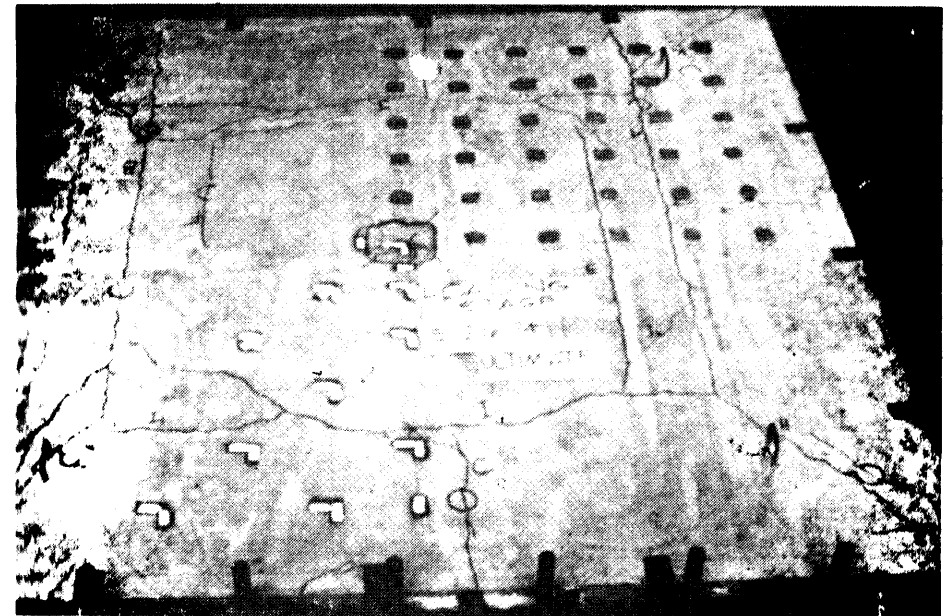
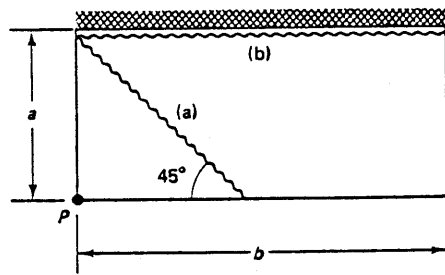


Foto 66 Slab empat panel pada keadaan runtuh yang memperlihatkan pola garis leleh pada muka yang tertekan pada tumpuan. (Tes oleh Nawy dan Chakrabarti.)

Rangkuman pola keruntuhan di bawah ini, berikut kapasitas momen yang dinyatakan dalam beban, sebagian didapat oleh Mansfield, diberikan agar pembaca dapat memprediksi solusi untuk banyak hal, baik pada struktur masa kini maupun masa mendatang.

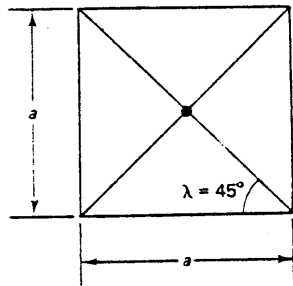


1. Beban sentral pada pojok pelat kantilever segi empat:



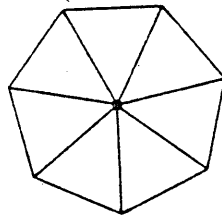
Kasus (a)  $P = 2M$   
 kasus (b)  $P = \frac{b}{a} (M)$

2. Plat bujursangkar dengan beban sentral dengan tumpuan sederhana yang dapat menahan gerakan ke atas maupun ke bawah:



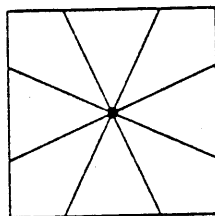
$P = 8M$

3. Plat teratur segi  $n$  yang ditumpu sederhana dan dibebani sentral ( $n > 4$ ):



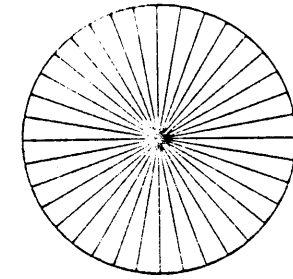
$P = M(2n \tan \frac{\pi}{n})$

4. Plat bujur sangkar yang dibebani sentral dengan tumpuan sederhana yang dapat menahan gerakan ke bawah, tetapi tidak dapat menahan gerakan ke atas:



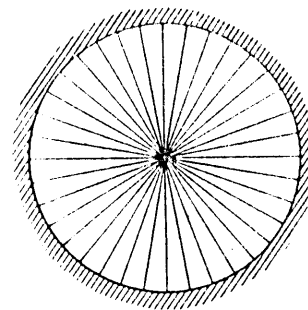
$n = 8$ ; gunakan persamaan kasus 3  
 $P = 6,63M$

5. Plat lingkaran yang dibebani sentral dengan tumpuan sederhana di seluruh tepinya:

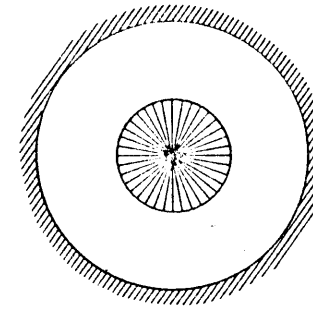


$P = 2\pi M$

6. Plat lingkaran yang terjepit penuh pada seluruh sisinya dan dibebani terpusat  $P$  di tengahnya:



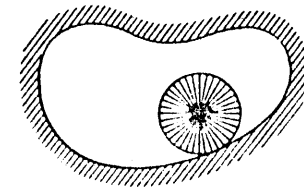
(a)



(b)

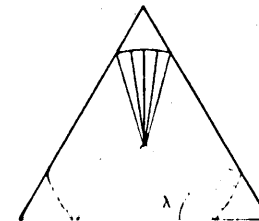
$P = 4\pi M$  untuk keduanya

7. Beban terpusat  $P$  yang bekerja di mana saja pada plat berbentuk sembarang yang terjepit sempurna di seluruh tepinya:



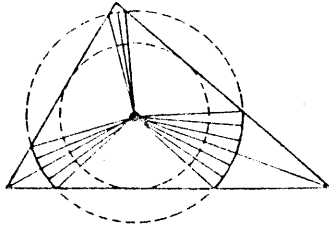
$P = 4\pi M$

8. Plat segitiga sama sisi dengan tepinya di atas tumpuan sederhana dan dibebani beban terpusat  $P$ :



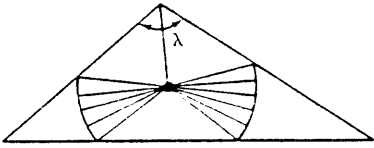
$P = M(6 \cot \lambda + 12\lambda - 2\pi)$   
 $P_{\min} = M(6 + \pi) \text{ atau } \lambda = \pi/4$

9. Plat segitiga lancip yang terletak pada tumpuan sederhana dengan beban titik  $P$  pada pusat lingkaran dalam segitiga tersebut:



$$P = M(6 + \pi)$$

10. Plat segitiga bersudut tumpul pada tumpuan sederhana dengan beban  $P$  pada pusat lingkaran dalam:

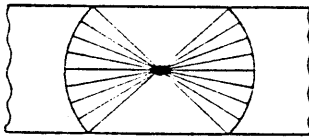


$$P = M(4 + 2\lambda + 2 \cot 1/2\lambda),$$

di mana  $\lambda$  dinyatakan dalam rad.

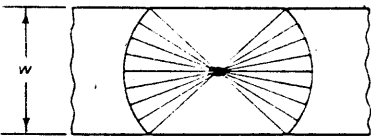
Untuk  $\lambda$  yang mendekati  $\pi$ , platnya akan mendekati kasus 11.

11. Jalur panjang di atas tumpuan sederhana dengan beban terpusat  $P$  di tengah kedua sisinya:



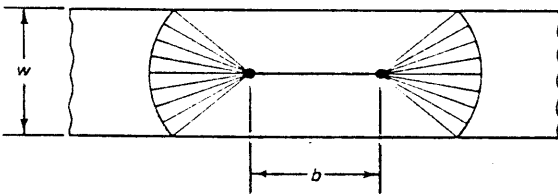
$$P = M(4 + 2\pi)$$

12. Jalur di atas tumpuan sederhana dengan beban  $P$  yang sama di antara kedua tepinya:



(a) Beban-behan  $p$  sedemikian jauhnya sehingga tidak ada interaksi bersama antara keduanya

$$P = M(4 + 2\pi)$$



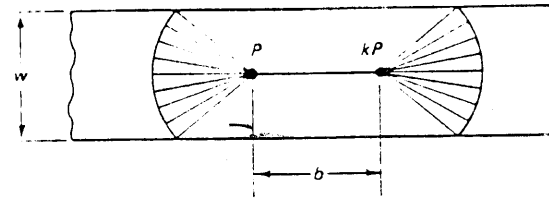
(b) Beban  $p$  cukup dekat sehingga

$$P = M[\pi + 2(1 + b/w)]$$

Jarak batas kedua beban tersebut adalah:

$$b_{lim} = (1 + 1/2\pi)w$$

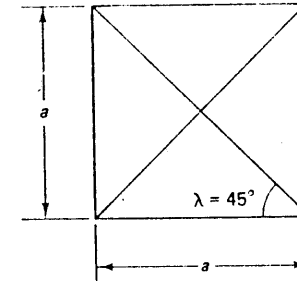
13. Jalur di atas tumpuan sederhana dengan beban yang tidak sama ( $P$  dan  $kP$ ) di antara kedua tepinya, yang mana  $k < 1,0$  dan beban tersebut berjarak cukup dekatnya:



$$P = M \left\{ \frac{2}{1+k} \left[ \pi + 2 \left( 1 + \frac{b}{w} \right) \right] \right\}$$

di mana  $k$  lebih kecil dari 1

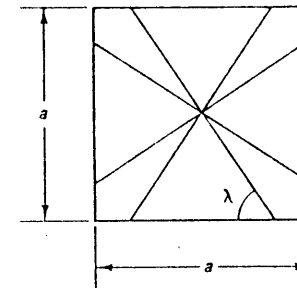
14. Slab bujursangkar yang dibebani merata, dengan derajat kekakuan tumpuan  $i$  bervariasi antara 0 sampai 1,0:



$$i = 0 \text{ dan tidak ada gerakan ke atas}$$

$$w_u a^2 = 24M$$

(a)

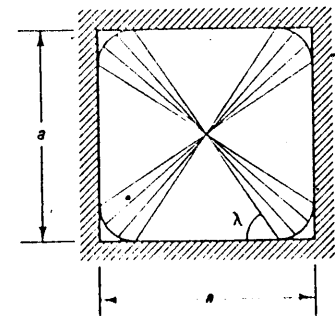


$$i = 0 \text{ dan dapat bergerak ke atas}$$

$$w_u a^2 = 22,20M$$

[for  $\lambda_{min} = 1/2 \tan^{-1}(3)$ ]

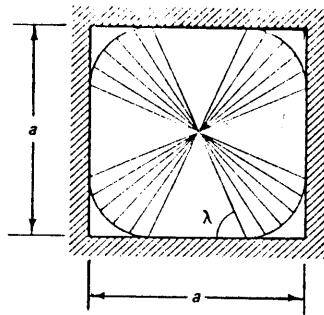
(b)



$$i = 0,5 \text{ (tertahan sebagian)}$$

$$w_u a^2 = 34,72M$$

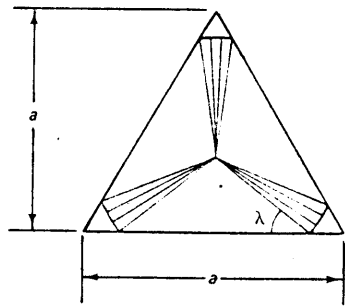
(c)



$i = 1,0$  tertahan (jepit) penuh  
 $w_u a^2 = 48M$  (Batas atas)

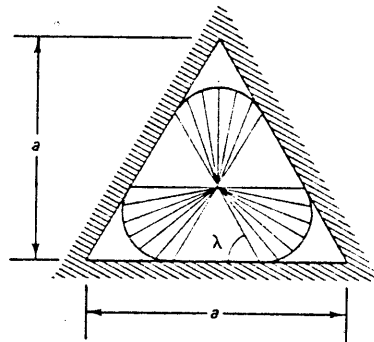
(d)

15. Plat segitiga sama sisi ( $\lambda = 60^\circ$ ) dengan beban terbagi merata:



$i = 0$  tumpuan sederhana  
 $w_u a^2 = 50,85M$

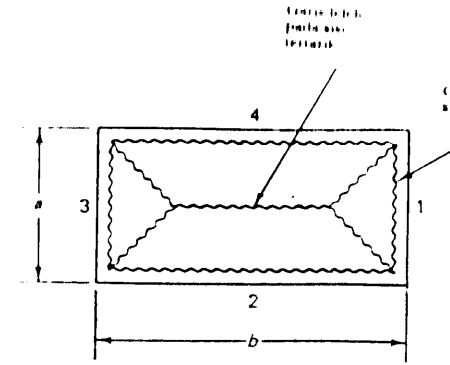
(a)



$i = 1,0$  tertahan (jepit) penuh  
 $w_u a^2 = 86,85M$

(b)

16. Slab segiempat yang dibebani terbagi merata dengan intensitas beban satuan  $w_u$ , pada tumpuan di keempat sisinya mempunyai derajat tahanan  $i$  bervariasi di antara 0 dan 1,0 (perhatikan urutan penomoran yang dipakai untuk menyatakan sisi panel):



$$M = \frac{w_u a^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{a_r}{b_r}\right)^2} - \frac{a_r}{b_r} \right]^2$$

dimana  $a_r = \frac{2a}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}$   
 $b_r = \frac{2b}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}}$

Catatan umum: Beban  $P$  yang dicantumkan pada persamaan-persamaan di atas dianggap bekerja terpusat pada satu titik. Untuk menyesuaikan dengan keadaan  $P$  yang bekerja pada suatu luas yang terbatas, anggaplah beban tersebut bekerja pada daerah yang mempunyai jari-jari  $\rho$ . Untuk slab yang terjepit penuh pada semua sisinya, medan sendi (hinge field) akan dibatasi oleh lingkaran yang bersinggungan dengan batas slab (jari-jari lingkaran =  $r$ ). Dalam hal demikian:

$$M + M' = \frac{P}{2\pi} \left( 1 - \frac{12\rho}{3r} \right) \quad (11.21)$$

di mana  $M$  = momen satuan positif  
 $M'$  = momen satuan negatif

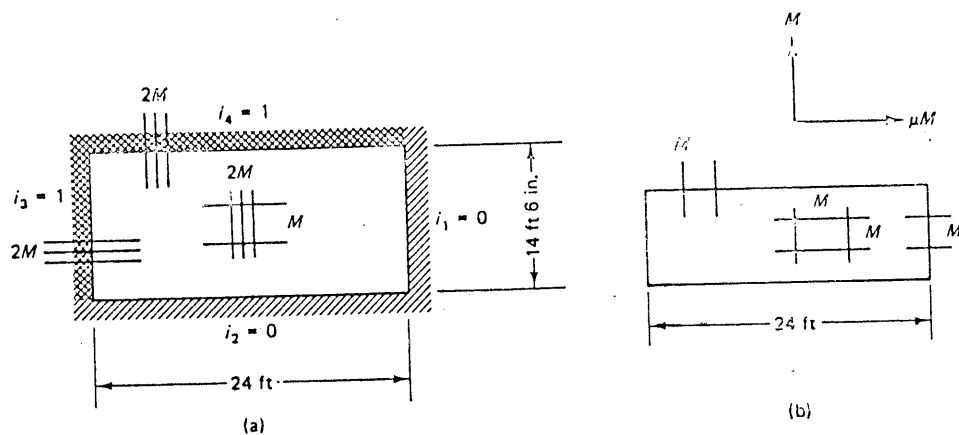
Reaksi kolom yang menumpu plat flat, dengan cara serupa dapat ditinjau untuk menganalisis kapasitas lokal lentur plat, di daerah kolom. Untuk tumpuan segiempat, pendekatan dengan menggunakan tumpuan lingkaran ekuivalen dapat dilakukan sehingga persamaan 11.21 tetap dapat digunakan.

### 11.8.3 Contoh 11.6: Desain Slab Segiempat dengan Menggunakan Garis Leleh

Slab beton bertulang yang diperlihatkan pada Gambar 11.29 mempunyai ukuran 14 ft 6 in. x 24 ft. (4,42 m x 7,32 m). Slab tersebut harus memikul beban batas rencana terbagi merata  $w_u = 220$  psf (10,5 kPa), sudah termasuk berat sendirinya. Tumpuannya berupa tumpuan sederhana pada satu sisi yang panjang, dan sisi pendek sebelahnya, dan tumpuan jepit pada sisi lainnya. Anggap penulangan dalam arah yang pendek dua kali arah yang panjang. Anggap juga penulangan pada sisi yang terjepit merupakan tulangan yang kuat. Desainlah struktur slab tersebut terhadap lentur, termasuk tulangan yang diperlukannya beserta jaraknya, dengan menggunakan teori garis leleh. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa).}$$



Gambar 11.29 Geometri slab: (a) ortotropis; (b) afin.

**Solusi**

$\mu$  = angka perbandingan tulangan arah yang kuat terhadap arah yang lemah = 2. Dari persamaan 11.20, momen satuan pada slab segiempat afin adalah:

$$M_u = \frac{w_u a^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{a_r}{b_r}\right)^2} - \frac{a_r}{b_r} \right]^2$$

Ubah menjadi slab afin dengan konversi dimensi bentangnya

$$a = 14,5 \times \frac{1}{\sqrt{u}} = 14,5 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 10,25 \text{ ft}$$

$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{i_2 + 1} + \sqrt{i_4 + 1}} = \frac{2 \times 10,25}{\sqrt{0 + 1} + \sqrt{1 + 1}}$$

$$= \frac{20,50}{2,414} = 8,492$$

$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1 + i_1} + \sqrt{1 + i_3}} = \frac{2 \times 24,0}{\sqrt{1 + 0} + \sqrt{1 + 1}}$$

$$= \frac{48,0}{2,414} = 19,884$$

$$a_r = 8,492$$

$$b_r = 19,884 \quad 0,427$$

$$w_n = \frac{w_u}{\phi = 0,9} = 244 \text{ psf}$$

$$M_n = \frac{w_n (8,492)^2}{24} \left[ \sqrt{3 + (0,427)^2} - 0,427 \right]^2$$

$$= \frac{w_n \times 72,11}{24} (1,841) = 5,532 w_n = 1350 \text{ lb}$$

$$\mu M_n = 2 \times 1350 = 2700 \text{ lb atau ft-lb/ft}$$

Anggap bahwa  $d = 4$  in. ( $h = 5$  in.).  $M_n = d^2 \rho f_y (1 - 0,59 \omega)$  di mana  $\omega = \rho(f_y/f'_c)$  lihat Bab 5), atau

$$2700 = (4)^2 \rho \times 60.000 \left( 1 - 0,59 \rho \frac{60.000}{4000} \right)$$

sehingga diperoleh  $\rho = 0,00289$

Coba tulangan  $A_s$  pada jalur 12 in. (305 mm) =  $0,00289 \times 4 \times 12 = 0,139 \text{ in.}^2 / 12 \text{ in. lebar.}$

Tulangan ini lebih kecil dari angka *balanced* 0,75  $\rho_b$ , jadi dapat digunakan tulangan No. 3 dengan jarak 9,5 in. as ke as =  $0,139 \text{ in.}^2$ . Tulangan No. 3 (diameter 9,53 mm) dengan jarak 9,5 in. (241 mm) as ke as digunakan pada arah pendek dan pada sisi atas tumpuan jepit.

Jarak maksimum yang diizinkan  $s = 2h = 2 \times 5 = 10$  in. (254 mm). Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak 10 in. as ke as dalam arah lainnya.

*Slab afin alternatif dalam arah yang tegak lurus*

Kalikan  $M$  dengan  $(\mu)^{0,5}$  untuk memperoleh  $\mu M$  dalam kedua arah.  $b$  afin =  $24,0(2)^{0,5} = 33,9$  ft.

$$a_r = \frac{2 \times 14,5}{2,144} = 12,0 \text{ ft} \quad b_r = \frac{2 \times 33,9}{2,414} = 28,1 \text{ ft}$$

$$\frac{a_r}{b_r} = \frac{12,0}{28,1} = 0,427 \quad (\text{sama dengan solusi sebelumnya})$$

Dengan demikian:

$$M_n = \frac{w_n (12,0)^2}{24} [\sqrt{3 + (0,427)^2} - 0,427]^2$$

$$= 6 w_n (1,839) = 2700 \text{ lb}$$

(sama dengan solusi sebelumnya)

Cek distribusi tulangan yang optimum

Persentase tulangan optimum yang cukup layak dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\rho_o = (1 + \mu) \left[ \sqrt{3,0 + \left(\frac{a}{b}\right)^2 \mu} - \frac{a}{b} \sqrt{\mu} \right]^2 \quad (11.22)$$

di mana  $\rho_o$  adalah persentase tulangan optimum. Dari sebelumnya,  $a/b$  untuk slab afin ini = 0,427.

$$\rho_o = (1 + 2) [\sqrt{3 + (0,427)^2 \times 2} - 0,427 \sqrt{2}]^2$$

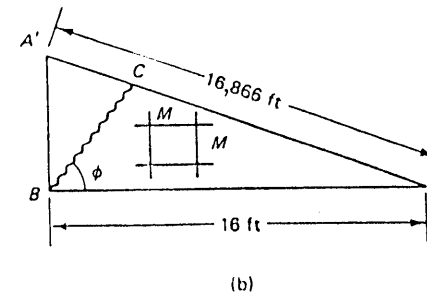
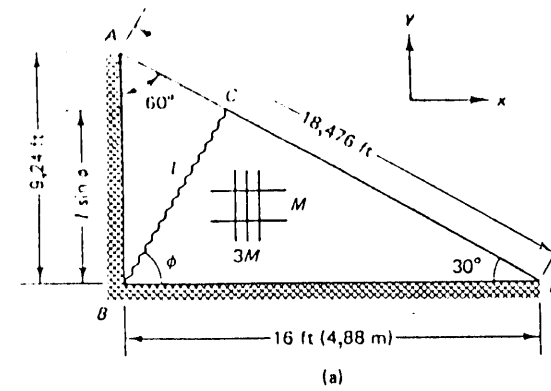
$$= 4,54\% \text{ pada lebar jalur } 12 \text{ in.} = 0,378\%$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{0,139}{12 \times 4} = 0,289\%$$

Dengan demikian tulangan tersebut dapat dianggap cukup dekat dengan batas optimalnya dari tinjauan ekonomis. Untuk memperoleh  $\rho \cong \rho_o$  diperoleh penggunaan penampang yang lebih tipis, yang mungkin saja tidak memenuhi persyaratan defleksi. Pengecekan tebal minimum berdasarkan syarat defleksi, juga persyaratan kontrol retak, harus dicek sebelum desain dianggap selesai.

#### 11.8.4 Contoh 11.7: Desain Garis Leleh dan Kapasitas Momen Slab Balkon Segitiga

Lantai balkon seperti yang diperlihatkan pada Gambar 11.30 mempunyai bentuk segitiga, dan ditumpu pada dua sisi yang saling tegak lurus. Balkon tersebut harus memikul beban garis rencana dengan intensitas  $p = 400 \text{ lb/ft}$  lari ( $5,84 \text{ kN/m}$  lari) yang bekerja pada hipotenusa segitiga. Penulangan dalam arah yang pendek tiga kali arah yang panjang ( $\mu = 3,0$ ). Analisislah kapasitas momen lantai ini dengan menggunakan teori garis leleh, dan desainlah tebal dan jarak penulangannya pada kedua arah apabila sisi terpanjang dari sisi-sisi yang saling tegak lurus mempunyai panjang 16 ft (4,88 m), dan membentuk sudut  $30^\circ$  dengan hipotenusa segitiga. Sisi terpendek slab tersebut adalah 9,24 ft (2,82 m). Diberikan:



Gambar 11.30 Lantai balkon: (a) geometri lantai; (b) slab afin.

$f'_c = 4000 \text{ psi}$  (27,58 kPa), beton berbobot normal  
 $f_y = 60.000 \text{ psi}$  (413,7 kPa).

Anggap bahwa berat sendiri plat dapat diabaikan dalam solusinya karena dianggap cukup kecil dibandingkan beban garis yang ada.

Solusi

$$AB = 16 \tan 30^\circ = 9,24 \text{ ft}$$

$$AD = \sqrt{16^2 + 9,24^2} = 18,48 \text{ ft}$$

Garis leleh slab dalam keadaan runtuh dapat diharapkan merupakan garis BC, yang membentuk sudut  $\phi$  dengan sisi BD. Komponennya dalam arah x adalah  $l \cos \phi$  dan dalam arah y adalah  $l \sin \phi$ .

Anggap titik C beralih sebesar  $\Delta$  yang menyebabkan titikberat beban pada segmen BC (pada garis pusatnya) beralih  $0,5 \Delta$ . Dengan menjumlahkan secara vektor, kerja yang dilakukan dalam arah x dan y menghasilkan:

$$E_I = 3Ml \cos \phi \frac{1}{l \sin \phi} + Ml \sin \phi \frac{1}{l \cos \phi}$$

$$E_E = 18,48P \times \frac{1}{2} = 9,24P$$

Karena  $E_I' = E_E$

$$\frac{P}{M} = 0,324 \cot \phi + 0,108 \tan \phi$$

$$\frac{d(P/M)}{d\phi} = -0,324 \csc^2 \phi + 0,108 \sec^2 \phi = 0$$

$$\frac{\sec^2 \phi}{\csc^2 \phi} = 3,0 ; \quad \tan \phi = 1,732 \quad \phi_{\min} = 60^\circ$$

Dengan demikian:

$$P = 0,324 \times \frac{1}{1,732} + 0,108 \times 1,732 = 0,375M$$

*Solusi slab afin*

$A'B$  dalam Gambar 11.30(b) menjadi  $9,24/(3)^{0.5} = 5,335$  ft. Sisi bebas  $A'D$  menjadi 16,866 ft. Apabila

$$P' = \text{beban garis afin} = \frac{P}{\sqrt{\mu \cos^2 \theta + \sin^2 \theta}}$$

di mana  $\theta$  = sudut antara beban garis dengan arah  $M$ , atau

$$P' = \frac{P}{\sqrt{3 \cos^2 30 + \sin^2 30}} = 0,632P$$

$$E E_I = M \cot \theta + M \tan \theta$$

$$E E_E = P' \times 16,866 \times \frac{1}{2} = 8,33P'$$

Akan tetapi  $E_I = E_E$ , maka

$$\frac{P'}{M} = 0,1186 \cot \phi + 0,1186 \tan \phi$$

$$\phi_{\min} = 45^\circ \quad \tan \phi = 1,0$$

Dengan demikian

$$P' = 2 \times 0,118/M = 0,237/M$$

atau

$$P = \frac{0,237}{0,632} M = 0,375M$$

(sama dengan yang telah diperoleh)

*Desain tulangan*

100 = 0,375M, jadi  $M = 1067$  lb, atau  $\mu M = 3 \times 1067 = 3200$  lb atau ft-lb/ft. Anggap bahwa  $h = 5$  in. ( $d = 4$  in. = 100 mm)

$$3200 = d^2 \rho f_y (1 - 0,59w)$$

atau

$$3200 = 4^2 \rho \times 60.000 (1 - 0,59\rho \times \frac{60.000}{4000})$$

sehingga  $\rho = 0,0034$ .  $A_s$  yang diperlukan =  $0,0034 \times 4 \times 12 = 0,163$  in.<sup>2</sup>. Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak 8 in. as ke as dalam arah yang pendek = 0,165 in.<sup>2</sup> (diameter 9,52 mm dengan jarak 165 mm as ke as), dan tulangan No. 3 dengan jarak  $2h = 9$  in. as ke as dalam arah panjang, untuk memenuhi persyaratan momen lentur.

## SOAL

11.1 Panel ujung dari suatu sistem lantai yang ditumpu oleh balok pada semua sisinya harus memikul beban hidup kerja terbagi merata  $w_L = 75$  psf dan beban mati luar  $w_D = 20$  psf, ditambah berat sendirinya. Dimensi garis pusat panel tersebut adalah 18 ft x 20 ft (dimensi sisi ujung adalah 18 ft). Desainlah panel tersebut berikut tulangan dan jarak-jaraknya dengan menggunakan metode ACI. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Ukuran kolom pada masing-masing pojok 12 in. x 12 in.

Lebar badan balok = 12 in.

Angka penulangan yang diasumsikan  $\rho = 0,4 \rho_B$  untuk balok.

11.2 Panel interior plat *flat* ditumpu oleh kolom-kolom yang berjarak 18 ft x 20 ft. Dimensi panel, pembebanan, dan mutu materialnya sama dengan soal 11.1. Desainlah panel tersebut dan ukuran beserta jarak penulangannya dengan menggunakan metode ACI.

11.3 Hitunglah defleksi yang bergantung pada waktu di titik tengah panel pada:

(a) soal 11.1, dan

(b) soal 11.2.

Cek juga apakah panel tersebut memenuhi persyaratan *serviceability* untuk kontrol defleksi dan kontrol retak apabila lingkungannya agresif. Anggap  $K_{ec}/E_c = 350 \text{ in.}^3$  per rad untuk bagian (a), dan  $225 \text{ in.}^3$  per rad untuk bagian (b).

11.4 Gunakan teori garis leleh untuk mencari tebal *slab* yang diperlukan pada daerah kolom, untuk plat *flat* dalam soal 11.2, terhadap lentur, dengan menganggap medan sendinya mempunyai jari-jari 24 in.

11.5 Jalur *slab* panjang bertulangan isotropis terletak di atas tumpuan sederhana pada keempat sisinya. Beban terpusat  $P$  bekerja pada sumbu minor *slab* di antara sisi-sisi panjangnya. Buktikan bahwa besar beban *collapse*-nya adalah  $P = M(4 + 2\pi)$ .

11.6 Slab berukuran 21 ft x 13 ft 6 in. harus memikul beban luar rencana  $200 \text{ lb/ft}^2$ , termasuk berat sendirinya. Tumpuannya berupa tumpuan sederhana pada satu sisi panjang dan sisi pendek di sebelahnya, sedangkan pada sisi-sisi lainnya adalah jepit. Anggap jarak penulangan dalam arah pendeknya tiga kali dalam arah panjang. Anggap juga bahwa sisi yang terjepit merupakan penulangan yang kuat. Desainlah *slab* tersebut, tulangan, dan jaraknya dengan menggunakan teori garis leleh. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

# 12

## FUNDASI

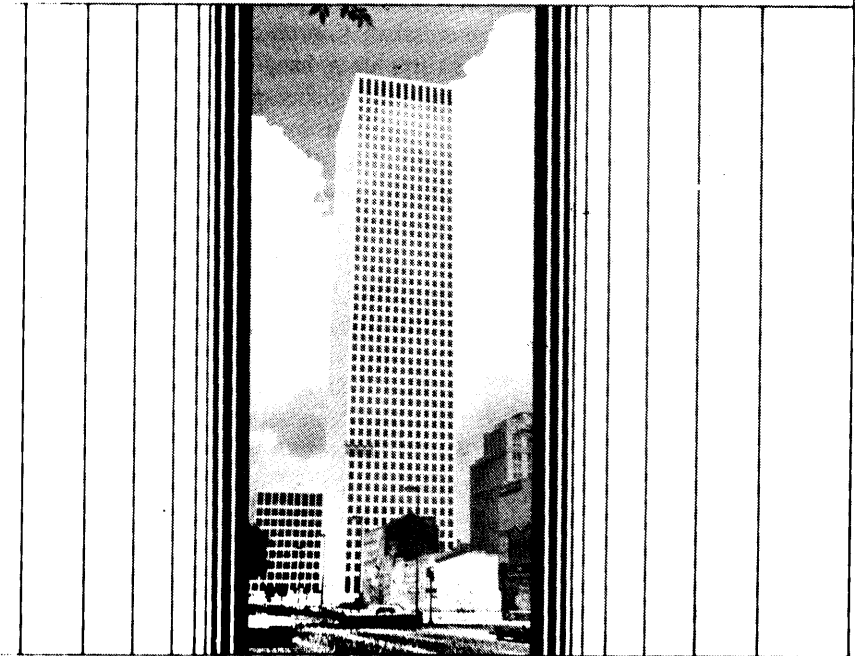


Foto 67 One Shell Plaza, New Orleans. (Atas izin Portland Cement Association.)

## 12.1 PENDAHULUAN

Beban-beban kumulatif dari lantai superstruktur diterima oleh fondasi (substruktur) yang berhubungan langsung dengan tanah. Fungsi fondasi tersebut adalah untuk dengan aman meneruskan reaksi terpusat dari kolom dan atau dinding ataupun beban-beban lateral dari dinding penahan tanah, ke tanah, tanpa terjadinya penurunan-tak-sama (*differential settlement*) pada sistem strukturnya, juga tanpa terjadinya keruntuhan pada tanah.

Apabila fondasi tersebut dirancang tidak dengan benar, maka akan ada bagian dari struktur yang mengalami penurunan yang lebih besar daripada bagian di sekitarnya. Berbagai elemen struktur yang bertemu pada titik kumpul kolom-balok akan mengalami tegangan lebih yang diakibatkan oleh penurunan yang tidak sama tersebut, yang pada akhirnya akan terjadi pula deformasi yang berlebihan. Momen-momen lentur maupun torsi tambahan yang melebihi kapasitas tahanan elemen struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan karena lelehnya tulangan, dan pada akhirnya mengakibatkan terjadinya keruntuhan.

Apabila keseluruhan struktur mengalami penurunan yang seragam (*even*), yang akan terjadi hanyalah sedikit atau mungkin tidak ada kelebihan tegangan. Perilaku yang demikian dapat dipelajari pada fondasi yang sangat kaku dan tanahnya sangat lunak sehingga struktur di atasnya berperilaku seperti benda yang mengapung, yaitu dapat berubah posisi tanpa terjadi kerusakan. Contoh-contoh struktur demikian dapat dilihat, seperti misalnya di Mexico City, yang bangunan-bangunannya mempunyai fondasi dangkal dan mengalami penurunan beberapa feet selama bertahun-tahun sebagai akibat proses konsolidasi tanah. Contoh-contoh lain yang penurunannya sangat lambat, atau juga proses konsolidasinya tidak seragam, juga ada. Kehilangan kestabilan struktur secara perlahan-lahan, seperti yang terjadi pada Menara Pisa, merupakan contoh masalah penurunan fondasi yang tidak seragam.

Denah letak tumpuan suatu struktur sangat beragam, begitu pula kondisi tanah dapat berbeda di suatu daerah dan di daerah lain yang berjauhan maupun yang berdekatan. Sebagai akibatnya, jenis fondasi yang dipilih harus didasarkan atas faktor-faktor tersebut, ditambah faktor lain, seperti misalnya faktor ekonomis. Ringkasnya, perencana struktur harus memperoleh data tanah selengkap yang diperlukan sebelum menentukan jenis maupun tata letak fondasi suatu struktur yang direncanakan.

Pada pembahasan bab ini, pemakai buku ini dianggap telah mempunyai pengetahuan dasar mengenai mekanika tanah dan teknik fondasi. Untuk dapat menentukan besarnya daya dukung (*bearing capacity*) untuk daerah tertentu dan menentukan sistem fondasi yang akan digunakan, diperlukan pengetahuan dasar mengenai penentuan ketahanan tanah kohesif maupun nonkohesif.

Daya dukung tanah biasanya ditentukan dengan pengeboran tanah maupun dengan penyelidikan tanah lainnya. Apabila untuk desain prarencana tidak tersedia data yang cukup dapat dipercaya, khususnya untuk kondisi normal pada berbagai kedalaman fondasi, dapat dilihat pada Tabel 12.1.

## 12.2 JENIS-JENIS FUNDASI

Pada dasarnya ada enam jenis substruktur fondasi, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.1. Fondasi-fondasi tersebut harus cukup mempunyai kemampuan memikul beban dari kolom, berat sendiri sistem fondasi, dan berat tambahan lainnya, tanpa melampaui tekanan tanah yang diizinkan.

1. *Fondasi dinding*. Fondasi demikian terdiri atas jalur *slab* di sepanjang dinding, tebalnya lebih daripada tebal dinding. *Slab* ini dianggap sebagai kantilever yang mengalami beban yang berasal dari tekanan tanah. Panjang *slab* ini ditentukan oleh tekanan daya dukung tanah. Penampang kritisnya terhadap lentur terletak pada muka dinding. Tulangan utamanya terletak dalam arah tegak lurus terhadap arah dinding.
2. *Tumpuan kolom yang terisolasi bebas (independent isolated column footings)*. Jenis ini terdiri atas *slab* segiempat atau bujursangkar yang mempunyai tebal konstan maupun tidak. Fondasi demikian mempunyai tulangan pada kedua arah. Jenis ini cukup ekonomis apabila digunakan untuk beban yang relatif kecil atau untuk fondasi yang terletak di atas batu.
3. *Fondasi gabungan*. Fondasi demikian menerima beban dari dua atau lebih kolom. Jenis demikian diperlukan apabila kolom dinding harus ada pada garis bangunan, dan *slab* fondasinya tidak dapat terletak pada garis bangunan. Dalam hal demikian, apabila digunakan fondasi yang terisolasi bebas (hanya menerima beban dari satu kolom), akan ada eksentrisitas yang sangat besar, yang dapat mengakibatkan terjadinya tegangan tarik pada tanah di bawahnya.

TABEL 12.1 PRAKIRAAN DAYA KURUNG (TON/FT<sup>2</sup>)

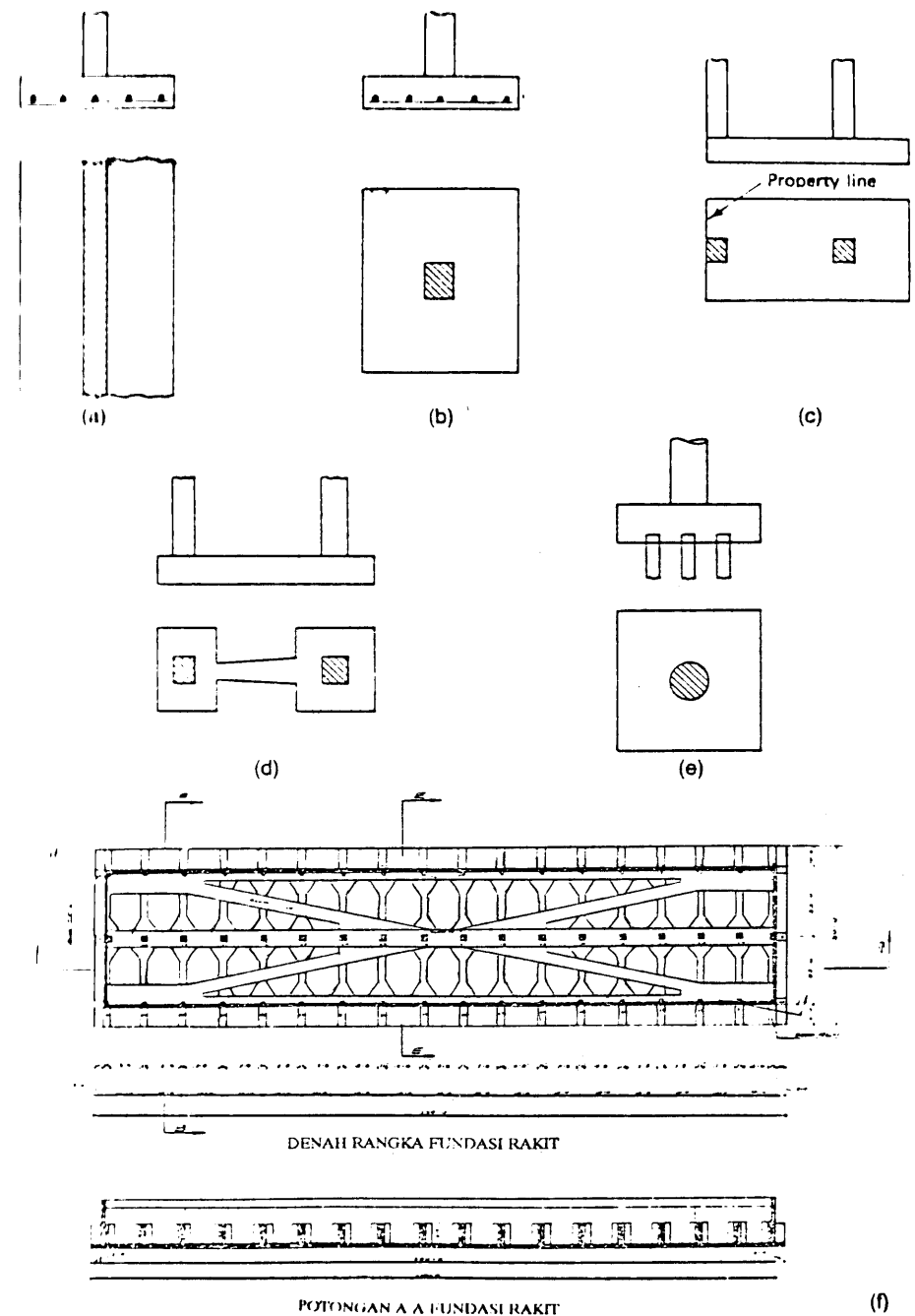
Jenis tanah	Daya dukung
Batu-batuan masif seperti granit, diorit, gnesis, dan batu <i>trap</i>	100
Batu-batuan <i>foliated</i> seperti skis atau <i>slate</i>	40
Batu-batuan endapan seperti <i>hard shale</i> , batu pasir, batu kapur, dan batu lanau	15
Campuran kerikil-pasir dan kerikil (tanah GW dan GP)	
kepadatan tinggi	5
kepadatan sedang	4
kepadatan lepas (tidak dipadatkan)	33
Pasir berkerikil dan pasir bergradasi baik (tanah SW)	
kepadatan tinggi	3,75
kepadatan sedang	3
kepadatan lepas (tidak dipadatkan)	2,25
Pasir berkerikil dan pasir bergradasi buruk (tanah SW)	
kepadatan tinggi	3
kepadatan sedang	2,5
kepadatan lepas (tidak dipadatkan)	1,75



Campuran kerikil-pasir-lanau dan lanau (tanah GM)	
kepadatan tinggi	3,5
kepadatan sedang	2
kepadatan lepas (tidak dipadatkan)	1,5
Campuran lanau-pasir dan pasir berlanau (tanah SM)	2
Kerikil berlempung, campuran kerikil-pasir-lempung, pasir kelempungan, campuran pasir-lempung (tanah GC dan SC)	1
Lanau anorganik dan pasir halus; pasir halus kelanauan atau kelempungan dan lanau kelempungan dengan plastisitas sedang; lempung dengan plastisitas sedang; lempung berkerikil; lempung kepasiran, lempung kelanauan; lempung kurus (tanah ML dan CL)	1
Lempung anorganik dengan plastisitas tinggi, lempung gemuk; tanah kelanauan atau kepasiran halus yang mengandung mika, lanau elastis (tanah CH dan MH)	1

Agar diperoleh distribusi tegangan yang relatif merata, fondasi untuk kolom dinding luar dapat digabungkan dengan fondasi kolom di dekatnya. Selain itu, fondasi gabungan juga digunakan apabila jarak antara kolom yang bersebelahan relatif kecil, seperti halnya kolom di koridor yang akan lebih ekonomis apabila digunakan fondasi gabungan untuk kolom yang berdekatan.

4. *Fondasi kantilever atau strap.* Fondasi ini serupa dengan fondasi gabungan kecuali dalam hal fondasi untuk kolom interior dan eksterior yang dibuat sendiri-sendiri. Masing-masing dihubungkan oleh balok *strap* untuk meneruskan momen lentur yang diakibatkan oleh eksentrisnya beban kolom dinding ke daerah fondasi di bawah kolom interior.
5. *Fondasi tiang.* Jenis fondasi ini sangat penting apabila tanahnya lunak sampai kedalaman yang cukup besar. Tiang tersebut dapat dipancang sampai kepada batuan yang keras, atau hanya sampai kepada kedalaman yang cukup untuk memberikan tahanan gesekan (*skin friction*), atau bisa saja gabungan keduanya. Tiang tersebut dapat merupakan tiang pracetak atau beton pratekan. Jenis tiang lain juga ada seperti misalnya yang terbuat dari bahan baja atau kayu. Untuk semua jenis, tiang tersebut harus mempunyai kepala tiang (*pile cap*) dari beton yang ditulangi pada kedua arah.
6. *Fondasi rakit atau fondasi terapung.* Fondasi demikian diperlukan apabila daya dukung tanah yang diizinkan sangat kecil pada kedalaman yang cukup besar sehingga, apabila digunakan fondasi tiang, menjadi tidak ekonomis. Dalam hal demikian, penggalian harus dilakukan sampai tekanan dukung tanah ke fondasi cukup dekat dengan tegangan akibat beban dari struktur. Fondasi ini harus terentang di seluruh denah struktur sehingga keseluruhan struktur tersebut dapat dianggap terapung pada rakit. Apabila tanahnya terus-menerus berkonsolidasi, diperlukan substruktur jenis ini yang pada dasarnya merupakan sistem lantai terbalik. Apabila tidak digunakan fondasi rakit, untuk itu diperlukan fondasi tiang yang dipancang sampai ke batuan keras.



Gambar 12.1 Jenis fondasi. (a) fondasi dinding, (b) fondasi terisolasi, (c) fondasi gabungan; (d) fondasi *strap*, (e) fondasi tiang, (f) fondasi rakit.

### 12.3 PERILAKU GESER DAN MOMEN PADA FUNDASI

Untuk menyederhanakan perancangan fondasi, fondasinya dianggap kaku dan tanah di bawahnya dianggap merupakan lapisan yang elastis. Dengan demikian distribusi tekanan tanah dapat dianggap merata atau berubah secara linier. Tegangan tanah neto yang digunakan untuk menghitung momen lentur dan gaya geser pada fondasi, dapat diperoleh dari tekanan tanah total dikurangi tegangan dari beban di atas fondasi. Apabila fondasi di bawah kolomnya dianggap sebagai lantai yang terbaik, di mana intensitas tekanan tanah neto dianggap bekerja pada *slab* kantilever yang ditumpu kolom, maka *slab* tersebut akan mengalami momen lentur dan geser seperti halnya *slab* aktual yang mengalami beban gravitasi.

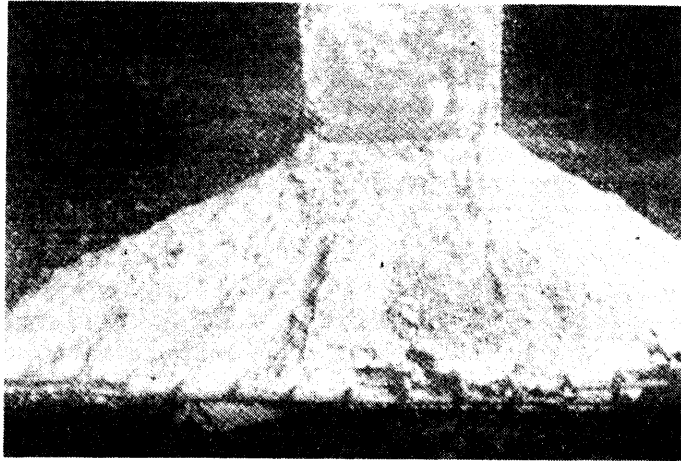


Foto 68 Fondasi beton bertulang setelah penggalian. (Tes oleh F.E. Richart.)

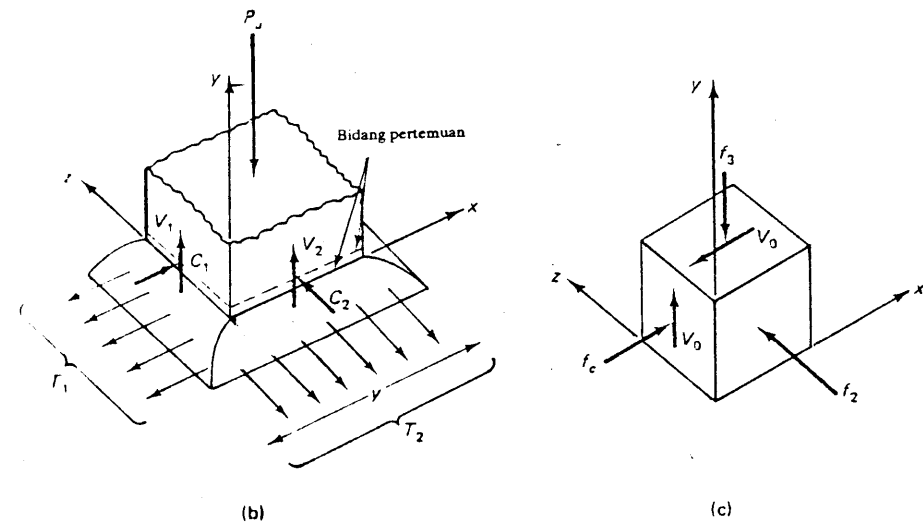
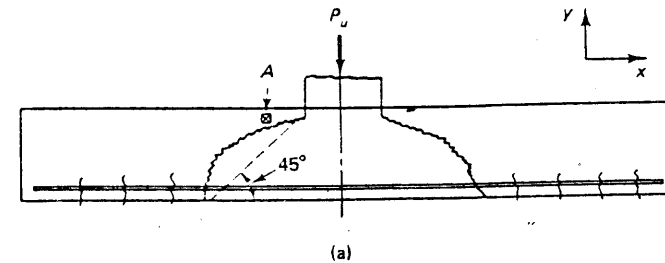
Apabila bebannya terpusat dan relatif besar, ternyata bahwa yang lebih menentukan dalam perencanaan fondasi adalah geser, bukan momen lentur. Mekanisme kegagalan geser pada *slab* fondasi serupa dengan *slab* lantai. Akan tetapi, kapasitas geser pada *slab* fondasi jauh lebih besar daripada kapasitas geser pada balok, seperti yang akan dibahas pada bab ini. Karena fondasi yang sering digunakan mengalami lentur dengan kelengkungan ganda, maka perlu ditinjau adanya geser dan lentur terhadap kedua sumbu utama *slab* fondasi.

Keadaan tegangan pada elemen fondasi pada umumnya merupakan kombinasi dari geser, lentur, dan aksial tekan. Sebagai akibatnya, pengetahuan dasar mengenai perilaku *slab* fondasi dan mekanisme retak yang diakibatkannya sangat perlu diketahui. Dengan demikian akan dapat diperoleh hipotesis-hipotesis dasar untuk analisis dan desain fondasi, baik terhadap lentur maupun terhadap geser.

### 12.3.1. Mekanisme Keruntuhan

Retak geser yang miring pada *slab* fondasi dapat terjadi dengan cara yang serupa dengan pada balok. Retak ini akan terstabilkan pada sekitar 65% beban batas, dan akan merambat terus dengan cepat ke sumbu netralnya. Setelah itu retak akan merambat secara perlahan-lahan ke daerah tekan sampai ada sedikit dari bagian yang tertekan mengalami keruntuhan.

Retak miring selalu terjadi di dekat beban terpusat atau reaksi kolom pada fondasi atau *slab* dua arah, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.2(a). Hal ini antara lain diakibatkan oleh besarnya momen lentur di sekitar muka kolom sehingga terbentuk piramid terpancung di kaki daerah kolom. Dalam keadaan runtuh, kolom tersebut dapat terjeblos dari *slab*-nya, yaitu apabila tidak dirancang secara baik terhadap geser (disebut juga *diagonal tarik* atau *geser pons*). Pada Gambar 12.2(b) terlihat bahwa arah bagian *slab* di sekitar kolom dapat dinyatakan dengan gaya-gaya geser  $V_1$  dan  $V_2$ , gaya tekan  $C_1$  dan  $C_2$ , gaya tarik  $T_1$  dan  $T_2$ , selain juga gaya-gaya internal dan aksi membran dari *slab*.



Gambar 12.2 Mekanisme keruntuhan aksi dua arah pada *slab* dan fondasi: (a) tampak fondasi; (b) piramid keruntuhan; (c) elemen A pada daerah tekan.

Gambar 12.2(c) memperlihatkan elemen yang sangat kecil yang diambil dari daerah tekan di atas retak miring. Elemen ini mengalami empat komponen tegangan sebagai berikut: (1) tegangan geser vertikal  $v_0$ , (2) tegangan tekan langsung  $f_c$ , (3) tegangan tekan vertikal  $f_3$ , dan (4) tegangan tekan lateral  $f_2$ .

Tegangan geser vertikal  $v_0$  merupakan hasil dari gaya geser total yang seluruhnya harus diteruskan oleh daerah tertekan di atas retak miring. Tegangan tekan langsung  $f_c$ , yang besarnya berubah di sepanjang penampang retak, merupakan hasil dari momen lentur. Gaya tekan vertikal  $f_3$  merupakan akibat dari beban yang sangat besar dari kolom. Gaya ini mempunyai pengaruh yang sangat besar dalam meningkatkan kapasitas geser pada slab dalam hal tekanan pada padatan semielastis yang dibebani pada permukaannya. Tegangan tekan lateral  $f_2$  merupakan hasil dari keadaan tegangan triaksial. Dengan demikian adanya gaya-gaya dan tegangan banyak sumbu, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.2(c), dapat menjawab pertanyaan mengapa kapasitas geser pada slab yang mengalami beban terpusat jauh lebih besar dibandingkan dengan pada balok.

Selain itu, retak miring yang terbentuk di dekat penampang kritis slab dan fondasi dua arah, yang diakibatkan oleh pemusatan momen yang cukup besar, memperjelas bahwa penampang kritis haruslah terletak pada jarak  $d/2$  dari muka kolom pada slab dan fondasi, sedangkan untuk balok dan slab maupun fondasi satu arah, peraturan ACI menunjukkan penampang kritis terletak pada jarak  $d$  dari muka kolom. Tegangan geser dalam keadaan runtuh bervariasi antara  $6(f'_c)^{0,5}$  dan  $9(f'_c)^{0,5}$  untuk slab, sedangkan untuk blok tidak melebihi  $2(f'_c)^{0,5}$  sampai  $4(f'_c)^{0,5}$ . Akan tetapi, peraturan tersebut mengizinkan adanya kekuatan geser nominal dari beton sederhana yang tidak melebihi  $v_c = 4(f'_c)^{0,5}$  untuk fondasi atau slab dua arah, dan  $v_c = 2(f'_c)^{0,5}$  untuk balok dan fondasi satu arah. Untuk fondasi beton sederhana yang dicor terhadap tanah, tebal efektif yang digunakan untuk menghitung tegangan diambil sama dengan tebal total dikurangi 3 in. Tebal total tersebut tidak boleh kurang dari 8 in.

### 12.3.2 Beban dan Reaksi

Berdasarkan pembahasan di atas, jelas diperlukan asumsi-asumsi yang benar di dalam mengevaluasi semua gaya gabungan yang bekerja pada fondasi. Slab fondasi tersebut harus dirancang untuk mampu menahan semua beban rencana dan reaksi-reaksi yang dapat terdiri atas gaya aksial, geser, dan momen yang harus ditahan oleh dasar fondasi.

Sesudah tekanan tanah yang diizinkan diperoleh berdasarkan data lapangan yang ada, prinsip-prinsip mekanika tanah, dan peraturan setempat, ukuran fondasi dihitung berdasarkan atas beban kerja (*unfactored loads*) yang dapat terdiri atas beban mati, hidup, angin, ataupun gempa.

Persyaratan eksentrisitas minimum yang digunakan pada peninjauan kelangsingan kolom tidak digunakan dalam desain fondasi maupun kepala tiang, dan hanya momen ujung yang dihitung pada kaki kolom yang ditransfer ke fondasi. Dalam hal beban eksentris atau momen yang disebabkan oleh suatu kombinasi pembebanan, tekanan tanah yang diakibatkan oleh kombinasi pembebanan tersebut tidak boleh melebihi

bentuk yang diizinkan sebagaimana yang tercantum dalam Tabel 12.1, atau yang ditentukan berdasarkan tes tanah aktual.

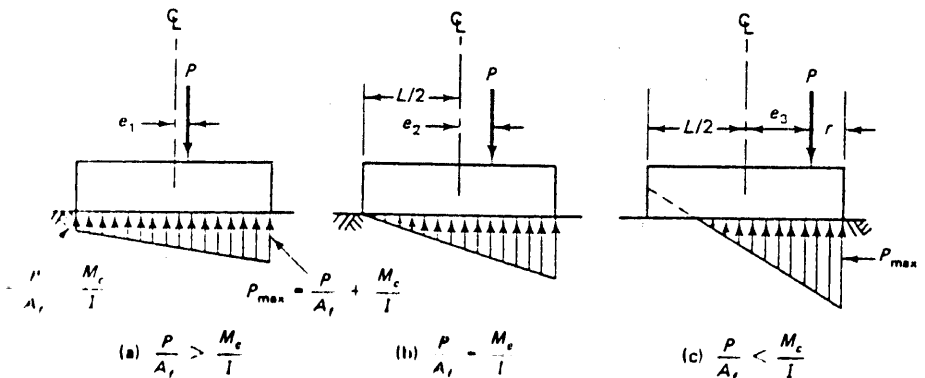
Apabila ukuran tondasi atau kepala tiang untuk satu tiang atau sekumpulan tiang telah ditentukan, desain geometri fondasi jadi dapat dilakukan dengan menggunakan prinsip-prinsip dan metode-metode yang telah dijelaskan pada bab-bab sebelum ini, khususnya desain terhadap geser dan lentur. Beban kerja luar dan momen-momennya yang digunakan untuk menentukan ukuran luas fondasi dikonversikan menjadi beban total rencana dengan menggunakan faktor-faktor beban dan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  untuk menentukan besarnya kekuatan nominal yang dapat dipakai dalam analisis dan desain ukuran dan distribusi tulangan fondasi.

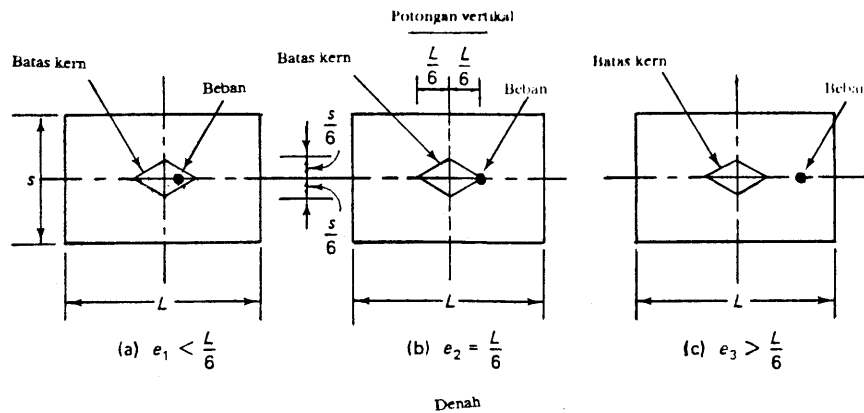
## 12.4 TEKANAN DUKUNG TANAH PADA DASAR FUNDASI

Distribusi tekanan dukung tanah terhadap fondasi bergantung pada bagaimana beban dari kolom atau dinding diteruskan ke slab fondasi, dan bergantung pula pada derajat kekakuan fondasi. Tanah di bawah fondasi dianggap merupakan material elastis homogen dan fondasinya dianggap kaku seperti halnya jenis-jenis fondasi yang banyak dijumpai. Dengan demikian tekanan dukung tanah dapat dipandang terdistribusi merata apabila beban reaksinya mempunyai titik tangkap yang melalui sumbu slab fondasi. Apabila bebannya tidak melalui sumbu tersebut, atau tidak bekerja secara simetris, maka distribusi tekanan tanah akan berbentuk trapezoid sebagai akibat kombinasi momen lentur dan gaya aksial.

### 12.4.1 Pengaruh Beban Eksentris terhadap Fondasi

Sebagaimana telah disinggung pada Bab 12.2, fondasi gabungan dan fondasi kolom eksterior dapat mengalami beban yang eksentris. Apabila eksentrisitas tersebut sangat besar, dapat terjadi tegangan tarik pada satu sisi fondasi karena distribusi tegangan lentur bergantung pada besarnya eksentrisitas beban. Karena itulah selalu disarankan untuk memancang ukuran denah fondasi sehingga titik tangkap gaya normal tersebut terletak pada bidang kern tengah seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.3 dan Gambar 12.4. Dalam hal demikian, lokasi beban tersebut pada  $1/3$  tengah dari dimensi fondasi





Gambar 12.3 Fundasi dengan beban eksentris.

dalam masing-masing arah agar dapat dihindari terjadinya tarik pada tanah, yang secara teoretis dapat saja terjadi sebelum adanya redistribusi tegangan.

1. Kasus eksentrisitas  $e < L/6$  (Gambar 12.3(a)). Dalam hal ini, tegangan langsung  $P/A_f$  lebih besar daripada tegangan lentur  $Mc/I$ . Tegangan.

$$p_{\max} = \frac{P}{A_f} + \frac{Pe_1c}{I} \quad (12.1a)$$

$$p_{\min} = \frac{P}{A_f} - \frac{Pe_1c}{I} \quad (12.1b)$$

2. Kasus eksentrisitas  $e_2 = L/6$  (Gambar 12.3b):

$$\text{tegangan langsung} = \frac{P}{A_f} = \frac{P}{sL} \quad (12.2a)$$

$$\text{tegangan lentur} = \frac{Mc}{I} = Pe_2 \times \frac{c}{I} \quad (12.2b)$$

$$\frac{c}{I} = \frac{\frac{L}{2}}{s(L^3/12)} = \frac{1}{s(L^2/6)} = \frac{6}{sL^2} \quad (12.2c)$$

$s$  dan  $L$  masing-masing adalah lebar dan panjang fundasi. Untuk memperoleh kasus batas di mana tidak terjadi tarik pada fundasi, tegangan langsung  $P/A_f$  harus ekuivalen dengan tegangan lentur, jadi

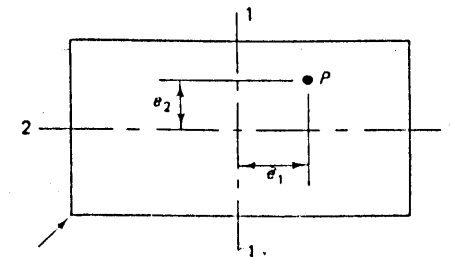
$$\frac{P}{A_f} - Pe_2 \times \frac{c}{I} = 0 \quad (12.2d)$$

Dengan mensubstitusikan  $P/A_f$  dan  $C/I$  dari persamaan 12.2a dan 12.2c ke dalam persamaan 12.2d akan diperoleh

$$\frac{P}{sL} - Pe_2 \times \frac{6}{sL^2} = 0 \quad \text{atau} \quad e_2 = \frac{L}{6}$$

Dengan demikian beban eksentris harus bekerja di dalam batas sepertiga tengah dimensi fundasi agar tidak terjadi tarik pada tanah.

4. Kasus eksentrisitas  $e_3 > L/6$  (Gambar 12.3c). Apabila bebannya bekerja di luar sepertiga tengah, maka akan ada tegangan tarik di sisi kiri fundasi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.3(c). Apabila tekanan dukung maksimum  $P_{\max}$  yang diakibatkan beban  $P$  tidak melebihi kapasitas dukung yang diizinkan, maka dapat diharapkan tidak terjadi *uplift* (gaya angkat) fundasi. Dalam keadaan demikian, pusat berat distribusi tegangan dukung (yang berupa segitiga) akan berimpit dengan titik tangkap beban  $P$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.3(c).



Gambar 12.4 Beban biaksial pada fundasi.

Jarak dari beban  $P$  ke ujung fundasi adalah  $r = (L/2) - e_3 =$  jarak titik berat segitiga tegangan dari alas segitiga. Dengan demikian lebar segitiga adalah  $3r = 3[(L/2) - e_3]$ . Dengan demikian tegangan dukung maksimum adalah:

$$p_{\max} = \frac{P}{\frac{3r \times s}{2}} = \frac{2P}{3s\left(\frac{L}{2} - e_3\right)} \quad (12.3a)$$

4. Eksentrisitas terhadap dua sumbu, beban diaksial (Gambar 12.4). Dalam hal beban terpusat mempunyai eksentrisitas dalam dua arah (keduanya masih di dalam titik-titik kern), maka tegangannya adalah:

$$p_{\max} = \frac{P}{A_f} \pm \frac{Pe_1c_1}{I_1} \pm \frac{Pe_2c_2}{I_2} \quad (12.3b)$$

### 12.4.2 Contoh 12.1: Fundasi dengan Beban Sentris

Sebuah ujung bawah kolom meneruskan beban kerja total 400.000 lb (1779 kN) ke fundasi bujursangkar pada garis beku (frost line), yaitu 3 ft di bawah datum seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.5. Garis beku adalah ketinggian tanah yang di bawahnya, air tanah tidak membeku di sepanjang tahun. Dari percobaan bor tanah diperoleh hasil bahwa tanahnya berupa pasir-kerikil padat. Tentukan luas fundasi yang diperlukan dan besarnya intensitas tekanan tanah neto  $P_n$  yang terjadi. Diberikan:

$$\text{Berat satuan tanah } \gamma = 135 \text{ lb/ft}^3 \text{ (21,1 kN/m}^3\text{)}$$

$$\text{Tebal slab fundasi} = 2 \text{ ft (0,6 m)}$$

#### Solusi

Karena fundasi ini dibebani sentris, maka tekanan dukung tanah dapat dianggap terdistribusi merata, dengan anggapan fundasinya cukup kaku. Dari percobaan bor tanah dan Tabel 12.1 diperoleh asumsi daya dukung tanah sebesar 5 ton/ft<sup>2</sup> pada taraf kedalaman fundasi, atau sama dengan 10.000 lb/ft<sup>2</sup> (478,8 kPa). Anggap bahwa berat rata-rata tanah dan beton di atas taraf fundasi adalah 135 psf. Karena sisi atas fundasi terletak di bawah garis beku (minimum 3 ft di bawah datum), maka tekanan neto yang diizinkan adalah:

$$\begin{aligned} P_n &= 10.000 - (5 \times 135 + 100 \text{ psf untuk tambahan beban lainnya}) \\ &= 9225 \text{ psf} \end{aligned}$$

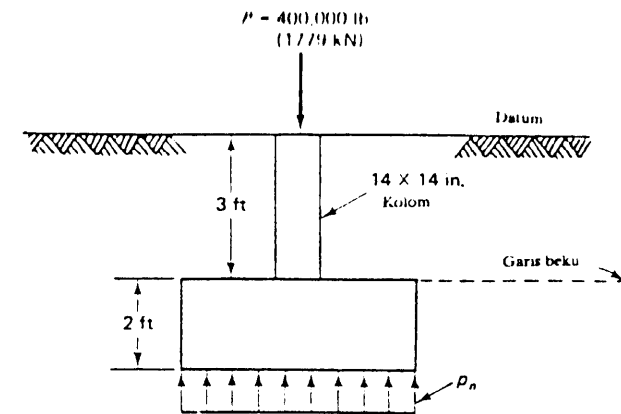
$$\text{luas minimum fundasi } A_f = 400.000/9225 = 43,36 \text{ ft}^2$$

Gunakan fundasi bujursangkar dengan ukuran 6 ft 8 in. x 6 ft 8 in. (2,03 m x 2,03 m).

$$A_f = 44,44 \text{ ft}^2 \text{ (4,13m}^2\text{)} > 43,36 \text{ ft}^2$$

### 12.4.3 Contoh 12.2: Fundasi dengan Beban Eksentris

Suatu fundasi beton bertulang berukuran 14 in. x 14 in. harus memikul reaksi kolom  $P = 400.000 \text{ lb (1779 kN)}$  pada garis beku (3 ft di bawah datum). Beban tersebut mempunyai eksentrisitas  $e_1 = 0,4 \text{ ft}$ ,  $e_2 = 1,3 \text{ ft}$ , dan  $e_3 = 2,2 \text{ ft}$ . Tentukan luas fundasi yang diperlukan dengan menganggapnya kaku dan mempunyai tebal  $h = 2,5 \text{ ft}$ . Dari percobaan bor tanah diperoleh hasil bahwa tanah di bawahnya terdiri atas lapisan-lapisan shale dan lempung sampai suatu kedalaman yang sangat dalam di bawah fundasi. Gunakan berat satuan  $\gamma = 140 \text{ lb/ft}^3$ .



Gambar 12.5 Fundasi dengan beban sentris.

#### Solusi

Dari Tabel 12.1 asumsikan kapasitas dukung yang diizinkan  $P_g = 6,5 \text{ ton/ft}^2 \text{ (13000 lb/ft}^2\text{)}$  pada kedalaman dasar fundasi.

$$\text{Eksentrisitas } e_1 = 0,4 \text{ ft.}$$

Dengan coba-coba-dan-penyesuaian, asumsikan ukuran fundasi 5 ft x 9 ft (1,52 m x 2,74 m),  $A_f = 45 \text{ ft}^2$ . Asumsikan bahwa dasar fundasi terletak pada 6 ft di bawah datum, dan berat yang dipikul oleh slab fundasi adalah 120 psf. Asumsikan bahwa berat rata-rata tanah dan fundasi adalah 140 psf.

$$\begin{aligned} \text{tekanan dukung neto yang diizinkan } P_n &= 13.000 - (6 \times 140 + 120) \\ &= 12.040 \text{ lb/ft}^2 \text{ (576,5 kPa)} \end{aligned}$$

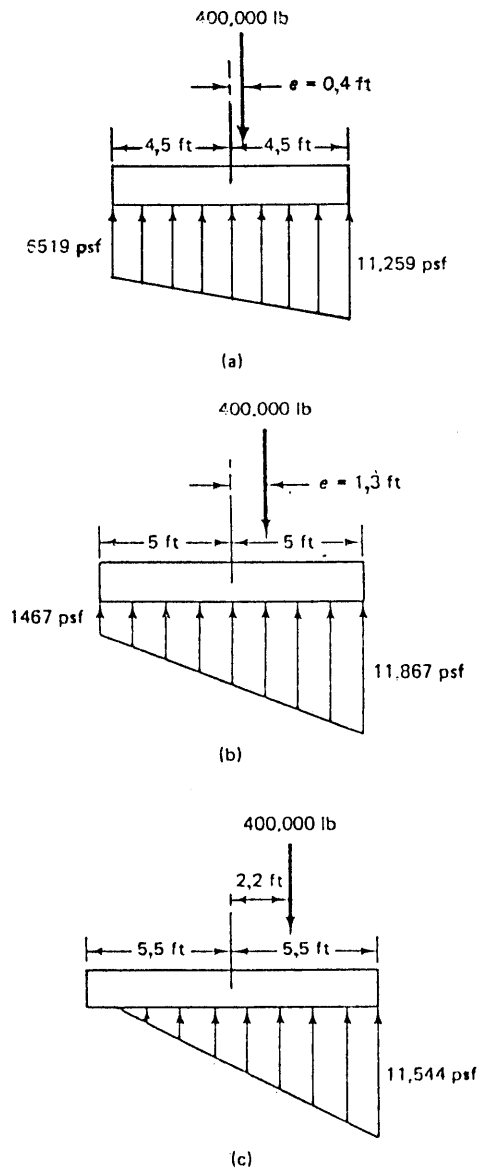
Leptangan yang diakibatkan oleh eksentrisitas beban kolom adalah:

$$\begin{aligned} p &= \frac{P}{A_f} \pm \frac{P_e}{I/c} = \frac{400.000}{45} \pm \frac{400.000 \times 0,4 \times 6}{5(9)^2} \\ &= 8889 \pm 2370 = 11.259 \text{ lb/ft}^2 \text{ (C) dan } 6.519 \text{ lb/ft}^2 \text{ (C)} < 12.040 \text{ lb/ft}^2 \end{aligned}$$

Distribusi tekanan dukung tersebut diperlihatkan pada Gambar 12.6(a), jadi memenuhi persyaratan.

$$\text{Eksentrisitas } e_2 = 1,3 \text{ ft}$$

Dengan coba-coba-dan-penyesuaian, asumsikan ukuran fundasi 6 ft x 10 ft (1,83 m x 3,05 m),  $A_f = 60 \text{ ft}^2 \text{ (5,57 m}^2\text{)}$ . Tekanan beban kerja aktual adalah:



Gambar 12.6 Distribusi tegangan dan luas tumpuan untuk contoh 12.2.

$$p = \frac{400.000}{60,0} \pm \frac{400.000 \times 1,4 \times 6}{6(10)^2}$$

$$= 6667 \pm 5200 = 11.867 \text{ lb/ft}^2 \text{ (C) dan } 1467 \text{ lb/ft}^2 \text{ (C)} < 12.040 \text{ lb/ft}^2$$

jadi dapat digunakan.

Perhatikan dari kedua contoh tersebut bahwa untuk momen yang semakin besar berarti akan terjadi eksentrisitas yang semakin besar pula, dan tekanan dukung minimum akan berkurang, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.6(a) dan (b).

Eksentrisitas  $e_3 = 2,2 \text{ ft}$

Dengan coba-coba-dan-penyesuaian, coba dahulu fondasi berukuran 7 ft x 11 ft (2,13 m x 3,35 m),  $A_f = 77 \text{ ft}^2$  (7,15 m<sup>2</sup>).

$$p = \frac{400.000}{77,0} \pm \frac{400.000 \times 2,2 \times 6}{77(11)^2}$$

$$= 5195 \pm 6234 = 11.429 \text{ lb/ft}^2 \text{ (C) dan } -1039 \text{ lb/ft}^2 \text{ (T)}$$

Cek dengan menggunakan persamaan 12.3 untuk  $e > L/6 > 11,0/6 = 1,83 \text{ ft}$ :

$$p = \frac{2P}{3S [(L/2) - e_3]} = \frac{2 \times 400.000}{3 \times 7 [(11/2) - 2,2]}$$

$$= 11.544 \text{ lb/ft}^2 < 12.040 \text{ lb/ft}^2$$

jadi cukup memenuhi.

Gambar 12.6(c) memperlihatkan bahwa apabila bebannya bekerja di luar sepertiga tengah dasar fondasi, hanya sebagian dari fondasi yang akan mengalami tegangan dukung tekan.

### 12.5 TINJAUAN DESAIN TERHADAP LENTUR

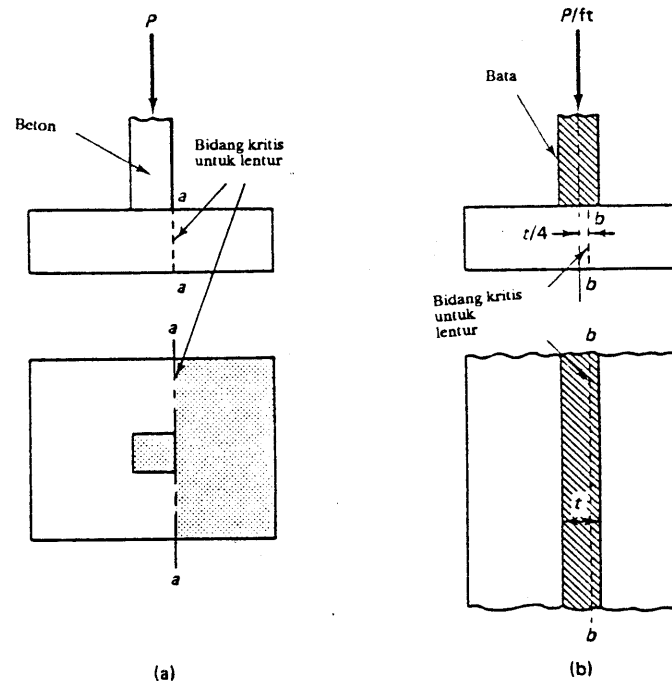
Momen luar maksimum pada suatu penampang fondasi ditentukan berdasarkan perhitungan momen rencana akibat gaya-gaya yang bekerja di seluruh luas fondasi pada satu sisi bidang vertikal yang dianggap melalui fondasi. Bidang tersebut diambil pada lokasi sebagai berikut:

1. Pada muka kolom, pedestal, atau dinding, untuk fondasi setempat atau terisolasi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.7(a).

- Di tengah antara dinding tepi dan tengah, untuk fondasi yang memikul dinding seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.7(b).
- Di tengah antara muka kolom dan tepi landasan baja, untuk fondasi yang memikul kolom dengan landasan baja.

### 12.5.1 Distribusi Penulangan

Pada fondasi satu arah dan pada fondasi bujursangkar dua arah, tulangan lentur harus secara merata terdistribusi di seluruh lebar fondasi. Rekomendasi ini bersifat konservatif, khususnya apabila tekanan dukung oleh tanah secara tidak merata. Sekalipun demikian, apabila di dalam asumsi momen lentur dilakukan peningkatan ketelitian, tidak akan banyak penghematan yang diperoleh.



Gambar 12.7 Bidang kritis untuk lentur: (a) kolom beton; (b) dinding bata.

Pada fondasi segiempat dua arah, momen lentur pada arah pendek diambil sama dengan momen lentur dalam arah yang panjang. Distribusi tulangan ini berbeda untuk arah panjang dan pendek. Tinggi efektif dapat diasumsikan, tanpa kehilangan ketelitian, sama untuk kedua arah meskipun memang sedikit berbeda karena adanya dua lapis tulangan. Berikut ini dicantumkan distribusi tulangan yang direkomendasikan:

- Tulangan pada arah yang panjang harus didistribusikan merata di seluruh lebar fondasi.
- Untuk tulangan dalam arah yang pendek, suatu jalur pusat dengan lebar sama dengan lebar fondasi dalam arah pendek, harus mempunyai bagian besar dari tulangan total yang diperoleh dengan persamaan 12.4, yang didistribusikan merata di seluruh jalur pusat tersebut:

$$\frac{\text{tulangan pada jalur pusat}}{\text{tulangan total dalam arah pendek, } A_{s_p}} = \frac{\alpha}{\beta + 1} \quad (12.4)$$

di mana  $\beta$  adalah angka perbandingan sisi panjang dengan sisi pendek dari fondasi. Sedangkan tulangan lain yang diperlukan pada arah yang pendek, didistribusikan merata di luar daerah jalur pusat fondasi.

Dalam segala hal, tebal fondasi di atas tulangan tidak boleh kurang dari 6 in. (152 mm) untuk fondasi yang terletak di atas tanah, dan tidak boleh kurang dari 12 in. (305 mm) untuk slab fondasi di atas tiang (slab di atas tiang harus selalu mempunyai tulangan). Tebal praktis untuk fondasi kolom tidak boleh kurang dari 9 in. (229 mm).

### 12.6 TINJAUAN DESAIN TERHADAP GESER

Seperti dibahas pada Bab 12.3.1, perilaku fondasi terhadap geser tidak berbeda dengan balok dan slab. Dengan demikian prinsip-prinsip dan persamaan-persamaan dari Bab 6 mengenai geser dan tarik diagonal dapat digunakan dalam desain fondasi.

Kekuatan geser slab dan fondasi di sekitar kaki kolom ditentukan oleh kondisi yang paling berbahaya di antara kedua kondisi di bawah ini.

#### 12.6.1 Aksi Balok

Penampang kritis terhadap geser pada slab dan fondasi dianggap terletak pada bidang yang melintang seluruh lebar, dan terletak pada jarak  $d$  dari muka reaksi terpusat. Dalam hal demikian, apabila hanya geser dan lentur yang bekerja, kekuatan geser nominal penampang tersebut adalah:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (12.5)$$

di mana  $b_w$  adalah lebar fondasi.

$V_c$  harus selalu lebih besar daripada gaya geser nominal

$V_n = V_u/\phi$  apabila tidak mempunyai tulangan geser.

### 12.6.2 Aksi Dua Arah

Bidang penampang kritis yang tegak lurus terhadap bidang *slab* dianggap terletak pada lokasi sedemikian rupa sehingga mempunyai keliling minimum  $b_0$ . Penampang ini tidak harus lebih dekat daripada  $d/2$  ke keliling beban terpusat. Mekanisme dasar kegagalan geser pada aksi dua arah yang telah dibahas pada Bab 12.3.1 menunjukkan bahwa penampang kritis terjadi pada jarak  $d/2$  dari muka tumpuan, dan bukan pada jarak  $d$  seperti pada aksi balok.

Kekuatan geser penampang demikian adalah:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_0 d \leq 4 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (12.6)$$

di mana  $\beta_c = \frac{\text{sisi panjang } c_1}{\text{sisi pendek } c_2}$  dari beban terpusat atau daerah reaksi

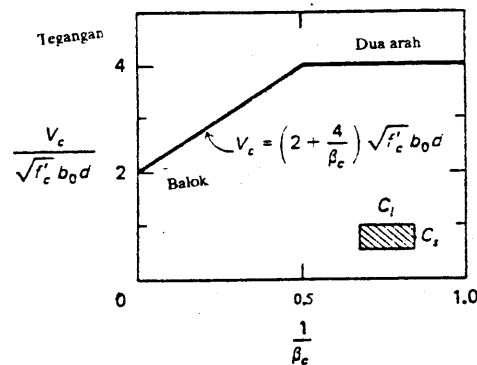
$b_0$  = keliling penampang kritis, yaitu panjang bidang kritis idealisasi.

Gambar 12.8 memberikan hubungan antara angka perbandingan sisi kolom  $\beta_c$  dengan kekuatan geser  $V_c$  fundasi.  $V_c$  harus selalu lebih besar daripada gaya geser nominal  $V_n = V_u/\phi$  apabila tidak digunakan tulangan geser.

Dalam hal aksi dua arah maupun aksi satu arah, apabila digunakan tulangan geser yang berupa batang atau kawat tulangan,

$$V_n = V_c + V_s \leq 6 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (12.7)$$

di mana  $V_c = 2(f'_c)^{0.5} b_0 d$  dan  $V_s$  didapat berdasarkan ukuran dan jarak penulangan geser, sebagaimana telah dibahas pada Bab 6, apabila tidak digunakan *shear head* (kepala geser) dari profil baja bentuk I atau kanal.



Gambar 12.8 Kekuatan geser pada fundasi.

Perlu diingat bahwa untuk kebanyakan *slab* fundasi, seperti juga halnya *slab* atau plat pada superstruktur, penggunaan tulangan geser merupakan hal yang tidak lazim berdasarkan tinjauan praktis, dan sulitnya meletakkan posisi tulangan geser.

### 12.6.3 Transfer Gaya dan Momen di Dasar Kolom

Gaya-gaya dan momen-momen di dasar kolom atau dinding ditransfer ke fundasi dengan menumpu pada beton dan dengan tulangan, anker, dan atau penghubung mekanis. Penulangan tersebut dapat meneruskan gaya tekan yang lebih besar dari kekuatan dukung (tumpu) fundasi atau kolom, dan juga gaya-gaya tarik yang terjadi.

Tegangan dukung (tumpu) yang diizinkan pada daerah beban aktual di dasar kolom atau di daerah bidang kontak adalah:

$$f_b = \phi (0,85 f'_c) \text{ di mana } \phi = 0,70 \quad (12.8a)$$

atau

$$f_b = 0,60 f'_c \quad (12.8b)$$

Dengan demikian tegangan dukung pada kolom beton pada umumnya dapat dianggap sebesar  $0,60 f'_c$ . Gaya tekan yang melebihi tegangan dukung izin di dasar kolom harus dipikul oleh anker atau tulangan memanjang yang diteruskan.

Apabila permukaan fundasi di semua sisinya lebih lebar daripada di daerah beban, peraturan ACI mengizinkan kekuatan dukung rencana dikalikan dengan  $(A_2/A_1)^{0.5}$ , tetapi harga  $(A_2/A_1)^{0.5}$  ini tidak boleh melebihi 2,0.  $A_1$  adalah luas daerah beban, dan  $A_2$  adalah luas maksimum permukaan tumpuan yang secara geometris serupa dan konsentris dengan luas daerah beban.

Luas tulangan minimum adalah  $0,005 A_g$  (tetapi paling sedikit harus ada 4 tulangan) yang melintang pertemuan kolom dengan fundasi apabila kekuatan dukung beton tidak terlampaui.  $A_g$  (in<sup>2</sup>) adalah luas bruto penampang melintang kolom.

Gaya-gaya lateral yang diakibatkan oleh beban horizontal seperti angin atau gempa harus dapat dipikul oleh penulangan geser-gesekan (*shear-friction reinforcement*) seperti yang telah dibahas dalam Bab 6.10.

### 12.7 PROSEDUR OPERASIONAL UNTUK DESAIN FUNDASI

Berikut ini dicantumkan langkah-langkah yang dapat digunakan untuk merancang ukuran dan jarak penulangan pada fundasi.

1. Tentukan kapasitas dukung yang diizinkan untuk tanah berdasarkan data tes bor tanah dan penyelidikan tanah lainnya.



2. Tentukan beban-beban kerja dan momen lentur yang bekerja di dasar kolom, yang berasal dari superstruktur. Tentukan kombinasi momen dan beban kerja yang paling menentukan.
3. Hitunglah luas fundasi yang diperlukan dengan membagi beban kerja total yang menentukan dengan kapasitas dukung tanah yang telah ditentukan apabila bebannya sentris. Apabila ada kombinasi beban yang menentukan dengan momen lentur, maka perhitungan adanya kontribusi tegangan lentur.
4. Hitung momen dan beban untuk kondisi pembebanan yang paling menentukan dan cari harga kekuatan nominal yang diperlukan dengan cara membagi beban dan momen rencana dengan faktor reduksi kekuatan  $\phi$  yang sesuai.
5. Dengan coba-coba-dan-penyesuaian, tentukan tebal efektif  $d$  penampang yang cukup memenuhi persyaratan geser pada penampang sejauh  $d$  dari muka tumpuan untuk aksi satu arah, dan pada jarak  $d/2$  untuk aksi dua arah, sedemikian tebalnya sehingga terpenuhi  $V_c = 2(f'_c)^{0.5}b_wd$  untuk aksi satu arah dan  $V_c = (2 + 4/\beta_c)(f'_c)^{0.5}b_{od} \leq 4(f'_c)^{0.5}b_{od}$  untuk aksi dua arah di mana  $b_w$  adalah lebar fundasi untuk aksi satu arah dan  $b_o$  adalah keliling bidang gagal untuk aksi dua arah. Gunakan harga  $d$  rata-rata karena ada dua harga  $d$  yang diperoleh dari dua arah tulangan. Apabila fundasi tersebut segiempat, cek kapasitas geser balok untuk masing-masing arah pada jarak  $d$  dari muka kolom.
6. Hitung momen tahanan rencana  $M_u$  pada bidang di muka kolom berdasarkan beban-beban rencana yang menentukan, yang berasal dari bidang kritis di fundasi. Cari  $M_n = M_u/\phi$  di mana  $\phi = 0.9$ . Tentukan luas penulangan total berdasarkan  $M_n$  dan tebal efektif penampang.
7. Tentukan ukuran dan jarak tulangan lentur dalam arah panjang dan pendek:
  - (a) Distribusikan tulangan tersebut secara merata di seluruh lebar fundasi dalam arah memanjangnya.
  - (b) Tentukan porsi  $A_{s1}$  dari tulangan total  $A_s$  yang diperoleh dari langkah 6 untuk arah pendek, dan distribusikan di sekitar jalur pusat:

$$A_{s1} = \frac{2}{\beta + 1} A_s$$

Distribusikan secara merata tulangan sisanya ( $A_s - A_{s1}$ ) di luar daerah jalur pusat (center band) fundasi. Pastikan apakah luas tulangan pada arah utama bidang fundasi melebihi harga minimum yang diperlukan oleh persyaratan temperatur dan persyaratan susut:  $A_s \geq 0,0018b_wd$  untuk penampang yang ditulangi baja *grade* 60 dan  $0,0020b_wd$  untuk *grade* 40.

8. Cek panjang penyaluran dan penjangkarannya agar memenuhi syarat lekatan tulangan seperti yang telah dibahas pada Bab 10.
9. Cek tegangan dukung pada kolom dan fundasi pada luas bidang kontakannya, apakah kekuatan dukung  $P_{nb}$  keduanya lebih besar daripada harga nominal reaksi kolom  $P_n = P_u/\phi$  di mana  $\phi = 0,70$ . Untuk fundasi,  $P_{nb} = (A_2/A_1)^{0.5} (0,85f'_c A_1)$  di mana harga  $(A_2/A_1)^{0.5}$  tidak boleh melebihi 2,0.

10. Tentukan jumlah dan ukuran tulangan anker (dowel) yang harus mampu men-transfer beban dari kolom ke *slab* fundasi.

Pada Gambar 12.9 diperlihatkan diagram alir untuk operasi perhitungan tersebut.

## 12.3 CONTOH-CONTOH DESAIN FUNDASI

### 12.3.1 Contoh 12.3: Desain Fundasi Dua Arah yang Terisolasi (Setempat)

#### Rencanakanlah

Rencanakanlah tebal fundasi dan distribusi tulangan untuk fundasi bujursangkar pada contoh 12.1 apabila beban kerja total  $P = 400.000$  lb, yang terdiri atas 230.000 lb (102,3 kN) beban mati dan 170.000 lb (75,6 kN) beban hidup. Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi (20,68 MPa), beton berbobot normal (fundasi)}$$

$$f'_c = 5500 \text{ psi (37,91 MPa) untuk kolom}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

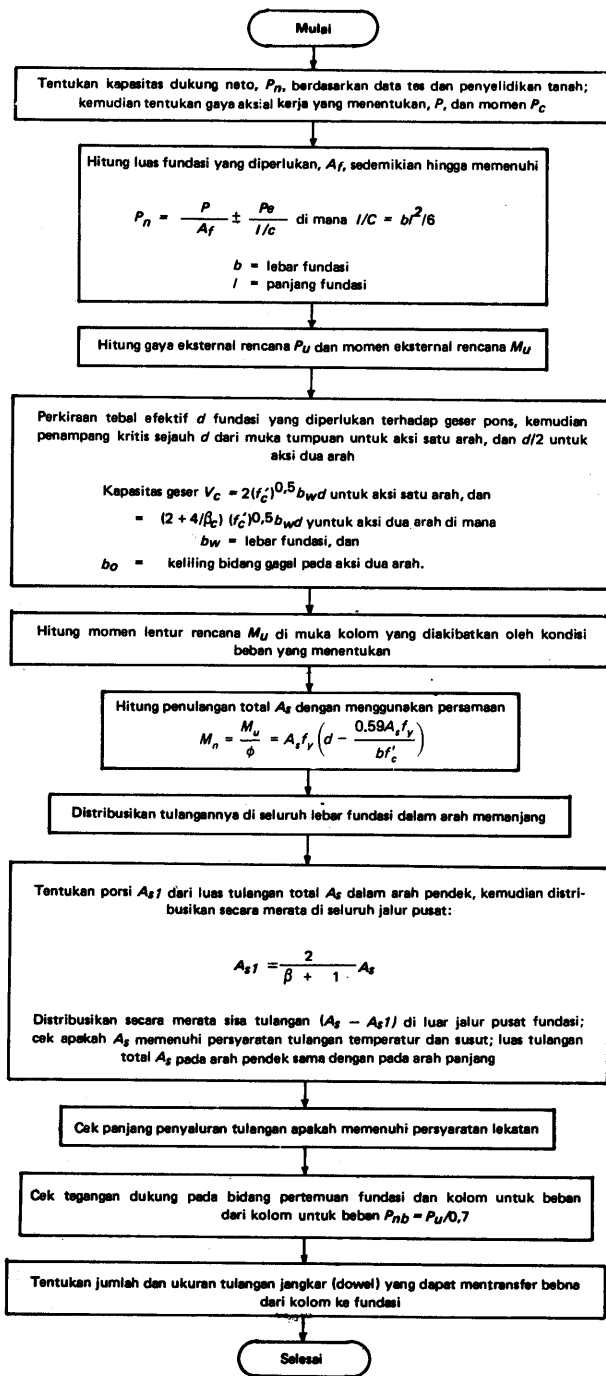
#### Solusi

#### Intensitas beban rencana (Langkah 4)

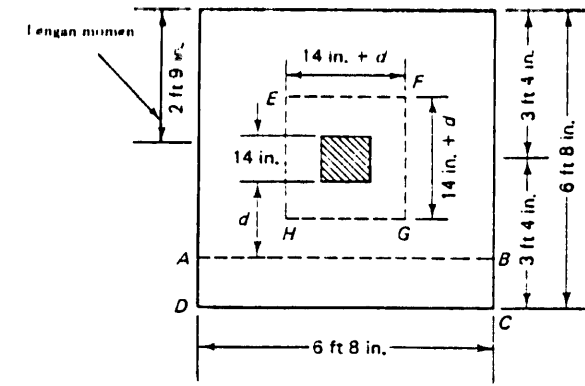
Data dari contoh 12.1:

$$\begin{aligned} \text{ukuran kolom} &= 14 \text{ in.} \times 14 \text{ in. (355,6 mm} \times 355,6 \text{ mm)} \\ \text{luas fundasi} &= 6 \text{ ft } 8 \text{ in.} \times 6 \text{ ft } 8 \text{ in. (2,03 m} \times 2,03 \text{ m)}, \\ A_f &= 44,49 \text{ ft}^2 \\ \text{tebal slab yang diasumsikan } h &= 2 \text{ ft.} \\ \text{beban rencana } U &= 1,4 \times 230.000 + 1,7 \times 170.000 \\ &= 611.000 \text{ lb} \end{aligned}$$

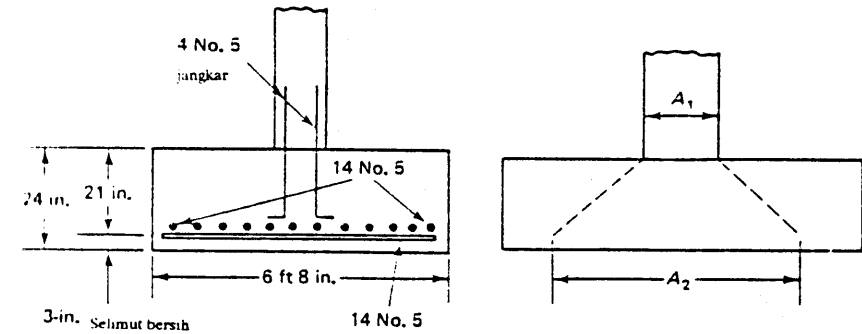
$$\begin{aligned} \text{intensitas beban rencana} &= q_s = U/A_f = 611.000/44,49 \\ &= 13,733 \text{ lb/ft}^2 \text{ (657,6 kPa)} \end{aligned}$$



Gambar. 12.9 Diagram alir untuk desain fondasi



(a)



(b)

(c)

Gambar 12.10 Detail fondasi pada contoh 12.3.

### Kapasitas geser (Langkah 5)

Asumsikan tebal slab fondasi = 2 ft. Tebal efektif  $d = h -$  tebal selimut beton minimum 3 in.  $\infty$  20 in.

Aksi balok (sejauh  $d$  dari muka kolom): Luas yang dipandang sebagai gaya geser rencana  $V_u$  diperlihatkan sebagai ABCD pada Gambar 12.10.

$$V_u \text{ rencana} = 13.733 \left( \frac{6 \text{ ft } 8 \text{ in.}}{2} - \frac{14}{2 \times 12} - \frac{20}{12} \right) (6 \text{ ft } 8 \text{ in.}) = 99.340 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ yang diperlukan} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{99.340}{0.85} = 116.871 \text{ lb}$$

$$b_w = 6, \text{ ft } 8 \text{ in.} = 80 \text{ in. (7,82 m)}$$

$V_c$  yang tersedia =

$$2 \sqrt{f_c'} b_w d = 2 \sqrt{3000} \times 80 \times 20 = 175.271 \text{ lb}$$

Aksi dua arah (pada jarak  $d/2$  dari tumpuan): Luas yang ditinjau untuk gaya geser rencana  $V_u$  sama dengan luas total bidang gagal fundasi  $EEFG$ .

$$V_u \text{ rencana} = 13.733 \left[ 44,49 - \left( \frac{14 + 20}{12} \right)^2 \right] = 500.736 \text{ lb}$$

$$V_n \text{ yang diperlukan} = V_u / \phi = 589.100 \text{ lb (2620 kN)}$$

$$b_o = \text{keliling bidang gagal } EFGH = (14 + 20) 4 = 136 \text{ in.}$$

$$\beta_c = 14/14 = 1,0$$

Kekuatan geser nominal yang tersedia, dari persamaan 12.6:

$$V_c = \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d \leq 4 \sqrt{f_c'} b_o d$$

karena  $\beta_c = 1,0$ ,  $V_c = 4 \sqrt{f_c'} b_o d$  mempunyai harga yang lebih rendah, jadi lebih menentukan.

$$V_c = 4 \sqrt{3000} \times 136 \times 20 = 595.922 \text{ lb (2650,7 kN)} > 589.100$$

Dengan demikian  $d = 20$  in. cukup untuk menikul geser.

Kapasitas momen lentur (Langkah 6 dan 7)

Penampang kritis adalah pada muka kolom.

$$\text{lengan momen} = \frac{6 \text{ ft } 8 \text{ in.}}{2} - \frac{14}{2 \times 12} = 2 \text{ ft } 9 \text{ in.}$$

$$\begin{aligned} \text{momen rencana } M_u &= 13.733 \times 6,67 \left[ \frac{(2 \text{ ft } 9 \text{ in.})^2}{2} \right] \\ &= 346.359,1 \text{ ft-lb} = 4.156.310 \text{ in. -lb} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4.156.310}{0,90} = 4.618.122 \text{ in. -lb (521,8 kN-m)}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Asumsikan bahwa  $(d - a/2) = 0,9d$ . Gunakan  $d$  rata-rata = 20 in.

$$4.618.122 = A_s \times 60.000 \times 0,9 \times 20$$

atau

$$A_s = \frac{4.618.122}{60.000 \times 0,9 \times 20} = 4,28 \text{ in.}^2 / 80\text{-in. jalur}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{4,28 \times 60.000}{0,85 \times 3000 \times 80} = 1,26 \text{ in.}$$

$$4.618.122 = A_s \times 60.000 \left( 20,0 - \frac{1,26}{2} \right)$$

$$A_s = 3,98 \text{ in.}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,98}{80 \times 20} = 0,0025$$

Tulangan minimum berdasarkan persyaratan temperatur dan susut adalah:

$$\rho_{min} = 0,0018 < \rho \quad \text{O.K.}$$

Gunakan 14 tulangan No. 5 ( $A_s = 4,27 \text{ in.}^2$ ) pada masing-masing arah dengan jarak 5,5 in. (139,7 mm) as ke as.

Penyaluran tulangan (Langkah 8)

Penampang kritis untuk menentukan panjang penyaluran sama dengan penampang kritis untuk lentur, yaitu pada muka kolom. Dari persamaan 10.5a, untuk tulangan No. 5.

$$\begin{aligned} l_d &= \frac{0,04 A_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \\ &\leq 0,0004 d_b f_y \end{aligned}$$

Catat bahwa faktor reduksi  $\lambda_d = 0,8$  tidak dapat dipakai karena jarak tulangnya kurang dari 6 in. Atau

$$l_d = \frac{0,04 \times 0,305 \times 60.000}{\sqrt{3000}} = 13,36 \text{ in.}$$

$$l_d = 0,0004 \times 0,625 \times 60.000 = 15,0 \text{ in. yang menentukan}$$

Panjang untuk masing-masing tulangan yang melewati muka kolom adalah:

$$(6 \text{ ft } 8 \text{ in.} - 14 \text{ in.}) \div 3 \text{ in. selimut beton} = 30 \text{ in.} > 15 \text{ in.} \quad \text{O.K.}$$

Transfer gaya pada pertemuan kolom dan fondasi (Langkah 9)

$$f'_c \text{ kolom} = 5500 \text{ psi. } P_u \text{ rencana} = 611.000 \text{ lb.}$$

(a) Kekuatan dukung pada kolom dengan menggunakan persamaan 12.8b:

$$\phi P_{nb} = 0,70 \times 0,85 f'_c A_1 = 0,60 f'_c A_1$$

atau

$$\begin{aligned} \phi P_{nb} &= 0,60 f'_c A_1 = 0,60 \times 5500 \times 14 \times 14 \\ &= 646.800 \text{ lb} > 611.000 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Dari langkah 4 prosedur desain operasional mengenai kekuatan dukung fondasi beton diperoleh:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \sqrt{\frac{(6 \text{ ft } 8 \text{ in.}) \times (6 \text{ ft } 8 \text{ in.})}{(14 \times 14)/144}} = 5,714 > 2,0 \quad \text{pakai } 2,0$$

$$\begin{aligned} \phi P_{nb} &= 2,0(0,60 f'_c A_1) = 2,0 \times 0,60 \times 3000 \times 14 \times 14 = 705.600 \text{ lb} \\ &> 611.000 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Tulangan jangkar (dowel) antara kolom dan fondasi (Langkah 10)

Sekalipun kekuatan dukung pada pertemuan antara kolom dan slab fondasi sudah cukup untuk mentransfer gaya  $P_u$ , ada persyaratan luas tulangan minimum pada pertemuan tersebut.  $A_s$  minimum adalah  $= 0,005 (14 \times 14) = 0,98 \text{ in.}^2$ , dan tidak boleh kurang dari 4 batang tulangan. Gunakan empat tulangan No. 5 sebagai jangkar ( $A_s = 1,22 \text{ in.}^2$ ).

Penyaluran tulangan jangkar yang mengalami tekan: Dari persamaan 10.6a dan 10.6b, untuk tulangan No. 5

$$l_{db} = \frac{0,02 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

dan  $l_{db} \geq 0,0003 d_b f_y$  di mana  $d_b$  adalah diameter jangkar (dowel). Untuk kolom:

$$l_d = \frac{0,02 \times 0,625 \times 60.000}{\sqrt{5500}} = 10,11 \text{ in.}$$

$$0,0003 \times 0,625 \times 60.000 = 11,25 \text{ in. yang menentukan}$$

Untuk fondasi:

$$l_d = \frac{0,02 \times 0,625 \times 60.000}{\sqrt{3000}} = 13,69 \text{ in.}$$

Panjang penyaluran yang tersedia di atas tulangan fondasi dengan menganggap ukuran tulangan kolomnya sama dengan tulangan jangkar adalah:

$$\begin{aligned} l &= 24 - 3 \text{ (selimut beton)} - 2 \times 0,625 \text{ (tulangan fondasi)} - 0,625 \text{ (jangkar)} \\ &= 19,13 > 13,69 \text{ in., jadi dapat digunakan} \end{aligned}$$

### 12.4 Contoh 12.4: Desain Fondasi Segiempat Dua Arah yang Terisolasi (Setempat)

Tentukan ukuran dan distribusi tulangan lentur dari suatu fondasi segiempat yang mengalami gaya rencana konsentris dari kolom  $P_u = 770.000 \text{ lb}$  (3425 kN) dan mempunyai luas  $10 \text{ ft} \times 15 \text{ ft}$  (3,05 m x 4,57 m). Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi (20,68 MPa), fondasi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

$$\text{Ukuran kolom} = 14 \text{ in.} \times 18 \text{ in.}$$

Solusi

$$\text{intensitas beban rencana} = \frac{770.000}{10 \times 15} = 5134 \text{ lb/ft}^2$$

Kapasitas geser (Langkah 5)

Dengan coba-coba-dan-penyesuaian, asumsikan tebal slab fondasinya sebesar 2 ft 4 in.

Aksi balok pada jarak  $d$  dari muka kolom: Tebal efektif rata-rata  $\infty$  2 ft 4 in.

1 in. (selimut beton) - 0,75 in. (diameter tulangan pada lapisan pertama)  $\infty$  24 in.

Dari Gambar 12.11 diperoleh panjang  $CD$  akan mengalami intensitas beban  $q_s$  dengan aksi balok satu arah

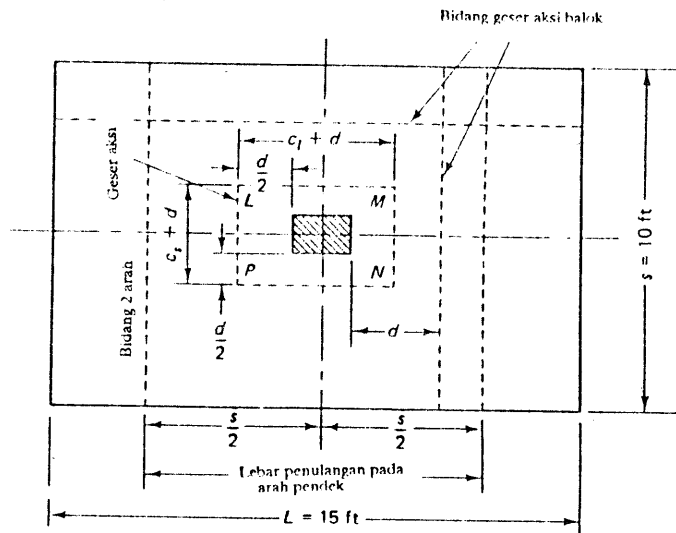
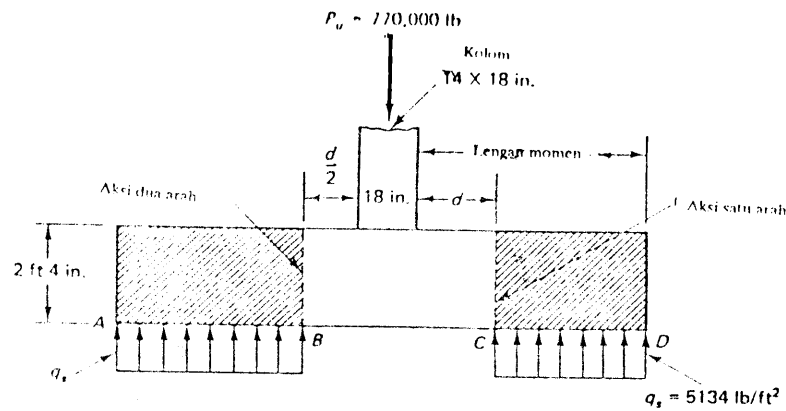
$$\frac{15 \text{ ft}}{2} - \frac{18 \text{ in.}}{2 \times 12} - \frac{24 \text{ in.}}{12} = 4 \text{ ft } 9 \text{ in.} = 57 \text{ in.}$$

$$V_u \text{ rencana} = 5134 \times 10 \text{ ft} \times 4 \text{ ft } 9 \text{ in.} = 243.865 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ yang diperlukan} = \frac{V_u}{\phi} = \frac{243.865}{0,85} = 286.900 \text{ lb}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ yang tersedia} &= 2 \sqrt{f'_c} b_w d = 2 \sqrt{3000} \times 120 \times 24 \\ &= 315.488 \text{ lb} > 286.900 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

Catat bahwa untuk  $b_w$  digunakan nilai yang pendek agar memberikan harga  $V_u$  yang lebih rendah.



Gambar 12.11 Bidang-bidang aksi dua arah dan aksi balok untuk contoh 12.4.

Aksi dua arah (pada jarak  $d/2$  dari muka kolom):

luas beban di luar bidang runtuh  $LMNP$  pada Gambar 12.11

$$\begin{aligned}
 &= 15 \times 10 - (c_1 + d)(c_s + d) \\
 &= 150 - \frac{(18 + 24)(14 + 24)}{144} \\
 &= 138,92 \text{ ft}^2
 \end{aligned}$$

$$V_u \text{ rencana} = 51,24 \times 138,92 = 713,215 \text{ lb.}$$

$$V_u \text{ yang diperlukan} = 713,215 / 0,85 = 839,077 \text{ lb (3732 kN)}$$

$$\text{keliling bidang runtuh geser } b_o = 2 [(c_1 + d) + (c_s + d)]$$

$$2 [(81 + 24) + (14 + 24)] = 160 \text{ in.}$$

Dari persamaan 12.6 diperoleh:

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d \leq 4 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta_c = \frac{18}{14} = 1,286 \quad 2 + \frac{4}{1,286} > 4$$

Dengan demikian  $V_c = 4 (f'_c)^{0,5} b_o d$  yang menentukan.

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ yang tersedia} &= 4 \sqrt{f'_c} b_o d = 4 \sqrt{3000} \times 160 \times 24 \\
 &= 841,302 \text{ lb} > 839,077 \quad \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

Desain tulangan dua arah

Penampang kritis untuk lentur adalah pada muka kolom. Lengan momen yang menentukan adalah dalam arah panjang:

$$\frac{15 \text{ ft}}{2} - \frac{18 \text{ in.}}{2 \times 12} = 6,75 \text{ ft (2,06 m)}$$

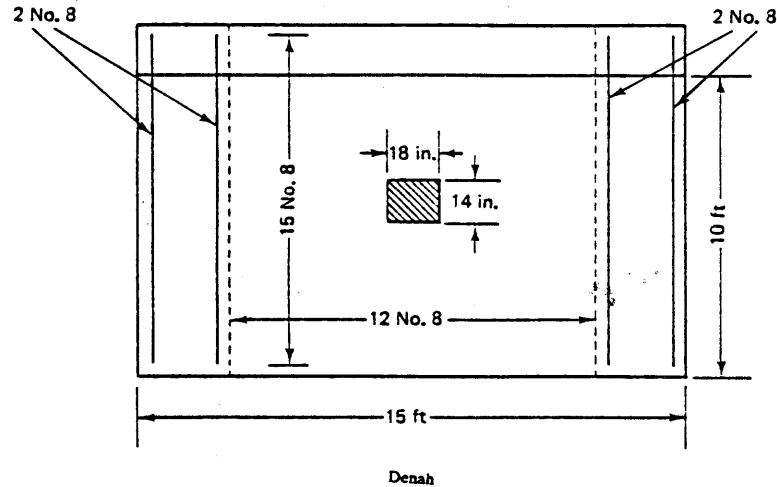
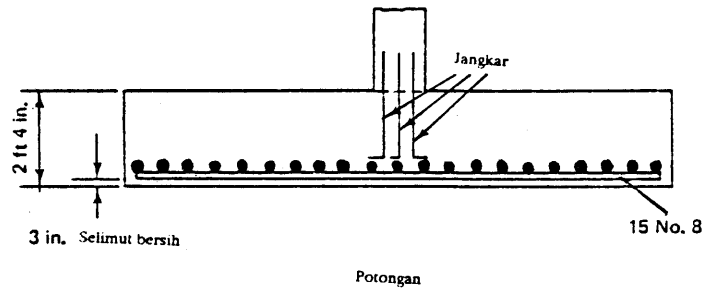
$$\begin{aligned}
 \text{momen rencana } M_u &= 5134 \times \frac{10(6,75)^2}{2} \\
 &= 1.169.589 \text{ ft-lb} = 14.035.073 \text{ in.-lb (1585,96 kN-m)}.
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{14.035.073}{0,9} = 15.594.526 \text{ in. -lb (1762,18 kN-m)}$$

Anggap bahwa  $(d - a/2) = 0,9d$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \text{ atau } 15.594.526 = A_s \times 60.000 \times 0,9 \times 24$$

$$A_s = \frac{15.594.526}{60.000 \times 0,9 \times 24} = 12,03 \text{ in.}^2 / 10\text{-ft-lebar jalur}$$



Gambar 12.12 Detail penulangan fundasi untuk contoh 12.4.

Cek

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{12,03 \times 60.000}{0,85 \times 3000 \times 120} = 2,36 \text{ in.}$$

$$15.594.526 = A_s \times 60.000 \quad 24 - \frac{2,36}{2}$$

$$A_s = 11,39 \text{ in.}^2 = \frac{11,39}{10 \text{ ft}} = 1,14 \text{ in.}^2/\text{ft lebar}$$

Coba tulangan No. 8,  $A_s = 0,79 \text{ in.}^2$  per tulangan,

$$\text{banyaknya tulangan dalam arah pendek} = \frac{11,39}{0,79} = 14,42$$

Gunakan 15 tulangan.

*Tulangan dalam arah pendek*

Lebar jalur =  $s = 10 \text{ ft}$  (Gambar 12.11). Dari persamaan 12.4:

$$\beta = \frac{15}{10} = 1,5$$

$$\frac{A_{s1}}{A_s} = \frac{2}{\beta + 1} \quad \text{atau} \quad \frac{A_{s1}}{11,39} = \frac{2}{1 + 1,5}$$

Dengan demikian:

$$A_{s1} = \frac{2 \times 11,39}{2,5} = 9,11 \text{ in.}^2$$

harus ada pada jalur pusat selebar 10 ft, dan sisanya ( $= 11,39 - 9,11 = 2,28 \text{ in.}^2$ ) harus ada pada lebar sisanya. Gunakan tulangan No. 12 pada jalur pusat =  $9,48 \text{ in.}^2$  dan 2 tulangan No. 8 pada kedua sisi jalur seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.12. Untuk melengkapi desain ini, perlu dicek panjang penyaluran, tegangan dukung pada bidang pertemuan kolom fundasi, dan penjangkaran telah dilakukan seperti ditunjukkan pada contoh 12.3.

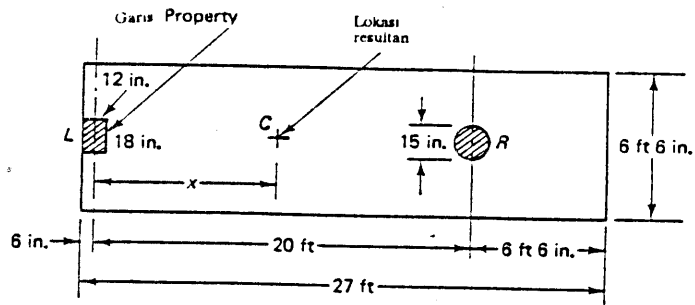
### 12.8.3 Contoh 12.5: Merencanakan Fundasi Gabungan

Suatu fundasi gabungan mempunyai denah seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.13. Kolom  $L$ , pada garis property (property line) mengalami beban kerja aksial  $P_L = 200.000 \text{ lb}$  (889,6 kN) dan kolom tengah  $R$  mengalami beban kerja total  $P_R = 350.000 \text{ lb}$  (1556 kN). Beban hidupnya sebesar 35% dari beban total. Kapasitas dukung tanah pada kedalaman dasar fundasi adalah  $4000 \text{ lb/ft}^2$  (191,5 kPa). Ada beban tambahan dari *slab* pada taraf datum sebesar  $100 \text{ lb/ft}^2$ . Rencanakan ukuran fundasi tersebut dan tentukan ukuran dan distribusi penulangan *slab* fundasi. Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi (20,60 MPa)}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa)}$$

Dasar fundasi terletak pada kedalaman 7 ft di bawah datum.



Gambar 12.13 Geometri denah fondasi gabungan untuk contoh 12.5.

**Solusi**

beban kolom total =  $200.000 + 350.000 = 550.000 \text{ lb}$   
 (2446,4 kN).

kapasitas tanah yang diizinkan (neto)

$$P_n = P_g - 120 \text{ (7 ft kedalaman dasar fondasi)} - 100$$

atau

$$P_n = 4000 - 120 \times 7 - 100 = 3060 \text{ lb/ft}^2$$

luas minimum fondasi  $A_f = \frac{P}{p_n} = \frac{550.000}{3060} = 179,8 \text{ ft}^2$

Pusat berat beban kolom dari garis *property*:

$$x = \frac{200.000 \times 0,5 + 350.000 \times 20,5}{550.000} = 13,23 \text{ ft}$$

panjang fondasi  $L = 2 \times 13,23 = 26,46 \text{ ft}$

Gunakan  $L = 27 \text{ ft}$ .

lebar fondasi  $S = \frac{179,8}{27,0} = 6,66 \text{ ft}$

Gunakan  $S = 6 \text{ ft } 6 \text{ in.}$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.13.

**Momen dan geser rencana**

*Kolom L:*

$$P_D = 0,65 \times 200.000 = 130.000 \text{ lb}$$

$$P_L = 200.000 - 130.000 = 70.000 \text{ lb}$$

$$P_u = 1,4 \times 130.000 + 1,7 \times 70.000 = 310.000 \text{ lb}$$

*Kolom R:*

$$P_D = 227.500 \text{ lb}$$

$$P_L = 122.500 \text{ lb}$$

$$P_u = 1,4 \times 227.500 + 1,7 \times 122.500 = 526.750 \text{ lb.}$$

Tekanan dukung tanah rencana neto untuk desain struktural fondasi adalah:

$$q_s = \frac{P_u}{A_f} = \frac{301.000 + 526.750}{6,5 \times 27,0} = 4716,5 \text{ lb/ft}^2$$

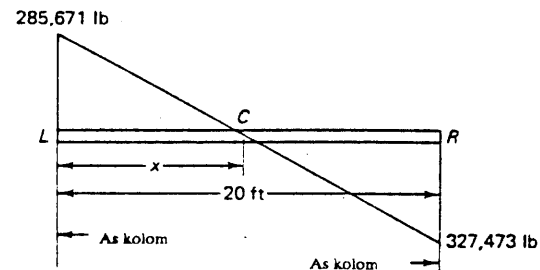
Anggap bahwa beban kolom bekerja melalui sumbu-sumbunya.

Tekanan dukung rencana per ft lebar

$$q_s \times S = 4716,5 \times 6,5 = 30.658 \text{ lb/ft}$$

$$V_u \text{ pada garis pusat kolom } L = 301.000 - 30.658 \times (6/12) = 285.671 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ pada garis pusat kolom } R = 526.750 - 30.658 \times 6,5 = 327.473 \text{ lb.}$$



Gambar 12.14 Diagram geser pada fondasi untuk contoh 12.5.

Momen maksimum terjadi di titik C di mana gaya gesernya sama dengan nol pada Gambar 12.14, yaitu  $x$  (ft) dari pusat kolom L.

$$x = \frac{285.671 \text{ lb}}{30.650 \text{ plf}} = 9,32 \text{ ft}$$

Dengan mengambil diagram benda bebas (freebody diagram) di kiri penampang yang melalui C momen rencana di titik C adalah:

$$\begin{aligned} M_u \text{ dari sisi kiri} &= 30.658 \frac{(9,32 + 0,50)^2}{2} - 301.000 \times 9,32 \\ &= -1.327.108 \text{ ft-lb} = -15.925.293 \text{ in.-lb (Gambar 12.15)} \end{aligned}$$

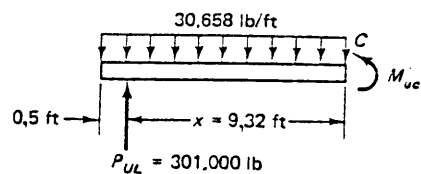
$$\begin{aligned} M_u \text{ dari sisi kanan} &= 30.658 \frac{(27,0 - 9,82)^2}{2} - 526.750 (20,0 - 9,32) \\ &= 1.101.299 \text{ ft-lb} = -13.215.588 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

Dengan demikian  $M_u$  dari sisi kiri yang menentukan. Perlu dicatat bahwa  $M_u$  dari sisi kanan berbeda dengan  $M_u$  dari sisi kiri karena panjang fundasi 27 ft digunakan bukannya 26,46 ft, juga karena pembulatan. Dengan demikian bebannya tidak benar-benar merata sebagai akibat adanya eksentrisitas kecil.

#### Desain fundasi dalam arah memanjang

(a) Geser: Di dalam perhitungan geser, fundasi gabungan dipandang sebagai balok. Dengan demikian penampang kritisnya terletak pada jarak  $d$  dari muka tumpuan.  $V_n$  yang menentukan pada garis pusat kolom adalah:

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{327.473}{0,85} = 385.262 \text{ lb}$$



Gambar 12.15 Diagram benda bebas.

Asumsikan tebal total fundasi = 3 ft (0,92 m). Tebal efektif fundasi  $d = 32$  in. Untuk kolom tengah R (yang menentukan), ukuran kolom segiempat ekuivalen adalah:

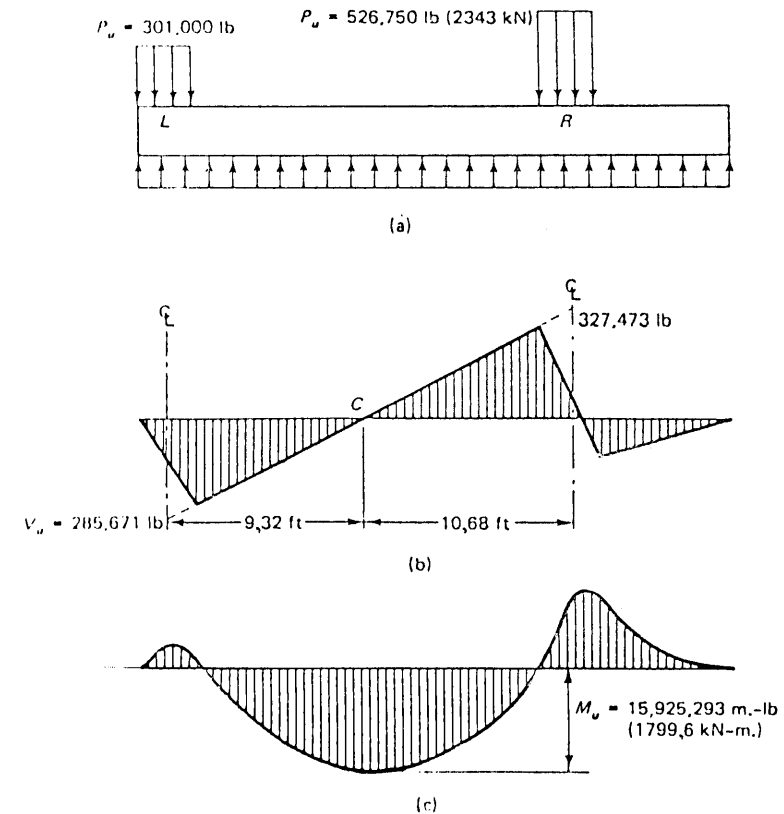
$$\sqrt{\pi \cdot (15)^2 / 4} = 13,29 \text{ in.}$$

$V_n$  yang diperlukan pada penampang  $d$

$$\begin{aligned} &= 385.262 \frac{(13,29/2 + d)}{12} \times \frac{30.658}{\phi} \\ &= 385.262 \frac{38,65 \times 30.658}{12 \times 0,85} = 269.107 \text{ lb (1196,9 kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 2 \sqrt{f'_c} b_w d = 2 \sqrt{3000} \times 6,5 \times 12 \times 32 \\ &= 273.423 \text{ lb (1216,2 kN)} > 269.107 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

(b) Momen dan penulangan dalam arah memanjang (Langkah 4): Distribusi geser dan momen dalam arah memanjang diperlihatkan pada Gambar 12.16. Penampang kritis untuk momen diambil pada muka kolom.



Gambar 12.16 Distribusi geser dan momen dalam arah memanjang: (a) tampak; (b) geser; (c) momen.



$$\text{momen } M_n \text{ yang menentukan} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{15.925.293}{0,9} = 17.694.770 \text{ in.-lb} \\ \text{(1999,5 kNm)}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Anggap bahwa  $(d - a/2) = 0,9d$ .

$$17.694.770 = A_s \times 60.000 (0,9 \times 32)$$

atau

$$A_s = \frac{17.694.770}{60.000 \times 0,9 \times 32} = 10,24 \text{ in.}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{10,24 \times 60.000}{0,85 \times 3.000 \times 6,5 \times 12} = 3,09 \text{ in.}$$

$$17.694.770 = A_s \times 60.000 \left( 32 - \frac{3,90}{2} \right)$$

$$A_s = 9,68 \text{ in.}^2 (6245 \text{ mm}^2)$$

Gunakan 22 tulangan No. 6 di sebelah atas bentang tengah.

$$A_s = 9,68 \text{ in.}^2 \text{ (22 tulangan berdiameter 19,1 mm).}$$

*Desain fundasi dalam arah melintang.*

Kedua kolom dianggap sebagai kolom-kolom yang terisolasi. Lebar jalur tidak boleh lebih besar daripada lebar kolom ditambah setengah tebal efektif  $d$  pada masing-masing sisi kolom. Asumsi ini masih berada pada sisi yang aman karena distribusi regangan lentur aktual sangat tak tentu. Akan tetapi, dapat pula diasumsikan bahwa penulangan lentur dalam arah melintang dapat memperbesar kapasitas geser-pons di dalam daerah  $d/2$  dari muka kolom  $L$  dan kolom  $R$  ekuivalen. Pada Gambar 12.17 diperlihatkan lebar jalur melintang untuk kedua kolom yang ditentukan berdasarkan asumsi-asumsi ini.

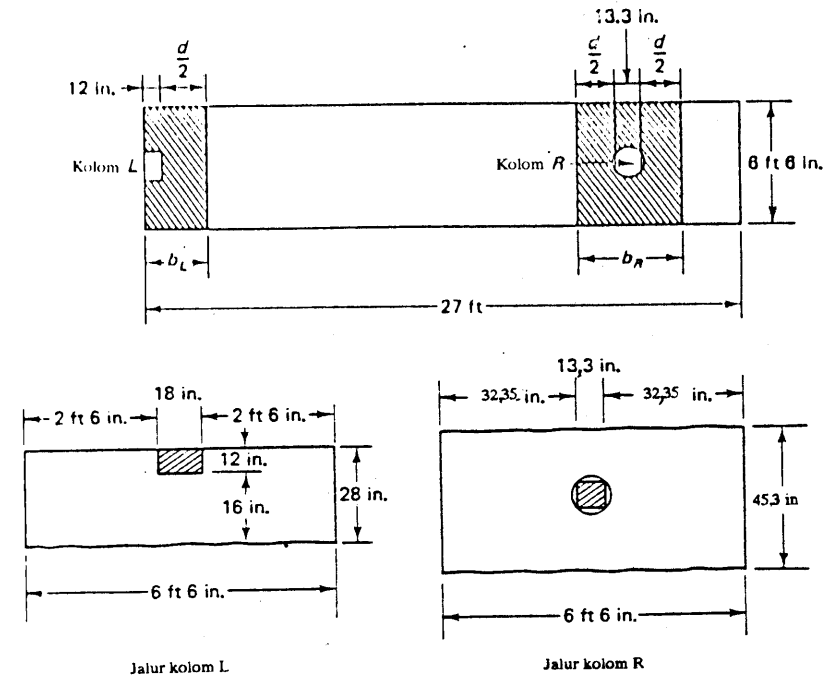
$$\text{lebar jalur } b_L = 12 + \frac{32}{2} = 28 \text{ in.} = 2,33 \text{ ft}$$

Ukuran kolom segiempat yang ekuivalen dengan kolom lingkaran berdiameter 15 in. adalah 13,29 in.

$$\text{lebar jalur } b_R = 13,29 + 2 \left( \frac{32}{2} \right) = 45,3 \text{ in.} = 3,77 \text{ ft}$$

*Penulangan pada jalur kolom L:*

$$\text{lengkan momen} = \frac{6 \text{ ft } 6 \text{ in.}}{2} - \frac{18}{2 \times 12} = 2,50 \text{ ft} = 30,0 \text{ in.}$$



Gambar 12.17 Lebar jalur melintang fundasi.

Tekanan dukung rencana (neto) dalam arah melintang,

$$q_s = \frac{301.000}{6,5} = 46.308 \text{ lb/ft}$$

$$M_u = q_s \frac{l^2}{2} = 46.308 \frac{(2,50)^2}{2} = 144.713 \text{ ft.-lb} = 1.736.550 \text{ in.-lb}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1.736.550}{0,90} = 1.929.500 \text{ in.-lb (218,0 kN-m)}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

atau

$$1.929.500 = A_s \times 60.000 \times 0,9 \times 32$$

$$A_s = 1,12 \text{ in.}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1,12 \times 60.000}{0,85 \times 3.000 \times 28} = 0,94 \text{ in.}$$

$$1.929.500 = A_s \times 60.000 \left( 32 - \frac{0,94}{2} \right)$$

$$A_s = 1,02 \text{ in.}^2 \text{ (658 mm}^2\text{)}$$

$$A_s \text{ minimum} = 0,0018 b_w d = 0,0018 \times 28 \times 32 = 1,62 \text{ in.}^2$$

$$\rho = \frac{1,02}{28 \times 32} = 0,00114$$

Gunakan enam tulangan No. 5 (diameter 15,9 mm),  $A_s = 1,86 \text{ in.}^2$ , yang berjarak sama di dalam jalur yang terpusat di bawah kolom.

*Penulangan melintang pada jalur kolom R:* Ukuran kolom segiempat ekuivalen adalah 13,3 in. x 13,3 in.

$$\text{lengan momen} = \frac{6 \text{ ft } 6 \text{ in.}}{2} - \frac{13,3 \text{ in.}}{2 \times 12} = 2,69 \text{ ft} = 32,35 \text{ in.}$$

Tekanan dukung rencana neto dalam arah melintang,

$$q_s = \frac{526.750}{6,50} = 81.038 \text{ lb/ft}$$

$$M_u = q_s \frac{l^2}{2} = 81.038 \frac{(2,69)^2}{2} = 293.200 \text{ ft.-lb} = 3.518.400 \text{ in.-lb}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3.518.400}{0,90} = 3.909.333 \text{ in.-lb (441,8 kN-m)}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \text{ asumsikan } d - \frac{a}{2} = 0,90 d$$

atau

$$3.909.333 = A_s \times 60.000 \times 0,9 \times 32$$

$$A_s = 2,26 \text{ in.}^2 \quad a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{2,26 \times 60.000}{0,85 \times 3.000 \times 45,3} = 1,17 \text{ in.}$$

$$3.909.333 = A_s \times 60.000 \left( 32 - \frac{1,17}{2} \right)$$

$$A_s = 2,07 \text{ in.}^2 \text{ (3347 mm}^2\text{)}$$

$$\rho = \frac{2,07}{45,3 \times 32} = 0,0014 < \rho_{\min}$$

Di mana  $\rho_{\min} = 0,0018$  (tulangan temperatur susut).

$$A_s \text{ minimum} = 0,0018 \times 45,3 \times 32 = 2,61 \text{ in.}^2.$$

Gunakan sembilan tulangan No. 5 (diameter 15,9 mm),  $A_s = 2,79 \text{ in.}^2$ , yang berjarak sama

*Cek panjang penyaluran untuk tulangan yang mengalami tarik*

(a) *Tulangan atas memanjang:* Dari persamaan 10.5:

$$\text{min. } l_{db} = \frac{0,04 A_b f_y (1,4)}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_{db} = 0,04 \times 0,44 \times 60.000 \times \frac{1,4}{\sqrt{3000}} = 26,99 \text{ in.} = 2,25 \text{ ft (menentukan)}$$

atau

$$l_{db} = 0,0004 d_b f_y = 0,0004 \times 0,750 \times 60.000 = 18,0 \text{ in.} = 1,50 \text{ ft}$$

Faktor modifikasi  $l_{db}$  untuk tulangan tas = 1,4; dengan demikian panjang penyaluran minimum  $l_{db} = 1,4 \times 26,99 = 37,79 \text{ in.} = 3,15 \text{ ft}$ . Jarak dari titik C pada momen maksimum di dalam Gambar 12.14 ke pusat kolom kiri =  $9,32 + 0,50 = 9,82 \text{ ft} > 3,15$ . O.K.

(b) *Tulangan bawah melintang:*

$$l_{db} = 0,04 \times 0,305 \times \frac{60.000}{\sqrt{3000}} = 13,36 \text{ in.}$$

$$l_{db} = 0,004 \times 0,625 \times 60.000 = 15,0 \text{ in.}$$

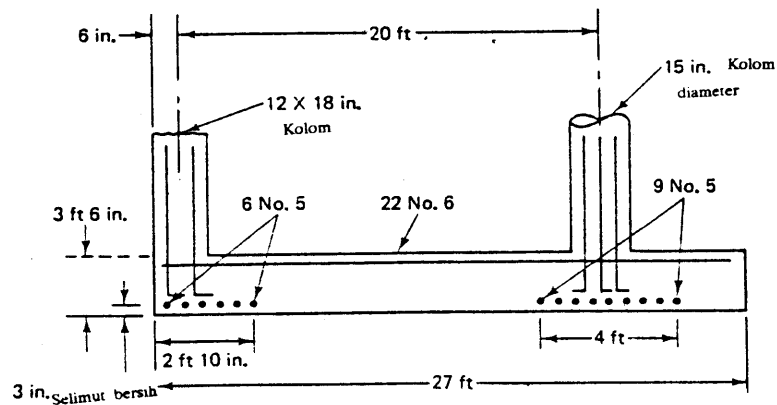
panjang penyaluran yang tersedia =  $(32,35 - 3,0) \text{ in.} > 15,00 \text{ in.}$  O.K.

Faktor modifikasi yang diperlukan untuk kloom  $L = \frac{1,62}{1,86} = 0,87$

Faktor modifikasi yang diperlukan untuk kolom  $R = \frac{2,61}{2,79} = 0,94$

Panjang penyaluran minimum  $l_{db} = 0,94 \times 15,00 = 14,10$  in. terpenuhi.

Dengan demikian penulangan tersebut dapat digunakan seperti yang diperlihatkan pada Gambar 12.18. Cek penjangkaran untuk kolom dan slab fundasi.



Gambar 12.18 Penulangan fundasi gabungan.

## 12.9 DESAIN STRUKTURAL UNTUK JENIS FUNDASI LAINNYA

Dari pembahasan dan contoh-contoh yang telah diberikan sebelum ini jelaslah bahwa desain substruktur fundasi mengikuti pula hipotesis-hipotesis dan prosedur-prosedur yang telah dipakai dalam merencanakan superstruktur apabila intensitas dan distribusi tekanan dukung tanah telah diketahui. Apabila ada sekumpulan tiang yang harus memikul reaksi yang sangat berat dari kepala tiang (pile cap), analisisnya akan menjadi penentuan beban pons untuk setiap tiang dan penentuan tebal kepala tiang tersebut. Penentuan pusat berat resultan semua gaya tiang harus dilakukan apabila sistemnya mengalami lentur, selain juga beban aksial, agar dapat dengan tepat menentukan denah kepala tiang.

Apabila harus digunakan fundasi rakit pada kondisi tanah yang buruk, dan penggalannya sangat dalam, maka desain substruktur ini tidak akan jauh berbeda dengan desain sistem lantai yang mengalami beban besar. Dengan menentukan tekanan dukung tanah terlebih dahulu, desainnya akan menjadi sistem lantai terbalik yang ditumpu oleh balok tinggi dalam arah memanjang maupun melintang.

Untuk struktur-struktur yang unik atau sangat khusus mungkin saja digunakan oleh pemb. fundasi. Dengan menyamakan pengertian pengertian dasar dan prinsip-prinsip yang telah dijelaskan pada bab ini, pembaca buku ini diharapkan tidak mempunyai kesulitan di dalam memanfaatkan data tanah yang diberikan oleh ahli geoteknik agar dapat merencanakan substruktur fundasi yang paling layak.

## SOAL

- 11.1 Rencanakan fundasi setempat (terisolasi) bujursangkar dari beton bertulang yang harus memikul gaya aksial kolom akibat beban hidup kerja  $P_L = 300.000$  lb (1334 kN) dan akibat beban mati kerja  $P_D = 625.000$  lb (2780 kN). Ukuran kolom adalah 30 in. x 24 in. (0,76 m x 0,61 m). Dari tes bor tanah diperoleh hasil bahwa tanah tersebut terdiri atas pasir berkepadatan sedang dan pasir ber-bentuk bergradasi buruk. Garis beku dianggap terletak pada kedalaman 3 ft di bawah datum. Diberikan:

Berita

Berat rata-rata tanah dan beton di atas fundasi,  
 $= 130$  pcf (20,41 kN/m<sup>2</sup>)

$f'_c = 3000$  psi (20,68 MPa), fundasi

$f'_c = 4000$  psi (27,58 MPa), kolom

$f_y = 60.000$  psi (413,7 MPa)

Beban lainnya  $= 120$  psf (5,7 kPa)

- 11.2 Rencanakan fundasi beton bertulang yang memikul dinding untuk keadaan (a) 10 in. (0,25 m) dinding beton bertulang, (b) 12 in. (0,30 m) dinding batas. Intensitas beban mati kerja adalah  $w_D = 20.000$  lb/ft (292,0 kN/m) dan beban hidup kerja  $W_L = 15.000$  lb/ft (219,0 kN/m). Anggap tekanan dukung tanah terdistribusi merata, dan tekanan dukung tanah rata-rata pada dasar fundasi adalah 3 ton/ft<sup>2</sup> (87,6 kN/m). Garis beku dianggap terletak pada kedalaman 2 ft di bawah datum. Diberikan:

Berat rata-rata tanah dan fundasi di atas dasar  
 $= 125$  psf (196 kN/m<sup>3</sup>)

$f'_c = 3000$  psi (20,68 MPa), fundasi

$f'_c = 5000$  psi (34,47 MPa), kolom

$f_y = 60.000$  psi (413,7 MPa).

- 11.3 Fundasi gabungan di bawah kolom eksterior berukuran 16 in. x 16 in. (0,4 m x 0,4 m) harus memikul beban kerja total  $P_{W'} = 300.000$  lb (1334 kN) dan kolom interior berukuran 20 in. x 20 in. (0,5 m x 0,5 m) dengan beban rencana

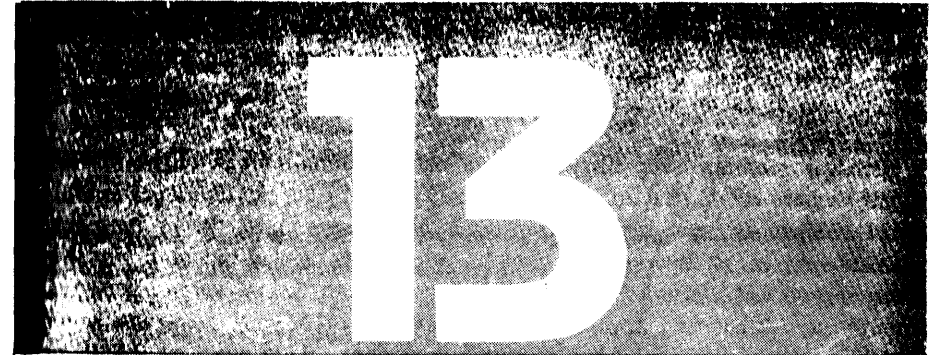
total  $P_w = 400.000$  lb (1779,2 kN). Beban hidupnya adalah 30% dari beban total. Jarak antara kedua garis pusat kolom adalah 22 ft (6,71 m). Rencanakan fondasi beton bertulang tersebut apabila berat satuan tanah adalah 135 pcf (21,2 kN/m<sup>3</sup>). Kapasitas dukung tanah pada kedalaman dasar fondasi adalah 6000 lb/ft<sup>2</sup>. Garis beku dianggap terletak pada kedalaman 3 ft 6 in. (1,07 m) di bawah datum. Anggap ada beban tambahan adalah sebesar 125 pcf (19,62 kN/m<sup>3</sup>) pada taraf datum. Diberikan:

$$f'_c = 3500 \text{ psi (24,13 MPa), fondasi}$$

$$f'_c = 5500 \text{ psi (37,42 MPa), kolom}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (413,7 MPa).}$$

- 12.4 Rencanakan kembali fondasi beton bertulang dalam contoh 12.1 apabila bebannya bekerja dengan eksentrisitas (a)  $e = 0,5$  ft (0,15 m); (b)  $e = 1,8$  ft (0,55 m).
- 12.5 Rencanakan kembali fondasi gabungan dari beton bertulang dalam contoh 12.3 apabila jarak garis pusat kedua kolom adalah 15 ft (4,6 m).



**PEMROGRAMAN KOMPUTER  
UNTUK ANALISIS DAN DESAIN  
PENAMPANG BETON BERTULANG**

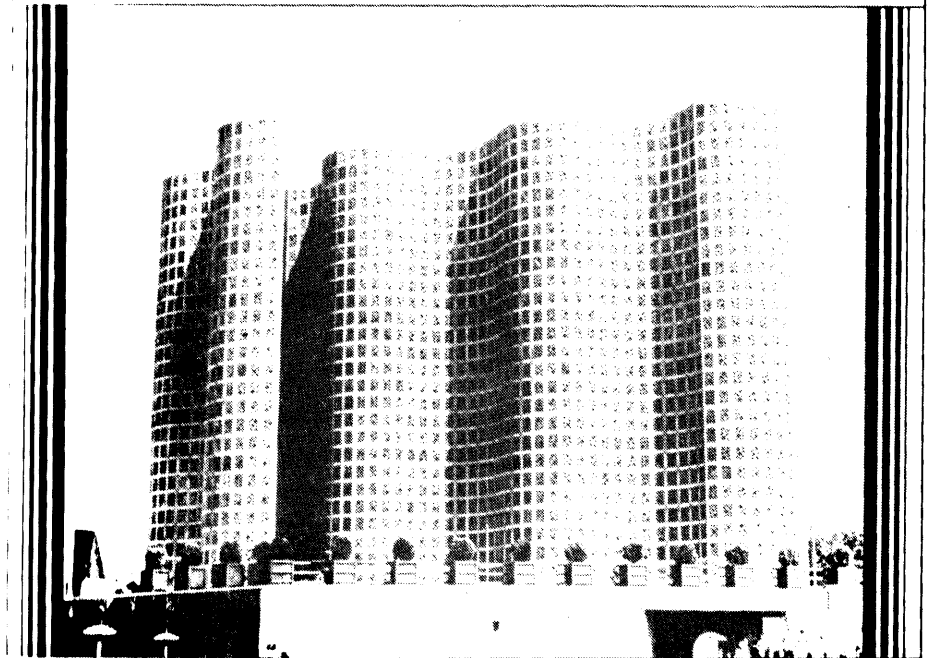


Foto 69 New York Hall of Science, Queens, New York. (Atas izin Ammann & Whitney.)

### 13.1 PENDAHULUAN

Dengan semakin mudahnya diperoleh kalkulator berprogram komputer karena murahnya harga bagi mahasiswa ataupun sarjana teknik, maka semakin nyata keharusan penggunaan alat yang sangat berguna ini agar pekerjaan desain menjadi semakin mudah. Prinsip-prinsip penggunaan kalkulator berprogram komputer maupun komputer lainnya di dalam analisis dan desain elemen struktur beton bertulang dibahas di dalam bab ini.

Berbagai program yang disajikan pada bab ini dimaksudkan untuk komputer Hewlett-Packard HP-41. Hal ini ialah karena tinjauan hal yang ekstrem seperti misalnya kondisi di lapangan, apabila diperlukan pengecekan sesaat untuk desain dan pemilihan penampang, maka diperlukan komputer yang dapat dengan mudah dipindah-pindahkan seperti kalkulator-komputer HP tersebut. Akan tetapi, karena penggunaan komputer personal seperti Apple, Hewlett-Packard, dan IBM yang menggunakan bahasa BASIC, maka di sini juga disajikan beberapa program dengan bahasa BASIC sebagai contoh yang dapat dipakai untuk mengembangkan program-program lain untuk berbagai komputer personal. Maksud utama bab ini adalah untuk memberikan diagram alir operasional untuk berbagai topik berdasarkan peraturan ACI yang terbaru, yaitu ACI 318-83. Mahasiswa dan sarjana teknik yang menjadi perencana akan dapat menuliskan program dengan bahasa lainnya pada berbagai komputer apabila telah memahami benar dasar-dasar di dalam buku ini dan mengikuti langkah-langkah logika yang diberikan secara rinci di dalam bab ini.

Topik-topik yang dibahas dalam bab ini antara lain adalah program dan solusi untuk balok berflens maupun segiempat yang mengalami lentur, geser, dan torsi, juga desain balok tinggi, korbil, dan kolom lingkaran maupun segiempat yang mengalami kombinasi lentur dan gaya aksial. Dengan pembahasan ini para pemakai buku ini diharapkan dapat mengikuti logika dan cara-cara untuk memperoleh solusi yang paling efektif di dalam masalah desain dan analisis struktural.

#### 13.1.1 Komputer Tangan versus Komputer Mainframe

Sekalipun banyak kesamaan antara komputer tangan (kalkulator berprogram) dan komputer *mainframe*, paling tidak ada beberapa perbedaan utama yang perlu diperhatikan yaitu:

1. Komputer tangan yang tersedia dewasa ini masih jauh lebih lambat dibandingkan dengan komputer *mainframe*. Komputer *mainframe* ini dapat mentransfer data dari dan kepada pengingat (memory) dengan kecepatan yang sangat tinggi dapat menggunakan berbagai bahasa pemrograman, dapat mengontrol proses dengan sangat cepat, dan dapat menangani program yang sangat kompleks sekalipun. Komputer tangan memang jauh lebih lambat daripada komputer *mainframe*, tetapi masih ada keuntungannya, yaitu mudah penggunaannya, harganya jauh lebih murah, hanya memerlukan sedikit waktu untuk mempelajari operasi internal

beserta kontrolnya tanpa terlalu bersusah payah mempelajari pemrograman. Keuntungan lainnya, komputer tangan ini sangat mudah dibawa-bawa.

Komputer tangan dirancang terutama untuk interaksi manusia kalkulator. Sampai dewasa ini, pada umumnya komputer dirancang untuk otomatisasi interaksi *nonhuman* selama proses data. Sebuah kalkulator berprogram dapat dipakai sebagaimana komputer untuk menjalankan program tanpa interaksi *human*, tetapi kalkulator tersebut dapat juga digunakan untuk melakukan perhitungan sederhana seperti penjumlahan bilangan. Tidaklah tepat kalau suatu komputer hanya digunakan untuk perhitungan sederhana.

1. Komputer *mainframe* merupakan suatu mesin yang berorientasikan langsung bilangan biner. Komputer-komputer jenis *mainframe* ini dapat mentransfer data dan operasi pada alur yang paralel. Sebagai contoh, bahasa mesin 32 bit membawa data dan alamat, katakanlah, 32 kawat atau alur.

Kalkulator berprogram merupakan mesin yang berorientasikan karakter desimal, dengan menggunakan logika internal rangkaian biner. Akan tetapi, pada kalkulator demikian setiap bilangan dinyatakan sebagai angka desimal sekaligus juga desimal berkode biner. Hal ini menguntungkan karena pada setiap akhir perhitungan dalam suatu program, hasilnya merupakan bentuk angka desimal sehingga program tersebut mudah ditelusuri (*debug*).

Sejumlah *bit*, pada kalkulator berprogram biasanya 8, disebut *bytes*. Di dalam mesin desimal berkode biner yang standar, 8 bit tersebut dapat menyatakan dua bilangan. Masing-masing bilangan dapat terdiri atas kombinasi 4 angka satu dan atau nol.

Komputer tangan (kalkulator berprogram) dapat diprogram untuk memecahkan masalah dengan urutan langkah atau logika yang sama dengan yang dapat dilakukan oleh manusia. Untuk memformulasikan urutan langkah yang paling efisien yang diperlukan di dalam memecahkan suatu masalah, perlu digambarkan diagram alir. Diagram ini terdiri atas kotak-kotak yang memuat pernyataan-pernyataan mengenai operasi atau keputusan. Kotak-kotak tersebut menunjukkan langkah-langkah di dalam prosedur dan garis-garis penghubungnya menunjukkan alur langkahnya. Diagram tersebut biasanya digambar mulai dari atas terus ke bawah. Anak-anak panah pada garis penghubung menunjukkan arah alur logika. Setiap kelompok instruksi program yang memproses informasi dinyatakan dengan kotak-kotak. Fungsi keputusan, di mana ada alternatif atau kemungkinan yang bergantung pada pemenuhan suatu kondisi, dinyatakan dengan *diamond* ( $\diamond$  atau  $\langle \rangle$ ).

Biasanya setiap diagram dimulai dengan pemasukan data (seperti  $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $A_s$ , beban-beban, dan sebagainya), yang kemudian digunakan di dalam proses perhitungan. Adakalanya suatu informasi ditempatkan pada suatu peubah (variabel). Variabel ini ditev terhadap suatu kriteria. Apabila tes ini terpenuhi, program tersebut terus menjalankan langkah atau cabang berikutnya dan atau memberikan keluaran. Apabila tes tersebut tidak terpenuhi, maka proses berikutnya adalah fase perhitungan dan mencocokkan atau mengikuti alur yang tidak sama dengan alur yang memenuhi tes.

Program pada suatu komputer standar menggunakan kode untuk menerjemahkan instruksi logika yang dapat dimengerti oleh mesin. Kode yang digunakan di dalam komputer tangan hanyalah satu instruksi untuk setiap baris kode. Instruksi tersebut biasanya disingkat. Sebagai contoh, STO 12 mempunyai arti simpanlah isi langkah sebelumnya ke dalam lokasi penyimpanan (storage) nomor 12 untuk digunakan pada waktu lain. "X=Y?" memberikan instruksi kepada komputer untuk membandingkan isi penyimpan X dengan isi penyimpan Y. Apabila sama, program tersebut menjalankan instruksi berikut (yaitu menginstruksikan komputer tangan untuk menuju cabang program yang sesuai, dan menjalankannya). Apabila tidak sama, alat tersebut tidak menjalankan instruksi berikut, tetapi menjalankan cabang lainnya. Dengan demikian, komputer dapat menjalankan fungsi demikian, selain juga perjumlahan maupun perkalian bilangan, memperoleh hasilnya, dan membandingkan hasilnya dengan suatu hasil lain atau informasi lain, kemudian membuat keputusan. Berdasarkan keputusan tersebut, kalkulator berprogram maupun komputer secara otomatis menjalankan terus lokasi-lokasi yang ditentukan di dalam program dan terus berjalan sampai hasil akhirnya diperoleh.

Apabila diagram alir untuk suatu masalah telah dibuat, maka langkah berikutnya adalah mengumpulkan persamaan-persamaan yang diperlukan dalam pemecahan masalah tersebut. Pada taraf tersebut, program sudah dapat mulai ditulis. Hal utama yang perlu diingat adalah setiap program ataupun *subroutine* harus diberi nama atau label. Perintah stop harus diberikan pada setiap akhir program. *Subroutine* merupakan sederetan instruksi yang dapat dijalankan beberapa kali di beberapa lokasi di dalam program. Tanpa mengulangi instruksi berkali-kali, suatu instruksi dalam program dapat memanggil *subroutine*, menjalankannya, memakai hasilnya, kemudian kembali ke program utama. Di antara perintah nama dan stop, ditempatkan sederetan perintah yang dipakai untuk memecahkan masalah-masalah teknik (engineering problem). Setelah perintah-perintah dimasukkan ke dalam komputer tangan, program dapat dijalankan, dan hasilnya dapat dicek kebenarannya.

Sekumpulan instruksi untuk komputer tangan atau kalkulator berprogram sangat berguna karena, dengan cara interaktif tersebut, dapat dilakukan transfer yang bergantung pada kondisi, pengulangan-pengulangan perintah, dan fungsi internal lain seperti fungsi-fungsi trigonometri dan logaritmik. Kumpulan instruksi, atau bahasa pemrograman, yang digunakan pada komputer tangan merupakan bahasa komputer yang sangat berguna. Akan tetapi, pada dasarnya bahasa yang berorientasi kepada masalah (problem-oriented language), dirancang untuk memudahkan pernyataan dalam masalah tertentu. Bahasa demikian terbatas hanya untuk memecahkan masalah tertentu saja.

Pada komputer tangan tidak mudah menyimpan data nama dan alamat kemudian menyortirnya menurut abjad. Sebaliknya komputer *mainframe* maupun komputer personal dapat melakukannya. Seperti telah disinggung sebelum ini, komputer tangan dapat diprogram untuk memecahkan banyak masalah beton bertulang dengan menggunakan logika yang serupa dengan logika yang dipakai pada komputer standar. Akan tetapi, keduanya mempunyai perbedaan nyata dalam hal harga dan kemampuannya yang harus benar-benar diketahui. Selain batas-batas tersebut, faktor lain yang lebih menentukan adalah kemampuan pemrogram.

## 1.1.2 Dasar-dasar Pemrograman untuk Kalkulator Hewlett-Packard HP41

Karena sebagian besar program yang dibahas dalam bab ini ditulis terutama untuk HP41C atau HP41 CV/41CK, maka di sini diberikan dasar-dasar pemrograman untuk membantu para pemakai buku ini. Buku panduan untuk seri HP41 juga perlu dipelajari agar diperoleh pengertian yang mendalam mengenai pengoperasian alat ini.

### 1.1.2.1 Memuat Program (Loading a Program)

Untuk memuat program ke dalam kalkulator harus dilakukan:

1. Aturilah banyaknya penyimpanan data yang diperlukan untuk program yang akan dimuat dengan menekan **[XEQ]** **[ALPHA]** **[SIZE]** **[ALPHA]** diikuti dengan bilangan yang terdiri atas tiga angka (misalnya 032).
2. Ubahlah ragam komputer menjadi ragam program dengan menekan **[PRGM]**
3. Tekan **[GTO]** **[.]** **[.]** untuk mengatur komputer pada bagian pengingat (memory) program yang belum terpakai.
4. Tekanlah **[LBL]** dengan diikuti karakter abjad yang merupakan nama program (maksimum tujuh karakter, misalnya RECBEAM).
5. Ketiklah langkah-langkah program (fungsi-fungsi, bilangan, ataupun huruf) sebagaimana pada ragam normal. Dalam ragam program, instruksi ini tidak langsung dijalankan, tetapi diingat oleh komputer.
6. Yang harus ditekan terakhir adalah **[XEQ]** **[ALPHA]** **[END]** **[ALPHA]**

Dalam ragam program, tampilan HP41C/41CV/41CX akan tertera langsung pada baris pengingat program. Setiap baris akan berisi instruksi rumit yang terdiri atas fungsi atau karakter abjad sampai 15 karakter atau bilangan (sampai 10 angka, atau sampai 10 angka ditambah dua angka eksponen 10).

Baris-baris tersebut dibuat secara otomatis pada saat instruksi dimuat dalam ragam program. Setiap baris diberi nomor untuk menunjukkan posisinya di dalam program. Setiap bagian program dalam HP41C/41CV mempunyai kumpulan nomor baris sendiri.

Apabila suatu fungsi yang akan dimasukkan ke dalam baris program tidak ada pada tombol kalkulator, fungsi tersebut harus dimasukkan dengan menekan **[XEQ]** **[ALPHA]**, nama fungsinya (seperti misalnya  $X < Y?$ ), dan kemudian **[ALPHA]**. Apabila **[XEQ]** tidak ditekan terlebih dahulu, karakter-karakter abjad tidak akan dikenal sebagai nama fungsi, tetapi dianggap sebagai data huruf dan akan dimasukkan ke dalam daftar ALPHA pada saat program dijalankan. Setiap saat terjadi penekanan tombol yang salah, dapat dihapus dengan menekan tombol  $\leftarrow$ .

Apabila suatu program telah disimpan dalam kartu magnetik, program tersebut dengan mudah dapat dimasukkan melalui pembaca kartu dengan cara menekan **[GTO]** **[.]** **[.]** untuk *mengepak daftar*, mengatur ragam pemakai (*user mode*), kemudian

memasukkan kartu. Sebaiknya kartu magnetik tersebut dimasukkan pada saat *ragam pemakai* sehingga pada saat program tersebut akan dijalankan dengan tombol yang telah ditentukan sebelum kartu dimasukkan, program tersebut akan dengan mudah dapat dijalankan dengan menekan tombol tersebut pada saat *ragam pemakai*.

Apabila pengingat yang tersedia tidak memadai untuk menjalankan keseluruhan program, program-program sebelumnya harus dihapus terlebih dahulu dari pengingat. Setelah semua langkah dimasukkan, periksa kembali, kemudian langkah ini dapat disimpan di dalam kartu magnetik atau pita (tape). Untuk rinciannya, buku pedoman operasional HP41C/41CV/CX harus dipelajari juga.

### 13.1.2.2 Menjalankan Program

Untuk menjalankan program, terlebih dahulu komputer harus diubah ragamnya dari ragam program, dan data masukan yang diperlukan harus ditempatkan pada daftar penyimpan yang benar. Kemudian suatu program dapat dijalankan dengan menggunakan berbagai cara:

1. Dengan menekan **XEQ** **ALPHA** diikuti dengan nama label program (maksimum tujuh karakter), kemudian **ALPHA**.
2. Dengan menggunakan ASN untuk memberi program pada tombol. Tekanlah **ASN** **ALPHA**, kemudian nama label program, lalu **ALPHA** diikuti tombol pada *keyboard* (misalnya **LOG**), sehingga program tersebut dapat dijalankan dengan menekan tombol tersebut di dalam *ragam pemakai*.

Apabila program telah berjalan, instruksi dalam pengingat program dijalankan sampai instruksi **STOP** atau **END** dijalankan atau sampai program tersebut berhenti sementara dengan menekan tombol **R/S**.

*Catatan:* Komputer harus dimatikan pada saat memasukkan alat apa pun ke dalamnya untuk mencegah kerusakan yang mungkin terjadi.

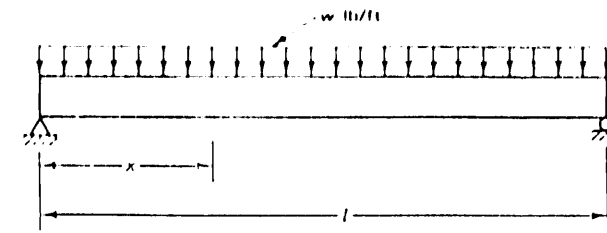
### 13.1.2.3 Menuliskan Program

Seperti telah disebutkan di atas, suatu program untuk komputer tangan kurang-lebih merupakan urutan penekanan tombol yang direkam pada saat pemrograman, kemudian program tersebut akan dapat dijalankan setiap saat diperlukan.

Sebagai contoh, misalnya program yang dimaksudkan untuk menghitung momen lentur pada setiap penampang suatu balok di atas tumpuan sederhana dengan beban yang terbagi merata, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 13.1. Dimulai dari tumpuan kiri, persamaan momen pada setiap penampang,  $M_x$ , dapat dituliskan sebagai:

$$M_x = \frac{wl}{2}x - \frac{wx^2}{2} = \frac{w}{2}(lx - x^2)$$

Karena masalah ini sangat sederhana, maka tidak diperlukan suatu diagram alir sebelum penulisan programnya.



Gambar 13.1 Balok di atas tumpuan sederhana yang tipikal.

Baris pertama yang harus dituliskan adalah nama atau label program. Untuk HP41C/41CV/CX, panjang label tersebut tidak boleh lebih dari tujuh karakter. Untuk contoh ini digunakan label "MOMENT". Setelah nama atau label, diikuti dengan urutan penekanan tombol yang diperlukan untuk memecahkan persamaan secara biasa (manual). Baris terakhir haruslah pernyataan END untuk mendefinisikan akhir dari program. Pernyataan STOP dapat mendahului pernyataan END, tetapi sebenarnya tidak harus ada. Mula-mula lokasi daftar (register) untuk data (harga-harga variabel yang dispesifikasikan) harus diberikan. Asumsikan harga  $l$  (dalam ft),  $x$  (dalam ft), dan  $w$  (dalam lb/ft) akan disimpan masing-masing dalam daftar 00, 01, dan 02.

Langkah-langkah program untuk memecahkan momen pada setiap penampang untuk balok di atas tumpuan sederhana dengan beban terbagi merata adalah:

01	<b>[LBL]</b> <b>ALPHA</b> <b>MOMENT</b> <b>ALPHA</b>	Beri nama (MOMENT) dan definisikan mulainya program.
02	<b>[RCL]</b> 00	Panggil panjang bentang $l$
03	<b>[RCL]</b> 01	Panggil $x$
04	X	Kalikan $l$ dengan $x$
05	<b>[RCL]</b> 01	Panggil $x$
06	$x^2$	Kuadratkan $x$
07		Kurangkan $(l - x)$ dengan $x^2$
08	<b>[RCL]</b> 02	Panggil $w$
09	X	Kalikan $w$ dengan $(lx - x^2)$
10	2	Panggil angka 2
11	:	Bagi $w(lx - x^2)$ dengan 2
12	<b>[STO]</b> 03	Simpan hasil $w/2(lx - x^2)$ pada daftar 03

13 ALPHA MOMENT =

Beri nama hasilnya

14 CRL 03 ALPHA

Tempatkan isi daftar 03 sesudah MOMENT -

15 XEQ ALPHA PRA ALPHA

Beri tahu komputer untuk mencetak "MOMENT = isi daftar 03"

16 XEQ ALPHA END ALPHA

Mengakhiri ruang program pada pengingat dan menjalankan programnya.

Untuk masuk ke dalam program dan menjalankannya, komputer tangan harus berada pada ragam program, kemudian langkah-langkah program dimulai. Setelah masuk ke langkah program, komputer tersebut harus keluar dari ragam program. Setelah itu masukkan variabel-variabel masukan, yaitu  $l$ ,  $x$ , dan  $w$  yang masing-masing disimpan dalam daftar 01, 02, dan 03. Langkah-langkah ini disebut sebagai "pemasukan variabel". Pemasukan variabel harus dilakukan *sebelum* menjalankan program. Setelah variabel-variabel ditentukan, program dapat dijalankan cukup dengan menekan

ALPHA MOMENT ALPHA

Program tersebut akan menghitung dan mencetak besarnya momen. Apabila yang digunakan adalah PROMPT, bukan PRA, pada baris ke-15, komputer hanya akan menampilkan jawaban tanpa peduli apakah ada *printer* (pencetak) yang dihubungkan ke komputer tangan tersebut atau tidak. Apabila yang digunakan pernyataan PRA, maka komputer harus dihubungkan dengan *printer*. Apabila digunakan pernyataan PROMPT dan pada komputer tangan terpasang *printer*, maka hasilnya akan diperagakan, sekaligus juga dicetak, dan program akan berhenti pada saat tersebut. Untuk meneruskan program, tekanlah tombol R/S.

### 13.2 BALOK SEGIEMPAT

RECBEAM adalah suatu program untuk menganalisis balok beton bertulangan tunggal maupun rangkap. Program tersebut dapat menghitung  $M_u$ , yaitu momen desain batas untuk suatu penampang melintang balok yang diberikan. Program tersebut juga dapat

menghitung  $\beta_1$  dan mengecek regangan pada baja yang diperlukan untuk mengetahui apakah penampang tersebut *over-reinforced* (tulangan tariknya telah leleh) atau tidak. Selain itu, program tersebut juga dapat digunakan untuk menghitung tinggi blok tegangan segiempat ekuivalen  $a$ ,  $0,75 \rho_b$ ,  $\rho$ , dan  $\rho_{min}$ , juga dapat mengecek apakah  $\rho_{min} < \rho < 0,75 \rho_b$ . Apabila salah satu atau lebih parameter ini tidak memenuhi akan ditampilkan pesan kesalahan (error message).

Para pembaca buku ini dapat menggunakan program RECBEAM untuk desain

maupun analisis. Dengan mengetahui kekuatan momen yang diperlukan  $M_u = M_u/\phi$ , para pembaca dapat mengasumsikan ukuran penampangnya dan kekuatannya, kemudian menjalankan program tersebut dan membandingkan kapasitas balok dengan momen yang harus dipikulnya. Penyesuaian-penyesuaian yang dapat dilakukan adalah mengubah ukuran penampang dan atau tulangannya sampai diperoleh penampang yang paling ekonomis (yaitu kapasitas balok sama dengan atau sedikit lebih besar daripada momen tahanan yang diperlukan)

#### 13.2.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah Program

(Lihat Gambar 13.2, 13.3, dan 13.4)

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{jika} \quad f'_c \leq 4000 \text{ psi}$$

$$= 0,65 \quad \text{jika} \quad f'_c \geq 8000 \text{ psi}$$

$$= 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 4000}{1000} \quad \text{jika} \quad 4000 \text{ psi} < f'_c < 8000 \text{ psi}$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_c}{0,85 f'_c b} \quad \epsilon'_s = 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a}$$

$$f_s = \begin{cases} E_s \epsilon'_s & \text{jika } \epsilon'_s < \epsilon_y \\ f_y & \text{jika } \epsilon'_s > \epsilon_y \end{cases} \quad \epsilon_s = 0,003 \frac{\beta_1 d - a}{a}$$

$$\rho_{min} \leq \rho \leq 0,75 \rho_b \quad \text{untuk desain praktis: } \rho_{min} \leq \rho \leq 0,5 \rho_b$$

$$\rho_{min} = \frac{200}{f_y} \quad \rho_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \times \frac{87.000}{87.000 + f_y} + \frac{\rho' f'_s}{f_y}$$

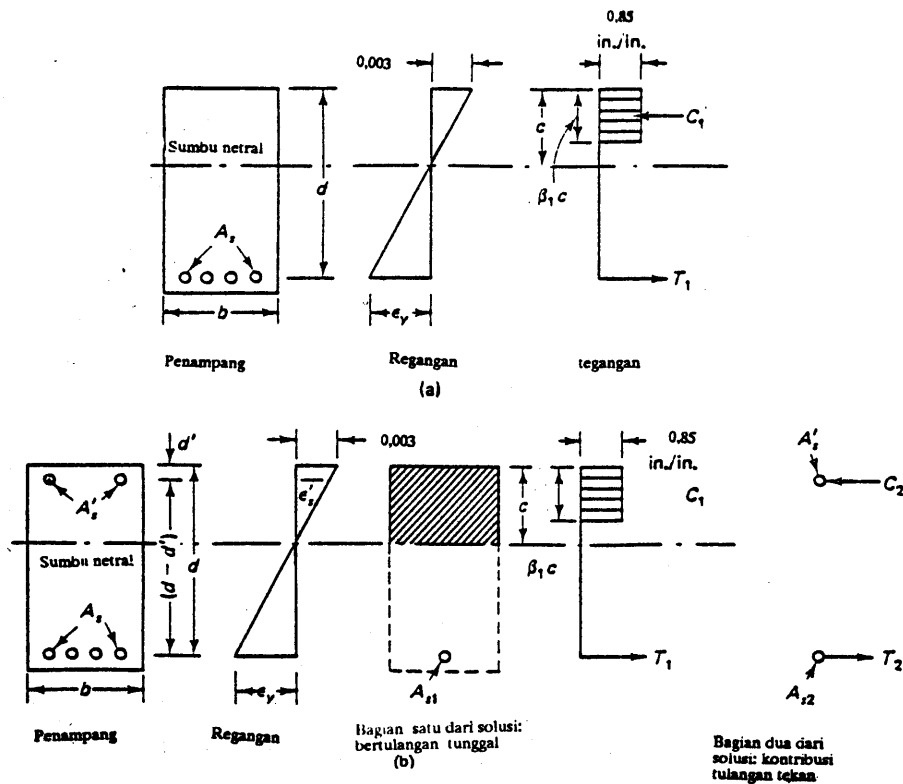
Diagram alir dan langkah-langkah program diperlihatkan dalam Gambar 11.3 dan 13.4.

#### 13.2.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 26 penyimpanan data pada daftar.

( [ XEQ ] [ ALPHA ] [ SIZE ] [ ALPHA ] 026 )



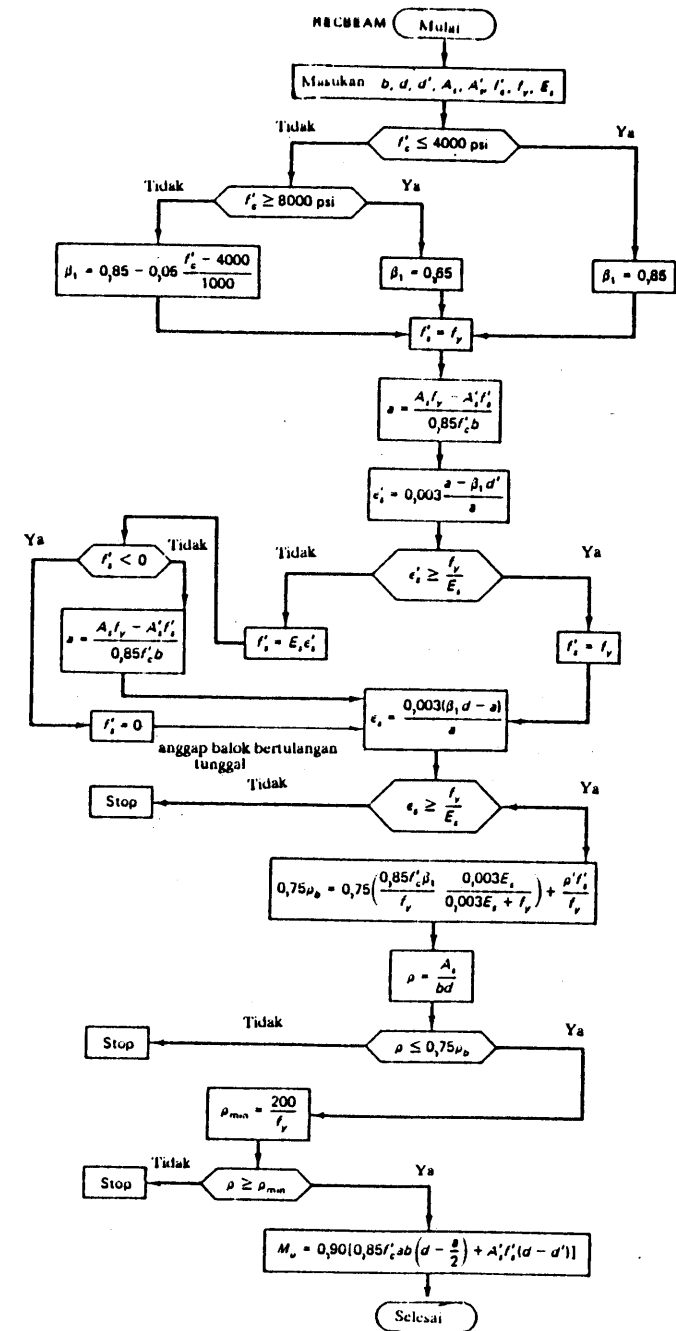


Gambar 13.2 Penampang melintang balok segiempat tipikal: (a) penampang bertulangan tunggal; (b) penampang bertulangan rangkap (ganda).

Langkah 2: Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah program.

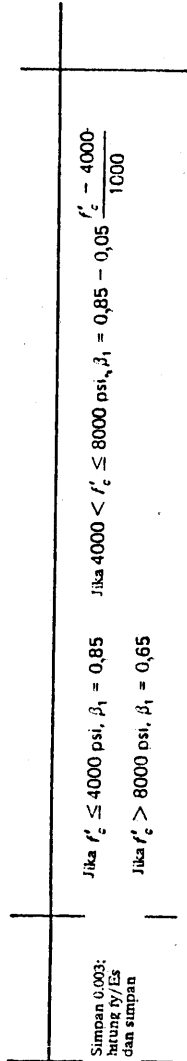
Langkah 3: Masukkan data desain sebagai berikut:

Variabel	Satuan	Disimpan pada daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$ (tulangan tarik)	psi	01
$f_y$ (tulangan tekan)	psi	02
$b$	in.	03
$d$	in.	04
$d'$	in.	05 (untuk tulangan tunggal, simpan nol)
$A_s$	in. <sup>2</sup>	06
$A'_s$ (selalu lebih kecil dari $A_s$ )	in. <sup>2</sup>	07 (untuk tulangan tunggal, simpan nol).

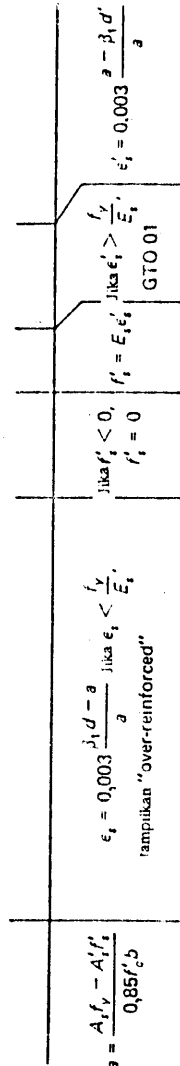


Gambar 13.3 Diagram alir analisis lentur balok segiempat.

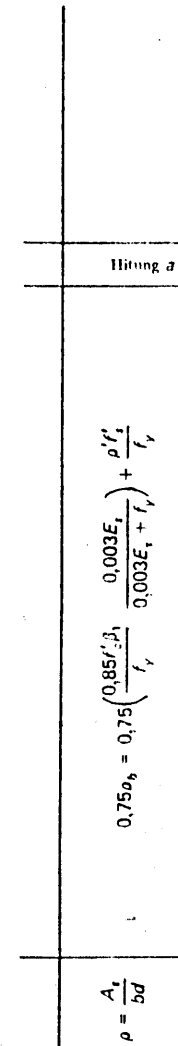
01\*LBL RECBEAR-  
 02\*LBL  
 03\*BL 16  
 04\*LBL A  
 05 .35  
 06 STO 20  
 07 STO 09  
 08 29 E6  
 09 STO 09  
 10 4 E3  
 11 RCL 00  
 12 XC=Y?  
 13 GTO 15  
 14 GTO 19  
 15\*LBL 15  
 16 \*BETAI=0.85\*  
 17 PRA  
 18 GTO 00  
 19\*LBL 19  
 20 0000  
 21 XC=Y?  
 22 GTO 15  
 23 XC>Y  
 24 4000  
 25 -  
 26 E3  
 27 /  
 28 .05  
 29 \*  
 30 CHS  
 31 RCL 20  
 32 +  
 33 STO 20  
 34 \*BETAI=  
 35 APCL 20  
 36 PRA  
 37 GTO 00  
 38\*LBL 15  
 39\*LBL a  
 40 .65  
 41 \*BETAI=0.65\*  
 42 PRA  
 43 STO 20  
 44\*LBL 00  
 45 RCL 01  
 46 RCL 08  
 47 /  
 48 STO 22  
 49 .003  
 50 STO 23



51 XEQ 03  
 52 PCL 20  
 53 RCL 05  
 54 \*  
 55 -  
 56 RCL 21  
 57 /  
 58 RCL 23  
 59 \*  
 60 STO 24  
 61 RCL 22  
 62 XC=Y?  
 63 GTO 01  
 64 XC>Y  
 65 STO 24  
 66 RCL 08  
 67 \*  
 68 STO 02  
 69 0  
 70 XC=Y?  
 71 GTO 01  
 72 0  
 73 STO 02  
 74\*LBL 01  
 75 RCL 20  
 76 RCL 04  
 77 \*  
 78 RCL 21  
 79 -  
 80 RCL 21  
 81 /  
 82 RCL 23  
 83 \*  
 84 STO 25  
 85 RCL 22  
 86 XC=Y?  
 87 GTO 02  
 88 \*OVERPEIN. STRAIN=  
 89 APCL 25  
 90 PRA  
 91 XC>Y  
 92 PTN  
 93\*LBL 03  
 94 RCL 06  
 95 RCL 01  
 96 \*  
 97 RCL 07  
 98 RCL 02  
 99 \*  
 100 -

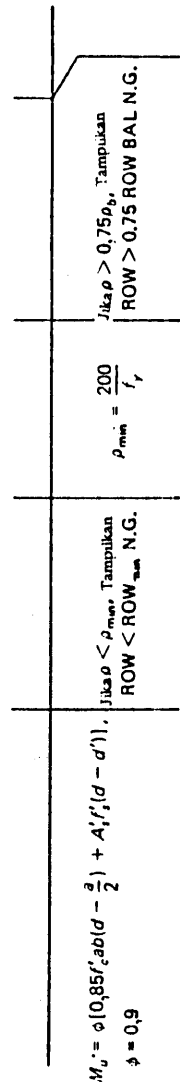


101 RCL 09  
 102 /  
 103 RCL 09  
 104 \*  
 105 RCL 03  
 106 /  
 107 STO 21  
 108 \*  
 109 APCL 21  
 110 PRA  
 111 PTN  
 112\*LBL 02  
 113 XEQ 03  
 114 RCL 23  
 115 RCL 08  
 116 \*  
 117 ENTER  
 118 ENTER  
 119 RCL 01  
 120 /  
 121 /  
 122 RCL 09  
 123 \*  
 124 RCL 00  
 125 \*  
 126 RCL 20  
 127 \*  
 128 RCL 01  
 129 \*  
 130 .75  
 131 \*  
 132 RCL 07  
 133 RCL 02  
 134 \*  
 135 RCL 03  
 136 /  
 137 RCL 04  
 138 /  
 139 RCL 01  
 140 \*  
 141 +  
 142 STO 24  
 143 \*0.75ROWBAL=  
 144 APCL 24  
 145 PRA  
 146 RCL 06  
 147 RCL 03  
 148 /  
 149 RCL 04  
 150 /



201 RCL 05  
 202 -  
 203 \*  
 204 +  
 205 .9  
 206 \*  
 207 STO 13  
 208 \*MULT=  
 209 APCL 13  
 210 PRA  
 211 PTN  
 212 STOP  
 213 END

151 STO 22  
 152 \*ROW=  
 153 APCL 22  
 154 PRA  
 155 RCL 24  
 156 XC>Y  
 157 XC=Y?  
 158 GTO 04  
 159 \* N.G.\*  
 160 ASTO 14  
 161 \*ROW>0.75ROWBAL\*  
 162 APCL 14  
 163 PRA  
 164 XC>Y  
 165 PTN  
 166\*LBL 04  
 167 2 E2  
 168 RCL 01  
 169 /  
 170 STO 10  
 171 \*ROWMIN=  
 172 APCL 10  
 173 PRA  
 174 RCL 10  
 175 RCL 22  
 176 XC>Y  
 177 XC=Y?  
 178 GTO 05  
 179 \*ROW<ROWMIN N.G.\*  
 180 PRA  
 181 XC>Y  
 182 PTN  
 183\*LBL 05  
 184 RCL 03  
 185 RCL 09  
 186 \*  
 187 RCL 21  
 188 \*  
 189 RCL 03  
 190 \*  
 191 RCL 04  
 192 RCL 21  
 193 2  
 194 /  
 195 -  
 196 \*  
 197 RCL 07  
 198 RCL 02  
 199 \*  
 200 RCL 04



Gambar 13.4 Langkah-langkah program: analisis lentur balok segiempat.

Gambar 13.4 (lanjutan)

Langkah 4: Jalankan RECBEAM.

( XEQ ALPHA RECBEAM ALPHA )

Apabila data desain telah memenuhi persyaratan angka penulangan maksimum dan minimum, program akan menghitung dan mencetak momen desain batas,  $M_u$  dalam in.-lb. apabila tidak memenuhi, maka akan ditampilkan pesan kesalahan yang sesuai, misalnya "ROW < ROWMIN N.G." atau "ROW > 0.75 ROW BAL N.G." Jika penampang tersebut *over-reinforced*, maka program akan mencetak "OVEREIN, STRAIN = . . .". Regangan yang ditunjukkan ini adalah regangan tulangan tarik yang lebih kecil dari regangan leleh. Besar  $f_y$  pada daftar 02 harus dimasukkan kembali setiap kali sesudah menjalankan balok bertulangan rangkap karena pada penjalanan program tersebut, harga ini digantikan oleh harga  $f'_s$ .

Keseluruhan keluaran (output) akan terdiri atas:

Data	Satuan
$\beta_1$	—
$a$	in.
$0.75 \rho_b$	—
$\rho$	—
$\rho_{min}$	—
$M_u$	in.-lb

### 13.2.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.2.3.1 Contoh 13.1: Analisis Lentur pada Balok Bertulangan Tunggal

Suatu balok beton bertulangan tunggal mempunyai ukuran-ukuran penampang seperti tercantum di bawah ini. Tentukan apakah balok ini *over-reinforced* atau *under-reinforced*, dan apakah memenuhi persyaratan ACI mengenai angka penulangan maksimum dan minimum. Apabila memenuhi, hitunglah momen desain  $M_u = \phi M_n$  apabila (a)  $f_y = 60.000$  psi, dan (b)  $f_y = 40.000$  psi. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 4000 \text{ psi} \\ b &= 10 \text{ in.} \\ d &= 18 \text{ in.} \\ a_s &= 6,0 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

Solusi

(a)	INPUT	(b)	INPUT
	4.000.0000 STO 00		4.000.0000 STO 00
	60.000.0000 STO 01		40.000.0000 STO 01
	60.000.0000 STO 02		40.000.0000 STO 02
	18.0000 STO 03		18.0000 STO 03
	18.0000 STO 04		18.0000 STO 04
	2.5000 STO 05		2.5000 STO 05
	6.0000 STO 06		6.0000 STO 06
	0.0000 STO 07		0.0000 STO 07
	<b>OUTPUT</b>		<b>OUTPUT</b>
	XEQ "RECBEAM"		XEQ "RECBEAM"
	BETA1=0.85		BETA1=0.85
	a=10.5882		a=7.0588
	OVEREIN, STRAIN=0.0013		a=7.0588
			0.75ROWBAL=0.0371
			ROW=0.0333
			ROWMIN=0.0050
			MULT=3.125.647.060

#### 13.2.3.2 Contoh 13.2: Momen Tahanan Nominal pada Balok Bertulangan Tunggal

Untuk penampang beton bertulang di bawah ini, hitunglah momen desain  $M_u$  apabila  $f_y = 60.000$  psi, dan  $f'_c$  adalah (a) 3000 psi, (b) 5000 psi, dan (c) 9000 psi. Diberikan:

$$\begin{aligned} b &= 10 \text{ in.} \\ d &= 18 \text{ in.} \\ A_s &= 4,0 \text{ in.}^2 \end{aligned}$$

**Solusi**

<p><b>(a) INPUT</b></p> <p>3.000.0000 STO 00 60.000.0000 STO 01 60.000.0000 STO 02 10.0000 STO 03 18.0000 STO 04 2.5000 STO 05 4.0000 STO 06 0.0000 STO 07</p> <p><b>OUTPUT</b></p> <p>XEQ "RECBEAM"</p> <p>BETA1=0.85 a=9.4118 OVEREIN, STRAIN=0.0019</p>	<p><b>(b) INPUT</b></p> <p>5.000.0000 STO 06</p> <p><b>OUTPUT</b></p> <p>XEQ "RECBEAM"</p> <p>BETA1=0.8000 a=5.6471 a=5.6471 0.75ROWBAL=0.0252 ROW=0.0222 ROWMIN=0.0033 MULT=3.278,117.648</p>	<p><b>(c) INPUT</b></p> <p>9.000.0000 STO 00</p> <p><b>OUTPUT</b></p> <p>XEQ "RECBEAM"</p> <p>BETA1=0.65 a=3.1373 a=3.1373 0.75ROWBAL=0.0368 ROW=0.0222 ROWMIN=0.0033 MULT=3.549,176.471</p>
--	--	--

*Catatan:* Untuk bagian (b) dan (c) hanya  $f'_c$  yang dimasukkan karena variabel lainnya telah ditempatkan pada daftar penyimpanan.

**13.2.3.3 Contoh 13.3: Desain Lentur Balok di Atas Tumpuan Sederhana Bertulangan Tunggal**

Suatu beton bertulangan tunggal yang terletak di atas tumpuan sederhana mempunyai bentang 30 ft dan mengalami intensitas beban kerja merata  $w = 1500$  lb/ft. Desainlah penampang balok tersebut agar dapat menahan gaya luar rencana. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

**Solusi**

Asumsikan tebal minimum berdasarkan persyaratan lendutan (defleksi) dari ACI:

$$\frac{l}{16} = \frac{30 \times 12}{16} = 22,5 \text{ in.}$$

Untuk mengestimasi berat sendiri balok, asumsikan bahwa tebal totalnya  $h = 24,0$  in., tebal efektif  $d = 20$  in., dan lebar balok  $b = 10$  in. ( $r = b/d = 0,5$ ).

$$\text{berat sendiri balok} = \frac{24 \times 10}{144} \times 150 = 250 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban rencana } U = 1,4D + 1,7L = 1,4 \times 250 + 1,7 \times 1500$$

$$2900 \text{ lb/ft}$$

$$\text{momen rencana } M_{ll} = \frac{w_{ll}l^2}{8} = \frac{2900 \times 30^2}{8} \times 12 = 3.915.000 \text{ in.-lb}$$

*Coba-coba 1.*

Coba  $b = 10$  in.,  $d = 20$  in., dan  $A_s = 3 \text{ in.}^2$  (3 tulangan No. 9).

<p><b>INPUT</b></p> <p>4.000.0000 STO 00 60.000.0000 STO 01 60.000.0000 STO 02 10.0000 STO 03 20.0000 STO 04 0.0000 STO 05 3.0000 STO 06 0.0000 STO 07</p>	<p><b>OUTPUT</b></p> <p>XEQ "REC"</p> <p>BETA1=0.85 a=5.2941 a=5.2941 0.75ROWBAL=0.0214 ROW=0.0150 ROWMIN=0.0033 MULT=2.811,176.471</p>
--	---

< Momen rencana luar = 3.915.000 in.-lb. Sesuaikan penampangnya.

*Coba-coba 2.*

Coba  $b = 12$  in.,  $d = 23$  in.,  $h = 26$  in., dan  $A_s = 3,81 \text{ in.}^2$  (tiga tulangan No. 10).

$$\text{berat sendiri (yang direvisi)} = \frac{12 \times 26}{144} \times 150 = 325 \text{ lb/ft}$$

$$\text{beban rencana } U = 1,4 \times 325 + 1,7 \times 1500 = 3005 \text{ lb/ft;}$$

$$\text{momen rencana } M_{ll} = \frac{3005 (30)^2}{8} \times 12 = 4.056.750 \text{ in.-lb}$$

<p><b>INPUT</b></p> <p>12.0000 STO 03 23.0000 STO 04 3.8100 STO 06</p>	<p><b>OUTPUT</b></p> <p>XEQ "RECBEAM"</p> <p>BETA1=0.85 a=5.6029 a=5.6029 0.75ROWBAL=0.0214 ROW=0.0138 ROWMIN=0.0033 MULT=4,155,645.443</p>
--	---

> Momen eksternal (luar) rencana = 3.915.000 in.-lb, jadi desain bisa diterima

**13.2.3.4 Contoh 13.4: Desain Slab Satu Arah terhadap Lentur**

Suatu *slab* beton bertulang satu arah berbentuk tunggal mempunyai bentang bersih 10 ft dan harus memikul beban hidup 120 psf dan beban mati 20 psf selain juga berat sendirinya. Desainlah *slab* tersebut dan ukuran serta jarak penulangannya pada lapangan dengan menganggap momennya adalah momen *slab* di atas tumpuan sederhana. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Asumsikan juga tebal minimum untuk persyaratan defleksi =  $l/20$ .

**Solusi**

tebal minimum untuk defleksi,  $h = l/20 = 10 \times 12/20 = 6 \text{ in.}$

Asumsikan tebal efektif untuk lentur,  $d = 5 \text{ in.}$

$$\text{berat sendiri jalur 12 in.} = \frac{6 \times 12}{144} \times 150 = 75 \text{ lb/ft}^2$$

Dengan demikian

$$\text{beban eksternal rencana } U = 1,7 \times 120 + 1,4(20 + 75)$$

$$= 337 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{momen eksternal rencana } M_u = \frac{337 \times 10^2}{8} \times 12 \text{ in. lb} = 50.550 \text{ in.-lb}$$

**Coba-coba 1**

Coba  $b = 12 \text{ in.}$ ,  $d = 5 \text{ in.}$  dan  $A_s = 0,2 \text{ in.}^2/\text{jalur 12 in.}$  (tulangan No. 4 dengan jarak 12 in. as ke as).

INPUT	OUTPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "RECBEAM"
60.000.0000 STO 01	BETA1=0.85
60.000.0000 STO 02	a=0.2941
12.0000 STO 03	a=0.2941
5.0000 STO 04	0.75ROWBAL=0.0214
0.0000 STO 05	ROW=0.0033
0.2000 STO 06	ROWMIN=0.0033
0.0000 STO 07	MULT=52.411.7647

> Momen rencana eksternal = 50.550 in.-lb. Jadi desain dapat diterima.

**13.2.3.5 Contoh 13.5: Analisa Balok Bertulangan Rangkap terhadap Lentur**

Hitunglah momen rencana  $M_u = \phi M_n$  dari suatu penampang bertulangan rangkap yang mempunyai besaran-besaran sebagai berikut:

$$f'_c = 5000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$b = 14 \text{ in.}$$

$$d = 18,5 \text{ in.}$$

$$d' = 2,5 \text{ in.}$$

$$A_s = 5,08 \text{ in.}^2$$

$$A'_s = 1,20 \text{ in.}^2$$

**Solusi**

INPUT	OUTPUT
5.000.0000 STO 00	XEQ "RECBEAM"
60.000.0000 STO 01	BETA1=0.8000
60.000.0000 STO 02	a=3.9126
14.0000 STO 03	a=4.2650
18.5000 STO 04	0.75ROWBAL=0.0284
2.5000 STO 05	ROW=0.0196
5.0800 STO 06	ROWMIN=0.0033
1.2000 STO 07	MULT=4.473.056.019

**13.2.3.6 Contoh 13.6: Desain Balok Bertulangan Rangkap terhadap Lentur**

Penampang balok beton bertulangan rangkap mempunyai tinggi efektif  $d = 25 \text{ in.}$  dan mengalami momen rencana total  $M_u = 9,5 \times 10^6 \text{ in.-lb}$  termasuk berat sendirinya. Desainlah penampang tersebut beserta tulangan tarik dan tulangan tekannya untuk memikul momen tersebut. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi, dan}$$

tebal selimut beton efektif minimum  $d = 2,5 \text{ in.}$

**Solusi**

Coba  $b = 14 \text{ in.}$ ,  $d = 25 \text{ in.}$ ,  $d' = 2,5 \text{ in.}$   $A_s = 8,0 \text{ in.}^2$  (8 tulangan No. 9), dan  $A'_s = 1 \text{ in.}^2$  (3 tulangan No. 9).

**INPUT**

4.000.0000 STO 00  
 60.000.0000 STO 01  
 60.000.0000 STO 02  
 14.0000 STO 03  
 25.0000 STO 04  
 2.5000 STO 05  
 8.0000 STO 06  
 3.0000 STO 07

**OUTPUT**

XE: "RECBEAM"  
 BETA1=0.85  
 a=6.3025  
 z=6.4496  
 0.75ROWBAL=0.0296  
 ROW=0.0229  
 ROWMIN=0.0033  
 MULT=9.519,738.768

> Momen rencana eksternal yang diberikan =  $9,5 \times 10^6$  in.-lb, jadi desain tersebut dapat diterima.

**13.3 BALOK BERFLENS**

T-BEAM 1 adalah program untuk menganalisis belok berflens. Balok T dan L merupakan balok berflens yang umum digunakan. Karena penampang L yang ditumpu lateral sama dengan penampang T (dalam pendekatan analisisnya), maka dengan program ini penampang L yang ditumpu lateral dianalisis sebagai penampang T. Para pembaca harus mengecek kebenaran penampang yang memenuhi pembatasan lebar flens berdasarkan tebal flens, jarak antara badan (web) balok, dan bentangnya.

Dengan memasukkan data  $f'_c$ ,  $f_y$ ,  $b$ ,  $b_w$ ,  $d$ ,  $h_f$ , dan  $A_s$  untuk penampang melintang balok yang diberikan, maka program tersebut akan menghitung  $M_u$ , yaitu momen desain batas. Program ini juga menghitung  $\beta_1$ ,  $0,75\rho_b$ ,  $a$ ,  $c$ ,  $0,75\rho_b$ ,  $\rho_{min}$ , dan kemudian mengecek apakah  $\rho_{min} < \rho < 0,75\rho_b$  apabila  $c < h_f$  (yaitu penampang segiempat), ataukah  $\rho_{min} < \rho < 0,75\rho_b$  apabila  $c > h_f$  (yaitu penampang berflens). Apabila ada parameter yang tidak memenuhi, akan ditampilkan pesan kesalahan.

Seperti pada program blok berpenampang segiempat, para pembaca dapat menggunakan program ini untuk desain juga, yaitu dengan melakukan penyesuaian pada penampang dan atau tulangnya, sampai diperoleh penampang yang paling ekonomis.

**13.3.1 Persamaan-persamaan: Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program**

(Lihat Gambar 13.5, 13.6, dan 13.7).

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{jika } f'_c \leq 4000 \text{ psi} \\ 0,65 & \text{jika } f'_c \geq 8000 \text{ psi} \\ 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 4000}{1000} & \text{jika } 4000 \text{ psi} < f'_c < 8000 \text{ psi} \end{cases}$$

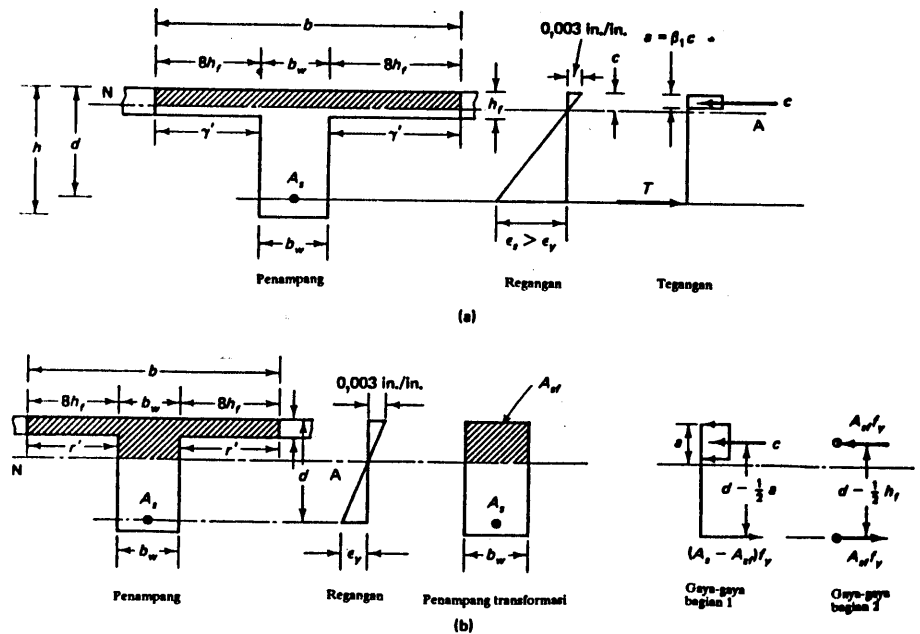
$$\bar{\rho}_b = \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{87.000}{87.000 + f_y}$$

$$A_{sf} = \frac{0,85 f'_c h_f (b - b_w)}{f_y} \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w d} \quad \rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

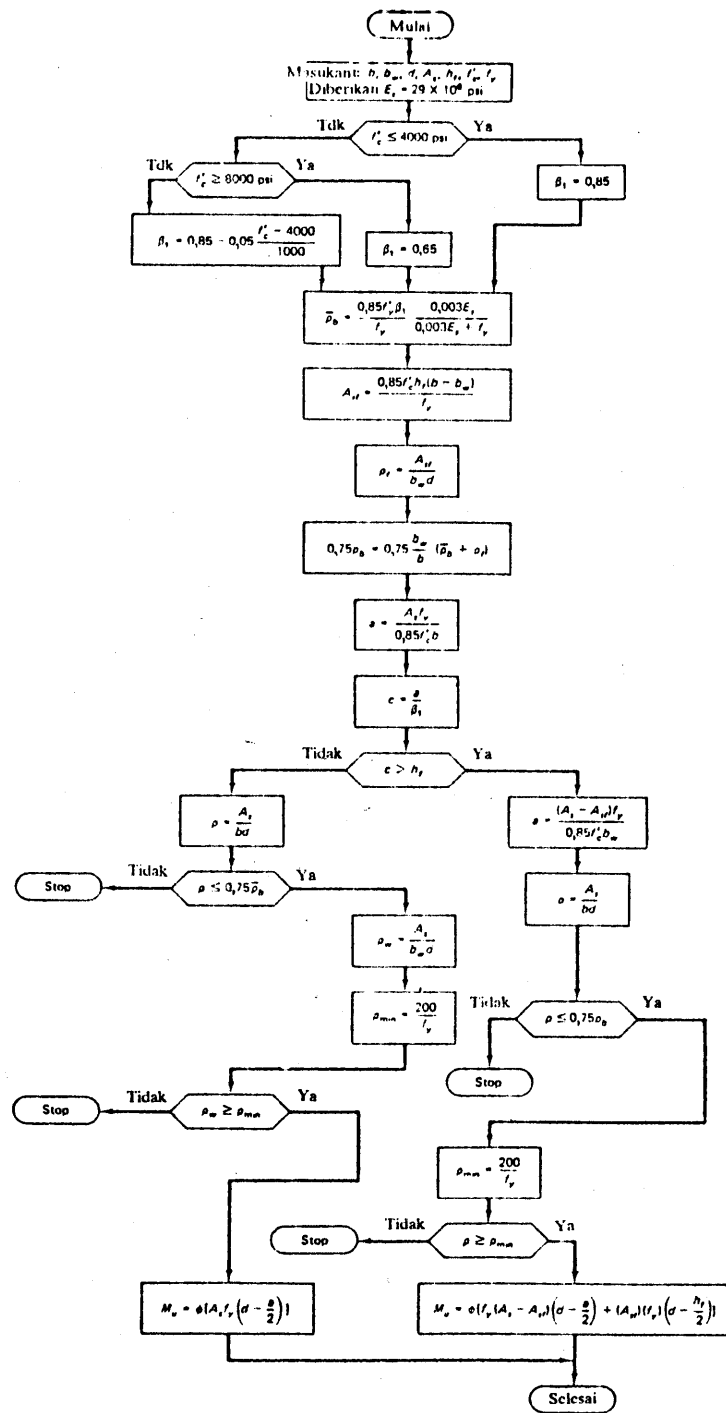
$$\rho_b = \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_f)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \quad c = \frac{a}{\beta_1} \quad \rho_{min} = \frac{200}{f_y}$$

$\rho \leq 0,75 \rho_b$  untuk penampang berflens  
 $\rho \leq 0,75 \rho_b$  untuk penampang segiempat



Gambar 13.5 (a) Penampang balok T dengan sumbu netral terletak pada flens ( $c < h_f$ ), (b) distribusi tegangan dan regangan pada desain penampang berflens ( $c > h$ )



Gambar 13. 6 Diagram alir untuk analisis balok T

Jika  $c < h_f$   $M_u = \phi \left[ A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$

Jika  $c > h_f$  hitung kembali  $a = \frac{(A_s - A_{s1}) f_y}{0,85 f'_c b_w}$

$$M_u = \phi \left[ (A_s - A_{s1}) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_{s1} f_y \left( d - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

50 ENTER  
51 RCL 07  
52 RCL 08  
53 +  
54 /  
55 RCL 09  
56 \*  
57 RCL 08  
58 \*  
59 RCL 20  
60 \*  
61 RCL 01  
62 /  
63 STO 08  
64 RCL 02  
65 RCL 03  
66 -  
67 RCL 05  
68 \*  
69 RCL 08  
70 \*  
71 RCL 09  
72 \*  
73 RCL 01  
74 /  
75 STO 25  
76 RCL 03  
77 /  
78 RCL 04  
79 /  
80 RCL 08  
81 -  
82 RCL 03  
83 \*  
84 RCL 02  
85 /  
86 .75  
87 \*  
88 STO 24  
89 = 0.75 ROW BAL =  
90 RCL 24  
91 PPP  
92 RCL 06  
93 RCL 02  
94 /  
95 RCL 04  
96 /  
97 STO 22  
98 = ROW =  
99 RCL 22  
50 ENTER

Jika  $f'_c \leq 4000$  psi,  $\beta_1 = 0,85$  Jika  $4000 < f'_c < 8000$  psi,  $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 4000}{1000}$   
Jika  $f'_c > 8000$  psi,  $\beta_1 = 0,65$

51 ENTER  
52 RCL 01  
53 +  
54 /  
55 RCL 09  
56 \*  
57 RCL 08  
58 \*  
59 RCL 20  
60 \*  
61 RCL 01  
62 /  
63 STO 08  
64 RCL 02  
65 RCL 03  
66 -  
67 RCL 05  
68 \*  
69 RCL 08  
70 \*  
71 RCL 09  
72 \*  
73 RCL 01  
74 /  
75 STO 25  
76 RCL 03  
77 /  
78 RCL 04  
79 /  
80 RCL 08  
81 -  
82 RCL 03  
83 \*  
84 RCL 02  
85 /  
86 .75  
87 \*  
88 STO 24  
89 = 0.75 ROW BAL =  
90 RCL 24  
91 PPP  
92 RCL 06  
93 RCL 02  
94 /  
95 RCL 04  
96 /  
97 STO 22  
98 = ROW =  
99 RCL 22  
100 ENTER

$$\bar{\rho}_b = \frac{0,003 E_s}{f_y} + \frac{0,85 f'_c \beta_1}{f_y}$$

$$A_{s1} = \frac{0,85 f'_c h_f (b - b_w)}{f_y}$$

$$0,75 \rho_b = 0,75 \left[ \frac{b_w}{b} (\bar{\rho}_b + \rho_r) \right]$$

dimana  $\rho_r = \frac{A_{s1}}{b_w d}$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

Gambar 13. 7 Langkah langkah program untuk analisis lentur balok bertulang.

101 RCL 02  
 102 \*  
 103 RCL 03  
 104 /  
 105 STO 19  
 106 \*ROM W=\*  
 107 ARCL 19  
 108 PPA  
 109 RCL 06  
 110 RCL 01  
 111 \*  
 112 RCL 09  
 113 /  
 114 RCL 00  
 115 /  
 116 RCL 02  
 117 /  
 118 STO 21  
 119 \*a=\*  
 120 ARCL 21  
 121 PPA  
 122 RCL 08  
 123 /  
 124 STO 13  
 125 \*c=\*  
 126 ARCL 13  
 127 PPA  
 128 RCL 13  
 129 RCL 05  
 130 X<Y  
 131 X=Y?  
 132 STO 01  
 133 \*c>FLANGE TH.\*  
 134 PPA  
 135 \*TREAT AS T-BEAM\*  
 136 PPA  
 137 RCL 06  
 138 RCL 01  
 139 \*  
 140 RCL 25  
 141 RCL 01  
 142 \*  
 143 -  
 144 RCL 09  
 145 /  
 146 RCL 00  
 147 /  
 148 RCL 03  
 149 /  
 150 STO 21

	$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$
	$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$
	$c = \frac{a}{\beta_1}$
Jika $c \leq h_f$ , pergi ke 01 (langkah 155)	
Jika $c > h_f$ hitung kembali	$a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0,85 f'_c b_w}$

151 \*a=\*  
 152 ARCL 21  
 153 PPA  
 154 STO 03  
 155 \*LBL 01  
 156 \*c>FLANGE TH.\*  
 157 PPA  
 158 \*TREAT AS RECBM.\*  
 159 PPA  
 160 RCL 08  
 161 /  
 162 \*  
 163 STO 25  
 164 \*a>ROWBARBAL=\*  
 165 ARCL 25  
 166 PPA  
 167 RCL 02  
 168 X<Y?  
 169 STO 02  
 170 \*SAL NG\*  
 171 ASTO 13  
 172 \*ROM>0,75ROWBAR\*  
 173 ARCL 13  
 174 PPA  
 175 X<Y  
 176 RTN  
 177 \*LBL 02  
 178 STO  
 179 ENTER↑  
 180 RCL 01  
 181 /  
 182 STO 10  
 183 \*ROWMIN=\*  
 184 ARCL 10  
 185 PPA  
 186 RCL 10  
 187 RCL 19  
 188 X<Y  
 189 X=Y?  
 190 STO 05  
 191 \*N H.G.\*  
 192 ASTO 18  
 193 \*ROW KROWMI\*  
 194 ARCL 18  
 195 PPA  
 196 X<Y  
 197 RTN  
 198 \*LBL 03  
 199 RCL 22  
 200 RCL 24

	Hitung $0,75\rho_b$ jika balok segitupat
	Jika $\rho > 0,75\rho_b$ , Tampilkan
	$\rho_{min} = \frac{200}{f_y}$
Jika $\rho_w < \rho_{min}$ Tampilkan	

201 \*Y  
 202 \*  
 203 \*  
 204 \*N.G.\*  
 205 \*TO 14  
 206 \*ROM>ROWBAR  
 207 RCL 04  
 208 \*  
 209 \*  
 210 \*  
 211 \*  
 212 \*  
 213 \*  
 214 \*  
 215 \*  
 216 \*  
 217 \*  
 218 \*  
 219 \*  
 220 \*  
 221 \*  
 222 \*  
 223 \*  
 224 \*  
 225 \*  
 226 \*  
 227 \*  
 228 \*  
 229 \*  
 230 \*  
 231 \*  
 232 \*  
 233 \*  
 234 \*  
 235 \*  
 236 \*  
 237 \*  
 238 \*  
 239 \*  
 240 \*  
 241 \*  
 242 \*  
 243 \*  
 244 \*  
 245 \*  
 246 \*  
 247 \*  
 248 \*  
 249 \*  
 250 \*  
 251 \*  
 252 \*  
 253 \*  
 254 \*  
 255 \*  
 256 \*  
 257 \*  
 258 \*  
 259 \*  
 260 \*  
 261 \*  
 262 \*  
 263 \*  
 264 \*  
 265 \*  
 266 \*  
 267 \*  
 268 \*  
 269 \*  
 270 \*  
 271 \*  
 272 \*  
 273 \*  
 274 \*  
 275 \*  
 276 \*  
 277 \*  
 278 \*MULT=\*  
 279 ARCL 12  
 280 PPA  
 281 RCL 12  
 282 \*TH  
 283 \*LBL 07  
 284 \*TOP  
 285 END

	Jika $\rho < 0,75\rho_b$ Tampilkan
	$\rho_{min} = \frac{200}{f_y}$
Jika $\rho_w < \rho_{min}$ Tampilkan	
Jika dianggap sebagai balok segitupat, $M_u = \phi [A_s f_y (d - \frac{a}{2})], \phi = 0,9$	

Figure 13.7 (cont.)

	Jika dianggap sebagai balok T, $\phi = 0,90$ $M_u = \phi [A_s f_y (d - \frac{a}{2}) + A_{sf} f_y (d - \frac{h_f}{2})]$
--	---



Dalam Gambar 13.5, lebar flens,  $b$ , tidak boleh melebihi seperempat panjang bentang, dan  $r'$  tidak boleh melebihi setengah jarak bersih ke badan (web) balok di dekatnya. Untuk balok-balok dengan *slab* hanya pada satu sisinya,  $r'$  tidak boleh melebihi 1/12 bentang, tidak melebihi  $6h_f$ , dan tidak melebihi setengah jarak bersih ke badan balok di sebelahnya.

Diagram alir dan langkah-langkah programnya diperlihatkan dalam Gambar 13.6 dan 13.7.

### 13.3.2 Instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 26 penyimpanan dalam daftar.

( XEQ ALPHA SIZE ALPHA 026 )

Langkah 2: Muatlah program tersebut dari kartu magnetik, atau masukkan langkah-langkah programnya.

Langkah 3: Masukkan data-data desain sebagai berikut:

Variabel	Satuan	Disimpan pada daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$b$	in.	02
$b_w$	in.	03
$d$	in.	04
$h_f$	in.	05
$A_s$	in. <sup>2</sup>	06

Langkah 4: Jalankan T-BEM1.

( XEQ ALPHA T-BEAM1 ALPHA )

Apabila data desain telah memenuhi persyaratan tulangan maksimum maupun minimum, program akan menghitung dan mengecek momen desain batas  $M_u = \phi M_n$  dalam in.-lb. Jika tidak memenuhi, program akan mencetak pesan kesalahan yang sesuai, "ROW W < ROW MIN N.G." atau "ROW < 0,75 ROWBAL N.G." (penampang berflens) atau "ROW > 0,75 ROWBAL N.G." (penampang segiempat).

Keluaran selengkapnya adalah

Data	Satuan
$\beta_1$	—
0,75 $\rho_b$	—
$a$	in.
$c$	in.
0,75 $\rho_b$	—
$\rho$	—
$\rho_{min}$	—
$M_u$	in.-lb

Selain itu, pada keluaran juga akan ditampilkan pernyataan apakah  $c > h_f$  atau  $c < h_f$ , dan apakah penampang tersebut berlaku sebagai balok T atau balok segiempat.

### 13.3.2 Contoh-contoh Numerik

#### 13.3.3.1 Contoh 13.7: Analisis Kapasitas Momen suatu Balok T

Hitunglah kapasitas momen desain balok T pracetak yang terletak di atas tumpuan sederhana, mempunyai bentang 30 ft, dan mempunyai jarak antar -web 10 ft. Diberikan:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 4000 \text{ psi, beton berbobot normal} \\
 f_y &= 60.000 \text{ psi} \\
 b &= 40 \text{ in.} \\
 b_w &= 10 \text{ in.} \\
 d &= 18 \text{ in.} \\
 h_f &= 2,5 \text{ in.} \\
 \text{Luas penulangan pada sisi yang tertarik}
 \end{aligned}$$

$$(a) A_s = 4,0 \text{ in.}^2$$

$$(b) A'_s = 6,0 \text{ in.}^2$$

#### Solusi

Pengecekan lebar flens tidak diperlukan pada penampang balok pracetak karena balok demikian dapat berlaku sebagai balok berflens yang hanya bergantung pada pelaksanaannya.

INPUT	OUTPUT	INPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "T-BEAM1"	6.0000 STO 06
900.0000 STO 01	BETA1=0.85	
40.0000 STO 02	0.75ROWBAL=0.0098	
10.0000 STO 03	ROW=0.0056	
18.0000 STO 04	ROW W=0.0222	
2.5000 STO 05	a=1.7647	
4.0000 STO 06	c=2.0761	
	c<FLANGE TH.	
	TREAT AS RECBM.	
	0.75ROWBARBAL=0.0214	
	ROWMIN=0.0033	
	MULT=3.697,411.766	
		XEQ "T-BEAM1"
		BETA1=0.85
		0.75ROWBAL=0.0098
		ROW=0.0083
		ROW W=0.0333
		a=2.6471
		c=3.1142
		c>FLANGE TH.
		TREAT AS T-BEAM
		a=3.0882
		ROWMIN=0.0033
		MULT=5.399,205.882

### 13.3.3.2 Contoh 13.8: Desain Balok L

Suatu lantai atap taman terdiri atas sistem *slab* satu arah dan balok-balok. Bentang bersih balok adalah 35 ft, dan semua balok mempunyai jarak 7 ft 6 in. as ke as. Lantai ini memikul tanah setebal 6 ft 4 in. selain juga berat sendirinya. Asumsikan bahwa tepi-tepi *slab* tersebut memikul dinding seberat 840 lb per ft panjang, dan lebar dindingnya 12 in. Desainlah penampang lapangan balok tepi L dengan menganggap berat tanah lembab = 125 lb/ft<sup>3</sup>. Diberikan:

$$f'_c = 3000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

#### Solusi

##### Desain *slab*.

$$\text{berat tanah} = 6,33 \times 125 = 791, \text{ sebut saja } 800 \text{ psf.}$$

$$\text{asumsikan tebal } slab \ h = 4 \text{ in.} = \frac{4}{12} \times 150 = 50 \text{ psf}$$

$$d = h - (\text{selimut beton } 3/4 \text{ in.} + 0,5 \text{ diameter tulangan No. 4})$$

$$= 4,0 - 1,0 = 3,0 \text{ in.}$$

$$\text{beban rencana } w_u = 1,4 (800 + 50) = 1190 \text{ lb/ft}^2$$

Dari peraturan ACI, momen negatif untuk bentang interior pertama dari suatu *slab* menerus adalah:

$$-M_u = \frac{w_u l_n^2}{12} = \frac{1190 (7,5)^2}{12} \times 12 = 66.938 \text{ in.-lb}$$

Coba  $b = 12$  in.,  $d = 3$  in., dan  $A_s = 0,496$  in.<sup>2</sup>/jalur 12 in. (tulangan No. 5 dengan jarak 7,5 in. as ke as).

INPUT	OUTPUT
3.000.0000 STO 00	XEQ "RECBM"
60.000.0000 STO 01	BETA1=0.85
60.000.0000 STO 02	a=0.9725
12.0000 STO 03	a=0.9725
3.0000 STO 04	0.75ROWBAL=0.0160
0.0000 STO 05	ROW=0.0138
0.4960 STO 06	ROWMIN=0.0033
0.0000 STO 07	MULT=67.327.6236

Momen rencana eksternal = 66.938 in.-lb. Jadi desain dapat diterima.

Gunakan tulangan No. 5 dengan jarak 7,5 in. as ke as.

$$\text{tulangan temperatur} = 0,0018bd = 0,0018 \times 12 \times 3,0 = 0,065 \text{ in.}^2$$

$$\text{jarak maksimum yang diperlukan} = 3h = 3 \times 4 = 12 \text{ in.}$$

Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak 12 in. = 0,11 berdasarkan persyaratan temperatur.

##### Desain web balok.

Untuk memilih penampang coba-coba, asumsikan bahwa

$$d = \frac{l_n}{18} \text{ untuk defleksi atau } d = \frac{35,0 \times 12}{18} = 23,33 \text{ in.}$$

Asumsikan bahwa  $h = 26$  in.,  $d = 22$  in., dan  $b_w = 14$  in.

$$\text{luas beban pada balok L} = \frac{7,5}{2} + \frac{14}{12} = 4,92 \text{ ft}$$

$$\text{beban kerja tambahan } w_w = (4,92 - 1,0) \times 800 = 3136 \text{ lb/ft}$$

$$\text{berat web balok} = \frac{14 (26 - 4)}{144} \times 150 = 321 \text{ lb/ft}$$

$$\begin{aligned} \text{berat dinding } 7 \text{ ft} &= 840 \text{ lb/ft} \\ \text{beban kerja total} &= 3136 + 246 + 321 + 840 = 4543 \text{ ft/lb.} \\ \text{beban rencana } w_u &= 1,4 \times 4543 = 6360 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{momen-rencana eksternal } M_u &= \frac{w_u l_n^2}{11} = \frac{6360 (35,0)^2}{11} \times 12 \\ &= 8.499.273 \text{ in. -lb.} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{8.499.273}{0,9} = 9.443.637 \text{ in.-lb}$$

Coba  $b = 38 \text{ in.}$  ( $b_w + 6h_f$ ),  $b_w = 14 \text{ in.}$ ,  $d = 22,5 \text{ in.}$ ,  $h_f = 4 \text{ in.}$ , dan  $A_s = 8 \text{ in.}^2$  (delapan tulangan No. 9).

#### INPUT

```
3,000.0000 STO 00
60,000.0000 STO 01
38,0000 STO 02
14,0000 STO 03
22,5000 STO 04
4,0000 STO 05
8,0000 STO 06
```

#### OUTPUT

```
XEQ "T-BEAM1"
BETA1=0.85
0.75ROWBAL=0.0095
ROW=0.0094
ROW W=0.0254
a=4.9536
c=5.8277
c>FLANGE TH.
TREAT AS T-BEAM
a=6.5882
ROWMIN=0.0033
MULT=0,582,061,177
```

> Momen rencana eksternal = 8.499.273 in.-lb, jadi desain dapat diterima.

#### 13.3.3.3 Contoh 13.9: Desain Balok Lantai Menerus Interior terhadap Lentur Interior terhadap Lentur

Desainlah belok interior segiempat yang mempunyai bentang bersih 25 ft dan memikul beban hidup kerja 800 lb/ft lari, selain juga berat sendirinya. Asumsikan bahwa balok tersebut memikul *slab* dengan tebal 4 in. yang dicor monolit dengan balok tersebut. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 4000 \text{ psi, beton berbobot normal} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi} \end{aligned}$$

#### Solusi

Berdasarkan persyaratan defleksi, asumsikan bahwa

$$d = \frac{l}{12} = \frac{25 \times 12}{12} = 25 \text{ in.}$$

Coba  $d = 25 \text{ in.}$ ,  $b_w = 14 \text{ in.}$ , dan  $h = 28 \text{ in.}$

$$\text{berat sendiri} = \frac{14 \times 28}{144} \times 150 = 408 \text{ lb/ft.}$$

$$\text{beban rencana } U = 1,4 \times 408 + 1,7 \times 8000 = 14.171 \text{ lb/ft}$$

Momen rencana positif  $M_u$  untuk bentang interior (berdasarkan peraturan ACI) adalah:

$$+ M_u = \frac{w_u l_n^2}{16} = \frac{14.171 \times (25,0)^2}{16} \times 12 = 6.642.656 \text{ in.-lb}$$

Momen rencana negatif  $M_u$  pada tumpuan (tertarik di bagian atas) adalah:

$$- M_u = \frac{14.171 \times (25,0)^2}{11} \times 12 = 9.662.046 \text{ in.-lb}$$

Penampang lapangan (balok T)

Asumsikan bahwa  $b_w = 14 \text{ in.}$

$$b \geq 16 \times 4 + 14 = 78 \text{ in.}$$

$$\geq \frac{25 \times 12}{4} = 75 \text{ in.}$$

$\geq$  jarak as ke as balok (tidak diketahui)

Dengan demikian,

$$b = 75 \text{ in. yang menentukan}$$

Dengan demikian  $b = 75 \text{ in.}$ ,  $d = 25 \text{ in.}$ ,  $b_w = 14 \text{ in.}$ ,  $h_f = 4 \text{ in.}$ , dan  $A_s = 5,08 \text{ in.}^2$  (empat tulangan No. 10).

INPUT

OUTPUT

```

4.000.0000 STO 00
60.000.0000 STO 01
75.0000 STO 02
14.0000 STO 03
25.0000 STO 04
4.0000 STO 05
5.0000 STO 06
                                XEQ "T-BEAM1"
                                BETA1=0.85
                                0.75ROWBAL=0.0095
                                ROW=0.0027
                                ROW W=0.0145
                                a=1.1953
                                c=1.4062
                                c<FLANGE TH.
                                TREAT AS RECBM.
                                0.75ROWBARBAL=0.0214
                                ROWMIN=0.0033
                                MULT=6.694,053.457
    
```

> Momen rencana eksternal = 6.642.656 in.-lb, jadi desain dapat diterima.

*Penampang tumpuan (penampang segiempat bertulangan rangkap)*

Asumsikan bahwa dua tulangan No. 10 diteruskan dari lapangan ke tumpuan menjadi tulangan tekan. Coba  $b = 14$  in.,  $d = 25$  in.,  $d' = 3$  in.,  $A_s = 8,89$  in.<sup>2</sup> (tujuh tulangan No. 10), dan  $A_s' = 2,54$  in.<sup>2</sup> (dua tulangan No. 10).

INPUT

OUTPUT

```

4.000.0000 STO 00
60.000.0000 STO 01
60.000.0000 STO 02
14.0000 STO 03
25.0000 STO 04
3.0000 STO 05
8.8900 STO 06
2.5400 STO 07
                                XEQ "RECBEAM"
                                BETA1=0.85
                                a=8.0042
                                a=8.0424
                                0.75ROWBAL=0.0286
                                ROW=0.0254
                                ROWMIN=0.0033
                                MULT=10.209,469.61
    
```

$M_u > 9.662.046$  in.-lb, jadi desain dapat diterima.

13.4 GESER DAN TORSI

SH + TOR1, 2, dan 3 adalah program yang dapat menghitung penulangan geser dan atau torsi beserta jaraknya yang diperlukan pada balok. Program ini berdasarkan peraturan ACI. Pembahasan lengkapnya dapat dilihat pada Bab 6.

Program ini pada dasarnya terbagi atas dua bagian: (1) SH + TOR1 yang menghitung  $A_v/s + 2 A_t/s$ , luas penulangan geser total yang diperlukan per dua lengan tulangan geser, per inci jarak, dan (2) SH + TOR2, yang menghitung jarak sengkang yang diperlukan dan penulangan memanjang balok yang mengalami kombinasi geser dan torsi atau torsi saja. SH + TOR3 menghitung jarak sengkang yang diperlukan untuk balok yang mengalami hanya geser saja.

Program ini dapat digunakan untuk menghitung penulangan geser yang diperlukan untuk setiap penampang dengan memasukkan geser rencana dan atau torsi pada penampang tersebut. Apabila suatu balok hanya mengalami geser, atau apabila torsi rencananya  $\leq \phi (0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$  dan apabila  $M_u$  dimasukkan sebesar nol, maka dengan program ini akan dihitung  $V_c$ , yaitu gaya geser yang dipikul oleh beton, dengan menggunakan rumus konservatif  $V_c = 2 \sqrt{f'_c} b_w d$ . Apabila harga  $M_u$  aktual pada penampang tersebut dimasukkan, program tersebut akan menggunakan rumus yang lebih baik, yaitu:

$$V_c = \left( 1,9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 3,5 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Untuk suatu balok yang mengalami torsi yang lebih besar daripada  $v \times (0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$ , program tersebut akan menghitung  $V_c$  dan  $T_c$  dengan menggunakan rumus yang sesuai. Apabila baloknya mengalami torsi saja, program tersebut akan menuliskan  $V_c = 0$ . Akan tetapi, hal ini sangat jarang terjadi karena balok biasanya tidak ditumpu menerus di seluruh panjangnya, dan dengan demikian selalu mengalami paling sedikit geser yang diakibatkan oleh berat sendirinya.

Setelah program tersebut menghitung berapa bagian gaya geser dan atau torsi yang dipikul oleh beton sendiri, sisanya akan digunakan untuk menghitung penulangan yang diperlukan. Setelah itu, programnya akan menghitung jarak sengkang berdasarkan gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan, dan ukuran tulangan yang telah dimasukkan sebagai data terlebih dahulu. Program ini juga selalu menghasilkan jarak tulangan yang memenuhi peraturan ACI.

13.4.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Lihat Gambar 13.8, 13.9, dan 13.10.)

$$V_u = \phi V_n \quad V_n \leq 10\sqrt{F'_c} b_w d$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{atau} \quad V_c = \left( 1,9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \leq 3,5\sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rho_w = \frac{A_t}{b_w d} \quad \frac{V_u}{M_u} d \leq 1 \quad \left| \frac{A_v}{s} \right| = \frac{V_u - V_c}{f_y d}$$

Torsi harus diperhitungkan dalam desain apabila  $T_u \geq \phi (0,5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$  :

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y} \quad T_c = \frac{0,8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0,4 V_u / C_t T_u)^2}}$$

$$V_c = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + [2,5 C_t (T_u / V_u)]^2}} \quad \alpha_t = 0,66 + 0,33 \frac{y_1}{x_1} \leq 1,5$$

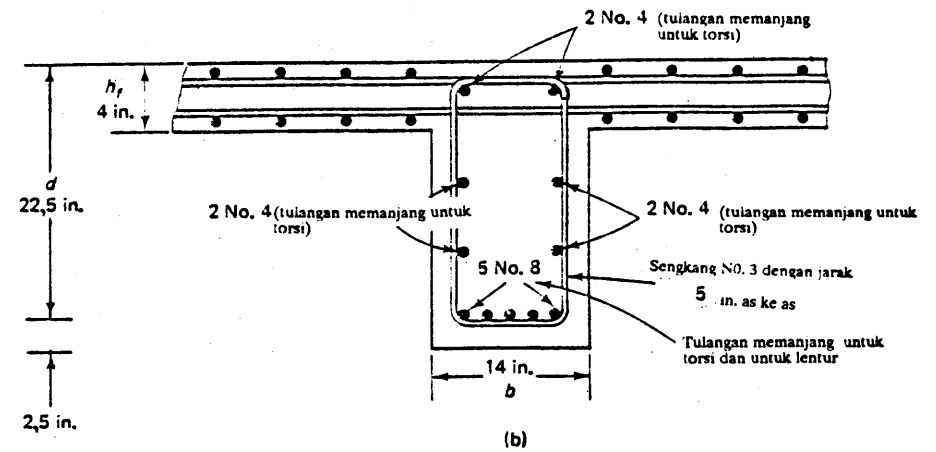
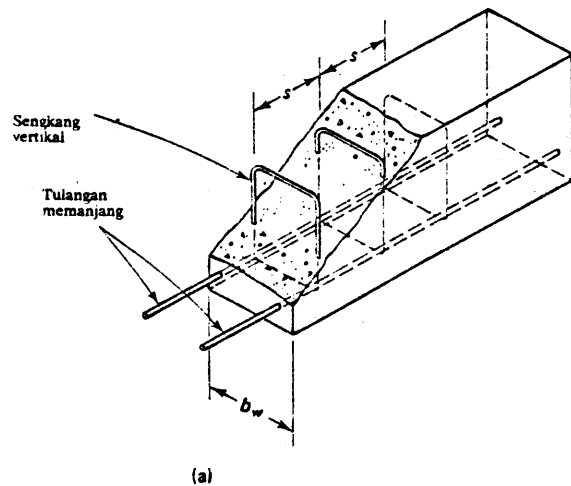
$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u - T_c}{\alpha_t x_1 y_1 f_y} \quad \left| \frac{A_t}{s} \right|_{\text{total}} = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \leq \frac{50 b_w}{f_y}$$

jarak-sengkang,  $s = \frac{\left| \frac{A_t}{s} \right|_{\text{total}}}{A_s} \leq$  yang diperlukan untuk desain gaya geser .

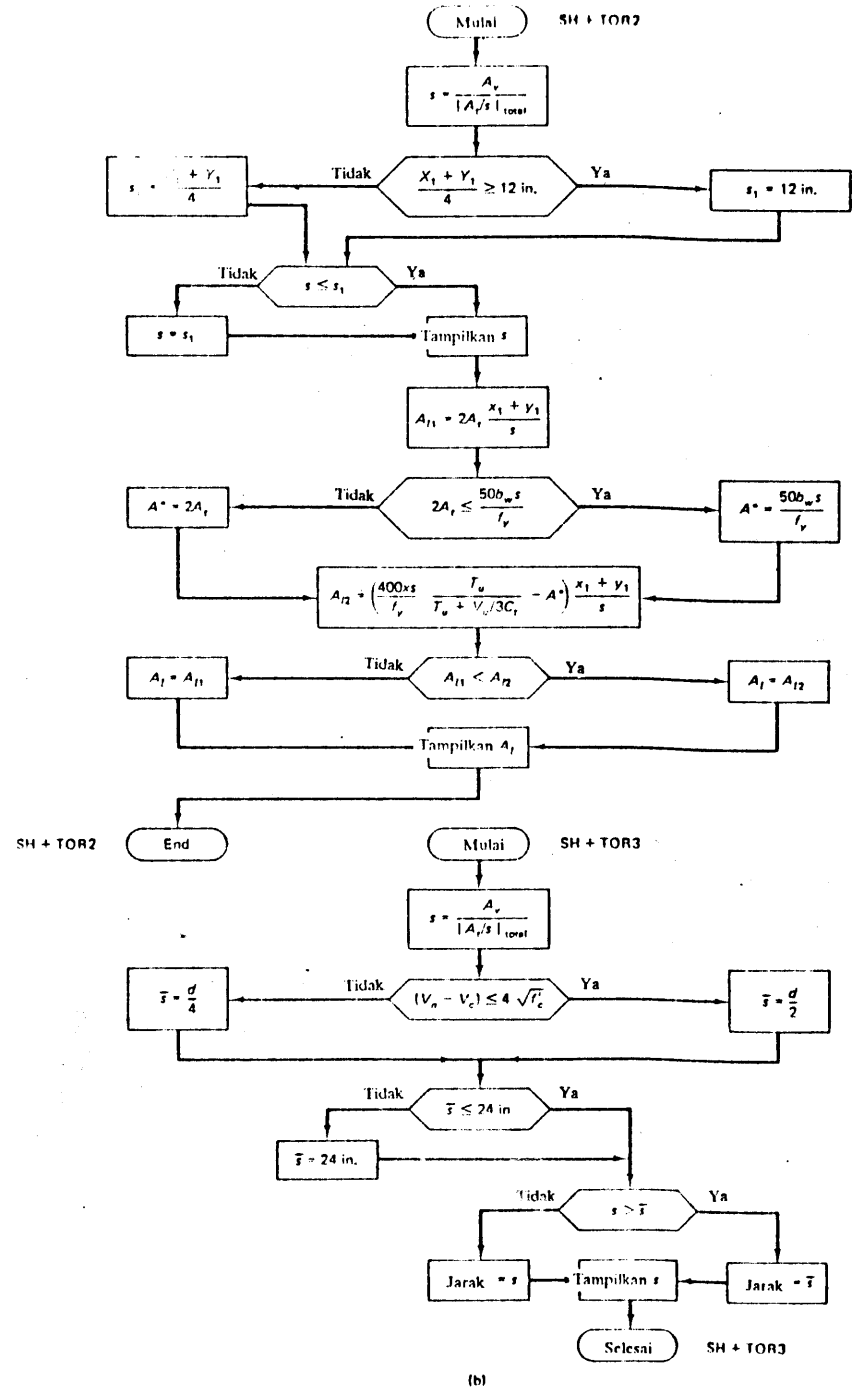
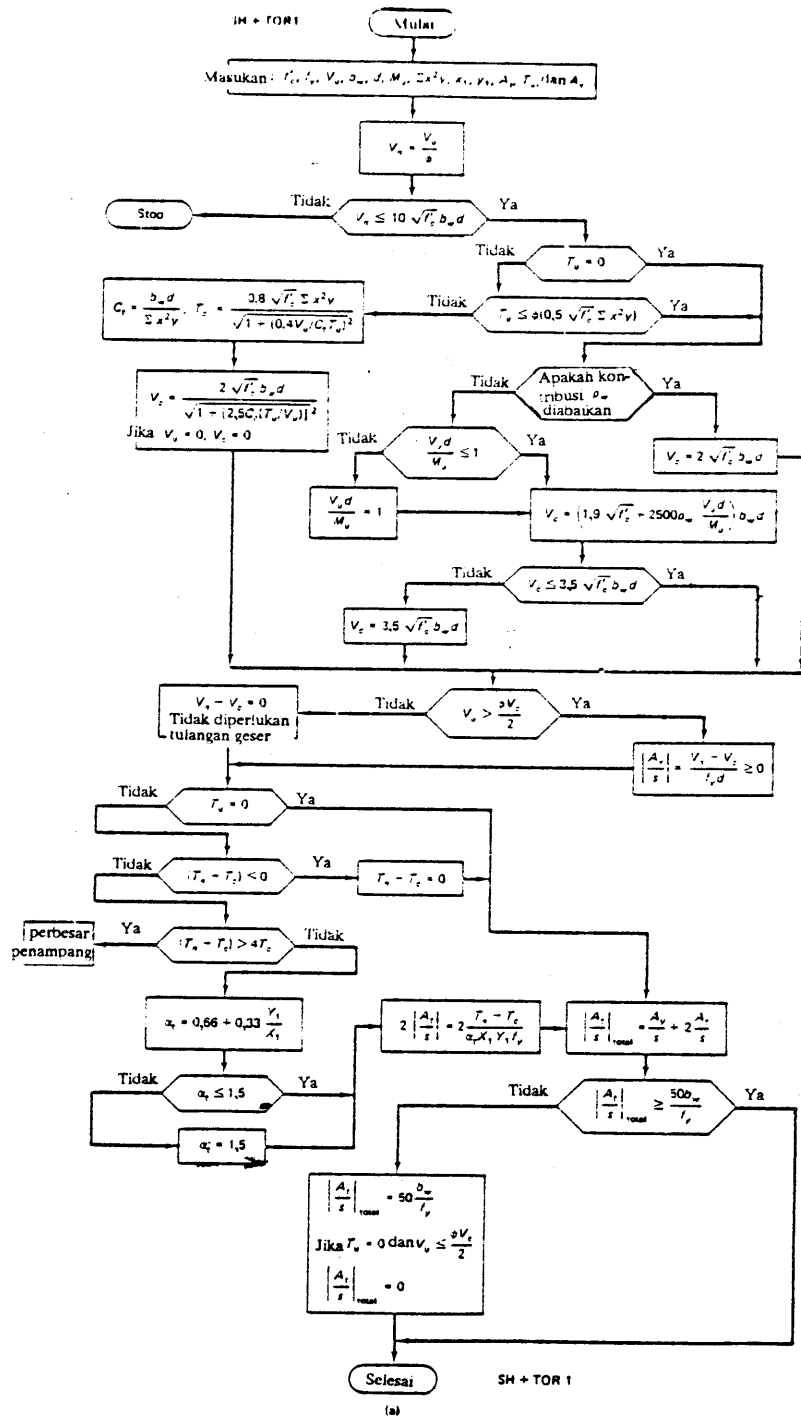
$$A_t = 2A_s \frac{x_1 + y_1}{s} \quad A_t \leq \left[ \frac{400 x s}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u / 3 C_t} - 2A_s \right] \frac{x_1 + y_1}{s}$$

$$2A_s \geq \frac{50 b_w s}{f_y} \quad \text{dalam persamaan kedua untuk } A_t.$$

Diagram alir dan langkah-langkah program disajikan dalam Gambar 13.9 dan 13.10.



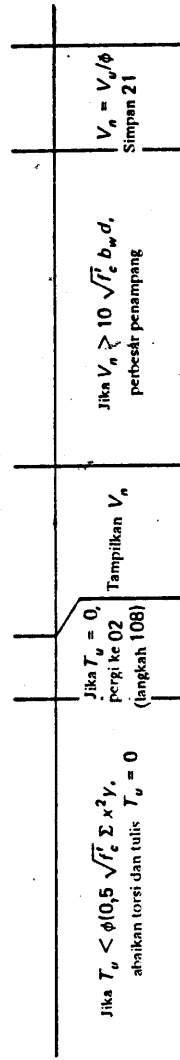
Gambar 13.8 (a) Sengkang vertikal dalam pandangan tiga dimensi, (b) detail penguatan web untuk balok T yang mengalami geser dan torsi.



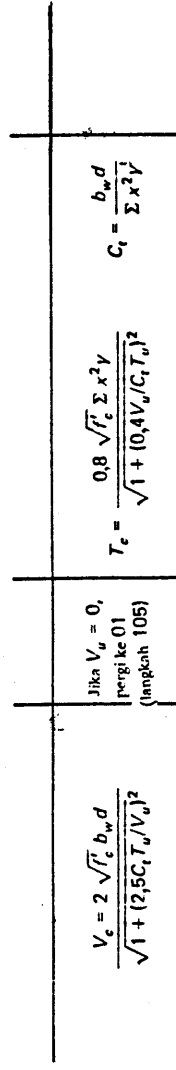
Gambar 13.9 (a) Diagram alir: analisis untuk geser dan torsi (bagian I); (b) diagram alir untuk perhitungan jarak penulangan (bagian II).

Gambar 13.9 (lanjutan)

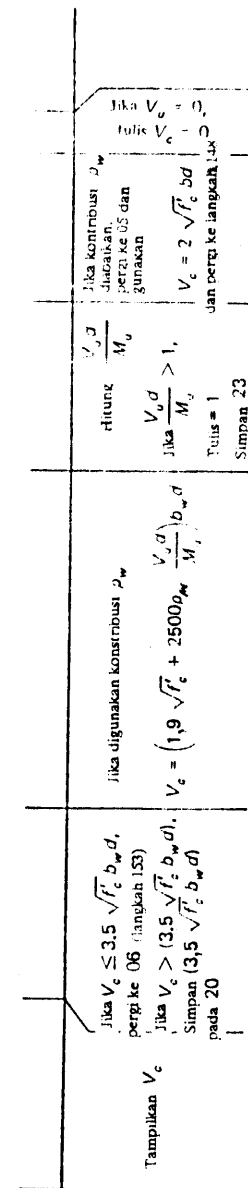
01+LBL \*SH\*TOR\*  
 02 FIX 4  
 03 RCL 02  
 04 0.85  
 05 STO 23  
 06 /  
 07 STO 21  
 08 RCL 00  
 09 SQR  
 10 RCL 03  
 11 \*  
 12 RCL 04  
 13 \*  
 14 STO 24  
 15 10  
 16 \*  
 17 RCL 21  
 18 X<=Y?  
 19 GTO 00  
 20 \*TION\*  
 21 ASTO 26  
 22 \*ENLARGE SEC\*  
 23 ARCL 26  
 24 PRA  
 25 X<Y  
 26 GTO 11  
 27+LBL 00  
 28 \*VN\*  
 29 ARCL 21  
 30 PRA  
 31 RCL 09  
 32 X=0?  
 33 GTO 02  
 34 RCL 23  
 35 0.5  
 36 \*  
 37 RCL 00  
 38 SQR  
 39 RCL 06  
 40 \*  
 41 STO 25  
 42 \*  
 43 RCL 09  
 44 X<Y?  
 45 GTO 01  
 46 GTO 03  
 47+LBL 01  
 48 \*SIOM\*  
 49 ASTO 26  
 50 \*NEGLECT TOR\*



51 ARCL 26  
 52 PRA  
 53 0  
 54 STO 22  
 55 STO 09  
 56 GTO 02  
 57+LBL 03  
 58 RCL 23  
 59 0.8  
 60 \*  
 61 RCL 02  
 62 RCL 06  
 63 \*  
 64 0.4  
 65 \*  
 66 RCL 09  
 67 RCL 03  
 68 \*  
 69 RCL 04  
 70 \*  
 71 /  
 72 X^2  
 73 1  
 74 +  
 75 SQR  
 76 /  
 77 STO 22  
 78 \*Tc\*  
 79 ARCL 22  
 80 PRA  
 81 RCL 02  
 82 X=0?  
 83 GTO 01  
 84 RCL 24  
 85 2  
 86 \*  
 87 RCL 03  
 88 RCL 04  
 89 \*  
 90 RCL 09  
 91 \*  
 92 2.5  
 93 \*  
 94 RCL 06  
 95 RCL 02  
 96 \*  
 97 /  
 98 X^2  
 99 1  
 100 +



101 SQR  
 102 /  
 103 STO 20  
 104 GTO 06  
 105+LBL 01  
 106 STO 20  
 107 GTO 06  
 108+LBL 02  
 109 RCL 02  
 110 RCL 04  
 111 \*  
 112 RCL 05  
 113 X=0?  
 114 GTO 05  
 115 /  
 116 STO 23  
 117 1  
 118 X<Y  
 119 X<=Y?  
 120 GTO 03  
 121 1  
 122 STO 23  
 123+LBL 03  
 124 RCL 00  
 125 SQR  
 126 1.9  
 127 \*  
 128 RCL 03  
 129 \*  
 130 RCL 04  
 131 \*  
 132 RCL 00  
 133 2500  
 134 \*  
 135 RCL 23  
 136 \*  
 137 \*  
 138 STO 20  
 139 RCL 24  
 140 3.5  
 141 \*  
 142 RCL 20  
 143 X<=Y?  
 144 GTO 06  
 145 X<Y  
 146 STO 20  
 147 GTO 06  
 148+LBL 05  
 149 RCL 24  
 150 2  
 151 \*  
 152 STO 20  
 153+LBL 06  
 154 \*Vc\*  
 155 ARCL 20  
 156 PRA



157 RCL 21  
 158 RCL 20  
 159 2  
 160 /  
 161 -  
 162 X>0?  
 163 GTO 07  
 164 0  
 165 STO 24  
 166 SF 01  
 167 \*PS REQ\*  
 168 ASTO 26  
 169 \*NO SHEAR BA\*  
 170 ARCL 26  
 171 PRA  
 172 \*AV/S=0.0000\*  
 173 PRA  
 174 GTO 08  
 175+LBL 07  
 176 RCL 21  
 177 RCL 20  
 178 -  
 179 X>0?  
 180 GTO 07  
 181 0  
 182 STO 24  
 183 \*AV/S=0.0000\*  
 184 PRA  
 185 GTO 08  
 186+LBL 07  
 187 RCL 01  
 188 /  
 189 RCL 04  
 190 /  
 191 STO 24  
 192 \*AV/S=0\*  
 193 ARCL 24  
 194 PRA  
 195+LBL 08  
 196 RCL 09  
 197 9.85  
 198 /  
 199 X=0?  
 200 GTO 10  
 201 RCL 22  
 202 -  
 203 X>0?  
 204 GTO 09  
 205+LBL 10  
 206 \*S REQ\*  
 207 ASTO 26  
 208 \*NO TORS BAR\*  
 209 ARCL 26  
 210 PRA  
 211 \*2RT/S=0.0000\*  
 212 PRA  
 213 0  
 214 GTO 10

Gambar 13.10 Langkah-langkah program: geser dan torsi.

Gambar 13.10 (sambungan)

215+LBL 09  
 216 RCL 22  
 217 +  
 218 \*  
 219 X<Y?  
 220 GTO 09  
 221 \*TS>4Tc ENLA\*  
 222 \*RGE SECTION\*  
 223 PRA  
 224 STOP  
 225+LBL 09  
 226 X<Y  
 227 RCL 01  
 228 /  
 229 RCL 07  
 230 /  
 231 PCL 25  
 232 /  
 233 STO 05  
 234 RCL 25  
 235 RCL 07  
 236 /  
 237 0.33  
 238 \*  
 239 0.66  
 240 +  
 241 STO 08  
 242 1.5  
 243 X<Y  
 244 X=Y?  
 245 GTO 12  
 246 X<Y  
 247 STO 08  
 248+LBL 12  
 249 RCL 05  
 250 RCL 08  
 251 /  
 252 2  
 253 \*  
 254 STO 05  
 255 \*2AT/S=\*  
 256 ARCL 05  
 257 PRA  
 258+LBL 10  
 259 RCL 24  
 260 +  
 261 STO 24  
 262 FS?C 01  
 263 GTO 11  
 264 GTO 12  
 265+LBL 11  
 266 X=0?  
 267 GTO 14  
 268+LBL 12  
 269 RCL 24  
 270 RCL 03

	Jika $T_n > 4T_c$ , Perbesar penampang
	$\frac{T_n - T_c}{x_1 y_1 f_y}$ Simpan pada 05
	$R_f = 0,66 + 0,33 \frac{y_1}{x_1}$
	Jika $\alpha_f < 1,5$ , pergi ke 12 Jika $\alpha_f > 1,5$ , tuliskan 1,5
	Hitung $\frac{2A_t}{s} = 2 \frac{T_n - T_c}{\alpha_f x_1 y_1 f_y}$
	Tampilkan $2A_t/s$
	Hitung $\frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$

271 54  
 272 \*  
 273 RCL 01  
 274 /  
 275 X=Y?  
 276 GTO 13  
 277 STO 24  
 278 \*TPOLS\*  
 279 ASTG 26  
 280 \*50bW/FY CON\*  
 281 ARCL 26  
 282 PRA  
 283 \*AV/S+2AT/S=\*  
 284 ARCL 24  
 285 PRA  
 286 GTO 11  
 287+LBL 13  
 288 X<Y  
 289 STO 24  
 290 \*AV/S+2AT/S=\*  
 291 ARCL 24  
 292 PRA  
 293+LBL 11  
 294 STOP  
 295+LBL 14  
 296 \*STOP NO ST1\*  
 297 \*RRUPS REQB.\*  
 298 PRA  
 299 STOP  
 300+LBL: \*SH+TOR3\*  
 301 RCL 10  
 302 RCL 24  
 303 /  
 304 STO 08  
 305 RCL 07  
 306 RCL 25  
 307 +  
 308 4  
 309 \*  
 310 12  
 311 X=Y?  
 312 GTO 08  
 313 X<Y  
 314+LBL 08  
 315 STO 26  
 316 \*MAX. S=\*  
 317 ARCL 26  
 318 PRA  
 319 RCL 08  
 320 X=Y?  
 321 GTO 01  
 322 X<Y  
 323+LBL 01  
 324 STO 08  
 325 \*S REQB=\*  
 326 ARCL 08  
 327 PRA

	Jika $\frac{50b_w}{s} + \frac{2A_t}{s} < \frac{50b_w}{s} \text{ ginak-an } \frac{50b_w}{f_y}$ dan tuliskan $50b_w/f_y$ yg menentukan
	Tampilkan $\frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$
	Jika $V_n - \frac{V_c}{2} < 0$ dan $T_u = 0$ , tampilkan "no stirrups required"
	$s = \frac{A_v}{A_v/s + 2A_t/s}$
	Pilih yg terkecil di antara ketulunya dan tampilkan sebagai "s" maka (1) $(x_1 + y_1)/4$ (2) 12 in.
	Tampilkan "s" yg diperlukan

328 RCL 05  
 329 RCL 07  
 330 RCL 25  
 331 +  
 332 \*  
 333 STO 24  
 334 RCL 03  
 335 50  
 336 \*  
 337 RCL 01  
 338 /  
 339 RCL 05  
 340 X<Y  
 341 X=Y?  
 342 GTO 02  
 343 STO 05  
 344+LBL 02  
 345 RCL 09  
 346 RCL 09  
 347 RCL 02  
 348 RCL 06  
 349 \*  
 350 /  
 351 /  
 352 RCL 03  
 353 /  
 354 RCL 04  
 355 /  
 356 +  
 357 /  
 358 400  
 359 \*  
 360 RCL 03  
 361 \*  
 362 RCL 01  
 363 /  
 364 RCL 05  
 365 -  
 366 RCL 07  
 367 RCL 25  
 368 +  
 369 \*  
 370 RCL 24  
 371 X<Y  
 372 X=Y?  
 373 R0W  
 374 STO 05  
 375 \*AL REQB=\*  
 376 ARCL 05  
 377 PRA  
 378 GTO 12

	Hitung $A_t = 2 \frac{A_c}{s} (x_1 + y_1)$
	Pilih yang terbesar di antara (1) $\frac{2A_t}{s}$ (2) $\frac{50b_w}{f_y}$
	Hitung $A_t = \left( \frac{400xs}{f_y} - \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_c} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$
	Pilih $A_t$ yg ter- besar dan tampilkan

379+LBL \*SH+TOR3\*  
 380 RCL 10  
 381 RCL 24  
 382 /  
 383 STO 08  
 384 RCL 08  
 385 50PT  
 386 4  
 387 \*  
 388 RCL 03  
 389 \*  
 390 RCL 04  
 391 \*  
 392 RCL 21  
 393 RCL 20  
 394 -  
 395 X=Y?  
 396 GTO 08  
 397 RCL 04  
 398 4  
 399 /  
 400 STO 24  
 401 GTO 01  
 402+LBL 08  
 403 RCL 04  
 404 2  
 405 /  
 406 STO 24  
 407+LBL 01  
 408 24  
 409 X<Y  
 410 X=Y?  
 411 GTO 02  
 412 X<Y  
 413 STO 24  
 414+LBL 02  
 415 RCL 08  
 416 X<Y  
 417 X=Y?  
 418 GTO 13  
 419 X<Y  
 420 STO 24  
 421+LBL 13  
 422 \*S REQB=\*  
 423 ARCL 24  
 424 PRA  
 425+LBL 12  
 426 STOP  
 427 END

	$s = \frac{A_v}{A_v/s + 2A_t/s}$
	Jika $\frac{V_n - V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} > 4$ , $s = d/4$ maks Jika $\frac{V_n - V_c}{\sqrt{f'_c} b_w d} < 4$ , $s = d/2$ maks
	Pilih "s" yang terkecil di antara $\frac{A_v}{A_v/s + 2A_t/s}$ , $d/4$ atau $d/2$ , 24 in.
	Tampilkan "s" yang diperlukan

Gambar 13.10 (sambungan)

Figure 13.10 (cont.)



### 13.4.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 27 penyimpanan dalam daftar.

( XEQ ALPHA SIZE ALPHA 027 )

Langkah 2: Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah program.

Langkah 3: Masukkan data desain sebagai berikut:

Variabel	Satuan	Penyimpan dalam daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$V_u$ (gaya geser eksternal pada penampang yang sedang dianalisis)	lb	02
$b_w$	in.	03
$d$	in.	04
$M_u$ (momen eksternal pada penampang yang sedang dianalisis)	in.-lb	05 (simpan 0.0 apabila programnya menggunakan $V_u = 2\sqrt{f'_c} b_w d$ )
$\Sigma x^2 y$	in. <sup>3</sup>	06
$x_1$	in.	07
$y_1$	in.	25
$A_s$ (tulangan tarik)	in. <sup>2</sup>	08
$T_u$ (torsi eksternal pada penampang yang dianalisis)	in.-lb.	09
$A_v$ (dua kali luas satu lengan sengkang)	in. <sup>2</sup>	10

\* Setiap sesudah menjalankan program,  $A_s$  harus dimasukkan kembali.

Langkah 4: Hitung luas penulangan geser yang diperlukan ( $A_t/s$  total in.<sup>2</sup>/dua lengan/in. jarak) dengan menjalankan program SH + TOR1.

( XEQ ALPHA SH + TOR1 ALPHA )

Langkah 5: Apabila penampangnya mengalami geser dan torsi atau torsi saja, jalankan program SH + TOR2.

( XEQ ALPHA SH + TOR2 ALPHA )

Program ini akan menghitung dan mencetak jarak dan luas tulangan memanjang,  $A_t$  (in.<sup>2</sup>), yang diperlukan.

Apabila penampangnya mengalami hanya gaya geser, maka jalankan program SH + TOR3.

( XEQ ALPHA SH + TOR3 ALPHA )

Program ini akan menghitung dan mencetak jarak yang diperlukan untuk ukuran sengkang yang dipilih.

### 13.4.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.4.3.1 Contoh 13.10: Desain Sengkang Badan

Suatu balok segiempat mempunyai betang efektif 25 ft dan memikul beban hidup disain 8000 lb/ft lari tanpa ada beban mati lain selain berat sendirinya. Desainlah penulangan geser yang diperlukan. Gunakan rumus yang disederhanakan ( $V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d$ ) untuk menghitung kapasitas  $V_c$  badan beton sederhana. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$b_w = 14 \text{ in.}$$

$$d = 28 \text{ in.}$$

$$h = 30 \text{ in.}$$

$$\Sigma x^2 y = (14^2)(30) = 5880 \text{ in.}^3$$

Tulangan tarik memanjang adalah 6 No. 9. Tidak ada gaya aksial yang bekerja pada balok.

#### Solusi

Gaya geser rencana

$$\text{berat sendiri balok} = \frac{14 \times 30}{144} \times 150 = 437,5 \text{ lb/ft}$$

$$\begin{aligned} \text{beban rencana total} &= 1,7 \times 8000 + 1,4 \times 437,5 \\ &= 14.212,5 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana pada muka tumpuan adalah

$$V_u = \frac{25}{2} \times 14.212,5 = 177.656 \text{ lb}$$

Penampang kritis pertama terletak pada jarak  $d = 28$  in. dari muka tumpuan balok (setengah bentang = 150 in.).

$$V_u \text{ pada } d = \frac{150 - 28}{150} \times 177.656 = 144.494 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ pada } 2d = 111.331 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ pada } 3d = 78.169 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ pada } 45,6 \text{ in.} = 123.639 \text{ lb}$$

$$V_u \text{ pada } 79,96 \text{ in.} = 82.954 \text{ lb}$$

Lokasi-lokasi ini (untuk perhitungan jarak sengkang) dipilih yang konsisten dengan solusi contoh 6.1.

INPUT	INPUT	INPUT
4,000.0000 STO 00	123,649.0000 STO 02	111,331.0000 STO 02
60,000.0000 STO 01	6.0000 STO 08	6.0000 STO 08
144,494.0000 STO 02		
14.0000 STO 03	<b>OUTPUT</b>	<b>OUTPUT</b>
28.0000 STO 04	XEQ "SH+TOR1"	XEQ "SH+TOR1"
0.0000 STO 05	VN=145,469,4118	VN=130,977,6471
5,800.0000 STO 06	Vc=49,584,5137	Vc=49,584,5137
0.0000 STO 07	AV/S=0,0571	AV/S=0,0484
6.0000 STO 08	NO TORS BARS REQD	NO TORS BARS REQD
0.0000 STO 09	2AT/S=0,0000	2AT/S=0,0000
0.4000 STO 10	AV/S+2AT/S=0,0571	AV/S+2AT/S=0,0484
0.0000 STO 25	XEQ "SH+TOR3"	XEQ "SH+TOR3"
	S REQD.=7,0084	S REQD.=8,2562

#### OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"  
 VN=169,992,9412  
 Vc=49,584,5137  
 AV/S=0,0717  
 NO TORS BARS REQD  
 2AT/S=0,0000  
 AV/S+2AT/S=0,0717  
 XEQ "SH+TOR3"  
 S REQD.=5,5810

#### INPUT

82,954.0000 STO 02  
 6.0000 STO 08

#### OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"  
 VN=97,592,9412  
 Vc=49,584,5137  
 AV/S=0,0286  
 NO TORS BARS REQD  
 2AT/S=0,0000  
 AV/S+2AT/S=0,0286  
 XEQ "SH+TOR3"  
 S REQD.=13,9975  
 Say 14.0 in.

#### INPUT

78,169.0000 STO 02  
 6.0000 STO 08

#### OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"  
 VN=91,963,5294  
 Vc=49,584,5137  
 AV/S=0,0252  
 NO TORS BARS REQD  
 2AT/S=0,0000  
 AV/S+2AT/S=0,0252  
 XEQ "SH+TOR3"  
 S REQD.=14,0000

Sebut saja 14,0 in.

Lihat detail penulangan pada Gambar 6.10.

#### 13.4.3.2 Contoh 13.11: Solusi Alternatif untuk Contoh 13.10

Carilah gaya geser  $V_c$  dan perubahan jarak sengkang untuk balok pada contoh 13.10 apabila yang digunakan persamaan 6.8 (yang lebih teliti) di mana kontribusi tulangan tarik memanjang lebih terlihat.

#### Solusi

$$V_u \text{ pada jarak } d \text{ dari tumpuan} = 144.494 \text{ lb (contoh 13.10)}$$

$$M_u \text{ pada jarak } d \text{ dari tumpuan} = 14.212,5 \times \frac{25}{2} \times 28 - \frac{14.212,5 (28)^2}{12 \times 2} = 4.510.100 \text{ lb-in.}$$

$$V_u \text{ pada } 2d \text{ dari tumpuan} = 111.331 \text{ lb}$$

$$M_u \text{ pada } 2d \text{ dari tumpuan} = 14.212,5 \times \frac{25}{2} \times 56 - \frac{14.212 (52)^2}{12 \times 2} = 8.347.475 \text{ lb}$$

pada 3 dari tumpuan = 78.169 lb  
 pada 3 dari tumpuan = 10.744.650 lb-in.  
 pada 45,6 in. dari tumpuan =

$V_u$  pada 3 d dari tumpuan = 78.169 lb  
 $M_u$  pada 3 d dari tumpuan = 10.744.650 lb-in.  
 $V_u$  pada 45,6 in. dari tumpuan = 123.649 lb  
 $M_u$  pada 45,6 in. dari tumpuan = 6.869.754 lb-in.  
 $V_u$  pada 79.96 in. dari tumpuan = 82.954 lb  
 $M_u$  pada 79.96 in. dari tumpuan = 9.538.008 in.lb.

Program ini dijalankan dengan cara yang sama dengan pada contoh 13.10, hanya saja harga  $M_u$  aktual pada penampang dimasukkan pada daftar 05, bukan 0,0. Perhatikan bahwa jarak sengkang bertambah sedikit pada penampang yang sama. Hal ini memang yang diharapkan karena persamaan yang disederhanakan, yaitu  $V_c = 2 (f'_c)^{0.5} b_w d$  adalah konservatif.

Pada jarak  $d$  dari tumpuan

INPUT	OUTPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "SH+TOR1"
60.000.0000 STO 01	VN=169.992.9412
144.494.0000 STO 02	Vc=60.561.1937
14.0000 STO 03	AV/S=0.0651
28.0000 STO 04	NO TORS BARS REQD
4.510.100.000 STO 05	2AT/S=0.0000
5.880.0000 STO 06	AV/S+2AT/S=0.0651
0.0000 STO 07	XEQ "SH+TOR3"
6.0000 STO 08	S REQD.=6.1408
0.0000 STO 09	
0.4000 STO 10	
0.0000 STO 25	

Pada 45,6 in. dari tumpuan

INPUT	INPUT
123.649.0000 STO 02	111.331.0000 STO 02
6.869.754.000 STO 05	8.347.475.000 STO 05
6.0000 STO 08	6.0000 STO 08

Pada jarak  $2d$  dari tumpuan

## OUTPUT OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"	XEQ "SH+TOR1"
VN=145.469.4118	VN=130.977.6471
Vc=54.664.8862	Vc=52.706.8646
AV/S=0.0541	AV/S=0.0466
NO TORS BARS REQD	NO TORS BARS REQD
2AT/S=0.0000	2AT/S=0.0000
AV/S+2AT/S=0.0541	AV/S+2AT/S=0.0466
XEQ "SH+TOR3"	XEQ "SH+TOR3"
S REQD.=7.4005	S REQD.=8.5856

Pada 79,96 in. dari tumpuan

Pada  $d$  dari tumpuan

INPUT	INPUT
82.954.0000 STO 02	78.169.0000 STO 02
9.538.008.000 STO 05	10.744.650.00 STO 05
6.0000 STO 08	6.0000 STO 08

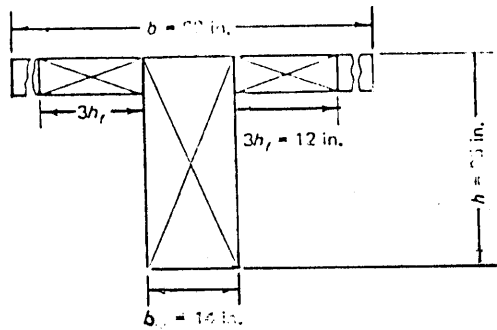
## OUTPUT OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"	XEQ "SH+TOR1"
VN=97.592.9412	VN=91.963.5294
Vc=50.758.1136	Vc=50.160.8534
AV/S=0.0279	AV/S=0.0249
NO TORS BARS REQD	NO TORS BARS REQD
2AT/S=0.0000	2AT/S=0.0000
AV/S+2AT/S=0.0279	AV/S+2AT/S=0.0249
XEQ "SH+TOR3"	XEQ "SH+TOR3"
S REQD.=14.0000	S REQD.=14.0000

Perhatikan bahwa apabila digunakan persamaan  $V_c$  yang lebih teliti, jarak yang diperoleh akan lebih besar.

### 13.4.3.3 Contoh 13.12: Desain Penulangan Badan untuk Kombinasi Torsi dan Geser pada Penampang Balok T

Suatu penampang melintang balok T mempunyai dimensi seperti yang diperlihatkan pada Gambar 13.11. Gaya geser eksternal rencana  $V_u = 15.000$  lb bekerja pada penampang kritis. Balok ini mengalami juga torsi pada penampang kritisnya, yaitu (a) momen torsi keseimbangan eksternal rencana  $T_u = 500.000$  in.-lb, (b) torsi keserasian rencana  $T_u = 75.000$  in.-lb, dan (c)  $T_u$  keserasian = 300.000 in.-lb. Diberikan:



Gambar 13.11 Segiempat-segiempat komponen dari balok T.

penulangan lentur  $A_s = 3,4 \text{ in.}^2$

$f'_c = 4000 \text{ psi}$ , beton berbobot normal

$f_y = 60.000 \text{ psi}$

Desainlah penulangan *web* yang diperlukan untuk penampang ini.

### Solusi

(a) Torsi keseimbangan:

Momen eksternal rencana: Diberikan momen torsional keseimbangan = 500.000 in.-lb.  
Momen torsional total harus dihitung untuk desain. Dari Gambar 13.11,

$$\sum x^2y = 14^2 \times 25 + 4^2 \times 3 \times 4 + 4^2 \times 3 \times 4 = 5284 \text{ in.}^3$$

Asumsikan tebal bersih selimut beton = 1,5 in. dan sengkang yang digunakan adalah No. 4.

$$x_1 = 14 - 2(1,5 + 0,25) = 10,5 \text{ in.}$$

$$y_1 = 25 - 2(1,5 + 0,25) = 21,5 \text{ in.}$$

Coba sengkang tertutup No. 3. Luas dua lengan = 0,22 in.<sup>2</sup>.

### INPUT

4.000.0000 STO 00  
60.000.0000 STO 01  
15.000.0000 STO 02  
14.0000 STO 03  
22.5000 STO 04  
0.0000 STO 05

### OUTPUT

XEQ "SH+TOR1"  
VN=17.647.0588  
Tc=262.094.3281  
Vc=7.862.8298  
AV/S=0.0072  
2AT/S=0.0361

5.284.0000 STO 06  
10.5000 STO 07  
3.4000 STO 08  
500.000.0000 STO 09  
0.2200 STO 10  
21.5000 STO 25

AV/S+2AT/S=0.0433  
XEQ "SH+TOR2"  
MAX. S=8.0000  
S REQD=5.0808  
AL REQD=1.4039

Gunakan sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 5 in. as ke as.

Distribusi tulangan memanjang torsional:  $A_{t1}$  torsional = 1,41 in.<sup>2</sup>. Asumsikan bahwa 0,25 $A_{t1}$  yang ada pada pojok-pojok atas dan 0,25 $A_{t1}$  pada pojok-pojok bawah akan ditambahkan kepada tulangan lentur memanjang. Sisanya, 0,25 $A_{t1}$ , akan didistribusikan secara merata pada muka vertikal penampang melintang balok dengan jarak yang tidak melebihi 12 in. as ke as.

$$\Sigma A_s \text{ pada lapangan} = \frac{A_t}{4} + A_s = \frac{1,41}{4} + 3,4 = 3,75 \text{ in.}^2$$

Berikan 5 bulangan No. 9 di bawah. Berikan dua tulangan No. 4 yang luasnya 0,40 in.<sup>2</sup> di atas. Luas yang diperlukan  $A_t/4$  adalah 0,35 in.<sup>2</sup>. Luas tulangan yang diperlukan pada masing-masing sisi vertikal = 0,35 in.<sup>2</sup>. Berikan dua tulangan No. 4 pada masing-masing sisi. Gambar 7.17 memperlihatkan geometri penampang tersebut.

Momen

(b) Torsi keserasian:

Momen torsional rencana: Diberikan  $T_u = 75.000 \text{ in.-lb.}$  Dengan menggunakan hasil kasus (a):

### INPUT

4.000.0000 STO 00  
60.000.0000 STO 01  
15.000.0000 STO 02  
14.0000 STO 03  
22.5000 STO 04  
0.0000 STO 05  
5.284.0000 STO 06  
10.5000 STO 07  
3.4000 STO 08  
75.000.0000 STO 09  
0.2200 STO 10  
21.5000 STO 25

## OUTPUT

```

                XEQ "SH+TOR1"
VN=17,647.0588
NEGLECT TORSION
Vc=39,844.6985
NO SHEAR BARS REQ
AV/S=0.0000
NO TORS BARS REQ
2AT/S=0.0000
STOP NO STIRRUPS REQ.
    
```

Abaikan torsi dan geser. Tidak diperlukan sengkang.

### (c) Torsi keserasian:

*Momen torsional rencana:* Diberikan  $T_u = 300.000$  in.-lb yang lebih besar daripada  $\phi[0,5(f'_c)^{0,5} \Sigma x^2 y]$ . Dengan demikian harus diberikan sengkang. Karena torsi ini merupakan torsi keserasian, maka penampang ini dapat dirancang terhadap momen torsi sebesar  $\phi[4(f'_c)^{0,5} \Sigma x^2 y/3]$  apabila torsi eksternal melebihi harga

$$\phi (4\sqrt{f'_c} \frac{\Sigma x^2 y}{2}) = 377.801 \text{ in.-lb} > T_u \text{ yang diberikan} = 300.000 \text{ in.-lb.}$$

Dengan demikian penampang ini harus dirancang terhadap  $T_u = 300.000$  in.-lb.

INPUT	OUTPUT
4,000.0000 STO 00	XEQ "SH+TOR1"
60,000.0000 STO 01	VN=17,647.0588
15,000.0000 STO 02	Tc=253,467.3716
14,0000 STO 03	Vc=12,673.3686
22,5000 STO 04	AV/S=0.0037
0,0000 STO 05	2AT/S=0.0110
5,284,0000 STO 06	AV/S+2AT/S=0.0147
10,5000 STO 07	XEQ "SH+TOR2"
3,4000 STO 08	MAX. S=8.0000
300,000.0000 STO 09	S REQD=8.0000
0,2200 STO 10	AL REQD=1.9600
21,5000 STO 25	

Berikan sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 8 in. as ke as.

### Distribusi tulangan memanjang torsional:

$$A_q \text{ torsional} = 1,96 \text{ in.}^2 \quad A_q/4 = 0,49 \text{ in.}^2$$

Dengan menggunakan lotika yang sama dengan kasus (a), berikan tulangan No. 3 pada sisi bawah. Luas yang diperlukan,  $A_q + A_q/4 = 3,89 \text{ in.}^2$  luas yang diberikan = 3,95 in.<sup>2</sup>. Luas yang diperlukan pada pojok-pojok atas dan pada masing-masing sisi vertikal =  $A_q/4 = 0,49 \text{ in.}^2$ . Berikan dua tulangan No. 5 di atas dan pada masing-masing sisi vertikal yang luasnya 0,62 in.<sup>2</sup> pada masing-masing daerah. Pada Gambar 7.18 diperlihatkan geometri balok tersebut.

## 13.5 BALOK TINGGI

DEEP BM adalah program yang menghitung penulangan beserta jaraknya yang diperlukan untuk balok tinggi ( $a/d < 2,5$  untuk beban terpusat dan  $l_n/d < 5,0$  untuk beban terbagi merata) pada tumpuan sederhana maupun menerus, juga untuk beban terpusat maupun terbagi merata. Program ini merancang baik penulangan lenturnya maupun penulangan geser, dan menggunakan kriteria-kriteria yang sama dengan yang telah dibahas pada Bab 6. Karena pada balok tinggi penampang datar sebelum lentur tidak selalu tetap datar setelah lentur, maka distribusi regangannya tidak lagi dianggap linier, juga deformasi gesernya tidak lagi diabaikan karena cukup berarti dibandingkan dengan lentur murni.

Peraturan ACI mensyaratkan suatu pendekatan yang agak sederhana untuk desain penulangan geser pada balok tinggi. Akan tetapi, pada peraturan ini tidak dispesifikasikan prosedur desain untuk lentur, yang ada hanya persyaratan bahwa untuk lentur pada balok tinggi diperlukan analisis nonlinier. Seperti pada Bab 6, untuk lentur, program ini didasarkan atas rekomendasi sederhana dari *Euro International Concrete Committee (CEB)*.

Dengan menggunakan harga-harga masukan  $f'_c, f_y, l, b, d, h, V_u$ , dan  $M_u$  pada  $0,5a \leq d$  untuk beban terpusat atau  $0,15 l_n$  untuk beban merata,  $M_{u\max}$ , dan dua kali luas tulangan geser vertikal maupun horizontal, program ini dapat menghitung luas total penulangan yang diperlukan,  $A_s$  (baik positif maupun negatif untuk balok menerus); jarak vertikal di mana tulangan ini harus didistribusikan,  $Y_{H1}$  dan  $Y_{H2}$  untuk daerah momen negatif dan  $Y_{H3}$  untuk daerah momen positif; kapasitas geser beton yang diizinkan,  $V_c$ , dalam psi; dan jarak penulangan geser vertikal maupun horizontal.

Untuk balok menerus, gunakan program ini untuk momen negatif maksimum pada penampang tumpuan, kemudian jalankan program ini untuk momen positif maksimum pada penampang di dekat atau di tengah bentang. Penulangan lentur positif ditempatkan di bawah balok (di dalam  $Y_{H3}$ ), dan harus diteruskan ke daerah tumpuan.

### 13.5.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Lihat Gambar 13.12, 13.13, dan 13.14)

Tumpuan sederhana:  $jd = 0,2(l + 2h)$  jika  $l/h \geq 1,0$   
 $jd = 0,6l$  jika  $l/h < 1,0$

Balok menerus :  $jd = 0,2(l + 1,5h)$  jika  $l/h \geq 1,0$   
 $jd = 0,5l$  jika  $l/h < 1,0$

$$A_s = \frac{M_{ut(max)}}{\phi f_y jd} \geq \frac{200bd}{f_y} \quad \phi = 0.9$$

Tumpuan sederhana:  $A_s$  harus diletakkan di dalam

$$Y_{H3} = (0,25h - 0,05l) \leq 0,2h$$

Menerus:

$$A_{s1} = 0,5(l/h - 1)A_s \quad \text{jika } l < h \quad A_{s1} = \frac{200bd}{f_y}$$

$$A_{s2} = (A_s - A_{s1}) \quad \text{jika } l < h \quad A_{s2} = A_s$$

$$Y_{H1} = 0,2h \quad Y_{H2} = 0,6h$$

Jika  $l_n/d < 2,0$

$$V_u \leq \phi(8\sqrt{f'_c}bd)$$

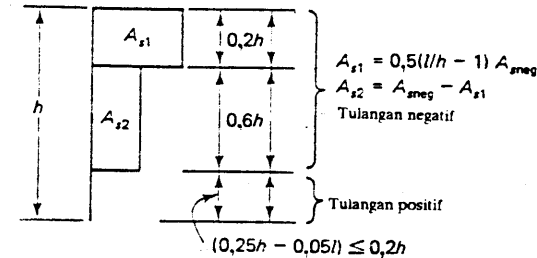
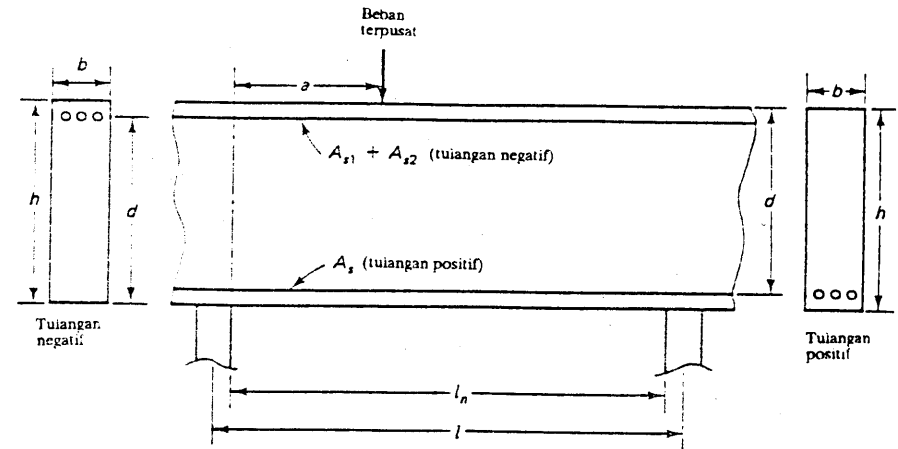
Jika  $l_n/d \geq 2,0$ ,

$$V_u \leq \phi \left[ \frac{2}{3} \left( 10 + \frac{l_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} bd \right]$$

$$V_c = \left( 3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 1,9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_u \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \leq 6\sqrt{f'_c} bd$$

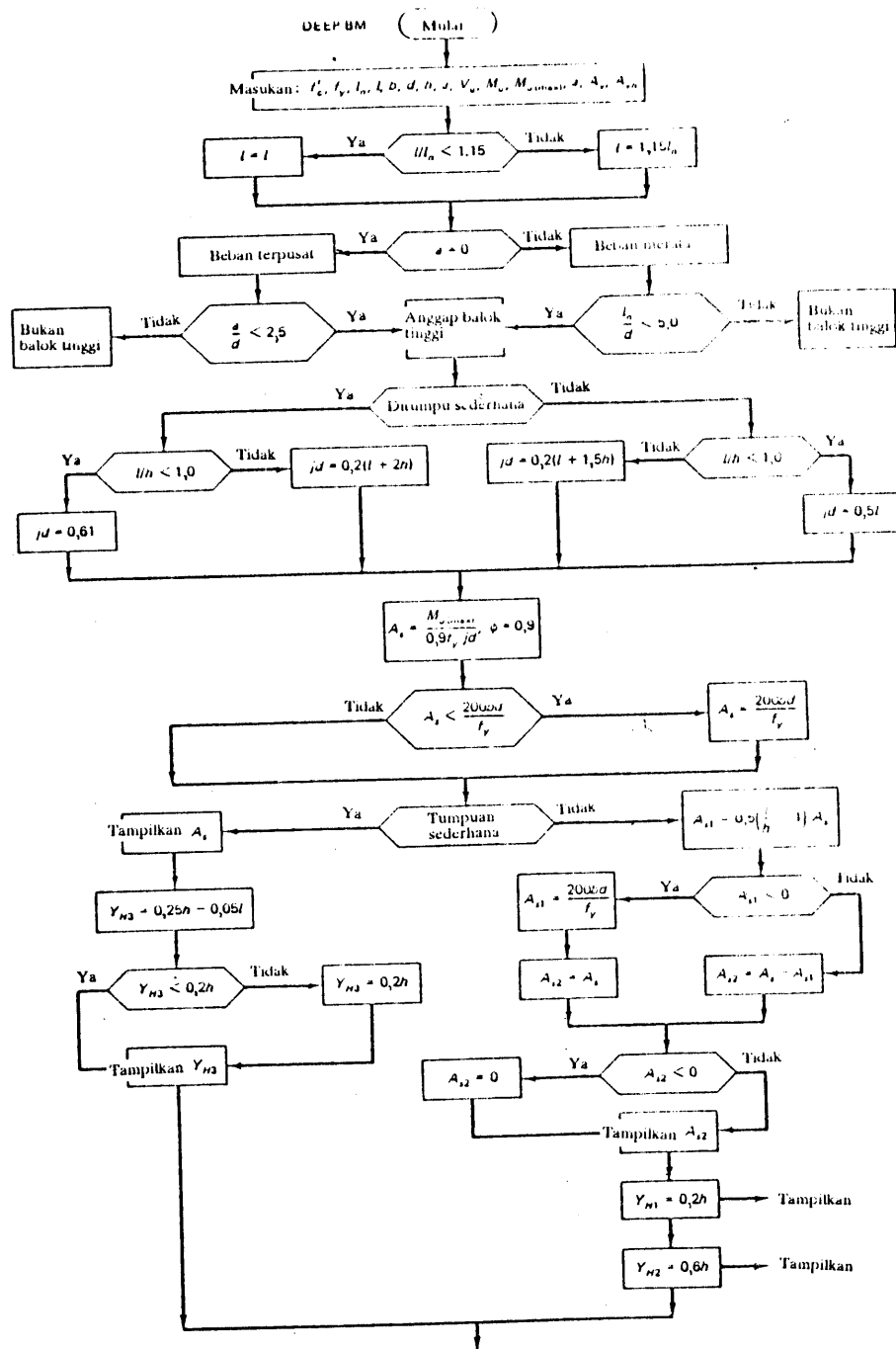
$$1,0 \leq 3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d} \leq 2,5$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s = \left( \frac{A_c}{s_t} \frac{1 + l_n/d}{12} + \frac{A_{ch}}{s_n} \frac{11 - l_n/d}{12} \right) f_y d$$

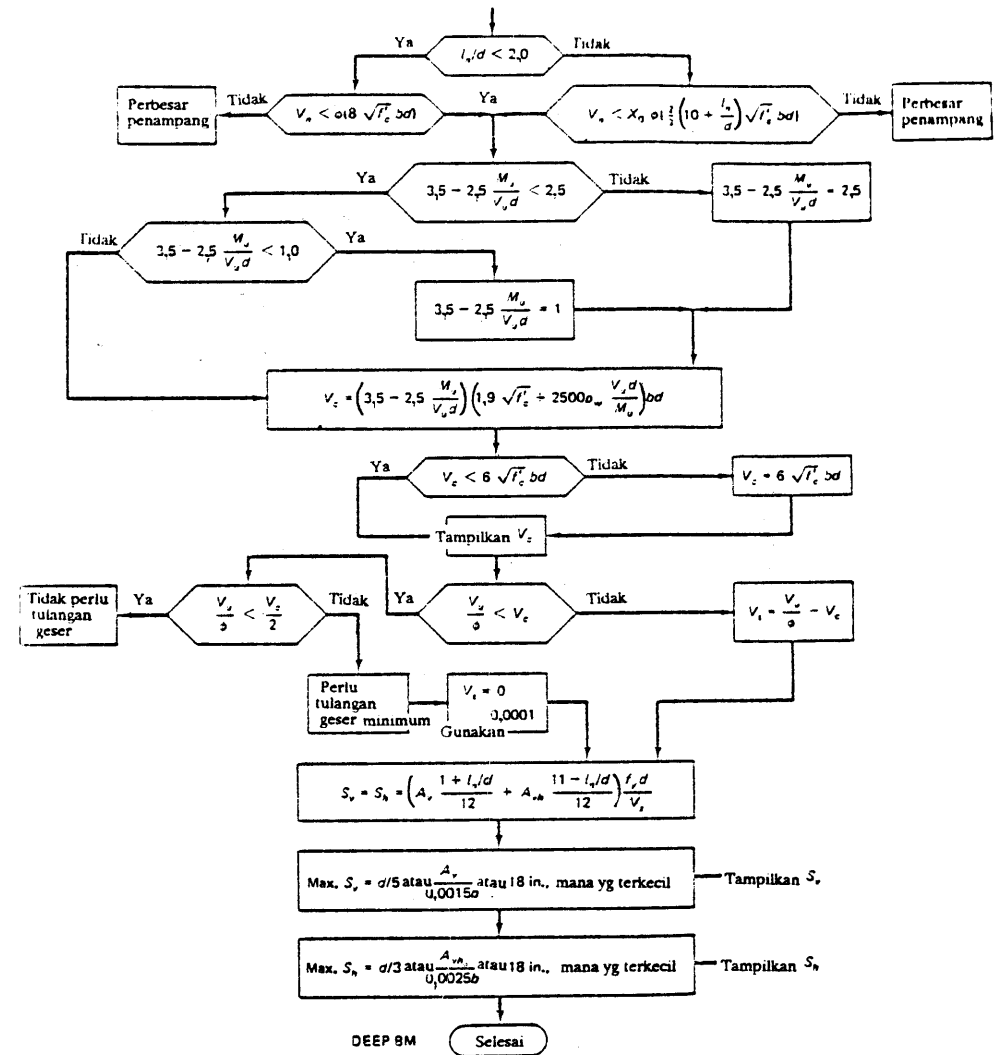


Gambar 13.12 Balok tinggi menerus tipikal.

Program ini akan memecahkan persamaan-persamaan di atas dengan menganggap bahwa  $s_v = s_h$  dan kemudian mengecek kriteria-kriteria berikutnya. Apabila kriteria berikutnya mengikuti  $s_v \neq s_h$ , maka program ini tidak akan menghitung kembali  $s_v$  dan  $s_h$ . Dengan menggunakan  $s_v = s_h$ , hasilnya akan sedikit konservatif.



Gambar 13.13 Diagram alir balok tinggi.



Gambar 13.13 (sambungan)

$$s_v \text{ maksimum} = \frac{d}{5} \text{ atau } \frac{A_v}{0,0015b} \text{ atau } 18 \text{ in. (pilih yang terkecil)}$$

$$s_h \text{ maksimum} = \frac{d}{5} \text{ atau } \frac{A_{ch}}{0,0025b} \text{ atau } 18 \text{ in. (pilih yang terkecil)}$$

Diagram alir dan langkah-langkah program disajikan dalam Gambar 13.13 dan 13.14.





281 \*  
 282 RCL 04  
 283 \*  
 284 RCL 05  
 285 \*  
 286 .95  
 287 \*  
 288 RCL 08  
 289 XXY?  
 210 GTO 09  
 211 GTO 10  
 212+LBL 08  
 213 RCL 08  
 214 SORT  
 215 3  
 216 \*  
 217 PCL 04  
 218 \*  
 219 RCL 05  
 220 \*  
 221 .95  
 222 \*  
 223 RCL 08  
 224 XXY?  
 225 GTO 10  
 226+LBL 09  
 227 \*TION\*  
 228 ASTO 30  
 229 \*ENLARGE SEC\*  
 230 APCL 30  
 231 PRA  
 232 GTO 13  
 233+LBL 10  
 234 3.5  
 235 ENTER†  
 236 2.5  
 237 RCL 09  
 238 \*  
 239 RCL 08  
 240 /  
 241 RCL 05  
 242 /  
 243 -  
 244 2.5  
 245 XXY?  
 246 XXY  
 247 1  
 248 XXY?  
 249 XXY  
 250 STO 21

<p>Jika <math>\frac{M_u}{V_u d} &gt; 2.5</math>, tulis = 2.5</p> <p>Jika <math>\frac{M_u}{V_u d} &lt; 1.0</math>, tulis = 1.0</p>	<p>Jika <math>V_u &gt; \phi(2/3(10 + l_r/d)\sqrt{f'_c} bd)</math>, perbesar penampang <math>l_r/d &gt; 2.0</math> untuk</p> <p>Jika <math>V_u &gt; \phi(8\sqrt{f'_c} bd)</math> perbesar penampang <math>l_r/d &lt; 1.0</math> untuk</p>
---	--

251 RCL 08  
 252 SORT  
 253 1.9  
 254 \*  
 255 2500  
 256 RCL 15  
 257 \*  
 258 RCL 04  
 259 /  
 260 RCL 08  
 261 \*  
 262 RCL 09  
 263 /  
 264 \*  
 265 RCL 04  
 266 \*  
 267 RCL 05  
 268 \*  
 269 PCL 21  
 270 \*  
 271 STO 22  
 272 RCL 08  
 273 SORT  
 274 6  
 275 \*  
 276 RCL 04  
 277 \*  
 278 RCL 05  
 279 \*  
 280 RCL 22  
 281 XXY?  
 282 XXY  
 283 STO 22  
 284 \*VC\*  
 285 ARCL 22  
 286 PRA  
 287 RCL 08  
 288 .95  
 289 /  
 290 XXY?  
 291 GTO 11  
 292 RCL 22  
 293 -  
 294 STO 23  
 295 GTO 12  
 296+LBL 11  
 297 RCL 22  
 298 2  
 299 /  
 300 RCL 08

<p><math>V_c \leq \phi V_c</math></p> <p>Jika <math>\frac{V_u}{\phi} &lt; V_c</math> cek penulangan minimum</p>	<p>Jika <math>V_c &gt; 6\sqrt{f'_c} bd</math> tulis <math>V_c = 6\sqrt{f'_c} bd</math> tampilkan <math>V_c</math></p>	<p><math>V_c = (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) 1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} bd</math></p>
---	---	--

301 .65  
 302 /  
 303 XXY?  
 304 GTO 11  
 305 .0001  
 306 STO 23  
 307 \*EIN\*  
 308 ASTO 30  
 309 \*MIN SHEAR R\*  
 310 ARCL 30  
 311 PRA  
 312 \*REQUIRED\*  
 313 PRA  
 314 GTO 12  
 315+LBL 11  
 316 \*RS REQ\*  
 317 ASTO 30  
 318 \*NO SHEAR BA\*  
 319 ARCL 30  
 320 PRA  
 321 GTO 13  
 322+LBL 12  
 323 1  
 324 RCL 02  
 325 RCL 05  
 326 /  
 327 +  
 328 12  
 329 /  
 330 RCL 11  
 331 \*  
 332 11  
 333 RCL 02  
 334 RCL 05  
 335 /  
 336 -  
 337 12  
 338 /  
 339 RCL 12  
 340 \*  
 341 +  
 342 RCL 01  
 343 \*  
 344 RCL 05  
 345 \*  
 346 RCL 23  
 347 /  
 348 STO 24  
 349 RCL 05  
 350 5

<p><math>S_v = S_h = \frac{1 + l_r/d}{12} + A_{vh} \frac{11 - l_r/d}{12} \frac{f_y d}{V_u}</math></p>	<p>Jika <math>\frac{V_u}{\phi} &lt; \frac{V_c}{2}</math>, tidak perlu tulangan geser</p> <p>Jika <math>\frac{V_u}{\phi} &lt; \frac{V_c}{2}</math>, Perlu tulangan minimum:        Misalkan <math>V_u \approx 0</math> atau 0.0001</p>
---	---

351 /  
 352 RCL 11  
 353 .0015  
 354 /  
 355 RCL 04  
 356 /  
 357 XXY?  
 358 XXY  
 359 18  
 360 XXY?  
 361 XXY  
 362 RCL 24  
 363 XXY?  
 364 XXY  
 365 STO 25  
 366 \*SV\*  
 367 ARCL 25  
 368 PRA  
 369 RCL 05  
 370 3  
 371 /  
 372 RCL 12  
 373 .0025  
 374 /  
 375 RCL 04  
 376 /  
 377 XXY?  
 378 XXY  
 379 18  
 380 XXY?  
 381 XXY  
 382 RCL 24  
 383 XXY?  
 384 XXY  
 385 STO 26  
 386 \*SH\*  
 387 ARCL 26  
 388 PRA  
 389+LBL 13  
 390 STOP  
 391 END

<p>Max. <math>S_h =</math> terkecil diantara <math>d/3</math> atau <math>\frac{A_{vh}}{0.0015b}</math> atau 18 in.</p>	<p>Max. <math>S_v =</math> terkecil diantara <math>d/5</math> atau <math>\frac{A_{vh}}{0.0015b}</math> atau 18 in.</p>
--	--

Figure 13.14 (cont.)

Figure 13.14 (cont.)

### 13.5.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 30 daftar penyimpan data.

( XEQ ALPHA SIZE ALPHA 030 )

Langkah 2: Muatlah program tersebut dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah program.

Variabel	Satuan	Simpan dalam daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$l_n$	in.	02
$l$	in.	03
$b$	in.	04
$d$	in.	05
$h$	in.	06
$a$ (simpan 0,0 untuk beban merata)	in.	07
$V_u$ (pada penampang kritis)	lb.	08
$M_u$ (pada penampang kritis)	in.-lb	09
$ M_{u\max} $ (di tumpuan untuk balok menerus dan dekat lapangan untuk balok di atas tumpuan sederhana)	in.-lb.	10
$A_v$ (dua kali luas satu tulangan)	in. <sup>2</sup>	11
$A_{vh}$ (dua kali luas satu tulangan)	in. <sup>2</sup>	12

Balok di atas tumpuan sederhana : simpan 0 pada daftar 13  
Balok menerus : simpan 1 pada daftar 13

Gaya geser  $V_u$  dan momen  $M_u$  harus dihitung pada  $0,5a \leq d$  untuk beban terpusat dan pada  $0,15l_n$  untuk beban merata.

Langkah 4: Jalankan program DEEP BM.

( XEQ ALPHA EDEEP BM ALPHA )

Untuk balok tinggi di atas tumpuan sederhana, program ini akan menghitung dan mencetak luas penulangan lentur yang diperlukan,  $A_s$ , dan daerah di mana  $A_s$  harus diberikan,  $Y_{H3}$ ; kapasitas geser beton sederhana,  $V_c$ ; dan jarak penulangan geser dalam arah dimensi vertikal,  $s_v$ , dan horizontal,  $s_h$ .

Untuk balok menerus, program akan mencetak luas tulangan lentur yang diperlukan,  $A_{s1}$  dalam daerah  $Y_{H1}$ ,  $A_{s2}$  dalam daerah  $Y_{H2}$ ; kapasitas geser beton sederhana

$V_c$ ; dan jarak penulangan geser pada arah vertikal  $s_v$  dan horizontal  $s_h$ . Untuk daerah momen positif balok tinggi menerus, gunakan program ini seperti pada balok di atas tumpuan sederhana. Keluaran lengkapnya akan terdiri atas:

Tumpuan sederhana	Menerus	Satuan
$A_s$	$A_{s1}$	in. <sup>2</sup>
	$A_{s2}$	in. <sup>2</sup>
$Y_{H3}$	$Y_{H1}$	in.
	$Y_{H2}$	in.
$V_c$	$V_c$	lb
$s_v$	$s_v$	in.
$s_h$	$s_h$	in.

### 13.5.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.5.3.1 Contoh 13.13: Balok Tinggi di Atas Tumpuan Sederhana yang Dibebani Merata

Desainlah penulangan lentur dan geser untuk balok tinggi dengan rincian data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} f'_c &= 5000 \text{ psi} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi} \\ l_n &= 130 \text{ in.} \\ l &= 155 \text{ in.} \\ b &= 16 \text{ in.} \\ h &= 110 \text{ in.} \\ V_u &= 700.000 \text{ lb pada } 0,15l_n \\ M &= 11.000.000 \text{ in.-lb pada } 0,15l_n \\ M_{u(max)} &= 20.000.000 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

**Solusi**

Asumsikan bahwa  $d = 0,9h$ . Coba tulangan geser No. 3,  $A_v = 2 \times 0,11 = 0,22 \text{ in}^2$

INPUT	OUTPUT
5,000.0000 STO 00	XEQ "DEEP BM"
60,000.0000 STO 01	AS=5,2800
130,0000 STO 02	YH3=20,0250
155,0000 STO 03	Vc=672,034,2848
16,0000 STO 04	SV=8,6260
99,0000 STO 05	SH=5,5000
110,0000 STO 06	
0,0000 STO 07	
700,000.0000 STO 08	
11,000,000.00 STO 09	
20,000,000.00 STO 10	
0,2200 STO 11	
0,2200 STO 12	
0,0000 STO 13	

```

110,0000 STO 06
0,0000 STO 07
700,000.0000 STO 08
11,000,000.00 STO 09
20,000,000.00 STO 10
0,2200 STO 11
0,2200 STO 12
1,0000 STO 13
    
```

**OUTPUT**

```

XEQ "DEEP BM"
AS1=1,0572
AS2=4,8310
YH1=22,0000
YH2=66,0000
Vc=672,034,2848
SV=8,6260
SH=5,5000
    
```

**Gunakan:**

Enam tulangan No. 9 untuk lentur:  $A_s = 6,0 \text{ in}^2 > 5,28 \text{ in}^2$  dengan jarak 20 in./2 tulangan = 10 in. (tiga tulangan pada masing-masing sisi).

**Untuk geser:**

Tulangan No. 3 dengan jarak 8 in. (arah vertikal).  
 Tulangan No. 3 dengan jarak 5 in. (arah horizontal).

**13.5.3.2 Contoh 13.14: Balok Tinggi Menerus dengan Beban Terbagi Merata**  
**Beban Terbagi Merata**

Ulangai contoh 13.13 dengan menganggap baloknya adalah balok menerus.

**Solusi**

**INPUT**

```

5,000.0000 STO 00
60,000.0000 STO 01
130,0000 STO 02
155,0000 STO 03
16,0000 STO 04
99,0000 STO 05
    
```

**Geser:**

Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak vertikal 8 in.  
 Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak horizontal 5 in.

**13.5.3.3 Contoh 13.15: Balok Tinggi di Atas Tumpuan Sederhana dengan Beban Terpusat**

Desainlah penulangan geser dan lentur untuk suatu balok tinggi dengan menggunakan data sebagai berikut:

```

f'c = 4000 psi
fy = 60.000 psi
ln = 60 in.
l = 70 in.
b = 15 in.
h = 50 in.
a = 20 in.
Vu pada 0,5a = 5.700.000 in.-lb
Mu(max) = 10.000.000 in.-lb
    
```

Coba tulangan No. 4 untuk geser ( $A_s = 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ in}^2$ ).

## INPUT

```

4,000.0000 STO 00
60,000.0000 STO 01
60,0000 STO 02
70,0000 STO 03
15,0000 STO 04
45,0000 STO 05
50,0000 STO 06
20,0000 STO 07
260,000.0000 STO 08
5,700.000.000 STO 09
10,000.000.00 STO 10
0,4000 STO 11
0,4000 STO 12
0,0000 STO 13
    
```

## OUTPUT

```

XEQ "DEEP BM"
AS=5.4789
YH3=9.8500
Vc=249,262.9428
SV=9.0000
SH=10.6667
    
```

### Lentur:

Gunakan 6 tulangan No. 9, tiga pada masing-masing sisi.

### Geser:

Gunakan tulangan no. 4 dengan jarak vertikal 9 in.

Gunakan tulangan No. 4 dengan jarak horizontal 10 in. (atau 9 in.).

### 13.5.3.4 Contoh 13.16: Desain Penulangan Geser pada Balok Tinggi

Sutu balok di atas tumpuan sederhana mempunyai bentang bersih  $l_n = 10$  ft dan mengalami beban hidup terbagi merata 86.000 lb/ft di sisi atasnya. Tinggi balok,  $h$ , adalah 6 ft, dan tebal  $b$  adalah 20 in. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Desainlah penulangan lentur dan geser balok ini.

## Solusi

$$\text{berat sendiri balok} = \frac{20 \times 72}{144} \times 150 = 1500 \text{ lb/ft}$$

$$\begin{aligned} \text{beban rencana total} &= 1,7 \times 86.000 + 1,4 \times 1500 \\ &= 148.300 \text{ lb/ft.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak dari penampang kritis} &= 0,15l_n = 0,15 \times 10,0 \\ &= 1,5 \text{ ft} = 18 \text{ in.} \end{aligned}$$

Gaya geser rencana  $V_u$  pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \frac{148.300 \times 10}{2} - 148.300 \times \frac{18}{12} = 519.050 \text{ lb}$$

Coba tulangan No. 3 berarah bertikal:  $A_s = 2 \times 0,11 = 0,22$ , dan coba tulangan No. 4 berarah horizontal:  $A_y = 2 \times 0,20 = 0,40$ .

$$\begin{aligned} M_{u(\max)} &= \frac{w_u l_n^2}{8} = \frac{148.300(10,0)^2}{8} \\ &= 2,853,750 \text{ ft-lb} = 22,245,000 \text{ in.-lb} \end{aligned}$$

## INPUT

```

4,000.0000 STO 00
60,000.0000 STO 01
120,0000 STO 02
138,0000 STO 03
20,0000 STO 04
65,0000 STO 05
72,0000 STO 06
0,0000 STO 07
519,050.0000 STO 08
11,344,950.00 STO 09
22,245,000.00 STO 10
0,2200 STO 11
0,4000 STO 12
0,0000 STO 13
    
```

## OUTPUT

```

XEQ "DEEP BM"
AS=7.3040
YH3=11.1000
Vc=493,315.3150
SV=7.3333
SH=8.0000
    
```

*Geser:* Gunakan tulangan No. 3 dengan jarak 7 in. (vertikal) dan tulangan No. 4 dengan jarak 7 in. (horizontal).

*Lentur:* Gunakan 4 tulangan No. 9 pada masing-masing sisi, luas = 8,00 in.<sup>2</sup>. Tinggi di mana  $A_s$  didistribusikan (diukur dari tepi bawah) adalah:

$$0,25h = 0,05l = 0,25 \times 72 = 0,05 \times 138 = 11,1 \text{ in.}$$

$$\text{jarak tulangan lentur} = \frac{11,1}{3} = 3,7 \text{ in.}$$

Gunakan 4 tulangan No. 9 dengan jarak vertikal 3,5 in. as ke as pada masing-masing sisi tinggi balok, dan tulangan ini diteruskan ke dalam tumpuan. Gambar 6.17(a) dan (b) masing-masing memberikan detail penulangan vertikal dan horizontal untuk geser dan penulangan lentur yang terpusat 10,5 in. di bagian bawah.

### 13.5.3.5 Contoh 13.17: Desain Penulangan untuk Balok Tinggi Menerus

Desainlah penulangan yang diperlukan untuk bentang interior balok menerus di atas banyak perletakan apabila bebannya dan penampang balok sama dengan yang ada pada contoh 13.16.

#### Solusi

##### Penulangan geser

Karena balok tinggi mempunyai kekakuan yang besar, maka faktor kontinuitas geser untuk tumpuan interior pertama dianggap sama dengan 1,0. Dengan demikian gunakan penulangan vertikal dan horizontal untuk geser sama dengan yang dipakai pada contoh 13.16.

##### Penulangan lentur

Momen positif rencana pada lapangan adalah:

$$M_u = \frac{w_u l_n^2}{24} = \frac{148.300(10)}{24} = 617.916,7 \text{ ft-lb}$$

$$= 7.415.000 \text{ in.-lb.}$$

Momen negatif rencana maksimum pada bentang interior adalah:

$$-M_u = \frac{w_u l_n^2}{12} = \frac{148.300 (10^2)}{12} = 14.830.000 \text{ in.-lb}$$

Di daerah momen positif

INPUT	OUTPUT
	0.2200 STO 12
4.000.0000 STO 00	0.4000 STO 12
60.000.0000 STO 01	0.0000 STO 13
120.0000 STO 02	
138.0000 STO 03	
20.0000 STO 04	
65.0000 STO 05	
72.0000 STO 06	
0.0000 STO 07	
519.050.0000 STO 08	AS=4.3333
11.344.950.00 STO 09	YH3=11.1000
7.415.000.000 STO 10	Vc=471.003.2303
	SV=7.3333
	SH=8.0000

Di daerah momen negatif

INPUT	OUTPUT
	XEQ "DEEP BM"
4.000.0000 STO 00	
60.000.0000 STO 01	AS1=2.5584
120.0000 STO 02	AS2=3.0235
138.0000 STO 03	YH1=14.4000
20.0000 STO 04	YH2=43.2000
65.0000 STO 05	Vc=493.315.3150
72.0000 STO 06	SV=7.3333
0.0000 STO 07	SH=8.0000
519.050.0000 STO 08	
11.344.950.00 STO 09	
14.830.000.00 STO 10	
0.2200 STO 11	
0.4000 STO 12	
1.0000 STO 13	

Gunakan tulangan No. 8:

- Zone h<sub>1</sub>: 2 tulangan No. 8 pada masing-masing sisi (3,14 in.<sup>2</sup> > 2,56 in.<sup>2</sup>)
- Zone h<sub>2</sub>: 3 tulangan No. 8 pada masing-masing sisi (4,74 in.<sup>2</sup> > 3,02 in.<sup>2</sup>)
- Zone h<sub>3</sub>: 3 tulangan No. 8 pada masing-masing sisi (4,74 in.<sup>2</sup> > 4,33 in.<sup>2</sup>)

Pada Gambar 6.18 diperlihatkan susunan tulangan untuk balok tinggi ini.

### 13.6 KORBEL

CORBELS adalah program untuk menghitung penulangan yang diperlukan untuk braket atau korbrel dengan angka perbandingan bentang geser/tinggi penampang tidak lebih besar daripada satu, dan mengalami gaya tarik horizontal  $N_{uc}$  yang tidak lebih besar daripada gaya geser rencana  $V_u$ . Program ini berdasarkan peraturan ACI. Karena pada korbrel angka perbandingan  $a/d$  cukup besar, maka ada kecenderungan bahwa keruntuhan geser murni akan terjadi pada bidang yang pada dasarnya vertikal. Peraturan ACI merekomendasikan pendekatan gesekan geser. (*shear-friction approach*)

Dengan menggunakan harga masukan  $f'_c, f_y, d, h, V_u, N_{uc}, \phi, a$ , dan  $\lambda$ , program ini akan mengecek kapasitas gaya geser yang diizinkan. Apabila kapasitas ini terlampaui, maka program ini akan menampilkan pesan "Enlarge section" (perbesar penampangnya). Kemudian program ini akan menghitung penulangan horizontal atas  $A_s$  dan penulangan horisontal  $A_h$  di sisi samping braket atau korbrel. Program ini juga menjamin bahwa gaya tarik horizontal  $N_{uc}$  lebih besar daripada  $0,2V_u$ . Apabila harga masukan ini kurang dari  $0,2V_u$ , program ini menggunakan harga  $0,2V_u$ .

#### 13.6 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Lihat Gambar 13.15, 13.16, dan 13.17)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \phi = 0,85 \text{ untuk segala hal}$$

$$V_n \geq 0,20f'_c bd \text{ dan } 800bd - \text{beton berbobot normal}$$

$$V_n \geq \left(0,2 - 0,7\frac{a}{d}\right)f'_c bd \text{ dan } \left(800 - 280\frac{a}{d}\right)bd$$

untuk beton berbobot ringan atau beton berbobot ringan pasir

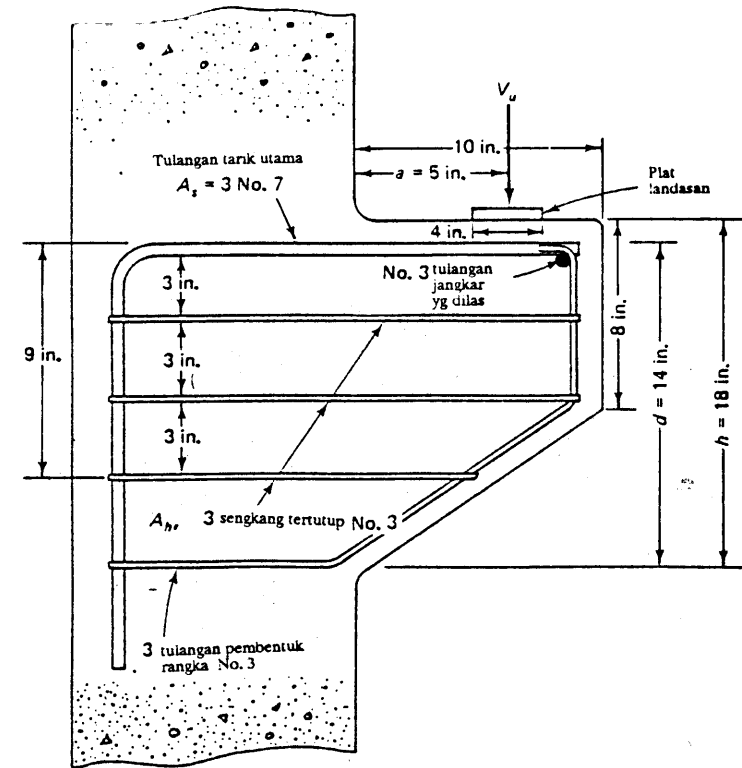
$$A_{sf} = \frac{V_n}{f_y \mu \lambda} \quad A_f = \frac{V_u(a) + N_{uc}(h - d)}{\phi f_y j d} \quad j \text{ asumsi } = 0.85$$

$$N_{uc} \geq 0,20V_u$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y}$$

$$A_{s1} = \frac{2}{3}A_{sf} + A_n \quad A_s = \text{terbesar diantara } A_{s1} \text{ atau } A_{s2}$$

$$A_{s2} = A_f + A_n \quad A_s \geq 0,04 \frac{f'_c}{f_y} bd$$



Gambar 13.15 Detail penulangan korbrel.

$$A_h = A_{vt}/3 \quad \text{jika } A_s = A_{s1}, \text{ dan}$$

$$A_h = A_f/2 \quad \text{jika } A_s = A_{s2}$$

Diagram alir program ini dan langkah-langkah programnya disajikan pada Gambar 13.16 dan 13.17.

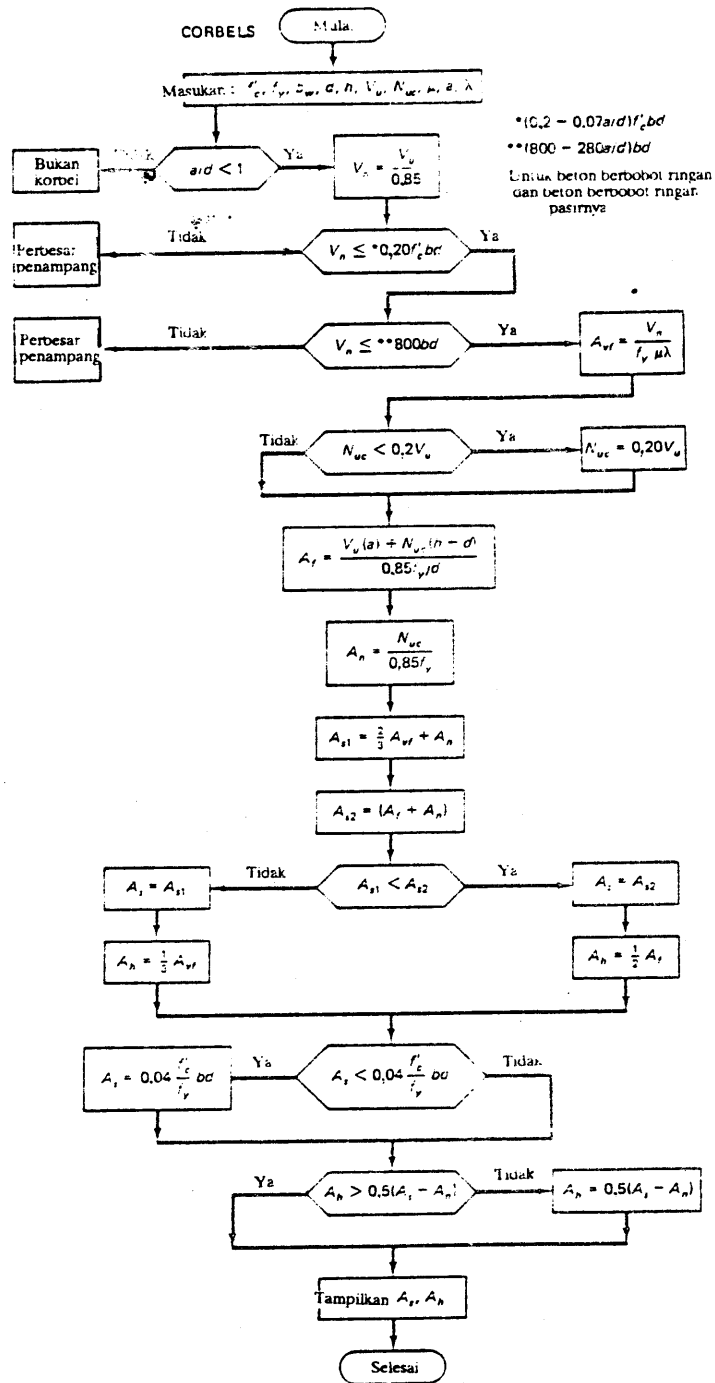
#### 13.6.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 19 daftar penyimpanan data.

( XEQ ALPHA SIXE ALPHA 019 )

Langkah 2: Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah programnya.

Langkah 3: Masukkan data desain berikut ini:



Gambar 13.16 Diagram alir: korbel.

- 01 \*LBL "CORBELS"
- 02 FIN 4
- 03 RCL 05
- 04 RCL 03
- 05 \*
- 06 1
- 07 X<Y?
- 08 X=Y?
- 09 GTO 05
- 10 \*NO GOOD 370"
- 11 PPA
- 12 GTO 09
- 13 \*LBL 05
- 14 RCL 06
- 15 .85
- 16 /
- 17 STO 11
- 18 1
- 19 RCL 09
- 20 X=Y?
- 21 GTO 06
- 22 0.07
- 23 RCL 05
- 24 \*
- 25 RCL 03
- 26 /
- 27 CHS
- 28 0.2
- 29 +
- 30 RCL 00
- 31 \*
- 32 RCL 02
- 33 +
- 34 RCL 03
- 35 \*
- 36 RCL 11
- 37 X<Y?
- 38 GTO 07
- 39 \*TION"
- 40 ASTO 10
- 41 \*ENLARGE SEC"
- 42 ARCL 10
- 43 PPA
- 44 GTO 09
- 45 \*LBL 07
- 46 280
- 47 RCL 05
- 48 \*
- 49 RCL 03
- 50

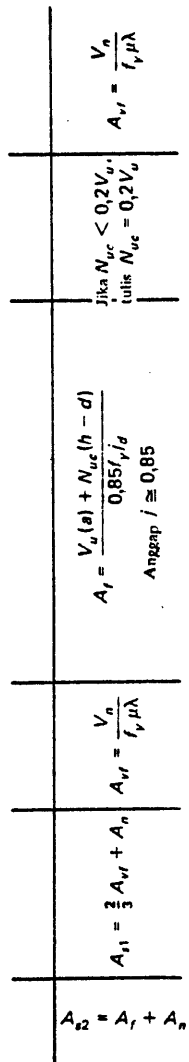
	Jika $a/d > 1$ , bukan korbel $V_n = \phi$ $\phi = 0.85$
	Jika $\lambda = 1,0$ , Pergi ke 06
	Jika $V_n > (0,2 - 0,07 a/d) f'_c b d$ , tampilkan "enlarge section" * Untuk beton bertebot ringan dan beton bertebot ringan pasirmya

- 51 CHS
- 52 800
- 53 +
- 54 RCL 02
- 55 \*
- 56 RCL 03
- 57 \*
- 58 RCL 11
- 59 X<Y?
- 60 GTO 02
- 61 \*TION"
- 62 ASTO 10
- 63 \*ENLARGE SEC"
- 64 ARCL 10
- 65 PPA
- 66 GTO 09
- 67 \*LBL 06
- 68 .2
- 69 RCL 00
- 70 \*
- 71 RCL 02
- 72 \*
- 73 RCL 03
- 74 \*
- 75 RCL 11
- 76 X<Y?
- 77 GTO 01
- 78 \*TION"
- 79 ASTO 10
- 80 \*ENLARGE SEC"
- 81 ARCL 10
- 82 PPA
- 83 GTO 09
- 84 \*LBL 01
- 85 800
- 86 RCL 02
- 87 \*
- 88 RCL 03
- 89 \*
- 90 RCL 11
- 91 X<Y?
- 92 GTO 02
- 93 \*TION"
- 94 ASTO 10
- 95 \*ENLARGE SEC"
- 96 ARCL 10
- 97 PPA
- 98 GTO 09
- 99 \*LBL 02
- 100 RCL 11

	Jika $V_n > (800 - 280 a/d) b d$ , tampilkan "enlarge section"
	Jika $V_n > 0,20 f'_c b d$ , tampilkan "enlarge section" Untuk beton normal
	Jika $V_n > 800 b d$ , tampilkan "enlarge section" Untuk beton normal

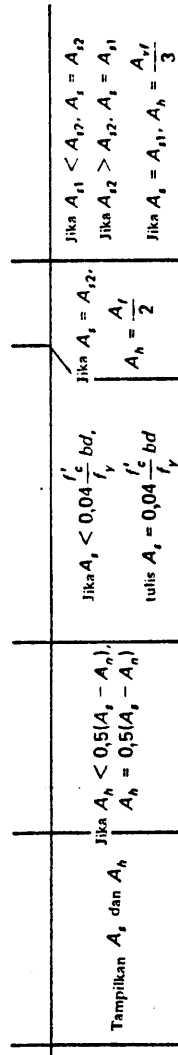
Gambar 13.17 Langkah-langkah program: korbel.

101 RCL 01  
 102 /  
 103 RCL 08  
 104 /  
 105 RCL 09  
 106 \*Y2  
 107 /  
 108 STO 12  
 109 RCL 06  
 110 0.2  
 111 \*  
 112 RCL 07.  
 113 X<Y?  
 114 X<Y  
 115 STO 07  
 116 RCL 06  
 117 RCL 05  
 118 \*  
 119 RCL 04  
 120 RCL 03  
 121 -  
 122 RCL 07  
 123 \*  
 124 +  
 125 .85  
 126 /  
 127 RCL 01  
 128 /  
 129 .85  
 130 /  
 131 RCL 03  
 132 /  
 133 STO 13  
 134 RCL 07  
 135 .85  
 136 /  
 137 RCL 01  
 138 /  
 139 STO 14  
 140 RCL 12  
 141 2  
 142 \*  
 143 3  
 144 /  
 145 RCL 14  
 146 +  
 147 STO 15  
 148 RCL 13  
 149 RCL 14  
 150 +



Gambar 13.17 (lanjutan)

151 STO 16  
 152 RCL 15  
 153 X<Y?  
 154 GTO 03  
 155 STO 17  
 156 RCL 12  
 157 3  
 158 /  
 159 STO 18  
 160 GTO 04  
 161 \*LBL 03  
 162 RCL 16  
 163 STO 17  
 164 RCL 13  
 165 2  
 166 /  
 167 STO 18  
 168 \*LBL 04  
 169 RCL 08  
 170 RCL 01  
 171 /  
 172 .04  
 173 \*  
 174 RCL 02  
 175 +  
 176 RCL 03  
 177 \*  
 178 RCL 17  
 179 X<Y?  
 180 X<Y  
 181 STO 17  
 182 RCL 17  
 183 RCL 14  
 184 -  
 185 2  
 186 /  
 187 RCL 18  
 188 X<Y?  
 189 STO 18  
 190 \*PS=  
 191 \*PS=  
 192 RCCL 17  
 193 PRF  
 194 \*AH=  
 195 RCCL 18  
 196 PRF  
 197 \*LBL 09  
 198 STOP  
 199 .END.



Variabel	Satuan	Simpan pada daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$b$	in.	02
$d$	in.	03
$h$	in.	04
$a$	in.	05
$V_u$	lb	06
$V_{uc}$	lb	07
$\mu/\lambda$	-	08
$\lambda$	-	09

Langkah 4: Jalankan CORBELS

( XEQ ALPHA CORBELS ALPHA )

Program akan menghitung dan mencetak luas tulangan lentur dan tarik,  $A_s$  (dalam in.<sup>2</sup>), dan luas penulangan geser horizontal,  $A_h$  (dalam in.<sup>2</sup>). Asumsi yang digunakan adalah bahwa  $A_s$  dan  $A_h$  tegak lurus terhadap muka tumpuan.

### 13.6.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.6.3.1 Contoh 13.18: Desain Braket atau Korbel

Desainlah korbel untuk memikul gaya vertikal rencana  $V_u = 90.000$  lb yang bekerja pada jarak  $a = 5$  in. dari muka kolom. Lebar korbel ini  $b = 10$  in., tebalnya  $h = 18$  in., dan tinggi efektifnya  $d = 14$  in. Diberikan:

$$f'_c = 5000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Asumsikan bahwa korbel ini ada dua kasus: yang dicor setelah kolomnya mengering dan yang dicor bersama-sama dengan kolomnya. Pilih kasus yang lebih menentukan. Abaikan berat sendiri korbel.



Dicor bersama-sama

INPUT

5,000.0000 STO 00  
 60,000.0000 STO 01  
 10,0000 STO 02  
 14,0000 STO 03  
 18,0000 STO 04  
 5,0000 STO 05  
 90,000.0000 STO 06  
 0,0000 STO 07  
 1,4000 STO 08  
 1,0000 STO 09

OUTPUT

XEQ "CORBELS"  
 AS=1.2130  
 AH=0.4301

Dicor sesudah kolom

INPUT

5,000.0000 STO 00  
 60,000.0000 STO 01  
 10,0000 STO 02  
 14,0000 STO 03  
 18,0000 STO 04  
 5,0000 STO 05  
 90,000.0000 STO 06  
 0,0000 STO 07  
 1,0000 STO 08  
 1,0000 STO 09

OUTPUT

XEQ "CORBELS"  
 AS=1.5294  
 AH=0.5882

Pilih ukuran tulangan:

- (a)  $A_s$  yang diperlukan = 1,529 in.<sup>2</sup>; gunakan tulangan No. 7 = 1,80 in.<sup>2</sup>
- (b)  $A_h$  yang diperlukan = 0,588 in.<sup>2</sup>; gunakan sengkang tertutup No. 3 = 2 x 3 x 0,11 = 0,66 in.<sup>2</sup>.

Distribusikan pada jarak vertikal  $2d/3 = 9,3$  in.; dengan demikian gunakan tiga tulangan sengkang tertutup No. 3 dengan jarak 4,5 in. as ke as.

Selain itu, gunakan 3 tulangan No. 3 pembentuk rangka dan satu jangkar No. 3 yang dilas. Detail penulangan braket ini diperlihatkan pada Gambar 6.24 dan 13.15. Luas bidang tumpu di bawah beban harus dicek terhadap tegangan tumpu yang diakibatkan oleh beban rencana  $V_u$  tidak melebihi  $\phi (0,85f'_c A_1)$  di mana  $A_1$  adalah luas pelat landasan.

$$V_u = 90.000 \text{ lb} = 0,90(0,85 \times 5.000A_1)$$

$$A_1 = \frac{90.000}{0,70 \times 0,85 \times 5.000} = 30,25 \text{ in.}^2 \text{ (15.176 mm}^2\text{)}$$

Gunakan plat 5 in. x 6 in. Tebalnya harus dirancang berdasarkan bagaimana  $V_u$  bekerja.

### 13.7 KOLOM SEGIEMPAT: ANALISIS UNTUK SUATU TINGGI SUMBU NETRAL, $c$ , YANG DIKETAHUI

R/CCOL8 pada dasarnya merupakan program coba-coba-dan-penyesuaian yang dapat dipakai untuk menganalisis kolom segiempat dengan tulangan pada dua atau empat sisi. Program ini menghitung kekuatan beban-momen pada kolom dengan menggunakan keserasian regangan, sehingga memberikan hasil yang akurat. Program ini menghitung  $P_u$  dan  $M_u$  untuk suatu tinggi sumbu netral  $c$  yang diketahui. Para pembaca harus dengancoba-coba-dan-penyesuaian, mengubah-ubah harga  $c$  sampai didapat eksentrisitas yang dikeluarkan oleh program sama dengan eksentrisitas beban rencana  $P_u$ . Apabila kedua eksentrisitas ini sudah cukup dekat, maka keluaran  $P_u$  dan  $M_u$  harus dibandingkan dengan harga gaya dan momen rencana. apabila sangat berbeda, ukuran kolom dan atau jumlah tulangannya harus disesuaikan kembali sampai diperoleh hasil yang paling memuaskan dan paling ekonomis. Program ini mengecek juga apakah tulangannya memenuhi persyaratan  $1\% < \rho < 8\%$  seperti yang disyaratkan oleh peraturan ACI.

Para pemakai buku ini harus memasukkan harga  $f'_c$ ,  $f_y$ , dimensi penampang, banyaknya tulangan, besarnya gaya aksial rencana, dan  $c$  pertama yang diasumsikan. Dengan menjalankan RCCOL8 akan diperoleh  $c_{bal}$ , eksentrisitas *balanced*  $e_b$ , faktor reduksi kapasitas  $\phi$ , gaya aksial *balanced*  $P_u$  dan  $M_u$ , juga eksentrisitas untuk  $c$  yang diberikan. Pemakai harus memperbesar  $c$  asumsi apabila eksentrisitas yang dikeluarkan oleh program lebih kecil daripada eksentrisitas aktual, begitu pula sebaliknya. Apabila  $c_b$ ,  $e_b$ ,  $\phi$ ,  $P_{ub}$ , dan  $M_u$  telah dihitung, maka para pemakai dapat menyimpan hasil ini dengan menekan **XEQ ALPHA R/CCOL9 ALPHA**, bukan dengan menekan **XEQ ALPHA R/CCOL8 ALPHA**. Cara ini hanya menjalankan bagian akhir dari program R/CCOL8, dan memberikan harga  $P_u$ ,  $M_u$ , dan eksentrisitas untuk  $e$  yang baru. Apabila eksentrisitas keluaran = eksentrisitas aktual, maka  $P_u$  dapat dibandingkan dengan gaya aksial rencana dengan eksentrisitas yang diberikan. Apabila  $P_u$  lebih besar, berarti kapasitasnya sudah memenuhi; apabila tidak, kolom tersebut harus diperbesar atau jumlah tulangannya harus diperbanyak.

Apabila pemakai telah terbiasa dengan program ini,  $e$  yang benar akan dapat diperoleh hanya dengan beerapa kali coba-coba-dan-penyesuaian sehingga waktu yang dibutuhkan sampai memperoleh hasil yang benar jauh lebih cepat dibandingkan dengan perhitungan dengan tangan.

Program ini menggunakan blok tegangan segiempat ekuivalen (pendekatan Whitney ke blok tegangan ekuivalen) dan menggunakan segmen segiempat untuk setiap harga  $c$ . Tegangan pada setiap tulangan pada daerah yang tertekan direduksi menjadi  $0,85f'_c$  untuk memperhitungkan luas beton yang tergantikan. Semua momen dinyatakan terhadap penampang beton bruto. Regangan batas pada beton dianggap sebesar 0,003, dan modulus elastisitas baja diambil sebesar  $29 \times 10^6$  psi. Program ini menganggap baja pada sisi-sisi samping berjarak sama. Lamanya menjalankan program ini bergantung langsung pada banyaknya baris tulangan pada penampang karena program ini harus menghitung regangan pada masing-masing baris.



13.7.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Lihat Gambar 13.18, 13.19, dan 13.20).

$$c_b = \frac{87.000}{87.000 + f_y} d_{max}$$

$$\phi P_{nb} = 0,7 P_{nb} = 0,7(0,85 f'_c a_b b + \sum f_{si} A_i)$$

$$\phi M_{nb} = 0,7 M_{nb} = 0,7 \left[ 0,85 f'_c a_b b \left( \frac{h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + \sum f_{si} A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) \right]$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}}$$

$$P_{uo} = 0,7 P_{n(max)} = (0,7)(0,8) [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_s f_y]$$

Jika  $\phi P_{nb} > 0,1 f'_c A_g$

$$\phi = 0,90 - \frac{2,0 P_u}{f'_c A_g} \geq 0,7$$

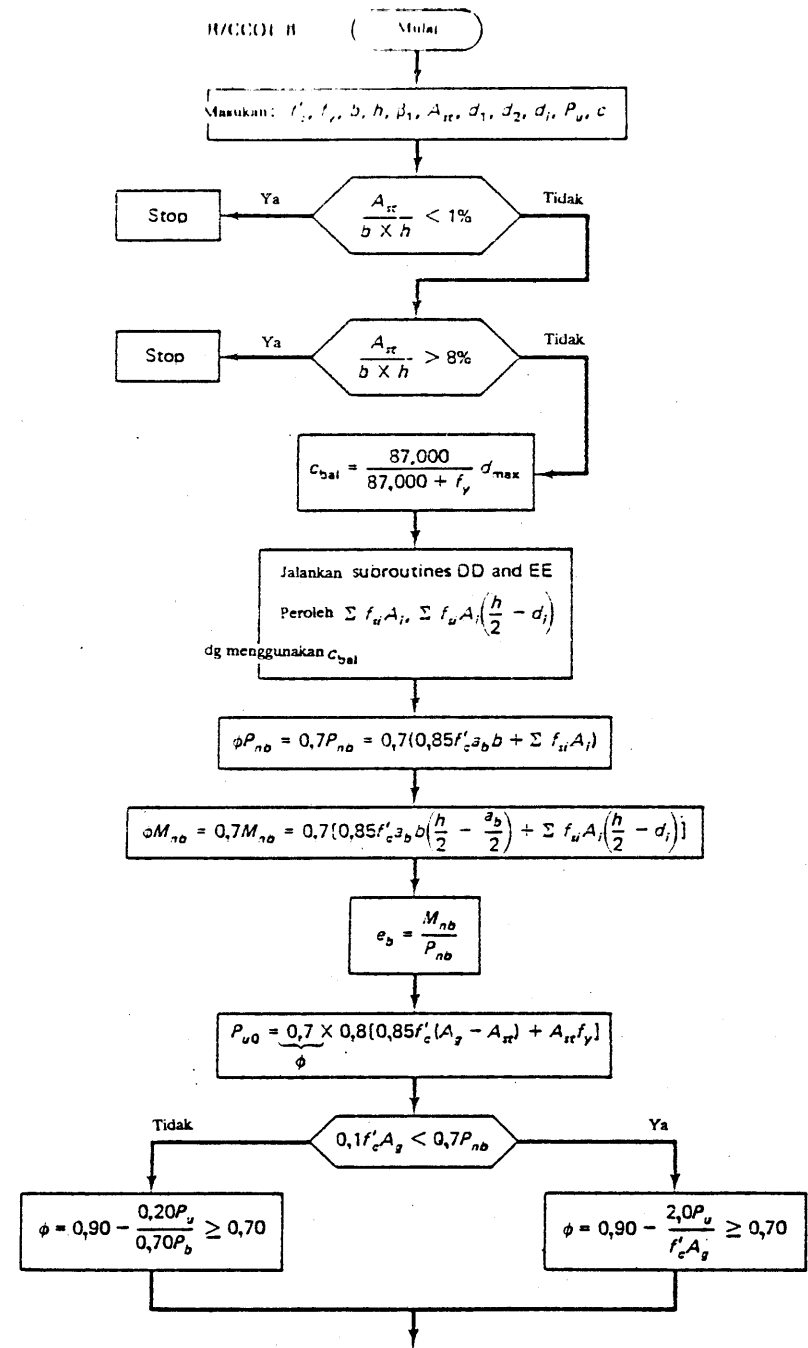
Jika  $\phi P_{nb} < 0,1 f'_c A_g$

$$\phi = 0,90 - \frac{0,20 P_u}{P_{ub}} \geq 0,7$$

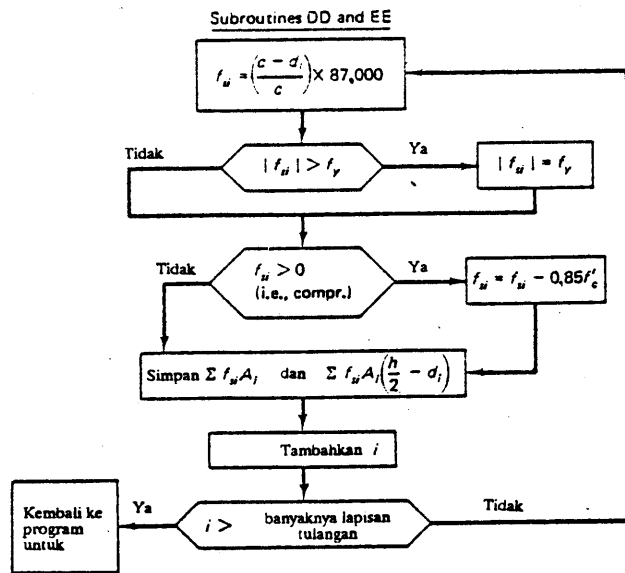
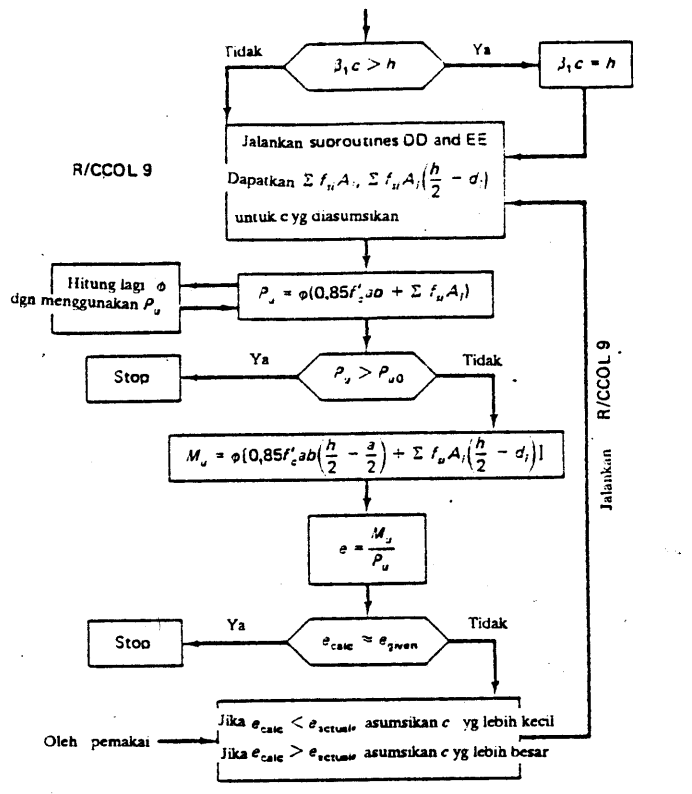
$$P_u = \phi (0,85 f'_c a_b + \sum f_{si} A_i)$$

$$M_u = \phi \left[ 0,85 f'_c a_b \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum f_{si} A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) \right]$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$



Gambar 13.19 Diagram alir: Kolom segiempat – analisis untuk  $c$  yang diberikan.



Gambar 13.19 (sambungan)

01 \*LBL \*R/CCOL 9\*  
 02 FIX 4  
 03 RCL 02  
 04 RCL 03  
 05 \*  
 06 0.01  
 07 \*  
 08 RCL 05  
 09 RCL 06  
 10 \*  
 11 RCL 07  
 12 \*  
 13 X<Y?  
 14 GTO 10  
 15 RCL 02  
 16 RCL 03  
 17 \*  
 18 0.09  
 19 \*  
 20 X<Y?  
 21 GTO 11  
 22 GTO 12  
 23 \*LBL 10  
 24 \*ROM GROSS<12\*  
 25 PRA  
 26 GTO 07  
 27 \*LBL 11  
 28 \*ROM GROSS>8\*  
 29 PRA  
 30 STO 07  
 31 \*LBL 12 \*  
 32 37000  
 33 RCL 01  
 34 \*  
 35 1 X  
 36 37000  
 37 \*  
 38 RCL 10  
 39 \*  
 40 STO 15  
 41 \*RCL 15\*  
 42 \*RCL 15  
 43 PRA  
 44 RCL 15  
 45 RCL 12  
 46 RDN  
 47 STO 12  
 48 RDN  
 49 RDN  
 50 RDN

Jika  $\rho_g < 1\%$ , stop - tulangan tidak cukup  
 Jika  $\rho_g > 8\%$ , stop - tulangan berlebihan

$c_{bat} = \frac{87,000}{87,000 + f_y} d_{max}$

51 STO 15  
 52 XEO \*DD\*  
 53 RCL 15  
 54 RCL 12  
 55 RDN  
 56 STO 12  
 57 RDN  
 58 RDN  
 59 RDN  
 60 STO 15  
 61 0.35  
 62 RCL 09  
 63 \*  
 64 RCL 02  
 65 \*  
 66 RCL 04  
 67 \*  
 68 RCL 15  
 69 \*  
 70 RCL 17  
 71 +  
 72 0.7  
 73 \*  
 74 STO 19  
 75 \*0.7\*PBAL=\*  
 76 ARCL 19  
 77 PRA  
 78 0.85  
 79 RCL 09  
 80 \*  
 81 RCL 02  
 82 \*  
 83 RCL 04  
 84 \*  
 85 RCL 15  
 86 \*  
 87 RCL 03  
 88 2  
 89 /  
 90 /  
 91 RCL 15  
 92 \*  
 93 2  
 94 /  
 95 -  
 96 \*  
 97 RCL 18  
 98 +  
 99 0.7  
 100 \*

Sementara tulangan Coar Usan C

$0.7P_{uo} = 0.7(0.85f'_c a b + \sum f_u A_i)$

$0.7M_{uo} = 0.7(0.85f'_c a b (\frac{h}{2} - \frac{a}{2}) + \sum f_u A_i (\frac{h}{2} - d_i))$

Gambar 13.20 Langkah-langkah program: kolom segiempat - analisis untuk c yang diberikan.

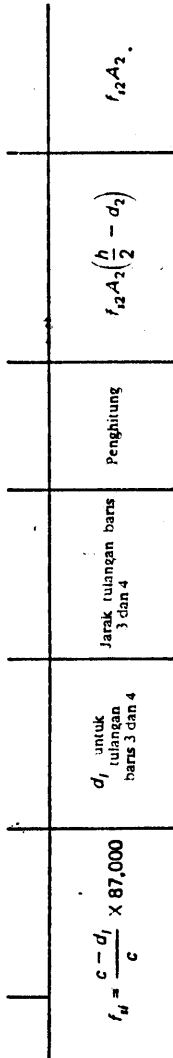
$$f_{si} = \begin{cases} 87,000 \frac{c - d_i}{c} \leq f_y & \text{(daerah tarik)} \\ \left( 87,000 \frac{c - d_i}{c} \leq f_y \right) \cdot -8.85 f'_c & \text{(daerah tekan)} \end{cases}$$

$A_{st} \geq 0.01 bh \quad A_{st} \geq 0.08 bh$

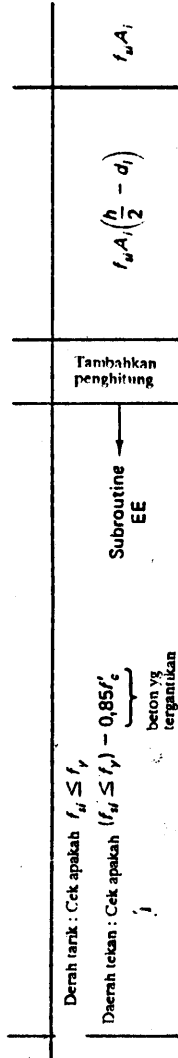
Diagram alir dan langkah-langkah program disajikan masing-masing pada Gambar 13.19 dan 13.20.



301 \*  
 302 STO 16  
 303 XEQ "EE"  
 304 RCL 06  
 305 RCL 16  
 306 \*  
 307 ST+ 17  
 308 RCL 03  
 309 2  
 310 /  
 311 RCL 10  
 312 -  
 313 RCL 16  
 314 \*  
 315 RCL 05  
 316 \*  
 317 ST+ 18  
 318 PCL 08  
 319 1000  
 320 /  
 321 01.00001  
 322 +  
 323 STO 25  
 324 RCL 10  
 325 PCL 09  
 326 -  
 327 RCL 08  
 328 1  
 329 +  
 330 /  
 331 STO 29  
 332 \*LBL 06  
 333 RCL 25  
 334 INT  
 335 RCL 29  
 336 \*  
 337 RCL 09  
 338 +  
 339 STO 30  
 340 CHS  
 341 RCL 12  
 342 +  
 343 RCL 12  
 344 /  
 345 87000  
 346 \*  
 347 STO 16  
 348 XEQ "EE"  
 349 RCL 07  
 350 RCL 08



351 /  
 352 RCL 16  
 353 \*  
 354 ST+ 17  
 355 RCL 03  
 356 2  
 357 /  
 358 RCL 30  
 359 -  
 360 RCL 16  
 361 \*  
 362 RCL 07  
 363 \*  
 364 RCL 08  
 365 /  
 366 ST+ 18  
 367 ISG 25  
 368 GTO 06  
 369 PIN  
 370 \*LBL "EE"  
 371 RCL 16  
 372 ABS  
 373 RCL 01  
 374 X>Y?  
 375 GTO 03  
 376 PCL 16  
 377 ABS  
 378 1/X  
 379 RCL 16  
 380 \*  
 381 RCL 01  
 382 \*  
 383 STO 16  
 384 \*LBL 03  
 385 0  
 386 RCL 16  
 387 X>Y?  
 388 GTO 04  
 389 GTO 05  
 390 \*LBL 04  
 391 0.05  
 392 RCL 08  
 393 \*  
 394 CHS  
 395 RCL 16  
 396 +  
 397 STO 16  
 398 \*LBL 05  
 399 RTN  
 400 END



### 13.7.2 Instruksi-Instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1: Siapkan paling sedikit 31 daftar penyimpanan data.

( XEQ ALPHA SIZE ALPHA 031 )

Langkah 2: Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah programnya.

Langkah 3: Masukkan data disain sebagai berikut:

Variabel	Satuan	Simpan dalam daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$b$	in.	02
$h$	in.	03
$\beta_1$	-	04
$A_{st}$ baris 1 (Gambar 13.18b)	in. <sup>2</sup>	05
$A_{st}$ baris 2	in. <sup>2</sup>	06
$A_{st}$ baris 3 dan 4	in. <sup>2</sup>	07
Banyak tulangan pada baris 3 & 4	-	08
$d_1$ (Gambar 13.18b)	in.	09
$d_2$	in.	10
$P_u$ (gaya eksternal)	lb	11
$c$ coba-coba ( $\leq h/\beta_1$ )	in.	12

Langkah 4: Jalankan R/CCQL8

( XEQ ALPHA R/CCQL8 ALPHA )

Program ini akan menghitung dan mencetak  $e_b$ ,  $0,7P_{nb}$ ,  $0,7M_{nb}$ ,  $e_b$ , gaya konsentris maksimum yang diizinkan ( $0,7 * 0,8PZERO$ ), harga  $\phi$  untuk  $P_u$  yang ditentukan, dan harga  $P_{ult}$  dan  $M_{ult}$  berikut harga  $e$  untuk  $c$  yang ditentukan.

Hitung  $P_{ult}$  untuk  $c$  yang ditentukan ( $c$  coba-coba) dengan gaya eksternal  $P_u$  yang diketahui. Apabila  $P_u$  yang dispesifikasikan cukup dekat dengan  $P_{ult}$ , lanjutkan dengan langkah berikutnya. Jika tidak, coba harga  $c$  yang lain. Masukkan harga  $c$  berikutnya pada daftar 12, dan jalankan R/CCQL9 ( XEQ ALPHA R/CCQL9 ALPHA ). Apabila  $P_u$  yang dispesifikasikan telah sama dengan  $P_{ult}$  yang dihitung, bandingkan eksentrisitas  $e$  dengan eksentrisitas eksternal yang dispesifikasikan ( $M_{II}/P_{II}$ ). Apabila eksentrisitas yang diperoleh sama atau sedikit lebih besar daripada eksentrisitas yang

Figure 13.20 (cont.)

diberikan, maka penampang desain tersebut sudah cukup memenuhi persyaratan. Apabila tidak, ubahlah dimensi, atau penulangan, atau keduanya, dan ulangi lagi seluruh analisisnya.

Keluaran lengkapnya terdiri atas:

Data	Satuan
$c_b$	in.
$P_{ub} = 0,7 P_{nb}$	in.
$M_{ub} = 0,7 M_{nb}$	in.-lb
$e_b$	in.
$0,7 P_o$	lb
$P_{uo} = 0,7 \times 0,9 P_o$	lb
$\phi$	-
$P_u$ untuk $c$ yang ditentukan	lb
$M_u$ untuk $c$ yang ditentukan	in.-lb
$e$	in.

### 13.7.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.7.3.1 Contoh 13.19: Analisis Kolom Pendek Segiempat Bersengkang

Suatu kolom pendek bersengkang mempunyai 3 tulangan No. 9 pada sisi-sisi yang sejajar dengan sumbu lentur. Hitunglah: (a) gaya aksial tekan desain konsentris  $P_{uo}$ , (b) gaya  $P_{ub}$  dan  $e_b$  untuk keadaan gagal *balanced*, (c)  $P_u$  apabila  $e = 14$  in., dan (d)  $P_u$  apabila  $e = 10$  in. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 4000 \text{ psi} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi} \\ b &= 12 \text{ in.} \\ d &= 17,5 \text{ in.} \\ d' &= 2,5 \text{ in.} \\ h &= 20 \text{ in.} \end{aligned}$$

```

INPUT
4,000.0000 STO 00
60,000.0000 STO 01
12,0000 STO 02
20,0000 STO 07
0,8500 STO
3,0000 STO 05
3,0000 STO 06
0,0000 STO 07
0,0000 STO 08
2,5000 STO 09
17,5000 STO 10
100,000.0000 STO 11
10,0000 STO 12

XEQ "R/COLS"
c BAL=10,3571
0,7*PBAL=244,290,0002
0,7*MBAL=3,244,009,017
e BAL=13,2793
0,7*PZERO=808,920,0000
.7*.8PZERO=647,136,0000
PHI=0,7000
P ULT=235,620,0000
M ULT=3,232,320,000
ecc=13,7184

```

(a) *Coba-coba pertama*: Asumsikan bahwa  $c = 10$  in. dan  $P_u = 100.000$  lb.

```

INPUT
230,000.0000 STO 11
9,0000 STO 12

```

```

OUTPUT
XEQ "R/COLS"
c BAL=10,3571
0,7*PBAL=244,290,0002
0,7*MBAL=3,244,009,017
e BAL=13,2793
0,7*PZERO=808,920,0000
.7*.8PZERO=647,136,0000
PHI=0,7000
P ULT=230,764,0000
M ULT=3,224,624,508
ecc=13,9736

```

(b) *Coba-coba kedua*: Asumsikan bahwa  $c = 9,8$  in. dan  $P_u = 230.000$  lb. Jalankan R/COLS lagi karena  $e = 14$  in.  $> e_b$ , yang menunjukkan bahwa kolom tersebut mengalami keruntuhan tarik, dan  $\phi$  bukan 0,70.

```

INPUT
9,7800 STO 12

```

## OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL9"
P ULT=230,279,2800
M ULT=3,223,009,562
ecc=13,9996
    
```

(c) *Coba-coba ketiga*: Coba  $c = 9,78$  in. 139.996 in.  $\cong 14$  in., jadi desain dapat diterima. Dengan demikian  $P_u = 230.279$  lb. untuk  $e = 14$  in.

(d) Karena  $e = 10$  in.  $< e_b$  maka keruntuhannya adalah keruntuhan tekan.  $P_u$ , yang diperlukan untuk menghitung  $\phi$ , tidak perlu dimasukkan kembali ke dalam daftar 11 karena  $\phi$  yang diperoleh, yaitu 0,7, tidak berubah.

*Coba-coba 1*:  $c = 11$  in.

### INPUT

11.0000 STO 12

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL9"
P ULT=277,936,9091
M ULT=3,123,109,882
ecc=11,2368
    
```

*Coba-coba 3*:  $c = 11,51$  in.

### INPUT

11.5100 STO 12

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL9"
P ULT=303,196,5689
M ULT=3,031,882,098
ecc=9,9997
    
```

$e \cong 10$  in. Jadi  $P_u = 303.197$  lb.

*Coba-coba 2*:  $c = 11$  in.

### INPUT

11.5000 STO 12

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL9"
P ULT=302,712,2609
M ULT=3,033,640,119
ecc=10,0215
    
```

### 13.7.3.2 Contoh 13.20 Analisis Kolom yang Ditentukan Berdasarkan Kegagalan Tarik; Tegangan pada Tulangan Tekan Lebih kecil daripada Tegangan Leleh

Suatu kolom pendek segiempat dari beton mempunyai ukuran 12 in. x 12 in. dan tulangan yang terdiri atas 3 No. 9 pada kedua sisi yang sejajar dengan sumbu lenturnya. Hitunglah gaya desain batas  $P_u = \phi P_n$  apabila eksentrisitasnya = 12 in. Diberikan:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 4000 \text{ psi} \\
 f_y &= 60.000 \text{ psi} \\
 d' &= 2,5 \text{ in.}
 \end{aligned}$$

### INPUT

```

4,000,0000 STO 00
60,000,0000 STO 01
12,0000 STO 02
15,0000 STO 03
0,8500 STO 04
3,0000 STO 05
3,0000 STO 06
0,0000 STO 07
0,0000 STO 08
2,5000 STO 09
12,5000 STO 10
150,000,0000 STO 11
10,0000 STO 12
    
```

### INPUT

6.5000 STO 12

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL8"
c BAL=7,3980
0,7*PBAL=167,412,8572
0,7*MBAL=1,981,382,662
e BAL=11,8353
0,7*PZERO=666,120,0000
,7*.8PZERO=532,896,0000
PHI=0,7000
P ULT=137,084,7692
M ULT=1,904,002,921
ecc=13,8292
    
```

*Coba-coba 2*:  $c = 6,5$  in.

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL8"
c BAL=7,3980
0,7*PBAL=167,412,8572
0,7*MBAL=1,981,382,662
e BAL=11,8353
0,7*PZERO=666,120,0000
,7*.8PZERO=532,896,0000
PHI=0,7000
P ULT=315,945,0000
M ULT=1,611,645,000
ecc=5,1010
    
```

*Coba-coba 1*:  $c = 10$  in.  
 $P_u = 150.000$  lb

### INPUT

7.2000 STO 12

### OUTPUT

```

XEQ "R/CCOL9"
P ULT=160,909,7000
M ULT=1,966,667,668
ecc=12,2222
    
```

*Coba-coba 3*:  $c = 7,2$  in.



**INPUT**

7.3000 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL9"  
 P ULT=164,206.3069  
 M ULT=1.974,259.617  
 ecc=12.0230

*Coba-coba 4: c = 7,3 in.*

**INPUT**

7.3100 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL9"  
 P ULT=164,534.6599  
 M ULT=1,975,000.925  
 ecc=12.0036

*Coba-coba 5: c = 7,31 in.*

*Coba-coba 1: c = 9 in.*

**INPUT**

4,000.0000 STO 00  
 60,000.0000 STO 01  
 20,0000 STO 02  
 20,0000 STO 03  
 0,8500 STO 04  
 5,0000 STO 05  
 5,0000 STO 06  
 0,0000 STO 07  
 0,0000 STO 08  
 2,5000 STO 09  
 17,5000 STO 10  
 303,500.0000 STO 11  
 9,0000 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL9"  
 c BAL=10.3571  
 0,7\*PBAL=407,150.0003  
 0,7\*MBAL=5,406,681.696  
 e BAL=13.2793  
 0,7\*PZERO=1,348,200.000  
 .7\*.8PZERO=1,078,560.000  
 PHI=0.7000  
 P ULT=352,239.9999  
 M ULT=5,309,314.500  
 ecc=15.0730

$P_u$  yang diperoleh = 164.535 lb untuk  $e = 12$  in.  $P_u$  ini  $< \phi P_{nb}$ ; dengan demikian keruntuhannya adalah keruntuhan tarik atau, dengan perkataan lain,  $c = 7,31$  in.  $< c_b$ .

**13.7.3.3 Contoh 13.21: Desain Kolom dengan Eksentrisitas Besar; Keruntuhan Tarik**

Suatu kolom beton bersengkang mengalami gaya tekan kerja akibat beban mati = 65.000 lb dan akibat beban hidup = 125.000 lb. Eksentrisitas terhadap pusat plastis dan pusat geometri adalah  $e = 16$  in.

Desainlah penulangan melintang dan memanjang kolom ini, dengan menganggap kolomnya tidak langsing dan persentase tulangnya antara 2% dan 3%. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

**Solusi**

Hitung gaya tekan dan momen eksternal rencana.

$$P_u = 1,4D + 1,7L = 1,4 \times 65.000 + 1,7 \times 125.000 = 303.500 \text{ lb}$$

$$P_{ue} = 303.500 \times 16 = 4.856.000 \text{ in.-lb}$$

Asumsikan ukuran penampang 20 in. x 20 in. dan angka penulangan total 3%.

Asumsikan bahwa  $\rho = \rho' = A_s/bd = 0,015$  dan  $d' = 2,5$  in.

$$A_s = A'_s = 0,015 \times 20 (20 - 2,5) = 5,15 \text{ in.}^2$$

Coba 5 tulangan No. 9 = 5,00 in.<sup>2</sup> pada masing-masing sisi (3225 mm<sup>2</sup>)

$$\rho = \frac{5,00}{20 \times 17,5} = 0,0143$$

*Coba-coba 2: c = 8,5 in.*

**INPUT**

8.5000 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL8"  
 c BAL=10.3571  
 0,7\*PBAL=407,150.0003  
 0,7\*MBAL=5,406,681.696  
 e BAL=13.2793  
 0,7\*PZERO=1,348,200.000  
 .7\*.8PZERO=1,078,560.000  
 PHI=0.7000  
 P ULT=332,010.0001  
 M ULT=5,257,475.125  
 ecc=15.8353

*Coba-coba 3: c = 8,4 in.*

**INPUT**

8.4000 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL9"  
 P ULT=327,764.0000  
 M ULT=5,245,075.500  
 ecc=15.9959

15,9959 in.  $\cong 16,00$  in. dapat diterima.  $P_u = 327.964 \text{ lb} > 303.500 \text{ lb}$ . Dengan demikian penampang 20 in. x 20 in. dengan tulangan 5 No. 9 pada masing-masing sisi dapat diterima,  $P_{nb} > P_u$ . Jadi, keruntuhannya berarti keruntuhan tarik.

13.7.3.4 Contoh 13.22: Desain Kolom dengan Eksentrisitas Kecil; Keruntuhan Tekan

Suatu kolom tidak langsung mengalami gaya tekan rencana  $P_u = 365.000$  lb (1620 kN) dan momen rencana  $M_u = 1.640.000$  in.-lb (185 kNm). Asumsikan bahwa angka penulangan bruto  $\rho_g = 1,5$  sampai 2%, dan tebal selimut efektif ke sumbu tulangan memanjang adalah  $d' = 2,5$  in. (63,5 mm). Desainlah penampang kolom tersebut dan tulangan memanjang dan melintang yang diperlukan. Diberikan:

$$f'_c = 4500 \text{ psi (31,03 MPa), beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi (414 MPa)}$$

Solusi

Perhitungan gaya desain rencana

$$P_u = 365.000 \text{ lb} \quad e = \frac{1.640.000}{365.000} = 4,5 \text{ in. (114 mm)}$$

Asumsikan ukuran penampang 15 in. x 15 in. ( $d = 12,5$  in.)

Asumsikan angka penulangan  $\rho = \rho' = 0,01$ .

$$A_s = A'_s = 0,01 \times 15 \times 15 = 2,25 \text{ in.}^2$$

Berikan 2 tulangan No. 9 pada masing-masing sisi

$$A_s = A'_s = 2,0 \text{ in.}^2 \text{ (1290 mm}^2\text{)}$$

Coba-coba 1:  $c = 9$  in

INPUT	OUTPUT
4,500,0000 STO 00	XEQ "R/CCOL8"
60,000,0000 STO 01	c BAL=7,3980
15,0000 STO 02	0,7*PBAL=236,409,4420
15,0000 STO 03	0,7*MBAL=1,886,822,310
0,8250 STO 04	e BAL=7,9812
2,0000 STO 05	0,7*PZERO=759,727,5000
2,0000 STO 06	.7*.8PZERO=607,782,0000
0,0000 STO 07	PHI=0,7000
0,0000 STO 08	P ULT=329,484,8958
2,5000 STO 09	M ULT=1,759,515,689
12,5000 STO 10	ecc=5,3402
365,000,0000 STO 11	
9,0000 STO 12	

Coba-coba 2:  $c = 10$  in.

Coba-coba 3:  $c = 9,8$  in.

INPUT	OUTPUT
10,0000 STO 12	9,8000 STO 12
OUTPUT	OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"	XEQ "R/CCOL9"
P ULT=379,535,6250	P ULT=369,801,6697
M ULT=1,663,749,610	M ULT=1,683,708,722
ecc=4,3836	ecc=4,5530

Coba-coba 4:  $c = 9,85$  in.

INPUT	OUTPUT
9,8500 STO 12	
OUTPUT	OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"	XEQ "R/CCOL9"
P ULT=372,246,9878	P ULT=372,246,9878
M ULT=1,678,762,307	M ULT=1,678,762,307
ecc=4,5098	ecc=4,5098

$\phi P_{nb} < P_u$  sehingga yang menentukan adalah keruntuhan tekan. 4,5098 in.  $\cong$  4,50 in., jadi desain penampang 15 in. x 15 in. dan 2 tulangan No. 9 pada masing-masing sisi dapat diterima.

13.7.3.5 Contoh 13.23: Pembuatan Diagram Interaksi Gaya-Momen Desain untuk Kolom Segiempat

Buatlah diagram interaksi desain kekuatan gaya-momen untuk kolom yang mempunyai parameter sebagai berikut:

$$f'_c = 6000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

$$b = 12 \text{ in.}$$

$$h = 14 \text{ in.}$$

$$d' = 3 \text{ in.}$$

$$A_s = A'_s = 3,21 \text{ in.}^2 \text{ (dua tulangan No. 11)}$$

**Solusi**

Masalah ini dapat dipecahkan dengan menggunakan program R/CCOL8. Secara otomatis program ini akan mencari titik keruntuhan *balanced* ( $\phi P_{nb}$ ,  $\phi M_{nb}$ ), juga gaya tekan konsentris maksimum  $P_{uo} = \phi P_{n(max)} = 0,7 \times 0,8 P_0$ . Untuk mencari titik-titik lain yang diperlukan untuk membuat diagram interaksi tersebut, yang perlu dilakukan adalah mengubah-ubah harga  $c$  pada daftar 12. Untuk titik-titik di atas titik *balanced*, berapapun harga  $\phi P_u$  yang disimpan pada daftar 11 tidak perlu dipedulikan selama harga ini lebih tinggi daripada  $\phi P_{nb}$ , karena besar  $\phi P_{nb}$  ini yang dipakai dalam menghitung  $\phi$ , dan harga  $\phi$  ini selalu sama dengan 0,7 untuk kolom segiempat yang mengalami keruntuhan tekan. Pada daerah tarik dari diagram interaksi,  $\phi$  akan bervariasi antara 0,7 dan 0,9 pada saat  $M_{uo}$ . Dengan demikian, untuk suatu harga  $c$  yang diberikan pada daerah tarik, harga pada daftar 11 harus diperbaiki sampai cukup mendekati  $P_u$  yang dihasilkan dari harga  $c$  tersebut.

Setelah diperoleh beberapa koordinat  $P_u - M_u$ , diagram interaksi untuk setiap kombinasi  $f'_c/f_y$  dan  $A_s/A'_s$  dapat diperoleh. Pada contoh soal ini dilakukan empat kali pelaksanaan program, yaitu untuk  $c = 10$  in., 7 in., 6 in., dan 4 in. Titik-titik lainnya dapat diperoleh dengan cara serupa sehingga diperoleh kurva interaksi  $P_u - M_u$  atau  $P_n - M_n$  seperti yang diperlihatkan pada Gambar 9.19.

**Pelaksanaan pertama dari program R/CCOL8:**

Coba  $P_u = 200.000$  lb,  $c = 10$  in.

INPUT	OUTPUT
6.000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL8"
60.000.0000 STO 01	c BAL=6.5102
12.0000 STO 02	0.7*PBAL=169.443.9117
14.0000 STO 03	0.7*MBAL=1.842.954.973
0.7500 STO 04	e BAL=10.8765
3.1200 STO 05	0.7*PZERO=839.563.2000
3.1200 STO 06	.7*.8PZERO=671.650.5600
0.0000 STO 07	PHI=0.7000
0.0000 STO 08	P ULT=422.200.0000
3.0000 STO 09	M ULT=1.599.834.600
11.0000 STO 10	ecc=3.7893
200.000.0000 STO 11	
10.0000 STO 12	

**Pelaksanaan kedua dari program R/CCOL8 (daerah keruntuhan tekan)**

Coba  $P_u = 200.000$  lb,

$c = 6.0$  in. <  $c_{bal} = 6.51$  in.

Coba, ketikkan R/CCOL9 dari program untuk menghitung  $P_{u2}$  dan  $M_{u2}$ .

**INPUT**

9.1600 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL9"  
P ULT=216.727.5600  
M ULT=2.808.797.853  
ecc=12.9600

$P_{u2} = 216.727$  lb

$M_{u2} = 1.808.036$  in.-lb

$P_{u1} = 671.651$  lb

$P_{u1} = 422.210$  lb

$P_{ub} = 169.444$  lb

$M_{u1} = 1.599.835$  in.-lb

$M_{ub} = 1.842.955$  in.-lb

$c = 10$  in. >  $c_{bal}$

Dengan demikian termasuk daerah keruntuhan tekan.

**Pelaksanaan ketiga dari program R/CCOL8 (daerah keruntuhan tarik):**

Coba  $P_u = 140.000$  lb,

$c = 6.0$  in. <  $c_{bal} = 6.51$  in.

**INPUT**

140.000.0000 STO 11  
6.0000 STO 12

**OUTPUT**

XEQ "R/CCOL8"  
c BAL=6.5102  
0.7\*PBAL=169.443.9117  
0.7\*MBAL=1.842.954.973  
e BAL=10.8765  
0.7\*PZERO=839.563.2000  
.7\*.8PZERO=671.650.5600  
PHI=0.7000  
P ULT=145.605.6000  
M ULT=1.775.327.400  
ecc=12.1927

$\phi = 0,70$  dan daftar II lebih kecil daripada  $P_{u1} = 145.606$  lb. Dengan demikian pen-ubahan daftar II tidak akan mempengaruhi  $\phi$ , yang berarti juga tidak mempengaruhi  $P_{u3}$  dan  $M_{u3}$ .

$$P_{u3} = 145.606 \text{ lb}$$

$$M_{u3} = 1.773.327 \text{ in.-lb}$$

$$39.700 \text{ lb} \cong 39.704 \text{ lb} \quad \text{O.K.}$$

Pelaksanaan keempat dari program R/CCOL8 (daerah ekeruntuhan tarik):

Coba  $P_u = 50.000$  lb.  
 $c = 4,0 \text{ in.} < c_{bal} = 6,51 \text{ in.}$

INPUT	OUTPUT
50,000,0000 STO 11	XEQ "R/CCOL8"
4,0000 STO 12	c BAL=6,5102
	0,7*PBAL=169,443,9117
	0,7*MBAL=1,842,954,973
	e BAL=10,8765
	0,7*PZERO=839,563,2000
	.7*.8PZERO=671,650,5600
	PHI=0,8000
	P ULT=39,716,7714
	M ULT=1,574,674,229
	ecc=40,6716

$\phi > 0,70$ . Ubah  $P_u$ . Coba 39.700 lb.

INPUT	OUTPUT
39,700,0000 STO 11	XEQ "R/CCOL8"
	c BAL=6,5102
	0,7*PBAL=169,443,9117
	0,7*MBAL=1,842,954,973
	e BAL=10,8765
	0,7*PZERO=839,563,2000
	.7*.8PZERO=671,650,5600
	PHI=0,8212
	P ULT=39,704,8357
	M ULT=1,614,860,414
	ecc=40,6716

$$P_{u4} = 39.704 \text{ lb}$$

$$M_{u4} = 1.614.860 \text{ in.-lb}$$

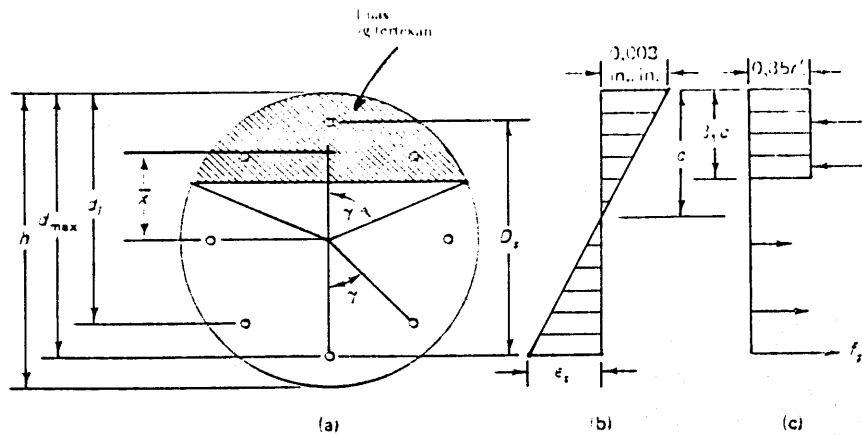
Titik-titik lainnya dapat diperoleh dengan cara yang serupa.

### 13.8 KOLOM BUNDAR: ANALISIS UNTUK TINGGI GARIS NETRAL $c$ YANG DIBERIKAN

R/CCOL5 pada dasarnya merupakan program coba-coba-dan-penyesuaian yang dapat digunakan untuk menganalisis kolom bundar (kolom berpenampang lingkaran). Fungsi program ini serupa dengan R/CCOL8, yaitu dalam hal mencari kekuatan momen-gaya desain, kedua program tersebut sama-sama menggunakan keserasian regangan sehingga hasilnya akurat. Program R/CCOL5 ini menghitung  $P_u$  dan  $M_u$  untuk suatu tinggi sumbu netral  $c$  yang dimasukkan pada coba-coba pertama. Para pemakai harus mengubah-ubah  $c$  sampai diperoleh keluaran eksentrisitas yang sama dengan eksentrisitas gaya rencana  $P_u$ . Apabila kedua eksentrisitas ini sudah kurang lebih sama, maka keluaran  $P_u$  dan  $M_u$  harus dibandingkan dengan harga rencana yang ada. Apabila gaya ataupun momen ini sangat berbeda, ukuran kolom dan atau jumlah penulangannya harus disesuaikan sampai diperoleh hasil yang memuaskan dan cukup ekonomis. Program ini selalu mengecek apakah memenuhi  $1\% < \rho < 8\%$ .

Para pemakai harus memasukkan  $f'_c, f_y, h, D_s, \beta_1, A_{sttotal}$ , banyaknya tulangan  $d_{max}$ , gaya aksial rencana, dan  $c$  pertama yang diasumsikan. Dengan menjalankan R/CCOL5, program ini akan mengeluarkan  $c_b$ , eksentrisitas *balanced*, faktor reduksi kapasitas  $\phi$ , gaya aksial *balanced*  $P_{ub}$ , dan kapasitas gaya aksial konsentris  $P_{uo}$ . Selain itu, program tersebut akan menghitung  $P_u, M_u$ , dan eksentrisitas untuk  $c$  yang diberikan. Para pemakai harus memperbesar  $c$  asumsi apabila eksentrisitas tersebut lebih kecil daripada eksentrisitas aktual, begitu pula sebaliknya. Karena  $c_b, e_b, \phi, P_{ub}$ , dan  $P_{uo}$  telah dihitung, para pemakai dapat menyimpan hasil ini dengan menekan XEQ ALPHA R/CCOL6 ALPHA bukan dengan menekan XEQ ALPHA R/CCOL5 ALPHA. Dengan menekan tombol-tombol tersebut, yang akan dijalankan hanya bagian terakhir dari program R/CCOL5 yang menghasilkan  $P_u, M_u$ , dan eksentrisitas untuk  $c$  yang baru. Apabila eksentrisitas keluaran  $\cong$  eksentrisitas aktual, maka  $P_u$  dapat dibandingkan dengan harga aktual untuk eksentrisitas tersebut. Apabila  $P_u$  lebih besar, maka kapasitas tersebut sudah cukup. Apabila tidak, kolom tersebut harus diperbesar, atau jumlah penulangannya harus diperbesar. Apabila para pemakai telah terbiasa memakai program ini, harga  $c$  yang benar akan diperoleh lebih cepat, hanya dengan beberapa kali coba-coba.

Program ini menggunakan blok tegangan segiempat (pendekatan Whitney untuk blok tegangan parabola) dan menggunakan segmen lingkaran untuk setiap harga  $c$ . Tegangan pada masing-masing tulangan yang terletak pada daerah tekan direduksi dengan  $0,85f'_c$  untuk memperhitungkan luas beton yang tergantikan tulangan. Semua momen dinyatakan terhadap pusat berat penampang beton bruto. Regangan batas pada beton diasumsikan sebesar 0,003, dan modulus elastisitas baja diambil  $29 \times 10^6$  psi. Tulangan-tulangan dianggap berjarak sama. Waktu yang diperlukan untuk menjalankan program berbanding langsung dengan banyaknya tulangan pada penampang karena program ini harus menghitung regangan pada masing-masing tulangan.



Gambar 13.21 Detail kolom berpenampang lingkaran. (a) penempatan tulangan; (b) rodangan; (c) tegangan.

### 13.8.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Lihat Gambar 13.21, 13.22, dan 13.23.)

$$c_{bal} = \frac{87.000}{87.000 + f_s} d_{max} \quad \alpha = \cos^{-1} \frac{h/2 - \beta_1 c}{h/2}$$

$$\text{luas yang tertekan} = \frac{h^3 \sin^3 \alpha}{4}$$

$$x = \frac{h^3 \sin^3 \alpha}{12 \times \text{luas tertekan}} \quad d_j = \frac{h}{2} - \frac{D_s}{2} \cos [(tulan, no. 1) + \gamma]$$

$$f_{si} = \begin{cases} \frac{c - d_i}{c} \times 87.000 \leq f_s & \text{daerah tarik} \\ \frac{c - d_i}{c} \times 87.000 \leq f_s - 0,85f'_c & \text{daerah tertekan} \end{cases}$$

$$P_{n, bal} = 0,85f'_c (\text{luas tertekan}) + \sum f_{si} A_i \text{ untuk } c_{bal}$$

$$M_{n, bal} = 0,85f'_c (\text{luas tertekan}) (\bar{x}) - \sum f_{si} A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) \text{ untuk } c_{bal}$$

$$\rho_{min} = 1\% \quad \rho_{max} = 8\%$$

$$e_t = \frac{M_b}{P_b}$$

$$\text{jika } 0,1f'_c A_g < \begin{cases} 0,7P_{nb} \text{ (sengkang)} \\ 0,75P_{nb} \text{ (spiral)} \end{cases} \quad \phi = 0,90 - \frac{1,5P_u}{f'_c A_g} \geq 0,75 \text{ (spiral)}$$

$$\phi = 0,90 - \frac{2,0P_u}{f'_c A_g} \geq 0,70 \text{ (sengkang)}$$

$$\text{jika } 0,1f'_c A_g > \begin{cases} 0,7P_{nb} \text{ (sengkang)} \\ 0,75P_{nb} \text{ (spiral)} \end{cases} \quad \phi = 0,90 - \frac{0,15P_u}{0,75P_{nb}} \geq 0,75 \text{ (spiral)}$$

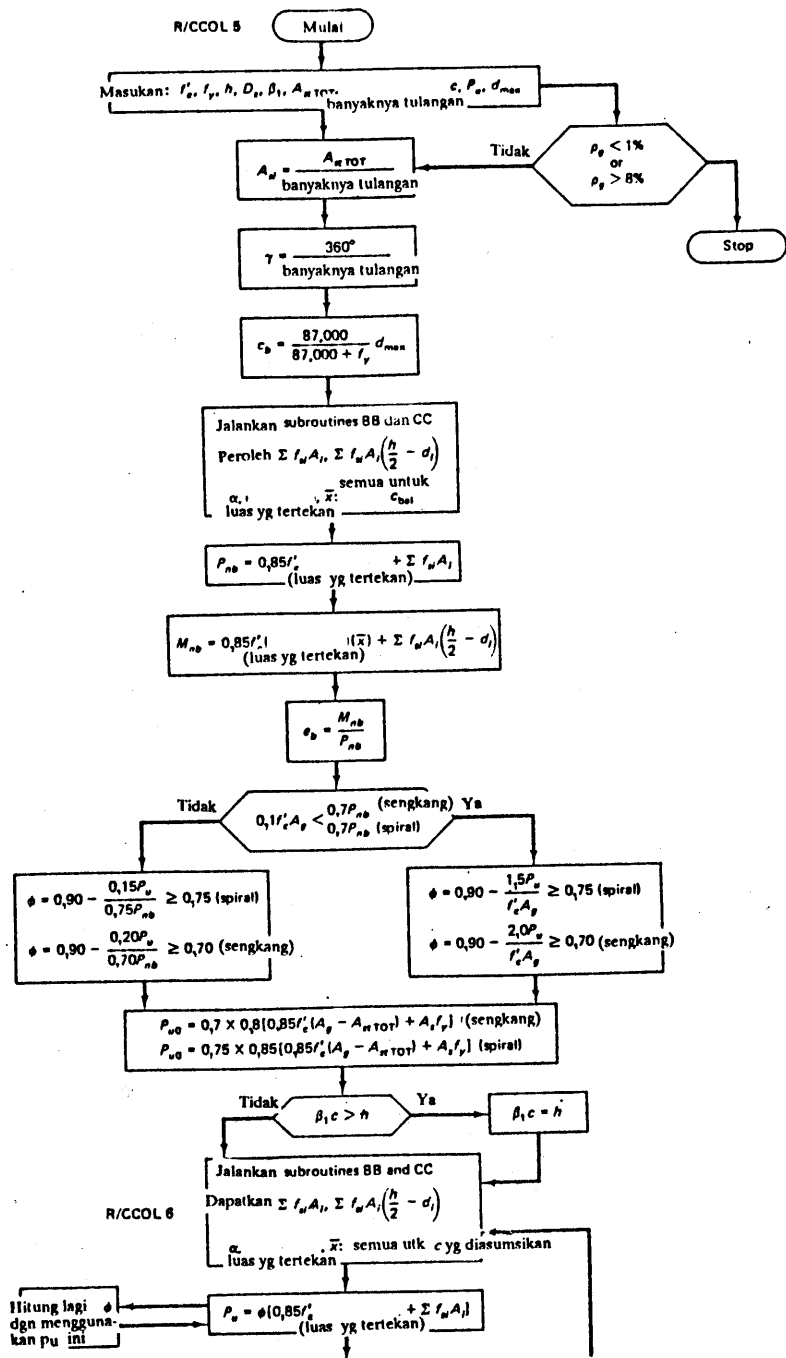
$$\phi = 0,90 - \frac{0,20P_u}{0,70P_{nb}} \geq 0,70 \text{ (sengkang)}$$

$$P_{u, max} = \begin{cases} P_{wo} = 0,7 \times 0,8 [0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_s f_s] & \text{sengkang} \\ P_{ws} = 0,75 \times 0,85 [0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_s f_s] & \text{spiral} \end{cases}$$

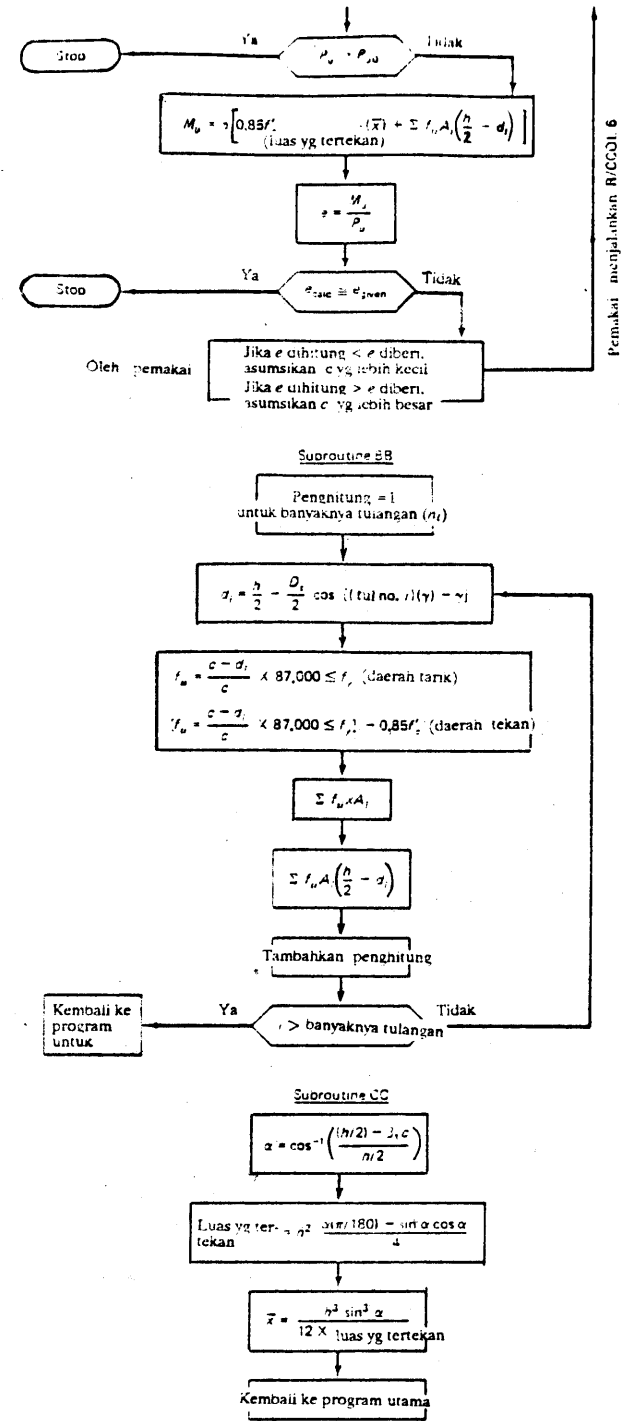
$$P_u = \phi [0,85f'_c (\text{luas beton tertekan}) + \sum f_{si} A_i]$$

$$M_u = \phi \left[ 0,85f'_c (\text{luas beton tertekan}) \bar{x} + \sum f_{si} A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right) \right]$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$



Gambar 13.22 Diagram alir: kolom bundar – analisis untuk c yang diberikan.



Gambar 13.22 (lanjutan)

01+LBL -P/CCOL5-  
 02 FLY 4  
 03 RCL 07  
 04 X12  
 05 PI  
 06 \*  
 07 4  
 08 /  
 09 0.91  
 10 \*  
 11 RCL 06  
 12 X<Y?  
 13 STO 00  
 14 RCL 03  
 15 X12  
 16 PI  
 17 \*  
 18 4  
 19  
 20 0.88  
 21 \*  
 22 X<Y?  
 23 STO 01  
 24 STO 12  
 25+LBL 03  
 26 "RQU CROSS12"  
 27 PRA -  
 28 STO 13  
 29+LBL 01  
 30 "RQU CROSS08"  
 31 PRA  
 32 STO 13  
 33+LBL 12  
 34 RCL 05  
 35 RCL 07  
 36 /  
 37 STO 14  
 38 RCL 07  
 39 360  
 40 RCL 07  
 41 /  
 42 STO 13  
 43 07000  
 44 RCL 01  
 45 +  
 46 1/X  
 47 07000  
 48 \*  
 49 RCL 09  
 50 \*

	Jika $\rho_y < 1\%$ , stop: tulangan tidak cukup Jika $\rho_y > 8\%$ , stop: kelebihan tulangan
$A_{st} = \frac{A_{stot}}{\text{banyaknya tulangan}}$	
$\gamma = \frac{360}{\text{banyaknya tulangan}}$	
$c_b = \frac{87,000}{87,000 + f_y} d_{max}$	

51 STO 21  
 52 "c RCL"  
 53 ARCL 21  
 54 PRA  
 55 XEQ "00"  
 56 XEQ "01"  
 57 0.85  
 58 RCL 00  
 59 \*  
 60 RCL 19  
 61 \*  
 62 RCL 16  
 63 +  
 64 STO 22  
 65 0.25  
 66 RCL 00  
 67 \*  
 68 RCL 19  
 69 \*  
 70 RCL 20  
 71 \*  
 72 RCL 17  
 73 +  
 74 RCL 22  
 75  
 76 STO 23  
 77 "BAL ECC"  
 78 ARCL 21  
 79 PRA  
 80 RCL 00  
 81 RCL 22  
 82 \*  
 83 RCL 00  
 84 0.1  
 85 \*  
 86 RCL 03  
 87 X12  
 88 \*  
 89 PI  
 90 \*  
 91 4  
 92 /  
 93 X<Y?  
 94 STO 06  
 95 1/X  
 96 RCL 11  
 97 \*  
 98 0.9  
 99 RCL 00  
 100 -

	$P_{nb} = 0,85f'_c$ (luas yg tertekan) $+ \sum f_{st} A_{st}$
	$M_{nb} = 0,85f'_c$ (luas yg tertekan) $(\bar{x}) + \sum f_{st} A_{st} (h/2 - d_j)$
	$\rho_b = \frac{M_b}{P_b}$
	$0,1f'_c A_g < 0,7P_{nb} ?$ (sengkang) $0,1f'_c A_g < 0,75P_{nb} ?$ (spiral) Jika ya, pergi ke langkah 45 Jika tidak, pergi ke langkah 110
Ya	

101 \*  
 102 CHS  
 103 0.9  
 104 \*  
 105 RCL 08  
 106 X<Y?  
 107 STO 07  
 108 X<Y?  
 109 STO 07  
 110+LBL 06  
 111 0.9  
 112 RCL 08  
 113 -  
 114 RCL 11  
 115 \*  
 116 RCL 08  
 117 /  
 118 RCL 22  
 119 /  
 120 CHS  
 121 0.9  
 122 +  
 123 RCL 08  
 124 X<Y?  
 125 STO 07  
 126 X<Y?  
 127+LBL 07  
 128 X<Y?  
 129 STO 25  
 130 "PHI"  
 131 ARCL 25  
 132 PRA  
 133 RCL 08  
 134 RCL 22  
 135 \*  
 136 STO 22  
 137 "PULT BAL"  
 138 ARCL 22  
 139 PRA  
 140 RCL 03  
 141 X12  
 142 PI  
 143 \*  
 144 4  
 145 /  
 146 RCL 06  
 147 -  
 148 0.85  
 149 \*  
 150 RCL 00

	$\phi = 0,90 - \frac{2,0P_u}{f'_c A_g}$ $\geq 0,70$ (sengkang) $\phi = 0,90 - \frac{1,5P_u}{f'_c A_g}$ $\geq 0,75$ (spiral)
	$\phi = 0,90 - \frac{0,15P_u}{0,75P_b} \geq 0,75$ (spiral) $\phi = 0,90 - \frac{0,20P_u}{0,70P_b} \geq 0,70$ (sengkang) No
	Tampilkan $0,70P_b$ (sengkang) Tampilkan $\phi$ $0,75P_b$ (spiral)
	$\phi = 0,90 - \frac{2,0P_u}{f'_c A_g}$ $\geq 0,70$ (sengkang) $\phi = 0,90 - \frac{1,5P_u}{f'_c A_g}$ $\geq 0,75$ (spiral)

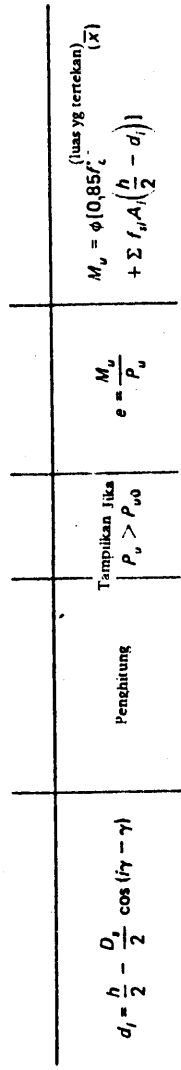
151 \*  
 152 RCL 06  
 153 RCL 01  
 154 \*  
 155 +  
 156 RCL 12  
 157 \*  
 158 RCL 08  
 159 \*  
 160 STO 27  
 161 "PULT ZERO"  
 162 ARCL 27  
 163 PRA  
 164+LBL "R/CCOL6"  
 165 ADV  
 166 RCL 10  
 167 STO 21  
 168 RCL 05  
 169 \*  
 170 RCL 03  
 171 X<Y?  
 172 STO 10  
 173 STO 11  
 174+LBL 10  
 175 RCL 03  
 176 RCL 05  
 177 /  
 178 STO 21  
 179+LBL 11  
 180 XEQ "08"  
 181 XEQ "0C"  
 182 0.25  
 183 RCL 00  
 184 \*  
 185 RCL 19  
 186 \*  
 187 RCL 16  
 188 +  
 189 RCL 25  
 190 \*  
 191 STO 28  
 192 RCL 27  
 193 X<Y?  
 194 STO 08  
 195 STO 09  
 196+LBL 08  
 197 "P ULT"  
 198 ARCL 28  
 199 PRA  
 200 0.85

	Sengkang: $P_{u0} = 0,7 \times 0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$ Spiral: $P_{u0} = 0,75 \times 0,85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$
	Jika $f_{st} c > h$ , tulis $\beta_1 c = h$ yaitu $a > h$
	$P_u = \phi [0,85f'_c (\text{luas yg tertekan}) + \sum f_{st} A_{st}]$ Jika $P_u > P_{u0}$ , stop

Gambar 13.23 (sambungan)

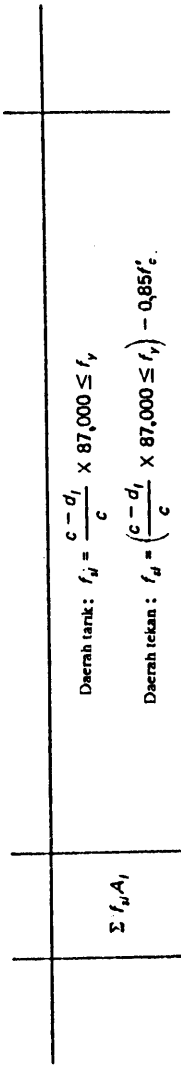
Gambar 13.23 Langkah-langkah program: kolom bundar — analisis untuk c yang diberikan.

281 RCL 00  
 282 \*  
 283 RCL 19  
 284 \*  
 285 RCL 28  
 286 \*  
 287 RCL 17  
 288 +  
 289 RCL 25  
 210 \*  
 211 STO 29  
 212 "H ULT"  
 213 ARCL 29  
 214 PRR  
 215 RCL 29  
 216 RCL 28  
 217 /  
 218 STO 38  
 219 "ecc"  
 220 ARCL 38  
 221 PRR  
 222 GTO 13  
 223 LBL 09  
 224 "PAST PUO H.G."  
 225 PRR  
 226 LBL 13  
 227 STOP  
 228 LBL "BB"  
 229 0  
 230 STO 16  
 231 STO 17  
 232 RCL 07  
 233 LFRN  
 234 /  
 235 01.00001  
 236 +  
 237 STO 26  
 238 LBL 02  
 239 RCL 26  
 240 INT  
 241 RCL 13  
 242 \*  
 243 RCL 13  
 244 -  
 245 COS  
 246 RCL 04  
 247 2  
 248 /  
 249 \*  
 250 CHS



Gambar 13.23 (sambungan)

251 RCL 03  
 252 2  
 253 /  
 254 +  
 255 STO 24  
 256 RCL 21  
 257 RCL 24  
 258 -  
 259 RCL 21  
 260 /  
 261 87000  
 262 \*  
 263 STO 15  
 264 ABS  
 265 RCL 01  
 266 X>Y?  
 267 GTO 03  
 268 RCL 15  
 269 ABS  
 270 1/X  
 271 RCL 15  
 272 \*  
 273 RCL 01  
 274 \*  
 275 STO 15  
 276 LBL 03  
 277 0  
 278 ENTER  
 279 RCL 15  
 280 X>Y?  
 281 GTO 04  
 282 GTO 05  
 283 LBL 04  
 284 0.85  
 285 RCL 00  
 286 \*  
 287 CHS  
 288 RCL 15  
 289 +  
 290 STO 15  
 291 LBL 05  
 292 RCL 15  
 293 RCL 14  
 294 \*  
 295 ST+ 16  
 296 RCL 03  
 297 2  
 298 /  
 299 RCL 24  
 300 -



381 RCL 15  
 382 \*  
 383 RCL 14  
 384 \*  
 385 ST+ 17  
 386 ISG 26  
 387 GTO 02  
 388 RTN  
 389 LBL "CC"  
 310 RCL 03  
 311 2  
 312 /  
 313 RCL 05  
 314 RCL 21  
 315 \*  
 316 -  
 317 RCL 02  
 318 /  
 319 2  
 320 \*  
 321 ACOS  
 322 STO 18  
 323 PI  
 324 \*  
 325 180  
 326 /  
 327 RCL 18  
 328 SIN  
 329 RCL 18  
 330 COS  
 331 \*  
 332 -  
 333 4  
 334 /  
 335 RCL 03  
 336 X+2  
 337 \*  
 338 STO 19  
 339 RCL 18  
 340 SIN  
 341 ENTER  
 342 3  
 343 Y+X  
 344 ENTER  
 345 RCL 03  
 346 ENTER  
 347 3  
 348 Y+X  
 349 \*  
 350 12

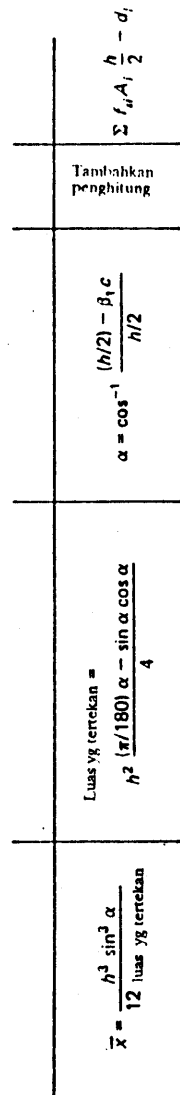


Figure 13.23 (cont.)

351 /  
 352 RCL 19  
 353 /  
 354 STO 28  
 355 RTN  
 356 END



### 13.8.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

**Langkah 1:** Siapkan paling sedikit 31 daftar penyimpanan data.

( XEQ ALPHA SIZE ALPHA 031)

**Langkah 2:** Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah programnya.

**Langkah 3:** Masukkan data desain berikut ini:

Variabel	Satuan	Simpan dalam daftar
$f'_c$	psi	00
$f_y$	psi	01
$h$	in.	03
$D_s$	in.	04
$\beta_1$	—	05
$A_{st}$ total	in. <sup>2</sup>	06
Banyaknya tulangan	—	07
Simpan 0,70 untuk kolom bersengkang, dan 0,75 untuk kolom berspiral	—	08
$d_{max}$ (Gambar 13.21)	in.	09
$c$ coba-coba	in.	10
$P_u$ (gaya eksternal)	lb	11
0,8 untuk kolom bersengkang dan 0,85 untuk okoml berspiral	—	12

**Langkah 4:** Jalankan R/CCOL5

( XEQ ALPHA R/CCOL5 ALPHA )

Program ini menghitung dan mencetak harga  $c_b$  dan  $\phi$  untuk  $P_u$ , yang ditentukan  $\phi P_{nb} = P_{ub}$ ,  $e_{ub}$ ,  $P_{uo}$ ,  $M_u$ , dan  $e$  untuk  $c$  yang telah diberikan.

Bandingkan  $P_u$  dengan gaya eksternal  $P_u$ . Apabila telah sama, lanjutkan dengan langkah berikutnya. Apabila belum sama, masukkan harga  $c$  baru ke dalam daftar 10 dan jalankan R/CCOL6. Ulangi coba-coba ini sampai gaya aksial batas yang diberikan dan yang dihitung oleh program cukup dekat.

**Langkah 5:** Apabila  $P_u$  yang dihitung sudah cukup dekat dengan  $P_u$  yang diberikan, bandingkan harga  $c$  dengan harga  $c$  yang diberikan (yaitu  $M_u/P_u$ ). Apabila  $c$  yang dihitung sama dengan atau sedikit lebih besar daripada  $c$  yang dispesifikasikan, berarti desain tersebut telah cukup memenuhi. Apabila belum, ubah dimensi kolom, atau penulangannya, atau keduanya, dan ulangi analisisnya.

Keluaran lengkapnya adalah sebagai berikut:

Data	Satuan
$c_b$	in.
$\phi$	—
$P_{ub} = \phi P_{nb}$	lb
$e_b$	in.
$P_{uo}$	lb
$P_u$	lb
$M_u$	in.-lb
$e$	in.

### 13.8.3 Contoh-contoh Numerik

#### 13.8.3.1 Contoh 13.24: Analisis Kolom Bundar

Suatu kolom bundar berdiameter 20 in. mempunyai 6 tulangan No. 8 yang berjarak sama. Hitunglah (a) eksentrisitas dan gaya desain untuk kondisi kegagalan *balanced*, (b) gaya  $P_u$  untuk  $e = 16.0$  in., dan (c) gaya  $P_u$  untuk  $e = 5.0$  in. Asumsikan kolom ini tidak langsing (kolom pendek) dan mempunyai tulangan spiral. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

(a) *Coba-coba 1*:  $c = 10$  in.  
 $P_u = 150.000$  lb

(b) *Coba-coba 2*:  $c = 7$  in.

(c)  
*Coba-coba 1*:  
 $c = 11$  in

*Coba-coba 2*:  
 $c = 12$  in.

*Coba-coba 3*:  
 $c = 12,24$  in.

INPUT	OUTPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL5"
60.000.0000 STO 01	c BAL=10.3571
20.0000 STO 03	BAL ECC=7.1801
15.0000 STO 04	PHI=0.7500
0.8500 STO 05	PULT BAL=340.747.5929
4.7400 STO 06	PULT ZERO=851.971.2585
6.0000 STO 07	
0.7500 STO 08	P ULT=318.297.4145
17.5000 STO 09	M ULT=2.435.936.142
10.0000 STO 10	ecc=7.6530
150.000.0000 STO 11	
0.8500 STO 12	

INPUT	OUTPUT
7.0000 STO 10	
	XEQ "R/CCOL6"
	P ULT=131.287.4774
	M ULT=2.092.375.202
	ecc=15.9374

INPUT	INPUT	INPUT
12.0000 STO 10	11.0000 STO 10	12.2400 STO 10
OUTPUT	OUTPUT	OUTPUT
XEQ "R/CCOL6"	XEQ "R/CCOL6"	XEQ "R/CCOL6"
P ULT=450.997.9460	P ULT=385.217.5805	P ULT=466.240.1264
M ULT=2.354.211.039	M ULT=2.417.689.456	M ULT=2.335.277.890
ecc=5.2200	ecc=6.2762	ecc=5.0887

*Coba-coba 3*:  
 $c = 6,97$  in.  
 $P_u = 130.000$  lb

*Coba-coba 4*:  $c = 6,985$  in.

INPUT	OUTPUT
6.9700 STO 10	
130.000.0000 STO 11	
	XEQ "R/CCOL5"
	c BAL=10.3571
	BAL ECC=7.1801
	PHI=0.7500
	PULT BAL=340.747.5929
	PULT ZERO=851.971.2585
	P ULT=129.623.7119
	M ULT=2.085.467.287
	ecc=16.0886

INPUT	OUTPUT
6.9850 STO 10	
	XEQ "R/CCOL6"
	P ULT=130.455.9209
	M ULT=2.088.926.516
	ecc=16.0125

Dapat disimpulkan bahwa  $P_u = \phi P_n = 466.240$  lb untuk  $e = 5$  in.

### 13.8.3.2 Contoh 13.25: Kolom bundar Bertulangan Spiral.

Suatu kolom bundar bertulangan lingkaran mengalami gaya rencana eksternal  $P_u = 110.000$  lb yang bekerja dengan eksentrisitas  $e = 16$  in. terhadap pusat plastis dan geometri penampang. Desainlah penampang melintang kolom tersebut beserta tulangan memanjang dan spiral yang diperlukan dengan menganggap kolomnya tidak langsing, dan angka penulangan totalnya sekitar 2%. Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

#### Solusi

*Perhitungan gaya eksternal rencana*

Diberikan:

$$P_u = 110.000 \text{ lb}$$

$$e = 16 \text{ in.}$$

*Coba kolom bundar berdiameter 20 in. dengan 6 tulangan No. 8 (luas = 4,74 in<sup>2</sup>).*

*Berikan selimut bersih sebesar 1,5 in. dan selimut efektif (ke pusat tulangan) 2,5 in.*

Coba-coba 1:  $c = 7$  in.

Coba-coba 2:  $c = 6,986$  in.

INPUT	OUTPUT	INPUT
4,000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL5"	6.9860 STO 10
60,000.0000 STO 01	c BAL=10.3571	
20,0000 STO 02	BAL ECC=7.1801	OUTPUT
15,0000 STO 04	PHI=0.7687	XEQ "R/CCOL6"
0.8500 STO 05	PULT BAL=340,747.5929	
4.7400 STO 06	PULT ZERO=851,971.2585	
6.0000 STO 07		P ULT=133,764.9698
0.7500 STO 08	P ULT=134,560.4167	M ULT=2,141,238.522
17.5000 STO 09	M ULT=2,144,537.201	ecc=16.0075
7.0000 STO 10	ecc=15.9374	
110,000.0000 STO 11		
0.8500 STO 12		

$$\phi P_n = P_u = 133.765 \text{ lb} > 110.000 \text{ lb} \quad \text{O.K.}$$

Dengan demikian, kolom bundar (berpenampang lingkaran) dengan diameter 20 in. dan tulangan 6 No. 8 yang berjarak sama, dapat digunakan.

### 13.8.3.3 Contoh 13.26: Pembuatan Diagram Interaksi Kekuatan Desain Gaya-Momen untuk Kolom Bundar

Hitunglah koordinat-koordinat  $P_u$  dan  $M_u$  yang dapat digunakan untuk membuat diagram interaksi untuk kolom bundar yang mempunyai besaran:  $f'_c = 6000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $h = 30$  in.,  $D_s = 24,5$  in.,  $A_s = 10,16$  in.<sup>2</sup> (delapan tulangan No. 10), dan menggunakan tulangan spiral.

#### Solusi

Masalah ini dapat dipecahkan dengan cara yang sama dengan contoh 13.23, hanya saja untuk contoh ini digunakan program R/CCOL5, bukan R/CCOL8. Dalam daerah tarik,  $\phi$  akan bervariasi dari 0,75 sampai 0,9 pada saat  $M_{u0}$ .

Pelaksanaan pertama dari program R/CCOL5 (daerah keruntuhan tekan):

Coba  $P_u = 1.500.000$  lb dan  $c = 25$  in.

INPUT	OUTPUT
6,000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL5"
60,000.0000 STO 01	c BAL=16.1276
30,0000 STO 03	BAL ECC=10.5953
24.5000 STO 04	PHI=0.7500

0.7500 STO 05	PULT BAL=1,031,161.328
10.1600 STO 06	PULT ZERO=2,653,760.501
8.0000 STO 07	
0.7500 STO 08	P ULT=1,982,805.104
27.2500 STO 09	M ULT=9,457,339.778
25.0000 STO 10	ecc=4.7697
1,500,000.000 STO 11	
0.8500 STO 12	

$$P_{uo} = 2.653.761 \text{ lb}$$

$$P_{ub} = 1.031.161 \text{ lb}$$

$$M_{ub} = P_{ub} \times 10,595 \text{ in.} = 10.925.151 \text{ in.-lb}$$

$c = 25$  in.  $>$   $c_b = 16,13$  in. Dengan demikian yang menentukan adalah keruntuhan tekan.

$$P_{u1} = 1.982.805 \text{ lb}$$

$$M_{u1} = 9.457.340 \text{ in.-lb}$$

Pelaksanaan kedua dari program R/CCOL5 (daerah keruntuhan tekan):

Coba  $e = 18$  in. Daftar (register) 11 tidak perlu diubah.

INPUT	OUTPUT
18.0000 STO 10	XEQ "R/CCOL6"
	P ULT=1,253,172.959
	M ULT=10,937,266.25
	ecc=8.7277

Pelaksanaan ketiga dari program R/CCOL5 (daerah keruntuhan tarik):

Coba  $P_u = 500.000$  lb dan  $c = 12$  in.

INPUT	OUTPUT
12.0000 STO 10	XEQ "R/CCOL5"
500,000.0000 STO 11	c BAL=16.1276
	BAL ECC=10.5953
	PHI=0.7500
	PULT BAL=1,031,161.328
	PULT ZERO=2,653,760.501
	P ULT=590,087.6666
	M ULT=9,549,675.450
	ecc=16.1835

$500.000 < P_{u1} = 590.000$  dan  $\phi = 0,75$

Dengan demikian, apabila daftar 11 diganti dengan  $P_{u1}$  keluaran, harga  $P_{u1}$  dan  $M_{u1}$  tidak akan berubah. Dengan demikian,

$$P_{u3} = 590.000 \text{ lb}$$

$$M_{u3} = 9.549.675 \text{ in.-lb}$$

Pelaksanaan keempat dari program R/CCOL5 (daerah ketuntahan tekan):

Coba  $P_{u1} = 200.000$  lb dan  $c = 8$  in.

### INPUT

8.0000 STO 10  
200.000.0000 STO 11

### OUTPUT

XEQ "R/CCOL5"  
c BAL=16.1276  
BAL ECC=10.5953  
PHI=0.8293  
PULT BAL=1,031,161.328  
PULT ZERO=2,653,760.501  
  
P ULT=191,775.3065  
M ULT=7,648,396.535  
ecc=39.8821

$\phi > 0,75$

Dengan demikian ubah harga  $P_{u1}$ . Coba  $P_{u1} = 192.000$  lb.

Ternyata kurang teliti; ubah lagi dengan  $P_{u1} = 192.400$  lb.

### INPUT

192.000.0000 STO 11

### OUTPUT

XEQ "R/CCOL5"  
c BAL=16.1276  
BAL ECC=10.5953  
PHI=0.8321  
PULT BAL=1,031,161.328  
PULT ZERO=2,653,760.501  
  
P ULT=192,429.6371  
M ULT=7,674,492.595  
ecc=39.8821

### INPUT

192.400.0000 STO 11

### OUTPUT

XEQ "R/CCOL5"  
c BAL=16.1276  
BAL ECC=10.5953  
PHI=0.8320  
PULT BAL=1,031,161.328  
PULT ZERO=2,653,760.501  
  
P ULT=192,396.9205  
M ULT=7,673,187.792  
ecc=39.8821

Harga  $P_{u1}$  keluaran (192.396 lb) sudah cukup dekat dengan  $P_{u1}$  masukan (192.400 lb). Jadi

$$P_{u4} = 192.397 \text{ lb}$$

$$M_{u4} = 7.673.188 \text{ in.lb}$$

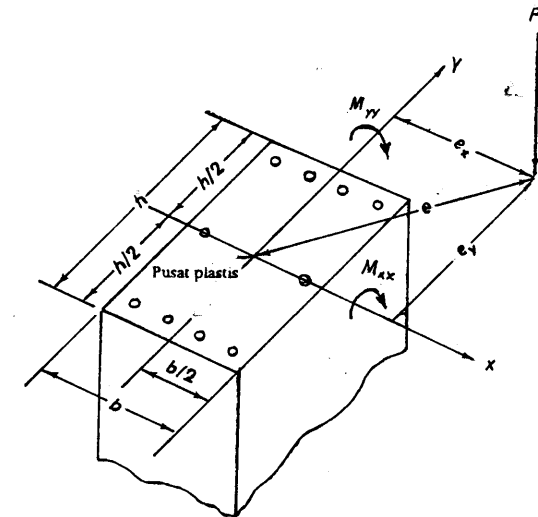
$$\phi = 0,83$$

## 13.9 KOLOM SEGIEMPAT YANG MENGALAMI LENTUR BIAKSIAL

Program komputer ini menggunakan metode-metode yang telah diusulkan oleh Parme dkk. (untuk jelasnya lihat Bab 9.16.2) untuk menentukan pendekatan momen uniaksial ekuivalen dari momen biaksial pada kolom. Program ini hanya dapat digunakan untuk kolom segiempat atau bujursangkar karena kolom bundar mempunyai geometri dan kapasitas yang sama terhadap setiap sumbu yang melalui sumbu beratnya. Momen uniaksial ekuivalen untuk kolom segiempat dan eksentrisitas ekuivalennya dapat digunakan untuk menentukan ukuran penampang kolom yang dapat memikul gaya dengan eksentrisitas yang lebih besar, dengan menggunakan program-program yang telah disajikan sebelum ini, untuk beban uniaksial.

### 13.9.1 Persamaan-persamaan Desain, Diagram Alir, dan Langkah-langkah Program

(Perhatikan Gambar 13.24, 13.25, 13.26, dan 13.27)



Gambar 13.24 Penampang melintang kolom yang mengalami lentur biaksial (dua sumbu).

Persamaan-persamaan yang digunakan adalah:

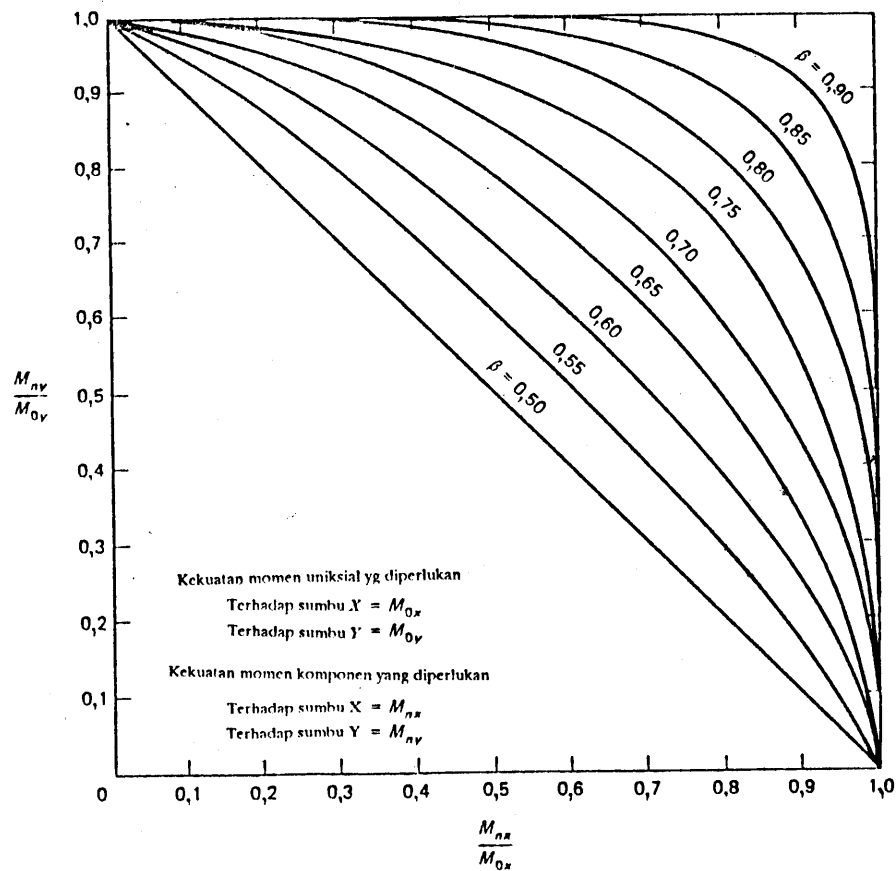
$$M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \frac{1 - \beta}{\beta} = M_{0x} \quad \text{jika } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \leq \frac{b}{h}$$

$$M_{ny} + M_{nx} \frac{b}{h} \frac{1 - \beta}{\beta} = M_{0y} \quad \text{jika } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \geq \frac{b}{h}$$

di mana

$$M_{nx} = \frac{M_{UX}}{\phi} = \text{momen tahanan terhadap sumbu } x$$

$$M_{ny} = \frac{M_{UY}}{\phi} = \text{momen tahanan terhadap sumbu } y$$



Gambar 13.25 Diagram faktor kontur  $\beta$  untuk kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

atau  $M_{ny} + M_{nx} \frac{b}{h} \frac{1 - \beta}{\beta} = M_{0y}$  jika  $M_{ny}/M_{nx} \geq b/h$

$M_{0x}$  dan  $M_{0y}$  adalah momen akibat  $P_u$  dan  $M_{ux}$  atau  $M_{uy} = 0$

Diagram faktor kontur ini akan memberi nilai faktor perbandingan  $M_{ux}/M_{0x}$  akan sama dengan angka perbandingan  $M_{uy}/M_{0y}$ .

Diagram faktor kontur ini dapat diperoleh dari diagram pada Gambar 13.25 yang serupa dengan Gambar 9.35.

Diagram alir dan langkah-langkah programnya diperlihatkan pada Gambar 13.26 dan 13.27.

### 13.9.2 Instruksi-instruksi untuk Menjalankan Program

Langkah 1 Siapkan paling sedikit 22 daftar penyimpanan data.

```
( [XEQ] [ALPHA] SIZE [ALPHA] 022 )
```

Langkah 2 Muatlah program dari kartu magnetik atau masukkan langkah-langkah programnya.

Langkah 3 Masukkan data desain berikut ini:

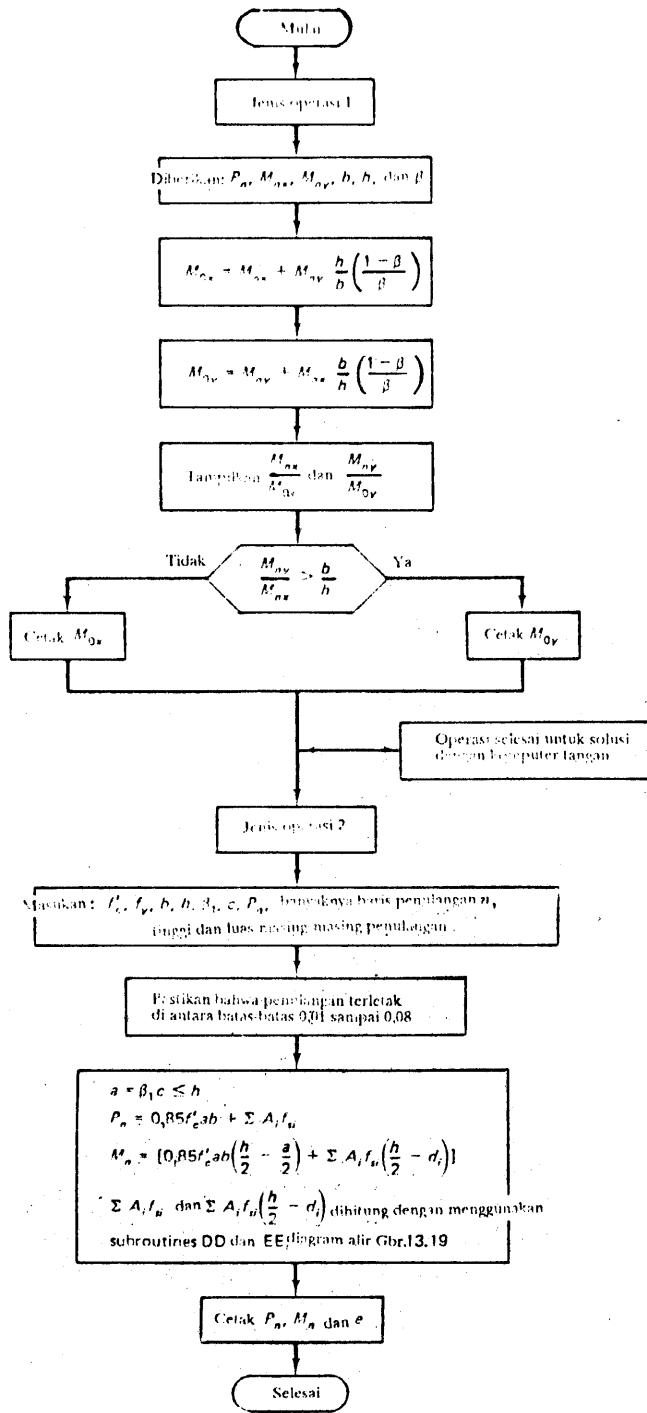
Variabel	Satuan	Simpan dalam daftar
$M_{nx}$	in.-lb	00
$M_{ny}$	in.-lb	01
$h$	in.	02
$b$	in.	03
Harga $\beta$ coba-coba		04

Langkah 4 Jalankan R/CCOL7

```
( [XEQ] [ALPHA] R/CCOL7 [ALPHA] )
```

Apabila  $M_{ny}/M_{nx} \leq b/h$ , program ini akan menghitung harga momen uniaxial ekuivalen  $M_{0x}$  yang akan digunakan untuk merancang kolom tersebut. Apabila  $M_{ny}/M_{nx} \geq b/h$ , maka program ini akan menghitung dan mencetak  $M_{0y}$ .

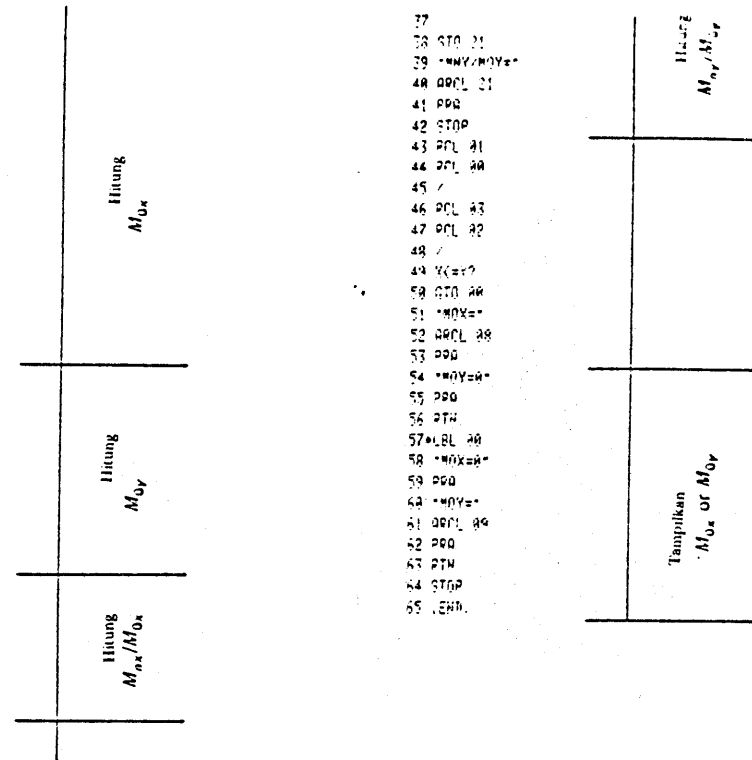
Langkah-langkah desain berikut ini dapat digunakan untuk desain (analisis) kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.



Gambar 13.26 Diagram alir untuk kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

```

01 *R/CCOL7*
02 PCL 02
03 PCL 03
04 /
05 RCL 01
06 *
07 /
08 ENTER*
09 PCL 04
10 -
11 RCL 04
12 /
13 STO 03
14 *
15 PCL 00
16 +
17 STO 05
18 RCL 09
19 PCL 03
20 *
21 PCL 02
22 /
23 PCL 00
24 *
25 RCL 01
26 +
27 STO 09
28 RCL 00
29 RCL 08
30 /
31 STO 09
32 *MNY/MOY=*
33 PCL 09
34 PPD
35 PCL 01
36 RCL 09
  
```



Gambar 13.27 Langkah-langkah program HP41: kolom yang mengalami lentur biaksial.

- Langkah 1: Pilihlah penampang coba-coba. Asumsikan harga  $\beta$ .
- Langkah 2: Gunakan program R/CCOL7 untuk memperoleh momen uniaxial ekuivalen.
- Langkah 3: Gunakan program R/CCOL8 untuk mengecek apakah penampang yang diasumsikan tersebut dapat dengan aman memikul momen uniaxial ekuivalen yang dihitung dari langkah 2. Apabila tidak memenuhi, ubahlah ukuran penampang, atau penulangannya, atau keduanya, dan lakukan kembali langkah 2 dan 3 sampai diperoleh kapasitas penampang yang cukup dekat dengan momen eksternal (uniaxial ekuivalen) tersebut.
- Langkah 4: Untuk penampang dan gaya aksial  $P_u$  yang telah diasumsikan tersebut, hitunglah  $M_{nx}$  dan  $M_{ny}$  dengan menggunakan program R/CCOL8, dan dapatkan angka perbandingan  $M_{nx}/M_{ox}$  dan  $M_{ny}/M_{oy}$ .
- Langkah 5: Dengan menggunakan angka perbandingan  $M_{nx}/M_{ox}$  dan  $M_{ny}/M_{oy}$ , dapatkan  $\beta$  dari Gambar 13.25. Apabila harga  $\beta$  ini sudah cukup dekat dengan  $\beta$  yang diasumsikan, berarti desain tersebut telah memenuhi. Apabila tidak, masukkan harga  $\beta$  yang lain, dan ulangi langkah 2 sampai 5.

### 13.9.2 Contoh-contoh Numerik

#### 13.9.3.1 Contoh 13.27. Desain Kolom yang Dibebani Lentur Aksial

Suatu kolom mengalami gaya aksial tekan rencana  $P_u = 210.000$  lb. dan momen lentur rencana  $M_{ux} = 1.680.000$  in.-lb. terhadap sumbu x, dan momen lentur rencana  $M_{uy} = 980.000$  in.-lb. terhadap sumbu y. Diberikan:

$$f'_c = 4.000 \text{ psi, beton berbobot normal}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

Desainlah penampang kolom bersengkang untuk pemikul momen lentur aksial rencana yang berasal dari gaya tekan aksial dan rencana tersebut.

#### Solusi

Perhitungan momen lentur uniaxial ekuivalen dengan menganggap tulangan terbagi rata pada empat sisi.

Asumsikan bahwa  $\beta = 0,70$  untuk kolom bersengkang.

$$P_n \text{ nominal yang diperlukan} = \frac{210.000}{0,70} = 300.000 \text{ lb}$$

$$M_{nx} \text{ yang diperlukan} = \frac{1.680.000}{0,70} = 2.400.000 \text{ in.-lb}$$

$$M_{ny} \text{ yang diperlukan} = \frac{980.000}{0,70} = 1.400.000 \text{ in.-lb}$$

Karena dimensi kolom akan sebanding dengan momen yang harus dipikulnya, asumsikan bahwa  $h/b = 1,71$  atau  $b = 12$  in. dan  $h = 20$  in. (jadi  $h^2/b^2 = 1,67$ ). Asumsikan faktor kontur interaksi  $\phi = 0,61$ .

$$e_y = \frac{1.680.000}{210.000} = 8,0 \text{ in.}$$

$$e_x = \frac{980.000}{210.000} = 4,67 \text{ in.}$$

Coba coba 1.  $\phi = 0,61$

$$M_{0xn} \text{ yang diperlukan} = 3.891.803$$

$$M_{0yn} \text{ yang diperlukan} = 1.400.000/0,6033 = 2.320.570$$

$$e_{0y} = \frac{2.724.462}{210.000} = 12,97 \text{ in.}$$

$$e_{0x} = 2.320.570 \times \frac{0,70}{210.000} = 7,73 \text{ in.}$$

### INPUT

```
2,400,000,000 STO 00
1,400,000,000 STO 01
20,0000 STO 02
12,0000 STO 03
0,6100 STO 04
```

### OUTPUT

```
XEQ "R/CCOL7"
MNX/MOX=0,6167
MNY/MOY=0,6033
RUH
MOX=3,891,803,279
MOY=0
```

Coba angka penulangan  $\rho = \rho' = 0,012$  dan  $d' = 2,5$  in.,  $d = 20,0 - 2,5 = 17,5$  in.

$$A_s = A'_s = 0,12 \times 12(20,0 - 2,5) = 2,52 \text{ in}^2.$$

Coba  $A_s = A'_s = 2,37 \text{ in}^2$  pada masing-masing sisi.

$$\rho_s = \frac{12 \times 0,79}{12 \times 20}$$

Perhitungan  $M_{0xn}$  aktual  
( $c = 9$  in.)

### INPUT

```
4,000,0000 STO 00
60,000,0000 STO 01
12,0000 STO 02
20,0000 STO 03
0,8500 STO 04
2,3700 STO 05
2,3700 STO 06
0,0000 STO 07
0,0000 STO 08
2,5000 STO 09
17,5000 STO 10
210,000,0000 STO 11
9,0000 STO 12
```

### OUTPUT

```
XEQ "R/CCOL8"
c BAL=10,3571
0,7*PBAL=245,789,4002
0,7*MBAL=2,858,354,517
e BAL=11,6293
0,7*PZERO=758,99,8000
,7*.8PZERO=607,199,0400
PHI=0,7000
P ULT=212,843,4000
M ULT=2,799,934,200
ecc=13,1549
```

Perhitungan  $M_{0yn}$  aktual  
( $c = 8$  in.)

**INPUT**

```
4.000.0000 STO 00
60.000.0000 STO 01
20.0000 STO 02
12.0000 STO 03
0.8500 STO 04
2.3700 STO 05
2.3700 STO 06
0.0000 STO 07
0.0000 STO 08
2.5000 STO 09
9.5000 STO 10
210.000.0000 STO 11
8.0000 STO 12
```

Coba-coba 1:  $c = 9,18$  in.

**INPUT**

```
9.1800 STO 12
```

**OUTPUT**

```
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=217.213.0800
M ULT=2.809.868.667
ecc=12.9360
```

Coba-coba 3:  $c = 9,16$  in.

**INPUT**

```
9.1600 STO 12
```

**OUTPUT**

```
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=216.727.5600
M ULT=2.808.797.853
ecc=12.9600
```

**OUTPUT**

```
XEQ "R/CCOL8"
c BAL=5.6224
0.7*PBAL=202.459.5804
0.7*MBAL=1.430.516.260
e BAL=7.0657
0.7*PZERO=750.998.8000
.7*.8PZERO=607.199.0400
PHI=0.7000
P ULT=390.205.9000
M ULT=1.263.845.713
ecc=3.2389
```

Coba-coba 3:  $c = 5,18$  in.

**INPUT**

```
5.1800 STO 12
```

**OUTPUT**

```
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=179.076.4162
M ULT=1.386.107.923
ecc=7.7403
```

$$M_{0yn} \text{ aktual} = \frac{1.386.108}{0,7} = 1.980.153$$

$$M_{0xn} \text{ aktual} = \frac{2.808.798}{0,7} = 4.012.569$$

>  $M_{0xn}$  yang diperlukan = 3.891.803 in.-lb

$$\frac{M_{nx}}{M_{0xn}} = \frac{2.100.000}{4.012.569} = 0,598$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{0yn}} = \frac{1.400.000}{1.980.153} = 0,707$$

Dari Gambar 13.25 diperoleh  $\beta = 0,65$ . Telah diasumsikan bahwa  $\beta = 0,61$ . Dengan demikian lakukan coba-coba lagi, misalnya dengan  $\beta = 0,64$ .

**INPUT**

```
2.400.000.000 STO 00
1.400.000.000 STO 01
20.0000 STO 02
12.0000 STO 03
0.6400 STO 04
```

**OUTPUT**

```
XEQ "R/CCOL7"
MNX/MOX=0.6465
MNY/MOY=0.6335
RUN
MOX=3.712.500.000
MOY=0
```

Dari keluaran sebelumnya telah diperoleh:

$$M_{0xn} = 4.012.569 > 3.712.500 \text{ O.K.}$$

$$e_{0y} \text{ yang diperlukan} = \frac{3.712.500}{300.000} = 12,38 \text{ in.}$$

$$e_{0x} \text{ yang diperlukan} = \frac{2.209.945}{300.000} = 7,37 \text{ in.}$$



INPUT	OUTPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL8"
60.000.0000 STO 01	c BAL=10.3571
12.0000 STO 02	0.7*PBAL=245.789.4002
20.0000 STO 03	0.7*MBAL=2.858.354.517
0.8500 STO 04	e BAL=11.6293
2.3700 STO 05	0.7*PZERO=758.998.8000
2.3700 STO 06	.7*.8PZERO=607.199.0400
0.0000 STO 07	PHI=0.7000
0.0000 STO 08	P ULT=224.981.4000
2.5000 STO 09	M ULT=2.825.879.175
17.5000 STO 10	ecc=12.5605
210.000.0000 STO 11	
9.5000 STO 12	

Coba-coba 1: c = 9,5 in.

INPUT	OUTPUT
4.000.0000 STO 00	XEQ "R/CCOL8"
60.000.0000 STO 01	c BAL=5.6224
20.0000 STO 02	0.7*PBAL=202.459.5004
12.0000 STO 03	0.7*MBAL=1.430.516.260
0.8500 STO 04	e BAL=7.0657
2.3700 STO 05	0.7*PZERO=758.998.8000
2.3700 STO 06	.7*.8PZERO=607.199.0400
0.0000 STO 07	PHI=0.7000
0.0000 STO 08	P ULT=185.508.7962
2.5000 STO 09	M ULT=1.399.134.192
9.5000 STO 10	ecc=7.5421
210.000.0000 STO 11	
5.3000 STO 12	

Coba-coba 1: c = 5,3 in.

Coba-coba 2 : C = 9,7 in

INPUT
9.7000 STO 12

OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=229.836.6000
M ULT=2.834.812.743
ecc=12.3340

Coba-coba 2 : C = 5,5 in

INPUT
5.5000 STO 12

OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=196.076.4909
M ULT=1.419.208.844
ecc=7.2380

Coba-coba 3 : C = 9.67 in

Coba-coba 3 : C = 5.4 in

INPUT
9.6700 STO 12

OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=229.108.3200
M ULT=2.833.525.326
ecc=12.3676

INPUT
5.4000 STO 12

OUTPUT
XEQ "R/CCOL9"
P ULT=190.815.5667
M ULT=1.409.423.703
ecc=7.3863

$$M_{nOx} \text{ aktual} = \frac{2.833.525}{0,7}$$

$$= 4.047.893$$

$$M_{nOy} \text{ aktual} = \frac{1.409.424}{0,7}$$

$$= 2.013.463$$

$$\frac{M_{nx}}{M_{oxn}} = \frac{2.400.000}{4.047.893} = 0,593$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{Oy}} = \frac{1.400.000}{2.013.463} = 0,695$$

Dari Gambar 13.25 diperoleh B = 0,64 yang sama dengan B yang telah diasumsikan. Dengan demikian desain ini dapat diterima. Detail penulangannya dapat dilihat pada Gambar 9.38.

### 13.10 PENGGUNAAN KOMPUTER PERSONAL

Bab ini membahas penggunaan komputer personal (*desktop and transportable personal computers*). Tujuan utamanya adalah untuk memperlihatkan bahwa persamaan-persamaan dan diagram alir yang telah disajikan sebelumnya di dalam buku ini mengenai analisis dan desain dapat digunakan untuk membuat program dalam bahasa komputer yang dapat dijalankan pada komputer personal seperti misalnya bahasa BASIC. Komputer personal mempunyai kapasitas penganal memory yang relatif jauh lebih besar dibandingkan dengan komputer tangan (kalkulator berprogram komputer), juga mempunyai kompatibilitas dengan komputer *mainframe*. Program-program maupun masukan data dapat disimpan di dalam disket berukuran 5,25 in., tidak seperti pada komputer tangan yang menyimpannya di dalam kartu magnetik, kaset, ataupun modul lainnya.

Pada buku ini komputer personal Apple IIe dipilih hanya sebagai salah satu jenis dari berbagai merek komputer personal. Langkah-langkah program yang dicantumkan di sini dapat juga dijalankan pada komputer personal lainnya, seperti IBM PC maupun HP 150, hanya dengan sedikit modifikasi.

Langkah-langkah program yang diberikan di sini adalah untuk topik-topik analisis dan desain balok yang mengalami lentur, tarik diagonal, dan torsi, juga desain kolom. Perbedaan mendasar antara bahasa BASIC yang digunakan oleh komputer personal dengan bahasa yang digunakan dalam HP41C/ atau HP41CV/41CX akan dibahas terlebih dahulu, kemudian diuraikan langkah-langkah program yang diperlukan dalam analisis dan desain penampang..

### 13.10.1 Pemrograman dengan Bahasa BASIC

Perbedaan utama antara prosedur pemrograman yang dipakai untuk HP41C/atau HP41CV/41CX dengan pemrograman bahasa BASIC yang akan disajikan pada bab ini adalah: (1) dalam bahasa BASIC, lebih dari satu operasi dapat dilakukan dengan satu pernyataan dalam baris program, dan (2) setiap parameter seperti  $f'_c$ , kekuatan tekan beton, disimpan pada satu variabel, misalnya variabel F. Variabel F ini akan digunakan selama proses pemasukan setiap saat  $f'_c$  diperlukan, jadi tidak dengan memanggil langsung dari pengingat seperti pada HP41C. Perbedaan-perbedaan ini akan lebih jelas dengan memperhatikan contoh yang telah diberikan sebelum ini, yaitu perhitungan momen lentur pada balok bertumpuan sederhana.

Seperti telah dibahas pada Bab 13.1.2.3, variabel  $l$ ,  $x$ , dan  $w$  disimpan dalam daftar pengingat 00, 01, dan 02. Variabel-variabel ini dapat dipanggil untuk menghitung persamaan momen  $W(lx - x^2)/2$ .

Dalam bahasa BASIC, variabel  $l$ ,  $x$ , dan  $w$  dapat diberi simbol, misalnya L, X, dan W sebagai simbol variabelnya. Langkah-langkah program dapat dilakukan dengan cara sedemikian rupa sehingga komputer dapat menanyakan harga ketiga variabel ini selama proses pemasukan. Persamaan-persamaan matematis dapat dihitung dalam satu langkah saja, seperti terlihat di bawah ini.

Langkah-langkah program berikut ini dapat dibandingkan dengan langkah-langkah program yang disajikan dalam Bab 13.1.2.3 untuk HP41C atau HP41CV/HP41CX.

1. PRINT "L = ?": INPUT L: PRINT "x = ?": INPUT x; PRINT "W=?": INPUT W
2. M = W\*(L\*x - x\*x)/2
3. PRINT "MOMENT" = ", M
4. END

Baris nomor 1 meliputi pemasukan data. Baris nomor 2 melakukan semua perhitungan, dan baris nomor 3 mencetak harga momen yang dicari.

Keseluruhan baris program harus dimasukkan ke dalam komputer (sama halnya dengan pada HP41CV atau 41CX). Selanjutnya program dapat dijalankan cukup dengan perintah RUN. Komputer akan menampilkan pertanyaan L = ?. Jawablah dengan menuliskan besarnya variabel L yang dikehendaki. Selanjutnya variabel X dan W dapat dimasukkan ke dalam pengingat komputer dengan cara yang sama. Dengan mengguna-

kan masukan tersebut, komputer akan melanjutkan dengan perhitungan momen dan mencetak harganya.

Dengan demikian perbedaan yang jelas antara kedua jenis komputer (komputer tangan *versus* komputer personal) adalah penulisan langkah-langkah programnya. Sedangkan diagram alir (urutan langkah dan logikanya) pada dasarnya tetap sama. Dengan demikian, persamaan-persamaan dan diagram alir yang telah dibahas sebelum ini dapat digunakan untuk menuliskan program untuk berbagai komputer, dengan berbagai bahasa, termasuk juga bahasa BASIC.

### 13.11 PROGRAM-PROGRAM UNTUK KOMPUTER PRIBADI APPLE IIe: BALOK SEGIEMPAT YANG MENGALAMI LENTUR, GESER, DAN TORSI

Program komputer yang telah dimodifikasi dalam bahasa BASIC, EGNAWY1, disajikan untuk analisis (desain) balok. Program ini terdiri atas tiga bagian utama atau operasi. Yang *pertama* meliputi lentur untuk penampang balok bertulang tunggal, yang ditumpu sederhana dan bertulangan tunggal maupun rangkap. Bagian *kedua* meliputi tarik diagonal, dan bagian *ketiga* mengenai gabungan tarik diagonal dan torsi pada balok biasa, termasuk juga desain penulangan *web* (badan) balok tersebut. Pada dasarnya program ini dapat juga dipandang sebagai tiga bagian program terpisah, dalam bahasa BASIC, yang dapat digunakan untuk merancang balok segiempat. Akan tetapi, untuk efisiensi penulisan langkah-langkah masukan dan keluaran program, di sini dibuat program yang terpadu.

Gambar 13.28 menyajikan langkah-langkah program untuk analisis balok yang mengalami lentur, tarik diagonal, dan torsi. Persamaan-persamaan yang diperlukan dan diagram alirnya telah dibahas pada Bab 13.2.1 dan 13.4.1.

Agar program ini dapat digunakan, para pemakai harus memasukkan semua langkah program ke dalam komputer. Disket dapat digunakan sebagai tempat menyimpan program maupun memanggil kembali.

Apabila program telah dimasukkan, untuk menjalankannya cukup dengan memberikan perintah RUN.

Program akan memberikan respons "ENTER YOUR SELECTION". (masukkan pilihan Anda). Apabila masukannya adalah operasi "1", maka program akan menjalankan operasi tarik diagonal; dan masukan "3" akan mengerjakan operasi gabungan tarik diagonal dan torsi.

Setelah operasi dipilih, yang harus dilakukan selanjutnya adalah memasukkan nilai variabel yang diminta oleh program.

Simbol-simbol berikut ini adalah variabel-variabel yang digunakan dalam program EGNAWY1 ini.

FC<sup>1</sup> = kekuatan tekan beton, psi

FY = kekuatan leleh baja, psi

B atau b = lebar balok, in.

D atau d = tinggi balok, in.

AS atau as = luas tulangan tekan, in<sup>2</sup>.

MU atau Mu = momen, desain, in - lb

A = tinggi balok tegangan ekuivalen, in.

Vu = gaya geser desain, lb

At, Av = luas dua lengan sengkang, in.<sup>2</sup>

x1, y1 = dimensi terpendek dan terpanjang dari sengkang, in.

Tu = momen torsi, in - lb

Sum (x<sup>2</sup>y) = Σ x<sup>2</sup>y, in.<sup>3</sup>

Dalam analisis lentur, operasi program 1 akan menghitung momen desain Mu apabila penulangan yang diberikan memenuhi persyaratan angka penulangan maksimum dan minimum yang diizinkan. Apabila tidak memenuhi, program akan memberikan pesan kesalahan "Section is over-reinforced" (penampang mempunyai tulangan yang berlebihan), atau "Area of steel is less than minimum, (luas tulangan baja kurang dari persyaratan minimum).

Untuk tarik diagonal balok, operasi program 2 akan menghitung dan mencetak jarak sengkang. Apabila memang terjadi, program ini juga dapat memberikan salah satu dari pesan kesalahan berikut: "The cross section is too small, change the dimensions" (penampang melintang terlalu kecil, ubah dimensinya), atau "Shear reinforcement is not required" (penulangan geser tidak diperlukan).

Apabila penampang balok bukan segiempat, seperti misalnya balok T atau balok L yang sumbu netralnya terletak di luar flens, operasi analisis lentur "1" dari program EGNAWY1 dapat digunakan untuk analisis (maupun desain). Modifikasi yang harus dilakukan hanya sedikit, yaitu mengubah harga-harga masukan  $b$ ,  $A_s$ , dan  $d'$  menjadi  $b = \text{lebar web} = b_w$ ,  $A_s' = A_{sf}$  seperti telah dijelaskan pada diagram alir dalam Gambar 13.5, dan  $d' = h_f/2$ . Pengecekan harus dilakukan apakah memenuhi persyaratan angka penulangan  $\rho \leq 0,75 \rho_b$  untuk penampang berflens.

Apabila sumbu netral terletak pada flens, balok tersebut dapat dianggap sebagai balok segiempat bertulangan tunggal dengan memasukkan harga masukan  $b = \text{lebar flens yang tertekan}$  dan  $A_s' = 0$ .

```
1  REM EGNAWY1- BEAMS IN FLEXURE
   ,DIAGONAL TENSION AND TORSIO
d   N
10  HOME : CLEAR
20  REM PROGRAM ENGINEERING CON
   J CRETE DESIGN
25  S1$ = "-----"
50  T2$ = "*****"
   *****"
70  HOME : PRINT T2$: VTAB 10: PRINT
   " 1-RECTANGULAR BEAMS UNDER
   FLEXURE": PRINT " 2-BEAMS UN
   DER SHEAR AND DIAGONAL TENSIO
   N"
80  PRINT " 3- BEAMS UNDER SHEAR
   AND TORSION"
150  VTAB 20: HTAB 8: INPUT "ENTE
   R YOUR SELECTION > ": AN$
152  AN = VAL (AN$)
153  IF AN < 1 OR AN > 3 THEN VTAB
   20: HTAB 8: PRINT "
   "
155  IF AN < 1 OR AN > 3 THEN GOTO
   150
200  IF AN = 1 THEN GOSUB 1000
210  IF AN = 2 THEN GOTO 2000
220  IF AN = 3 THEN GOTO 3000
1000 REM TRIAL PROG. **BEAM**
1005 REM **ANALYSIS OF DOUBLY R
   EINFORCED CONCRETE BEAM USIN
   G 318-83
1205 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
   "***INPUT DATA:**": PRINT "--
   -----": VTAB 8
1210 INPUT "Fc' = ": F: VTAB 8: HTAB
   15: INPUT " Fy = ": S
1211 PRINT
1212 INPUT "B = ": B: VTAB 10: HTAB
   15: INPUT " D = ": D: VTAB 10
   : HTAB 30: INPUT " D' = ": D1
1214 PRINT : INPUT "AS = ": A1: VTAB
   12: HTAB 15: INPUT " AS' = ":
   A2
1220 PRINT : PRINT "** VERIFICAT
   ION OF INPUT DATA **": PRINT
1225 PRINT "Fc' = ": F: VTAB 16: HTAB
   15: PRINT " Fy = ": S
1228 PRINT : PRINT "B = ": B: VTAB
   18: HTAB 15: PRINT " D = ": D
   : VTAB 18: HTAB 30: PRINT "
   D' = ": D1
1230 PRINT : PRINT "AS = ": A1: VTAB
   20: HTAB 15: PRINT " AS' = ":
   A2
1233 PRINT
1234 INPUT "ARE THE DATA CORRECT
   ? Y/N ": Z$
1235 IF Z$ = "N" THEN GOTO 10
1238 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
   : PRINT : PRINT : INVERSE : FLASH
   : HTAB 8: PRINT "PLEASE WAIT
   FOR CALCULATIONS": NORMAL
```

Pemilihan jenis analisis:  
1. Analisis lentur  
2. Geser dan tarik diagonal  
3. Geser dan torsi

Analisis Lentur  
Masukkan harga desain:  
 $f_c'$ ,  $f_y$ ,  $b$ ,  $d$ ,  $d'$ ,  $A_s$ , dan  $A_s'$

Memastikan kebenaran  
data masukan

Apabila data masukan  
sudah benar, tekan Y.  
Apabila belum benar,  
tekan N dan masukkan  
data yang benar.

Gambar 13.28 Langkah program, analisis balok segiempat

```

1240 IF F < 4000. THEN 1270
1250 IF F > 8000. THEN 1280
1260 BE = .85 - (.05 * (F - 4000.
) / 1000): GOTO 1270
1270 BETA = .85: GOTO 1290
1280 BETA = .65: GOTO 1290
1290 REM CONTINUE
1300 FM = 200 / S
1310 R1 = A1 / (B * D)
1325 F1 = S
1330 A = ((A1 * S) - (A2 * F1)) /
(.85 * F * B)
1332 E1 = .003 * (A - (BE * D1)) /
A
1334 IF E1 > = S / 29000000 THEN
F1 = S: GOTO 1350
1336 F1 = 29000000 * E1
1340 IF F1 < 0 THEN F1 = 0.: GOTO
1350
1344 A = (A1 * S - A2 * F1) / (.8
S * F * B)
1350 E2 = .003 * ((BE * D) - A) /
A
1355 M1$ = " "
1365 PB = .75 * ((.85 * F * BE /
S) * (.003 * 29000000 / ((.0
03 * 29000000) + S)) + (A2 *
F1 / (S * B * D))
1366 IF E2 < = (S / 29000000) THEN
M1$ = "SECTION IS OVER REINF
ORCED": GOTO 1450
1370 R1 = A1 / (B * D): FM = 200 /
S
1375 IF R1 > = PB THEN M1$ = "S
ECTION IS OVER REINFORCED": GOTO
1450
1380 IF R1 < = PM THEN M1$ = "A
REA OF STEEL IS LESS THAN MI
NIMUM": GOTO 1450
1395 HOME: PRINT T2$: PRINT: PRINT
"*** FINAL RESULTS ***": PRINT
1430 B = .7 * (.85 * F * A * B *
(D - A / 2) + A2 * F1 * (D -
D1))
1440 PRINT "MU (LB-IN) = "; M
1450 PRINT "BETA1 = "; BET
A
1460 PRINT "A = "; A
1470 PRINT ".75*ROW.BAL = "; FB:
PRINT "ROW = "; R1:
PRINT "ROW MINIMUM = "; FM:
PRINT
1480 PRINT "*** MESSAGES ***"
1490 PRINT M1$: PRINT
1500 INPUT "ANOTHER SECTION ? Y/
N "; AN$
1510 IF AN$ = "Y" THEN GOTO 100
0
1900 RETURN

```

Jika  $f'_c \leq 4000$  psi,  $\beta_1 = 0,85$ .

Jika  $f'_c \leq 8000$  psi,  $\beta_1 = 0,65$ .

Jika  $4000$  psi  $< f'_c < 8000$  psi.

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'_c - 4000}{1000}$$

$$\rho_{min} = \frac{200}{f_y}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$a = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{0,85 b f'_c}$$

$$f'_s = 29 \times 10^6 \left( 0,003 \frac{a - \beta_1 d'}{a} \right) \leq f_y$$

$$\rho_{max} = 0,75 \frac{87,000}{87,000 + f_y} \beta_1 \frac{0,85 f'_c}{f_y}$$

$$+ \frac{A'_s f'_s}{b d f_y}$$

Jika  $\rho > \rho_{max}$ , cetak "section is over-reinforced".

Jika  $\rho < \rho_{min}$ , cetak "area of steel is less than minimum".

$$M_u = 0,9 \left[ 0,85 f'_c b a \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \right]$$

Cetak:  $M_u$ ,  $0,75 \rho_b$ ,  $\rho$ ,  $\rho_{min}$ .  
Penampang yang lain?

Tekan Y untuk menganalisis penampang

Gambar 13.28 (sambungan)

```

2000 REM SHEAR AND DIAGONAL TE
NSION
2100 HOME: PRINT T1$: PRINT T2$
: PRINT "***** SHEAR AND DIA
GONAL TENSION *****"
2300 PRINT: PRINT
2305 CLEAR
2310 INPUT "Fc" = ";FC
2315 INPUT "FY" = ";FY
2317 INPUT "b" = ";B
2319 INPUT "d" = ";D
2322 INPUT "Vu" = ";VU
2325 INPUT "Mu" = ";M
2328 INPUT "As" = ";A
2350 INPUT "At" = ";AO
2400 INPUT "ARE DATA CORRECT Y/N
? "; AX$: IF A
X$ = "N" THEN VTAB 6: GOTO
2310
2430 V1 = VU / 0.85: Q = M
2440 IF Q = 0 THEN 2530
2450 T1 = VU * D / M
2460 IF T1 < = 1 THEN 2480
2470 T1 = 1
2480 C1 = 1.9 * SQR (FC) * B * D
+ 2500 * A * T1
2490 C2 = 3.5 * SQR (FC) * B * D
2500 IF C1 < C2 THEN 2520
2510 C = C2: GOTO 2540
2520 C = C1: GOTO 2540
2530 C = 2. * SQR (FC) * B * D
2540 T = V1 - C
2550 C3 = 0.5 * C
2555 IF C3 > V1 THEN 2750
2560 T1 = B * SQR (FC) * B * D
2570 IF T > T1 THEN 2590
2580 GOTO 2600
2590 PRINT "THE CROSS SECTION IS
TOO SMALL, CHANGE THE DIMENS
IOS"
2595 GOTO 2760
2600 A2 = T / (FY * D)
2610 A3 = 50 * B / FY
2620 IF A2 < A3 THEN 2640
2630 A4 = A2: GOTO 2650
2640 A4 = A3
2650 S1 = AO / A4
2660 T2 = T1 / 2
2670 IF T2 > = T THEN 2690
2680 S2 = D / 4: GOTO 2700
2690 S2 = D / 2
2700 IF S1 < S2 THEN 2720
2710 S1 = S2
2720 IF S1 < = 24 THEN 2740
2740 PRINT "SPACING OF STIRRUP=
"; S1
2741 GOTO 2760
2750 PRINT "SHEAR REINFORCEMENT
IS NOT NECESSARY"
2760 INPUT "HIT RETURN TO CONTI
NUE"; SS$
2770 GOTO 10

```

Geser dan tarik diagonal

Masukkan variabel desain:

$f'_c$ ,  $f_y$ ,  $b$ ,  $d$ ,  $V_u$ ,  $M_u$ ,  $A_s$ , dan  
luas dua lengan sengkang.

Memastikan apakah data  
masukan sudah benar.

Apabila ya, tekan Y,  
apabila tidak, tekan N dan  
masukkan data yang benar

$$V_n = \frac{V_u}{0,85}$$

$$V_c = \left( 1,9 f'_c + 2,500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

$$\leq 3,5 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Jika kontribusi  $\rho_w \frac{V_u d}{M_u}$  diabaikan

$$V_c \text{ diambil} = 2 \sqrt{f'_c} (b_w d)$$

(Perintah Q = 0 2440)  
adalah langkah

Jika  $V_n - V_c > 8 \sqrt{f'_c} b_w d$ ,  
cetak "the cross section is too small,  
change the dimensions".

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_n - V_c}{f_y d} \geq \frac{50 b_w}{f_y}$$

$$s = \frac{A_s}{s} \leq \frac{d}{2} \leq 24 \text{ in.}$$

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ if } V_n - V_c \geq 4 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Cetak s.

Jika  $\frac{V_c}{2} > V_n$ , cetak "shear reinforcement is  
not required.

Gambar 13.28 (sambungan)

```

3000 REM BEAM ANALYSIS UNDER SHEAR AND TORSION
3050 HOME
3100 PRINT T2$: PRINT "**** BEAM
S UNDER SHEAR AND TORSION **
*"
3105 PRINT : PRINT
3106 CLEAR
3110 INPUT "Fc" =";FC
3120 INPUT "Fy" =";FY
3130 INPUT "Vu" =";VU
3140 INPUT "bw" =";BW
3150 INPUT "d" =";D
3160 INPUT "Mu" =";MU
3170 INPUT "SUM(X^2*Y)="";SM
3180 INPUT "x1" =";X1
3190 INPUT "y1" =";Y1
3200 INPUT "As" =";AS
3210 INPUT "Tu" =";TU
3230 INPUT "Av" =";AV
3300 PRINT : PRINT : INPUT "ARE
DATA CORRECT Y/N ? ";ANS
3310 IF ANS = "N" THEN GOTO 300
3315 PRINT : PRINT : PRINT "****
OUTPUT RESULTS ****"
3320 VN = VU / 0.85 * Q = MU
3330 V1 = 10 * SQRT (FC) * BW * D

3335 PRINT "VN" =";VN
3340 IF VN > V1 THEN PRINT "ENL
ARGE SECTION VN > 10*SQRT(FC
)*BW*D": INPUT X$: GOTO 10
3350 IF TU = 0. THEN 3500
3360 T1 = .85 * (.5 * SQRT (FC) *
SM)
3370 IF TU < = T1 THEN PRINT "
TORSION CAN BE NEGLECTED": TU
= 0: GOTO 3500
3380 CT = BW * D / SM
3390 TC = .6 * SM * SQRT (FC) / (
SQRT ((.4 * VU / (CT * TU)
^ 2) + 1))
3395 PRINT " TC =";TC
3400 VC = 2 * SQRT (FC) * BW * D /
(SQRT (1 + ((2.5 * CT * TU /
VU) ^ 2)))
3410 IF VU = 0 THEN VC = 0.
3420 GOTO 3600
3500 IF Q = 0 THEN VC = 2 * SQRT
(FC) * BW * D: GOTO 3600
3510 V2 = VU * D / MU
3520 IF V2 > 1 THEN V2 = 1
3530 VC = (1.9 * SQRT (FC) * BW *
D) + (2500 * AS * V2)
3535 V3 = 3.5 * BW * D * (SQRT (F
C))
3540 IF VC < = V3 THEN 3600
3550 VC = V3
3600 PRINT "Vc" =";VC
3610 IF (VN - (VC / 2)) > 0 THEN
3650

```

Geser dan torsi

Masukkan variabel desain:  
 $f'_c, f_y, V_u, b_w, d, M_u, \Sigma x^2 y, x_1, y_1, A_s, T_u, A_v$ .

Memastikan kebenaran data ma-  
sukan. Jika ya, tekan Y.  
Jika tidak, tekan N dan  
masukkan data yang benar

$V_n = \frac{V_u}{0.85}$  Jika  $V_n > 10 \sqrt{f'_c} b_w d$ , cetak "enlarge  
section". Jika  $T_u < 0.85 (0.5 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y)$ , cetak  
"torsion can be neglected".  
Kerjakan bagian geser dan tarik diagonal, langkah 3500-3550.

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma x^2 y}, T_c = \frac{0.8 \sqrt{f'_c} \Sigma x^2 y}{\sqrt{1 + (0.4 V_u / C_t T_u)^2}}, \text{ cetak } T_c.$$

$$V_c = \frac{2 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + (2.5 C_t T_u / V_u)^2}}$$

$$V_c = (1.9 \sqrt{f'_c} + 2500 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} b_w d) < 3.5 \sqrt{f'_c} h_w$$

Jika kontribusi  $\rho_w \frac{V_u d}{M_u}$  diabaikan,  
 $V_c$  diambil =  $2 \sqrt{f'_c} (b_w d)$

Gambar 13.28 (sambungan)

```

3620 IF (VN - (VC / 2)) < 0 THEN
V4 = 0: PRINT " NO SHEAR BAR
S REQUIRED ": INPUT X$: GOTO
10
3650 SS = (VN - VC) / (FY * D)
3655 TN = TU / .85
3660 IF VN - VC < 0 THEN SS = 0
3665 IF TU = 0 THEN PRINT "NO T
ORSION BARS REQUIRED": GOTO
3800
3668 TS = TN - TC
3670 IF TS < 0 THEN PRINT "NO T
ORSION BARS REQUIRED": TS = 0
: GOTO 3800
3680 IF TS > 4 * TC THEN PRINT
"ENLARGE SECTION DUE TO TORS
IONAL SHEAR": INPUT X$: GOTO
10
3690 S5 = TS / (X1 * Y1 * FY)
3695 AA = 0.66 + .33 * Y1 / X1
3700 IF AA < 1.5 THEN 3750
3710 AA = 1.5: GOTO 3750
3750 A6 = 2 * SS / (AA)
3760 PRINT "2*At/s" =";A6
3800 A7 = A6 + SS
3810 AP = 50 * BW / FY
3820 IF A7 > AP THEN 4000
3890 A7 = AP: PRINT "Av/s + 2*At/
s" =";A7
3900 IF TU = 0. AND (VN - (VC /
2)) < 0 THEN A7 = 0: PRINT "
NO STIRRUPS REQUIRED": INPUT
X$: GOTO 10
4000 PRINT "50 * bw/Fy" =";AP
4010 PRINT "AV/S + 2*AT/S" ;A7
4050 IF TU = 0 THEN GOTO 4500
4100 REM SHEAR AND TORSION PART
2
4200 S = AV / A7
4210 IF (X1 + Y1) / 4 > = 12 THEN
S1 = 12: GOTO 4250
4220 S1 = (X1 + Y1) / 4
4250 IF S > S1 THEN S = S1
4260 PRINT "SPACING OF STIRRUPS
="";S
4270 AL = A6 * (X1 + Y1)
4280 AP = 50 * BW / FY
4290 IF AP > (A6) THEN AX = AP *
(S)
4300 IF AP < = A6 THEN AX = A6 *
S
4310 X = BW
4320 IF D < BW THEN X = D
4330 LL = ((400 * S * X / FY) * (
TU / ((VU / (3 * CT)) + TU))
- AX) * ((X1 + Y1) / S)
4340 IF LL > AL THEN AL = LL
4350 PRINT " AL =";AL
4400 INPUT "HIT (RETURN) TO CON
TINUE "; X$: GOTO 10
4500 REM SHEAR AND TORSION MODU
LE #3
4510 S = AV / A7

```

Jika  $V_n - \frac{V_c}{2} < 0$ , cetak "no shear bars  
required".  $T_t = \frac{T_u}{0.85} - T_c, \frac{A_v}{s} = \frac{V_n - V_c}{f_y d}$

Jika  $T_u$  or  $T_t \leq 0$ , cetak "no torsion bars  
required".

Jika  $T_t > 4T_c$ , cetak "enlarge section due to  
torsional shear".

$$\alpha_t = 0.66 + 0.33 \frac{Y_1}{X_1} \leq 1.5$$

$$\frac{2A_t}{s} = 2 \frac{T_n - T_c}{\alpha_t x_1 y_1 f_y}$$

Hitung dan cetak  $A_v + \frac{2A_t}{s}$ .

Jika  $T_u = 0$  dan  $V_n - \frac{V_c}{2} \leq 0$ ,  
cetak "no stirrups required".

Jika  $\frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} < \frac{50 b_w}{f_y}$ , tulis  $\frac{A_v}{s} + \frac{2A_t}{s}$

$$= 50 \frac{b_w}{f_y}$$

$$s = \left( \frac{\text{luas dua lengan sengkang}}{A_v/s + 2(A_t/s)} \right)$$

$$\leq \frac{x_1 + y_1}{4} \leq 12 \text{ in.}, \text{ cetak } s.$$

$$A_t = 2 \frac{A_t}{s} (x_1 + y_1)$$

$$\geq \left( \frac{400 x s}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u / 3 C_t} - 2 A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$

Jika  $\frac{50 b_w s}{f_y} > 2 A_t$ , ganti  $2 A_t$  dengan  $\frac{50 b_w s}{f_y}$ .  
Cetak  $A_t$ .

Gambar 13.28 (sambungan)

```

4520 VS = 4 * BW * D * ( SQR (FC
)
4530 SZ = D / 2
4540 IF (VN - VC) > VS THEN SZ =
D / 4
4550 IF SZ > 24 THEN SZ = 24
4560 IF S > SZ THEN S = SZ
4570 PRINT " FINAL SPACING = S =
";S
4580 PRINT
4600 INPUT "HIT (RETURN) TO CONT
INUE ";X#: GOTO 10
40000 END

```

$$s \leq \frac{d}{4} \text{ if } V_n - V_c > 4 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$s \leq 24 \text{ in.}$                       cetak

Gambar 13.28 (sambungan)

**13.11.1 Contoh 13.28: Analisis Lentur Balok Bertulangan Tunggal dan Rangkap**

Selesaikan contoh 13.1 dan 13.5 dengan menggunakan komputer personal Apple IIe.

**Solusi**

(a) *Solusi contoh 13.1(a) dan (b):*

*Contoh 13.1(a):* Variabel masukan adalah  $f'_c = 4.000 \text{ psi}$ ,  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ ,  $b = 10 \text{ in.}$ ,  $d = 17 \text{ in.}$ ,  $d' = 0,0$ ,  $A_s = 6,0 \text{ in}^2$ , dan  $A'_s = 0,0 \text{ in}^2$ .

*Contoh 13.1(b):* Variabel masukan adalah  $f'_c = 4.000 \text{ psi}$ ,  $f_y = 4.000 \text{ psi}$ ,  $b = 10 \text{ in.}$ ,  $d = 17 \text{ in.}$ ,  $d' = 0,0$ ,  $A_s = 6,0 \text{ in}^2$ , dan  $A'_s = 0,0 \text{ in}^2$ .

*Contoh 13.1(a):*

```

**INPUT DATA:**
-----
FC' = 4000          Fy= 60000

B = 10              D = 18          D' = 0

AS = 6              AS' = 0

** VERIFICATION OF INPUT DATA **

FC' = 4000          FY= 60000

B = 10              D = 18          D' = 0

AS = 6              AS' = 0

```

```

ARE THE DATA CORRECT ? Y/N Y
*****

PLEASE WAIT FOR CALCULATIONS

BETA1=             .85
A=                 7.05882353
.75*ROW.BAL=      .021380102
ROW=               .0333333333
ROW MINIMUM=      3.33333333E-03

** MESSAGES **
SECTION IS OVER REINFORCED

```

*Contoh 13.1(b):*

```

**INPUT DATA:**
-----
FC' = 4000          Fy= 40000

B = 10              D = 18          D' = 0

AS = 6              AS' = 0

** VERIFICATION OF INPUT DATA **

FC' = 4000          FY= 40000

B = 10              D = 18          D' = 0

AS = 6              AS' = 0

ARE THE DATA CORRECT ? Y/N Y
*****

PLEASE WAIT FOR CALCULATIONS
*****

** FINAL RESULTS **

MU (LB-IN)=        3125647.06
BETA1=             .85
A=                 7.05882353
.75*ROW.BAL=      .0371205709
ROW=               .0333333333
ROW MINIMUM=      3E-03

```

(b) *Solusi contoh 13.5:* Variabel masukan adalah  $f'_c = 5.000 \text{ psi}$ ,  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ ,  $b = 14 \text{ in.}$ ,  $d = 21 \text{ in.}$ ,  $d' = 2,5$ ,  $A_s = 5,00 \text{ in}^2$ , dan  $A'_s = 1,20 \text{ in}^2$ .

\*\*INPUT DATA:\*\*

```

Fc' = 5000      Fy = 60000
B = 14          D = 21          D' = 2.5
AS = 5.08      AS' = 1.2

```

\*\* VERIFICATION OF INPUT DATA \*\*

```

Fc' = 5000      Fy = 60000
B = 14          D = 21          D' = 2.5
AS = 5.08      AS' = 1.2

```

ARE THE DATA CORRECT ? Y/N Y

\*\*\*\*\*

PLEASE WAIT FOR CALCULATIONS

\*\*\*\*\*

\*\* FINAL RESULTS \*\*

```

MU (LB-IN) = 5158856.01
BETA1 = .8
A = 4.26497444
.75*ROW.BAL = .0280461463
ROW = .0172789116
ROW MINIMUM = 3.33333333E-03

```

### 13.11.2 Contoh 13.29: Desain Senggang Web terhadap Geser

Pecahkan contoh 13.10 dan 13.11 untuk  $V_u$  (pada  $d$ ) = 144.499 lb dan  $V_u$  (pada  $2d$ ) = 111.331 lb.

#### Solusi

(a) Solusi contoh 13.5: Variabel masukan adalah  $f'_c = 4.000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $b = 14$  in.,  $d = 28$  in.,  $V_u = 144.499$  lb dan  $A_s = 6.0$  in<sup>2</sup>, dan  $A_v = 0.4$  in<sup>2</sup>.

\*\*\*\*\* SHEAR AND DIAGONAL TENSION \*\*\*\*\*

```

Fc' = 4000
FY = 60000
b = 14
d = 28
Vu = 144499
Mu = 0
As = 6
At = 0.4
ARE DATA CORRECT Y/N ? Y
SPACING OF STIRRUP = 5.58073207

```

\*\*\*\*\* SHEAR AND DIAGONAL TENSION \*\*\*\*\*

```

Fc = 4000
FY = 60000
b = 14
d = 28
Vu = 111331
Mu = 0
As = 6
At = .4
ARE DATA CORRECT Y/N ? Y
SPACING OF STIRRUP = 8.25622473

```

(b) Solusi contoh 13.11: Variabel masukan sama dengan contoh 13.10 kecuali hanya pada harga momen rencana  $M_u$  yang diketahui. Dengan diketahuinya momen ini maka persamaan yang digunakan adalah yang lebih teliti, yaitu memperhitungkan tarik diagonal.  $M_u = 4.510.100$  in.-lb dan  $8.347.475$  in.-lb.

\*\*\*\*\* SHEAR AND DIAGONAL TENSION \*\*\*\*\*

```

Fc = 4000
FY = 60000
b = 14
d = 28
Vu = 144499
Mu = 4510100
As = 6
At = .4
ARE DATA CORRECT Y/N ? Y
SPACING OF STIRRUP = 6.14050999

```

\*\*\*\*\* SHEAR AND DIAGONAL TENSION \*\*\*\*\*

```

Fc' = 4000
FY = 60000
b = 14
d = 28
Vu = 111331
Mu = 8347475
As = 6
At = .4
ARE DATA CORRECT Y/N ? Y
SPACING OF STIRRUP = 8.58557918

```

### 13.11.3 Contoh 13.30: Desain Senggang untuk Kombinasi Geser dan Torsi

Pecahkan contoh 13.12 dengan menggunakan komputer personal yang menggunakan bahasa BASIC.

**Solusi**

(a) *Solusi untuk contoh 13.12(a)*: Variabel masukan adalah  $f'_c = 4.000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $V_u = 15.000$  lb,  $b_w = 14$  in.,  $d = 22,5$  in.,  $M_u = 0$  in.-lb,  $\Sigma x^2 y = 5384$  in<sup>3</sup>.,  $x_1 = 10,5$  in.,  $y_1 = 21,5$  in.,  $A_s = 3,4$  in<sup>2</sup>.,  $T_u = 75.000$  in.-lb, dan  $A_v = 0,22$  in<sup>2</sup>.

\*\*\*\* BEAMS UNDER SHEAR AND TORSION \*\*\*

```
Fc      =4000
Fy      =60000
Vu      =15000
bw      =14
d       =22.5
Mu      =0
SUM(X^2*Y)=5284
x1      =10.5
y1      =21.5
As      =3.4
Tu      =75000
Av      =.22
```

ARE DATA CORRECT Y/N ? Y

\*\*\*\* OUTPUT RESULTS \*\*\*

```
Vn      = 17647.0588
TORSION CAN BE NEGLECTED
Vc      = 39844.6985
NO SHEAR BARS REQUIRED
```

(c) *Solusi contoh 13.12 (c)* Variabel masukannya sama dengan contoh 13.12(a), kecuali  $T_u = 500.000$  lb.

```
Fc      =4000
Fy      =60000
Vu      =15000
bw      =14
d       =22.5
Mu      =0
SUM(X^2*Y)=5284
x1      =10.5
y1      =21.5
As      =3.4
Tu      =500000
Av      =.22
```

ARE DATA CORRECT Y/N ? Y

\*\*\*\* OUTPUT RESULTS \*\*\*

```
Vn      = 17647.0588
TC      = 262094.328
Vc      = 7862.82985
2*At/s  = .0360531129
50 * bw/Fy = .0116666667
AV/S + 2*AT/S .0433006899
SPACING OF STIRRUPS = 5.08075046
AL      = 1.40393414
```

(b) *Solusi contoh 13.12(b)*: Variabel masukannya sama dengan contoh 13.12(a), kecuali  $T_u = 300.000$  in.-lb.

```
Fc      =4000
Fy      =60000
Vu      =15000
bw      =14
d       =22.5
Mu      =0
SUM(X^2*Y)=5284
x1      =10.5
y1      =21.5
As      =3.4
Tu      =300000
Av      =.22
```

ARE DATA CORRECT Y/N ? Y

\*\*\*\* OUTPUT RESULTS \*\*\*

```
Vn      = 17647.0588
TC      = 253467.372
Vc      = 12673.3686
2*At/s  = .010996289
50 * bw/Fy = .0116666667
AV/S + 2*AT/S .014680504
SPACING OF STIRRUPS = 8
AL      = 1.96077186
```

### 13.12 PROGRAM-PRORAM UNTUK KOMPUTER PRIBADI APPLE IIe: BATANG TEKAN

Tiga bagian program dalam bahasa BASIC yang dibahas di sini adalah untuk komputer Apple IIe. Program-program ini dapat digunakan untuk analisis dan desain kolom dan untuk membuat diagram kekuatan gaya normal momen.

Program *pertama*, EGNAWY2, adalah untuk analisis dan desain kolom segiempat; program *kedua*, EGNAWY3, adalah untuk analisis dan desain kolom lingkaran; sedangkan program *ketiga*, EGNAWY4, adalah untuk desain kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

#### Beban Uniaksial

Pada Gambar 13.29 dan 13.30 diperlihatkan langkah-langkah program untuk analisis dan desain kolom segiempat dan kolom lingkaran. Persamaan-persamaan yang diperlukan dan diagram alirnya diperoleh dari Bab 13.7.1 dan 13.8.1.

Untuk menggunakan program ini, para pemakai harus memasukkan langkah-langkah program ke dalam komputer. Disket dapat digunakan untuk menyimpan untuk kemudian memanggil program tersebut. Apabila langkah-langkah program telah dimasukkan, untuk menjalankannya cukup dengan memasukkan perintah "RUN".



Program ini dapat menjalankan dua operasi: Jenis 1 adalah untuk analisis khusus penampang kolom dengan memecahkan analisis untuk suatu sumbu netral  $c$  yang diberikan. Harga  $c$  ini diasumsikan dahulu oleh pemakai untuk analisis pertama, yang nantinya disesuaikan berdasarkan keluaran yang diperoleh. Jenis 2 adalah untuk mengevaluasi harga-harga gaya dan momen yang diperlukan untuk membuat diagram interaksi kekuatan gaya momen.

### Masukan Operasi 1: Analisis Penampang Kolom

Pada saat dijalankan, program ini akan menanyakan variabel-variabel masukan. Simbol-simbol berikut ini akan merupakan variabel yang digunakan dalam program.

FC	=	kekuatan tekan beton, psi
FY	=	kekuatan leleh baja, psi
B	=	lebar kolom, in.
H	=	tebal total kolom atau diameter kolom
$\beta_1$	=	faktor penyesuaian untuk $f'_c$
C	=	tinggi sumbu netral, in.
PU	=	gaya aksial yang diberikan
N	=	banyaknya baris tulangan pada penampang kolom segi empat atau banyaknya tulangan pada penampang kolom lingkaran
DM	=	jarak tulangan tarik yang terdekat dengan muka tertarik, yang diukur dari tepi serat tertekan
D	=	jarak suatu lapisan tulangan ke tepi tertekan
A	=	luas tulangan yang jaraknya $D$ dari tepi tertekan

Apabila menganalisis penampang untuk suatu tinggi sumbu netral  $c$  yang diberikan, program ini akan menghitung dan mencetak harga-harga dan tinggi sumbu netral  $c_b$ , gaya aksial desain  $P_{ub}$ , momen desain  $M_{ub}$  dan eksentrisitas  $e_b$ , semuanya untuk kondisi *balanced*, juga gaya aksial maksimum yang diizinkan  $P_{u0}$ .

Pada analisis yang pertama, komputer akan menghitung faktor reduksi kekuatan  $\phi$  yang sesuai dengan masukan gaya aksial rencana. Apabila kekuatan gaya  $P_u$  berbeda dengan daya rencana  $P_u$ , maka komputer akan melanjutkan dengan perhitungan berikutnya dengan menggunakan harga  $P_u$  desain yang diberikan ( $P_u$  luar) di dalam persamaan faktor reduksi kekuatan. Konvergensi akan tercapai apabila  $\phi$  untuk perhitungan kekuatan gaya  $P_u$  dan momen  $M_u$  penampang yang dianalisis telah benar. Hal ini penting karena untuk keruntuhan tarik, harga  $\phi$  akan bervariasi dari 0,7 (untuk kolom bersengkang) atau 0,75 (untuk kolom berspiral) sampai 0,90 untuk keadaan lentur murni.

Program ini juga memberikan keluaran gaya desain aktual yang diizinkan  $P_u$ , momen desain yang diizinkan  $P_u$ , dan eksentrisitasnya,  $e$ . Berdasarkan keluaran ini dan harga  $c$  yang dimasukkan, pemakai dapat menyesuaikan kembali besaran geometris penampang. Langkah ini bisa juga dilakukan dengan mengubah harga  $c$  sampai diperoleh eksentrisitas keluaran yang *cukup dekat* dengan eksentrisitas gaya aktual pada kolom yang dianalisis.

### Masukkan Operasi 2 Koordinat pada Diagram Interaksi Gaya Momen

Untuk menjalankan program ini dengan benar, harus ditentukan dahulu dimensi  $B$  dan  $H$  penampang melintang hipotetis sebagai masukan, yang diperoleh berdasarkan harga yang telah ditentukan dari diagram, dan harga  $\beta_1$  yang sesuai. Harga hipotetis untuk luas penulangan  $A_s$ , gaya desain  $P_u$ , dan tinggi sumbu netral  $c$  digunakan sebagai masukan agar diperoleh perhitungan koordinat-koordinat  $(\phi P_n / A_g) / (\phi M_n / A_g h)$ .

Program ini menghitung dan mencetak harga-harga koordinat  $\phi P_n / A_g$  (dalam psi) dan  $\phi M_n / A_g h$  (dalam psi) untuk suatu selang angka penulangan  $\rho_g$  dari 1% sampai 8%, dan untuk  $\beta_1$  dan  $f'_c$  yang tertentu. Program ini juga memberikan keluaran gaya aksial maksimum yang diizinkan  $\phi P_{n0(max)} / A_g$  dan menunjukkan titik koordinat untuk  $f_s = 0$ , yaitu tegangan pada tulangan tarik berubah dari tekan menjadi tarik, dan  $f_s = f_y$ , yang disebut kondisi *balanced*.

Program ini juga mencegah harga masukan, yaitu:

$$f'_c = \text{kekuatan tekan beton, psi}$$

$$f_y = \text{kekuatan leleh penulangan, psi}$$

$$\rho_g = \text{angka penulangan bruto} = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$\gamma = \frac{\text{jarak as ke as antara tulangan yang terjauh}}{\text{tebal total kolom segiempat } h}$$

atau

$$\gamma = \frac{\text{jarak as ke as antara tulangan yang terjauh}}{\text{diameter luar kolom lingkaran } h}$$

Program ini dapat mengecek apakah penulangan  $\rho_g$  memenuhi persyaratan maksimum dan minimum, kemudian mencetak pesan kesalahan apabila terjadi, yaitu "reinforcement ratio is less than 1%" (angka penulangannya kurang dari 1%), atau "Reinforcement ratio is greater than 8%".

### Beban Biaksial

Program komputer yang ketiga, EGNAWY4, seperti yang diperlihatkan pada Gambar 13.31, merupakan program untuk analisis kolom segiempat yang mengalami lentur akibat beban biaksial. Persamaan yang digunakan dan diagram alirnya mengikuti apa yang telah dibahas pada Bab 13.7 dan 13.8. Diagram faktor kontur  $\beta$  untuk angka perbandingan momen pada kolom diperlihatkan pada Gambar 13.26. Diagram alir yang merupakan langkah-langkah operasionalnya diperlihatkan pada Gambar 13.27.

EGNAWY2-RECTANGULAR COLUMNS

```

1 REM
10 HOME : CLEAR
20 REM PROGRAM ENGINEERING CONC
RETE DESIGN
30 T2$ = "*****ENGINEERING PROG
RAM*****"
40 HOME : PRINT T2$: PRINT "***IN
PUT DATA:**": PRINT "-----
-----": VTAB 8
50 DIM D(20),A(20),FS(20),P1(100
),M1(100)
51 WW = 0.0:ZK = 1
52 XX = 0.0
53 FL = 0.0
55 J = 1
56 INPUT "TYPE OF PROBLEM:";TY
60 INPUT "FC=";FC: INPUT "FY=";
FY
70 INPUT "B=";B: INPUT "H=";H: INPUT
"B1=";B1
100 INPUT "C=";C: INPUT "PU=";PU
120 INPUT "NO. OF ROWS N=";N
140 FOR I = 1 TO N
150 PRINT "INPUT DEPTH AND AREA
OF ROW NO. ";I
170 INPUT "D=";D(I): INPUT "A=";
A(I)
180 NEXT I
190 HOME : PRINT "****VERIFICATION
OF INPUT DATA**"
200 PRINT "FC=";FC: PRINT "FY="
;FY
210 PRINT "B=";B: PRINT "H=";H: PRINT
"B1=";B1
220 PRINT "C=";C: PRINT "PU=";PU
230 PRINT "N=";N
240 AST = 0.0
260 FOR I = 1 TO N
270 PRINT "D AND A OF ROW NO. "; TAB(
20);I; TAB( 23);"ANE"; TAB(
28);D(I); TAB( 31);"AND"; TAB(
36);A(I)
280 AST = AST + A(I)
290 NEXT I
300 INPUT "ARE THE DATA CORRECT?
Y/N";Z$
320 IF Z$ = "N" THEN GOTO 10
330 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
: PRINT : PRINT : INVERSE : FLASH
: HTAB 8: PRINT "PLEASE WAIT
FOR CALCULATION": NORMAL
331 IF TY = 2 THEN GOTO 1021
332 IF TY = 2 THEN C = 1.075 * H
/ B1
    
```

Penulisan jenis analisis  
 1. Analisis untuk c yang diberikan (tinggi sumbu netral)  
 2. Perhitungan tanga barga  $f_u$  dan  $M_u$  untuk diagram interaksi

Menentukan variabel variabel desain  
 $f'_c, f_y, b, h, \beta_1, c, P_u, N, d, A_{st}$

Pemeriksaan kebenaran data masukan. Apabila telah benar, tekan Y. Apabila belum, tekan N dan masukkan kembali data yang benar.

Gambar 13.29 Langkah-langkah program: analisis kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

```

340 A1 = AST / (B * H)
350 IF A1 < 0.0095 THEN GOTO 66
0
360 IF A1 > 0.0801 THEN GOTO 69
0
370 CBAL = 87000.0 * D(N) / (8700
0.0 + FY)
380 CC = CBAL
390 GOSUB 750
400 PB = 0.7 * (0.85 * FC * B1 *
CBAL * B + S1)
410 MB = 0.7 * (0.85 * FC * B1 *
CBAL * B * (H / 2 - CBAL * B
1 / 2) + S2)
420 EB = MB / PB
430 PO = 0.7 * 0.8 * (0.85 * FC *
(B * H - AST) + AST * FY)
435 IF TY = 2 THEN PU = PB
440 W = 0.1 * FC * B * H
441 ZK = ZK + 1
450 IF W < PB THEN PI = 0.9 - 2.
0 * PU / (FC * B * H)
460 IF W > = PB THEN PI = 0.9 -
0.2 * PU / PB
465 IF PI < 0.7 THEN PI = 0.7
470 IF B1 * C < = H THEN AA = B
1 * C
480 IF B1 * C > H THEN AA = H
490 CC = C
500 GOSUB 750
510 PU = PI * (0.85 * FC * AA * B
+ S1)
511 IF TY = 1 AND ZK = 2 THEN GOTO
440
512 IF TY = 2 THEN GOTO 530
520 IF PU > PO THEN GOTO 720
530 MU = PI * (0.85 * FC * AA * B
* (H / 2 - AA / 2) + S2)
540 EC = MU / PU
545 IF TY = 2 THEN GOTO 900
550 HOME : PRINT : PRINT "****FINA
L RESULTS**"
560 PRINT "CB (IN) =" ; CBAL
570 PRINT "PB (LB) =" ; PB
580 PRINT "MB (IN-LB) =" ; MB
590 PRINT "EB (IN) =" ; EB
600 PRINT "PUO (LB) =" ; PO
610 PRINT "PI =" ; PI
620 PRINT "PU (LB) =" ; PU
630 PRINT "MU (IN-LB) =" ; MU
640 PRINT "E (IN) =" ; EC
650 GOTO 740
660 HOME : PRINT : PRINT "****FINA
L RESULTS**"
670 PRINT "REINFORCEMENT RATIO I
S LESS THAN 1 %"
680 GOTO 740
690 HOME : PRINT : PRINT "****FINA
L RESULTS**"
700 PRINT "REINFORCEMENT RATIO I
S GREATER THAN 8 %"
    
```

Jika  $\rho_g < 1\%$  atau  $\rho_g > 8\%$   
 berturut-turut kerjakan 660 atau 690

$$c_b = \frac{87,000}{87,000 + f_y} d_{max}$$

$$P_{ub} = 0,7(0,85f'_c\beta_1c_b b + \Sigma f_{st}A_{st})$$

$$M_{ub} = 0,7[0,85f'_c\beta_1c_b b \frac{h}{2} - \frac{\beta_1c_b b}{2} + \Sigma f_{st}A_{st} \frac{h}{2} - d_f]$$

Kontribusi  $\Sigma f_{st}A_{st}$  dan  $\Sigma f_{st}A_{st}(\frac{h}{2} - d_f)$

dihitung dengan mengguna-  
 kan subroutine yang dimulai  
 dengan nomor 750

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

$$P_{u0} = 0,7 \times 0,8(0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y)$$

$$\text{Jika } 0,7P_{nb} \geq 0,1f'_cA_g, \phi = 0,9 - \frac{2,0P_u}{f'_cA_g} \geq 0,7$$

$$\text{Jika } 0,7P_{nb} < 0,1f'_cA_g, \phi = 0,9 - \frac{0,2P_u}{0,7P_{nb}} \geq 0,7$$

$$P_u = \phi(0,85f'_cb a + \Sigma f_{st}A_{st})$$

$$M_u = \phi[0,85f'_cb a(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}) + \Sigma f_{st}A_{st}(\frac{h}{2} - d_f)]$$

Jika  $P_u > P_{u0}$ , kerjakan pernyataan 720 dan berhenti

Cetak hasilnya (untuk analisis untuk c yang  
 diberikan):  
 $C_b, P_{ub}, M_{ub}, e_b, P_{u0}, \phi, P_u, M_u$ , and  $e$ .

Cetak pesan "reinforcement ratio is  
 less than 1%".

Cetak pesan "reinforcement ratio is  
 greater than 8%".

Gambar 13.29 (sambungan)

```

710 GOTO 740
720 HOME : PRINT : PRINT "***FINA
L RESULTS**"
730 PRINT "SPECIFIED DESIGN LOAD
PU IS GREATER THAN MAXIMUM
POSSIBLE AXIAL FORCEPUO"
740 END
750 REM SUBROUTINE DD AND EE
760 S1 = 0.0
770 S2 = 0.0
780 FOR I = 1 TO N
790 FS(I) = (CC - D(I)) * 87000.0
/ CC
800 IF ABS (FS(I)) < = FY THEN
GOTO 830
810 IF FS(I) < 0.0 THEN FS(I) =
- 1 * FY
820 IF FS(I) > 0.0 THEN FS(I) =
FY
830 IF FS(I) < 0.0 THEN GOTO 85
0
840 FS(I) = FS(I) - 0.85 * FC
850 S1 = S1 + FS(I) * A(I)
860 S2 = S2 + FS(I) * A(I) * (H /
2 - D(I))
870 NEXT I
880 RETURN
900 P1(J) = PU / (H * B)
910 M1(J) = MU / (H ^ 2 * B)
911 IF C = D(N) THEN YY = P1(J)
920 J = J + 1
930 IF PU < = 0.1 * FC * B * H THEN
C = C - 0.005 * H
931 IF PU > 0.1 * FC * B * H THEN
C = C - 0.03 * H
932 IF C > D(N) THEN C = C - 0.0
3 * H
933 IF C < = D(N) AND FL = 0.0 THEN
C = D(N)
934 IF C = D(N) THEN FL = 1.0
940 IF PU > 0.0 THEN GOTO 440
951 PRINT : PRINT : PRINT "*****
*****"
*****"
980 PRINT "FC" =";FC: PRINT
"FY" =";FY
981 PRINT "RG" =";A1
982 PRINT "GAMMA" =";(D(N) -
D(1)) / H
983 PRINT : PRINT : PRINT "*****
***COORDINATES OF INTERACTIO
N DIAGRAM FOR RG=";A1;"*****
***"
985 PRINT "PU/AG(Psi)
MU/(AG*H)(Psi)"
986 PRINT PO / (H * B); TAB( 25)
;"0.0000"
990 FOR K = 1 TO J - 1
991 IF XX = 1.0 THEN GOTO 995
992 IF PB / (H * B) < P1(K) THEN
GOTO 995
993 PRINT PB / (H * B); TAB( 25)
;MB / (H ^ 2 * B); "FS=FY"
994 PRINT :XX = 1.0

```

Cetak pesan "specified design load  $P_y$  is greater than maximum possible axial force  $P_{U0}$ ".

$$f_u = 87,000 \frac{z - d_i}{c}$$

Jika  $f_u > f_y$ ,  $f_{u1} = f_y$ ,  $f_{u2} = f_u - 0,85f'_c$   
 Jika  $f_u < f_y$  dan  $|f_{u1}| > f_y$ ,  $f_{u2} = -f_y$

$$s_1 = \sum f_{u1} A_i$$

$$s_2 = \sum f_{u2} A_i \frac{h}{2} - d_i$$

Perkecil  $c$  dari  $1,075h/B$ , dengan  $0,03h$ , dan hitung harga-harga untuk  $P_u/bh$  dan  $M_u/bh^2$ .  
 Jika  $P_u \leq 0,1f'_c bh$ , perkecil  $c$  dengan  $0,005h$ , bukan  $0,03h$ .

Cetak hasil:  $f'_c, f_y, P_y, \gamma$  dan pasangan-pasangan  $P_u/bh$  dan  $M_u/bh^2$ .

Gambar 13.29 (sambungan)

```

795 IF P1(K) = YY THEN GOTO 100
7
1000 PRINT P1(K); TAB( 25);M1(K)
1001 GOTO 1005
1002 PRINT P1(K); TAB( 25);M1(K)
; TAB( 35);"FS=0.0"
1005 PRINT " "
1010 NEXT K
1020 IF WW = 0.08 GOTO 740
1021 XX = 0.0
1022 FL = 0.0
1030 J = 1
1050 WW = WW + 0.01
1060 AST = WW * H * B
1070 N = 2
1080 A(1) = AST / 2.0
1090 A(2) = AST / 2.0
1100 GOTO 332

```

Cetak hasilnya untuk  $f_y = 0$  dan  $f_y = f_y$

Perbesar  $P_y$  dari 0,01 setiap of 0,01 sampai 0,08

Gambar 13.29 (sambungan)

### ESGNANY3-CIRCULAR COLUMNS

```

1 REM
10 HOME : CLEAR
20 REM PROGRAM ENGINEERING CONC
RETE DESIGN
30 T2$ = "*****ENGINEERING PROG
RAM*****"
10 HOME : PRINT T2$: PRINT "***IN
PUT DATA**": PRINT "-----
-----": VTAB 8
1010 DIM D(30),FS(30),P2(100),M2
(100)
1012 FL = 0.0
1013 WW = 0.0:ZY = 1
1014 XX = 0.0
1015 J = 1
1020 PRINT "INPUT TYPE OF COLUMN
SPIRAL OR TIED": INPUT Z$
1021 INPUT "TYPE OF PROBLEM=";TY
; INPUT "FC=";FC: INPUT "FY="
;FY
1022 INPUT "H=";H: INPUT "DS=";D
S: INPUT "B1=";B1
1023 INPUT "AG=";AG: INPUT "NO.
OF BARS N=";N
1024 INPUT "C=";C: INPUT "PU=";P
U: INPUT "DMAX=";DM
1025 HOME : PRINT "VERIFICATIO
N OF INPUT DATA**": PRINT
1026 PRINT "THE COLUMN IS"; TAB(
30);Z$
1027 PRINT "FC" =";FC: PRINT "FY="
;FY
1028 PRINT "H=";H: PRINT "DS=";D
S: PRINT "B1=";B1
1029 PRINT "AG=";AG: PRINT "NO.
OF BARS N=";N
1030 PRINT "C=";C: PRINT "PU=";P
U: PRINT "DMAX=";DM
1031 INPUT "ARE THE DATA CORRECT
? Y/N";Y$
1032 IF Y$ = "N" THEN GOTO 10

```

Pemilihan jenis analisis  
 1. Analisis untuk  $c$  (tinggi garis netral)  
 2. Perhitungan  $P_u$  dan  $M_u$  untuk diagram interaksi

Masukkan variabel desain, jenis kolom spiral atau rengkang,  $f'_c, f_y, b, h, D_s, \beta_1, c, P_u, N, A_{st}, d_{max}$ .

Memastikan kebenaran data masukan. Apabila ya, tekan Y; Apabila tidak, tekan N dan masukkan data yang benar.

Gambar 13.30 Langkah-langkah program: analisis kolom lingkaran.

```

1033 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
      : PRINT : PRINT : INVERSE : FLASH
      : HTAB 8: PRINT "PLEASE WAIT
      FOR CALCULATIONS": NORMAL
1034 IF TY = 2 THEN N = 12
1035 IF TY = 2 THEN GOTO 1850
1070 DG = AS * 28 / (22 * H ^ 2)
1080 IF DG < 0.0095 THEN GOTO 1
      480
1090 IF DG > 0.0801 THEN GOTO 1
      510
1100 AI = AS / N
1120 CB = 87000 * DM / (87000 + F
      Y)
1130 CC = CB
1131 GA = 360 / N

1140 GOSUB 1570
1150 PN = 0.85 * FC * CA + S1
1151 IF Z$ = "TIED" THEN P1 = 0.
      7 * PN
1152 IF Z$ = "SPIRAL" THEN P1 =
      0.75 * PN
1154 IF Z$ = "SPIRAL" THEN M1 =
      0.75 * MN
1160 MN = 0.85 * FC * CA * X + S2

1163 IF Z$ = "TIED" THEN M1 = 0.
      7 * MN
1164 IF Z$ = "SPIRAL" THEN M1 =
      0.75 * MN
1170 EB = MN / PN
1176 IF TY = 2 THEN PU = P1
1177 IF TY = 2 THEN CC = 1.04 *
      H / B1
1180 W = 0.1 * FC * 22 * H ^ 2 /
      28
1181 IF TY = 1 THEN ZK = ZK + 1
1190 IF Z$ = "TIED" THEN GOTO 1
      250
1200 IF W < PN THEN PI = 0.9 - 1
      .5 * PU / (FC * H ^ 2 * 22 /
      28)
1210 IF W > = PN THEN PI = 0.9 -
      0.15 * PU / PN
1220 IF PI < 0.75 THEN PI = 0.75

1230 PD = 0.75 * 0.85 * (0.85 * F
      C * (22 * H ^ 2 / 28 - AS) +
      AS * FY)
1240 GOTO 1290
1250 IF W < PN THEN PI = 0.9 - 2'
      * PU / (FC * 22 * H ^ 2 / 2
      8)
1260 IF W > = PN THEN PI = 0.9 -
      0.2 * PU / PN
1270 IF PI < 0.7 THEN PI = 0.7
1280 PD = 0.7 * 0.8 * (0.85 * FC *
      (22 * H ^ 2 / 28 - AS) + AS *
      FY)
1290 IF B1 * C > H THEN AA = H
1300 IF B1 * C < = H THEN AA =
      B1 * C
1310 IF TY = 1 THEN CC = C
1320 GOSUB 1570

```

Jika  $P_g < 1\%$  atau  $P_g > 8\%$ ,  
berturut-turut, kerjakan  
perintah 1480 atau 1510

$$c_b = \frac{87,000}{87,000 + f_y} d_{max}$$

$$\gamma = \frac{360}{N}$$

$$P_{nb} = [0.85f'_c (\text{luas beton tertekan}) + \Sigma f_{si}A_i]$$

$M_{nb}$  = Kontribusi momen dari beton

$$+ \Sigma f_{si}A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right)$$

Luas tertekan

$$\Sigma f_{si}A_i \text{ dan } \Sigma f_{si}A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right)$$

dihitung dengan subroutine yang dimulai  
pada pernyataan 1570

Untuk kolom bersengkang:

$$F_{ub} = 0.7P_{nb}, M_{ub} = 0.7M_{nb}$$

Untuk kolom berspiral:

$$P_{ub} = 0.75P_{nb}, M_{ub} = 0.75M_{nb}$$

$$\text{Jika } \phi P_{nb} \geq 0.1f'_c A_g: \phi = 0.9 - \frac{1.5P_u}{f'_c A_g}$$

$\geq 0.75$  untuk kolom spiral, atau

$$\phi = 0.9 - \frac{2.0P_u}{f'_c A_g} \geq 0.70, \text{ untuk kolom sengkang}$$

$$\text{Jika } \phi P_{nb} < 0.1f'_c A_g: \phi = 0.9 - \frac{0.15P_u}{0.75P_{nb}}$$

$\geq 0.75$  untuk kolom spiral, atau

$$\phi = 0.9 - \frac{0.2P_u}{0.7P_{nb}} \geq 0.70, \text{ untuk kolom sengkang}$$

$$P_u = \phi P_n, M_u = \phi M_n$$

$$P_{u0} = 0.75 \times 0.85 [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

untuk kolom spiral,

$$P_{u0} = 0.7 \times 0.8 [0.85f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

untuk kolom sengkang

Jika  $P_u > P_{u0}$ , lakukan 1540 dan berhenti

```

1330 PU = PI * (0.05 * FC * CA +
      S1)
1331 IF TY = 2 THEN GOTO 1350
1332 IF TY = 1 AND ZK = 2 THEN GOTO
      1180
1340 IF PU > PD + 0.00001 THEN GOTO
      1540
1350 MU = PI * (0.85 * FC * CA *
      X + S2)
1360 E = MU / PU
1360 IF TY = 2 THEN GOTO 1720
1370 HOME : PRINT : PRINT "***FIN
      AL RESULTS**"
1380 PRINT "CR (IN)      =" ; CB
1390 PRINT "PUB (LB)     =" ; P1
1400 PRINT "MUR (IN-LB) =" ; M1
1410 PRINT "EB (IN)     =" ; EB
1420 PRINT "PUO (LB)    ="
      ; PD
1430 PRINT "PI          =" ; PI
1440 PRINT "PU (LB)     =" ; PU
1450 PRINT "MU (IN-LB) =" ; MU
1460 PRINT "E (IN)     =" ; E
1470 GOTO 1560
1480 HOME : PRINT : PRINT "***FIN
      AL RESULTS**": PRINT
1490 PRINT "REINFORCEMENT RATIO
      IS LESS THAN 1%"
1500 GOTO 1560
1510 HOME : PRINT : PRINT "***FIN
      AL RESULTS**": PRINT
1520 PRINT "REINFORCEMENT RATIO
      IS GREATER THAN 8%"
1530 GOTO 1560
1540 HOME : PRINT : PRINT "***FIN
      AL RESULTS**": PRINT
1550 PRINT "SPECIFIED DESIGN LOA
      D PU IS GREATER THAN MAXIMUM
      POSSIBLE AXIAL FORCE PUO"
1560 END
1570 REM SUBROUTINE BB AND CC
1580 S1 = 0.0
1590 S2 = 0.0
1600 FOR I = 1 TO N
1610 D(I) = H / 2 - 0.5 * DS * (COS
      ((I * GA - GA) * 3.14159 / 1
      80.))
1620 FS(I) = (CC - D(I)) * 87000 /
      CC
1621 IF FS(I) > 0.0 AND FS(I) >
      FY THEN FS(I) = FY
1622 IF FS(I) < 0.0 AND ABS (FS(I)
      ) > FY THEN FS(I) = - FY
1623 IF FS(I) > 0. THEN FS(I) =
      FS(I) - 0.85 * FC
1630 S1 = S1 + FS(I) * AI
1640 S2 = S2 + FS(I) * AI * (H /
      2 - D(I))
1650 NEXT I
1660 A9 = B1 * CC: IF A9 > H THEN
      A9 = H

```

$$P_u = \phi [0.85f'_c (\text{luas beton tertekan}) + \Sigma f_{si}A_i]$$

$$M_u = \phi (\text{kontribusi momen dari beton} + \Sigma f_{si}A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right)) e = \frac{M_u}{P_u}$$

Cetak hasilnya (analisis untuk c yang diberikan):  
 $c_b, P_{ub}, M_{ub}, e_b, P_{u0}, \phi, P_u, M_u,$  dan  $e$ .

Cetak pesan (angka penulangan  
1%)

Cetak pesan (angka penulangan  
> 8%)

Cetak pesan "specified design  
load is greater than maximum  
permissible axial force  $P_{u0}$ ".

$$d_i = \frac{h}{2} - 0.6D_i [\cos(i\gamma_i - \gamma)]$$

$$f_{si} = 87,000 \frac{c - d_i}{c}$$

Jika  $f_{si} > f_y, f_{si} = f_y - 0.85f'_c$

Jika  $f_{si} > 0, f_{si} = f_{si} - 0.85f'_c$

Jika  $f_{si} < 0$  dan  $|f_{si}| > f_y, f_{si} = -f_y$

$$s_1 = \Sigma f_{si}A_i$$

$$s_2 = \Sigma f_{si}A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right)$$

Gambar 13.30 (sambungan)

Gambar 13.30 (sambungan)

```

1661 H9 = H / 2
1662 IF A9 < H9 THEN Z1 = SQRT (
0.25 * H ^ 2 - (H / 2 - A9) ^
2)
1663 IF A9 > H9 THEN Z1 = SQRT (
0.25 * H ^ 2 - (A9 - H / 2) ^
2)
1664 IF A9 < H9 THEN AL = ATN (
Z1 / (H / 2 - A9))
1665 IF A9 > H9 THEN AL = ATN (
Z1 / (A9 - H / 2))
1666 IF A9 > H9 THEN AL = 3.1415
9 - AL
1690 CA = H ^ 2 * (AL - SIN (AL))
* COS (AL) / 4
1700 X = H ^ 3 * SIN (AL) ^ 3 /
(12 * CA)
1710 RETURN
1720 P2(J) = PU / (22 * H ^ 2 / 2
8)
1730 M2(J) = MU / (H * 22 * H ^ 2
/ 28)
1731 IF CC = DM THEN YY = P2(J)
1740 J = J + 1
1741 IF PU >= 0.1 * FC * 22 *
H ^ 2 / 28 THEN CC = CC - 0.
03 * H
1742 IF PU < 0.1 * FC * 22 * H ^
2 / 28 THEN CC = CC - 0.005 *
H
1743 IF CC > DM THEN CC = CC - 0
.03 * H
1744 IF CC <= DM AND FL = 0.0 THEN
CC = DM
1745 IF CC = DM THEN FL = 1.0
1751 IF CC < 1 GOTO 1780
1760 IF PU > 0 THEN GOTO 1180
1780 PRINT : PRINT : PRINT "****
*****"
1781 PRINT : PRINT : PRINT : PRINT
"FC" =";FC: PRINT "FY
=";FY
1782 PRINT "RG" =";DG: PRINT
"GAMMA" =";DS / H
1801 PRINT " : PRINT "
1809 PRINT : PRINT : PRINT "****.
****COORDINATES OF INTERACTI
ON DIAGRAM FOR RG=";DG;"****
****"
1810 PRINT "FU/AG(PSI) MU/(A
G*H) (PSI)"
1811 PRINT : PRINT PD / (22 * H ^
2 / 28); TAB( 15); "0.0000"
1820 FOR K = 1 TO J - 1
1821 IF XX = 1.0 THEN GOTO 1825
1822 ZX = P1 / (22 * H ^ 2 / 28)
1823 IF ZX > P2(K) THEN PRINT Z
X; TAB( 15); M1 / (22 * H ^ 3
/ 28); "FS=FY"
1824 IF ZX > P2(K) THEN XX = 1.0

```

$$I \text{ yang tertekan} = \frac{h^2}{4} (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)$$

Kontribusi momen dari beton  

$$= \frac{h^3 (\sin^3 \alpha)}{12}$$

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{\sqrt{(h^2/4) - [(h/2) - a]^2}}{(h/2) - a} \text{ for } a < \frac{h}{2}$$

$$= \pi - \tan^{-1} \frac{\sqrt{(h^2/4) - (a - h/2)^2}}{a - h/2} \text{ for } a > \frac{h}{2}$$

Kurangi  $c$  dari  $1.04h/\beta$ , dengan  
 $0.03h$  dan hitung  
 $P_u/\pi h^2/4$  dan  $M_u/\pi h^3/4$ .  
 Jika  $P_u \leq 0.1f'_c(\pi h^2/4)$ , kurangi  $c$  dengan  
 $0.005h$  bukan  $0.03h$ .

Cetak hasil:  $f'_c, f_y, \rho_s, \gamma$   
 dan ekuivalensi harga  
 $P_u/\pi h^2/4$  dan  $M_u/\pi h^3/4$ .  
 Cetak hasilnya untuk  $\beta = 0$   
 dan  $\beta = \beta$

Gambar 13.30 (sambungan)

```

1825 IF P2(K) = YY THEN GOTO 18
32
1830 PRINT P2(K); TAB( 15); M2(K)
1831 GOTO 1840
1832 PRINT P2(K); TAB( 15); M2(K)
; TAB( 25); "FS=0.0"
1840 NEXT K
1850 IF WW = 0.08 THEN GOTO 136
0
1860 XX = 0.0
1861 FL = 0.0
1870 J = 1
1880 WW = WW + 0.01
1890 AS = WW * H ^ 2 * 22 / 28
1900 GOTO 1070

```

EBNAWA-BIAXIAL BENDING

```

1 REM
10 HOME : CLEAR
20 REM PROGRAM ENGINEERING CONC
RETE DESIGN
30 T2$ = "*****ENGINEERING PROG
RAM*****"
40 HOME : PRINT T2$: PRINT "IN
PUT DATA:"; PRINT "-----
-----": VTAB 8
41 INPUT "TYPE OF PROBLEM=";TY
42 IF TY = 2 THEN GOTO 160
50 INPUT "PN=";PN: INPUT "MN=";
MX: INPUT "MNY=";MY: INPUT "
B=";B: INPUT "H=";H: INPUT "
BE=";BE
60 HOME : PRINT "VERIFICATION
OF INPUT DATA": PRINT
70 PRINT "PN=";PN: PRINT "MN=";
MX: PRINT "MNY=";MY: PRINT "
B=";B: PRINT "H=";H: PRINT "
BE=";BE
71 INPUT "ARE THE DATA CORRECT?
Y/N";Z$
72 IF Z$ = "N" THEN GOTO 10
73 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
: PRINT : PRINT : INVERSE : FLASH
: HTAB 8: PRINT "PLEASE WAIT
FOR CALCULATION": NORMAL
80 M1 = MX + MY * (H / B) * (1 -
BE) / BE
90 M2 = MY + MX * (B / H) * (1 -
BE) / BE
100 A1 = MX / M1
110 B1 = MY / M2
120 PRINT "MNX/MOX =" ; A1
130 PRINT "MNY/MOY =" ; B1
140 IF MY / MX > B / H THEN PRINT
"MOY=";M2
150 IF MY / MX < B / H THEN PRINT
"MOX=";M1
151 IF TY = 1 THEN GOTO 740

```

Perbesar  $\rho_s$  dari 0,01 dg tambahan 0,01  
 sampai 0,08

Gambar 13.30 (sambungan)

Pemilihan jenis analisis:  
 1. Perhitungan momen uniaksial ekuivalen  
 yang menentukan diantara  $M_{Ox}$  dan  $M_{Oy}$   
 2. Perhitungan gaya & momen kekuatan penampang  
 untuk  $c$  tertentu

Masukkan variabel disain:  
 $P_u, M_{nx}, M_{ny}, b, h, \beta$ .

Pastikan ketepatan  
 data. Jika ya,  
 tekan Y. Jika tidak,  
 tekan N dan  
 masukkan kembali  
 data yang benar

$$M_{Ox} = M_{nx} + M_{ny} \frac{h}{b} \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right)$$

$$M_{Oy} = M_{ny} + M_{nx} \frac{b}{h} \left( \frac{1 - \beta}{\beta} \right)$$

Cetak:  $\frac{M_{nx}}{M_{Ox}}, \frac{M_{ny}}{M_{Oy}}$   
 $M_{Oy}$  if  $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{b}{h}$   
 $M_{Ox}$  if  $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{b}{h}$

Gambar 13.31 Langkah-langkah program: analisis kolom segiempat yang mengalami lentur biaksial.

```

160 INPUT "FC=";FC: INPUT "FY="
;FY
161 INPUT "B=";B: INPUT "H=";H: INPUT
"B1=";B1
162 INPUT "C=";C: INPUT "PN=";PU

163 INPUT "NO.OF ROWS N=";N
164 FOR I = 1 TO N
165 PRINT "INPUT DEPTH AND AREA
OF ROW NO. ";I
170 INPUT "D=";D(I): INPUT "A=";
A(I)
180 NEXT I
190 HOME : PRINT "***VERIFICATION
OF INPUT DATA**"
200 PRINT "FC=";FC: PRINT "FY="
;FY
210 PRINT "B=";B: PRINT "H=";H: PRINT
"B1=";B1
220 PRINT "C=";C: PRINT "PU=";PU

230 PRINT "N=";N
250 AST = 0.0
260 FOR I = 1 TO N
270 PRINT "D AND A OF ROW NO. "; TAB(
20);I; TAB( 23);"ARE"; TAB(
28);D(I); TAB( 31);"AND"; TAB(
36);A(I)
280 AST = AST + A(I)
290 NEXT I
300 INPUT "ARE THE DATA CORRECT?
Y/N";Z$
320 IF Z$ = "N" THEN GOTO 10
330 HOME : PRINT T2$: PRINT : PRINT
: PRINT : PRINT : INVERSE : FLASH
: HTAB 8: PRINT "PLEASE WAIT
FOR CALCULATION": NORMAL
340 A1 = AST / (B * H)
350 IF A1 < 0.0095 THEN GOTO 66
0
360 IF A1 > 0.0801 THEN GOTO 69
0
470 AA = B1 * C
480 IF AA > H THEN AA = H
490 CC = C
500 GOSUB 750
510 PU = 0.85 * FC * AA * B + S1
530 MU = 0.85 * FC * AA * B * (H /
2 - AA / 2) + S2
540 EC = MU / PU
550 HOME : PRINT : PRINT "***FINA
L RESULTS**"
570 PRINT "PN(LB)      =" ;PU
580 PRINT "MN(IN-LB)   =" ;MU
590 PRINT "E(IN)      =" ;EC
600 GOTO 740
660 HOME : PRINT : PRINT "***FINA
L RESULTS**"
670 PRINT "REINFORCEMENT RATIO I
S LESS THAN 1 %"
680 GOTO 740
690 HOME : PRINT : PRINT "***FINA
L RESULTS**"

```

Masukkan variabel disain  
 $f'_c, f_y, b, h, \beta_1, c, P_n, N, d_1, A_u$

Pastikan kebenaran  
data. Apabila ya,  
tekan Y. Apabila  
tidak, tekan N  
dan masukkan  
data yang benar.

Jika  $\rho_a < 1\%$  atau  $\rho_g > 8\%$   
lakukan langkah 660 atau 690 berturut-turut.

$a = \beta_1 c$   
Jika  $a > h$ ,  $a = h$ .

$$P_n = 0,85f'_c ab + s_1$$

$$M_n = 0,85f'_c ab \left( \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + s_2$$

Cetak hasilnya : (analisis untuk c tertentu)

Cetak pesan "reinforcement ratio is  
less than 1%".

Cetak pesan "reinforcement ratio is  
greater than 8%".

```

700 PRINT "REINFORCEMENT RATIO I
S GREATER THAN 1 %"
710 GOTO 740
720 HOME : PRINT : PRINT "***FINA
L RESULTS**"
740 END
750 REM SUBROUTINE DD AND EE
760 S1 = 0.0
770 S2 = 0.0
780 FOR I = 1 TO N
790 FS(I) = (CC - D(I)) * 37000.0
/ CC
800 IF ABS (FS(I)) < = FY THEN
GOTO 830
810 IF FS(I) < 0.0 THEN FS(I) =
- 1 * FY
820 IF FS(I) > 0.0 THEN FS(I) =
FY
830 IF FS(I) < 0.0 THEN GOTO 85
0
840 FS(I) = FS(I) - 0.85 * FC
850 S1 = S1 + FS(I) * A(I)
860 S2 = S2 + FS(I) * A(I) + (H /
2 - D(I))
870 NEXT I
880 RETURN

```

$$f_{su} = 87,000 \left( \frac{c - d_i}{c} \right)$$

Jika  $f_{su} > 0$ ,  $f_{su} = (f_y - 0,85f'_c)$   
Jika  $f_{su} > f_y$ ,  $f_{su} = (f_y - 0,85f'_c)$   
Jika  $f_{su} < f_y$  dan  $|f_{su}| > f_y$ ,  $f_{su} = -f_y$   
 $s_1 = \sum f_{su} A_i$   
 $s_2 = \sum f_{su} A_i \left( \frac{h}{2} - d_i \right)$

Gambar 13.31 (sambungan)

Program ini menjalankan dua jenis operasi.

**Operasi jenis 1:** Masukannya terdiri atas gaya aksial yang diperlukan,  $P_u/\phi$  (dalam lb), yang disebut sebagai  $P_n$  (lb), dan momen uniaksial yang diperlukan,  $M_{nx} = M_{ux}/\phi$  dan  $M_{ny} = M_{uy}/\phi$  (dalam in.-lb), dimensi coba-coba awal yang pendek  $b$  (dalam in.) dan dimensi coba-coba awal yang panjang  $h$  (dalam in.) dari kolom tersebut, juga faktor kontur  $\beta$  untuk angka perbandingan momen yang bersangkutan. Komputer dapat mengevaluasi dan mencetak kekuatan momen uniaksial ekuivalen yang menentukan  $M_{ox}$  dan  $M_{oy}$ , perbandingan momen  $M_{nx}/M_{ox}$  dan  $M_{ny}/M_{oy}$ . Komputer juga dapat mengontrol desain kolom dengan menjalankan operasi 2 untuk  $M_{ny}/M_{nx} < b/h$ , dan  $M_{oy}$  yang akan menentukan operasi 2 untuk  $M_{ny}/M_{nx} < b/h$ , dan  $M_{oy}$  yang akan menentukan apabila  $M_{ny}/M_{oy} > b/h$  sebagaimana telah dibahas pada Bab 9.16.2 dan diperlihatkan dalam diagram.

**Operasi jenis 2:** Masukannya terdiri atas kekuatan tekan beton  $f'_c$  (dalam psi), dimensi penampang kolom  $b$  (dalam in.) dan  $h$  (dalam in.), besar garis netral  $c$  yang diasumsikan, gaya aksial yang diperlukan  $P_n$ , banyaknya baris tulangan, luas tulangan (dalam in.<sup>2</sup>) dan jaraknya (dalam in.) dari tepi serat yang tertekan. Komputer dapat mengevaluasi dan mencetak kekuatan gaya aksial aktual  $P_n$ , kekuatan momen nominal aktual  $m_n$  (dalam in.-lb), dan eksentrisitasnya  $e$  (in.) untuk penampang yang diasumsikan. Kekuatan momen nominal tersebut yang ditunjukkan dengan  $M_{onx}$  atau  $M_{oyn}$  didasarkan atas dimensi kolom yang dimasukkan, apakah dimensi yang lebih besar dimasukkan tegaklurus, terhadap sumbu lentur dari kolom uniaksial ekuivalen ( $H$  dalam program) ataukah dimensi panjang yang dimasukkan. Perhitungan  $M_{onx}$  dan  $M_{oyn}$  diperlukan untuk solusi seperti pada contoh 13.35. Angka perbandingan

Gambar 13.31 (sambungan)

yang diperoleh, yaitu  $M_{lx}/M_{onx}$  dan  $M_{ly}/M_{oyn}$ , dimasukkan ke dalam diagram faktor kontur  $g$  pada Gambar 13.26 untuk mengecek apakah  $g$  yang diasumsikan semula cukup dekat dengan  $\beta$  yang diperoleh berdasarkan  $M_{onx}$  dan  $M_{oyn}$  tersebut.

Apabila tidak, lakukan kembali coba-coba-dan-penyesuaian dengan eksentrisitas yang baru yang diperoleh dari  $\beta$  yang baru sebagaimana telah dibahas pada prosedur operasional langkah demi langkah pada Bab 9.16.3. Proses tersebut diulang terus sampai harga faktor  $\beta$  konvergen (cukup dekat) dengan yang diperoleh dari  $M_{onx}$  dan  $M_{oyn}$ . Harga momen-momen ini paling sedikit harus sama dengan kekuatan momen ekuivalen yang diperlukan, yaitu  $M_{ax}$  atau  $M_{ay}$ .

### 13.12.1 Contoh 13.31: Analisis Kolom Segiempat Bersengkang

Rencanakanlah suatu penampang kolom segiempat bersengkang yang harus memikul gaya aksial kerja (akibat beban mati)  $P_{wd} = 120.000$  lb dan akibat beban hidup  $P_{wl} = 360.000$  lb yang bekerja dengan eksentrisitas (a)  $e = 19,5$  in. dan (b)  $e = 4,0$  in. Diberikan:

$$\begin{aligned} f'_c &= 4000 \text{ psi} \\ f_y &= 60.000 \text{ psi} \\ d' &= 3,0 \text{ in.} \end{aligned}$$

#### Solusi

(a) Eksentrisitas  $e = 19,5$  in.:

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial rencana } P_u &= 1,4 \times 120.000 + 1,7 \times 360.000 \\ &= 780.000 \text{ lb} \end{aligned}$$

Asumsikan ukuran penampang 27 in. x 32 in. ( $d = 29$ ), Asumsikan bahwa  $\rho_g = 0,015$ .

$$\begin{aligned} A_s &= A'_s = 0,0075 \times 27 \times 29 \\ &= 5,87 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Coba 6 tulangan No. 9 pada masing-masing sisi = 6,00 in<sup>2</sup> Asumsikan tinggi sumbu netral  $c = 13$  in. dan masukkan semua data dengan menggunakan program jenis I.

Masukan dan keluaran program untuk sekali menjalankan program adalah sebagai berikut:

```

JPR#1
JRUN
*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=1
FC'=4000
FY=60000
B=27
H=32
B1=0.85
C=13
PU=780000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=3
A=6

```

```

INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=29
A=6
**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC'=4000
FY=60000
B=27
H=32
B1=.85
C=13
PU=780000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 3 AND 6
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 29 AND 6
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN)      =17.1632653
PUB (LB)     =919339.114
MUB (IN-LB) =16246568.6
EB (IN)      =17.6720084
PUO (LB)     =2128103.04
PI           =.7
PU (LB)      =795717.3
MU (IN-LB)   =15953200.1
E (IN)       =20.048829

```

Keluaran  $e = 19,84$  in. ternyata cukup dekat dengan eksentrisitas yang diberikan, yaitu 19,5 in., sementara keluaran  $P_u = 695.793$  lb lebih kecil dari 780.000 lb. Dengan demikian, untuk ukuran penampang dan tulangan yang sama tidak dapat dilakukan perubahan harga  $c$ .

Untuk selanjutnya, coba dengan luas penampang tulangan  $A_s = A'_s = 7,62$  in<sup>2</sup> (enam tulangan No. 10) dan  $c$  coba-coba = 14,9 in.

Masukan dan keluarannya adalah sebagai berikut:

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=1
FC'=4000
FY=60000
B=27
H=32
B1=.85
C=14.9
PU=780000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=3
A=7.62
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=29
A=7.62

```

```

**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC=4000
FY=60000
B=27
H=32
B1=.85
C=14.9
PU=780000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 3 AND 7.62
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 29 AND 7.62
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN) =17.1632653
PUB (LB) =923194.714
MUB (IN-LB) =14527651.4
EB (IN) =15.7362809
PUO (LB) =2025408
PI =.7
PU (LB) =695793
MU (IN-LB) =13804374.7
E (IN) =19.8397723

```

Komputer akan mengeluarkan  $P_u = 795.717$  lb yang cukup dekat dengan  $P_u$  rencana = 780.000 lb dan keluaran eksentrisitas  $e = 20,05$  in. yang cukup dekat dengan eksentrisitas 19,5 in. Dengan demikian desain dapat diterima.

(b) Eksentrisitas  $e = 4,0$  in.: Asumsikan ukuran penampang 18 in. x 24 in. ( $d = 21$  in.). Coba  $A_s = A'_s = 5,0$  in<sup>2</sup>. Asumsikan bahwa  $c = 18$  in. dahulu.

Jalankan program jenis I dan masukkan datanya. Masukan dan keluarannya adalah sebagai berikut:

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=1
FC=4000
FY=60000
B=18
H=24
B1=.85
C=18
PU=780000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=3
A=5
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=21
A=5

```

```

**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC=4000
FY=60000
B=18
H=24
B1=.85
C=18
PU=780000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 3 AND 5
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 21 AND 5
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN) =12.4285714
PUB (LB) =440674
MUB (IN-LB) =6713227.48
EB (IN) =15.2339995
PUO (LB) =1139488
PI =.7
PU (LB) =802802
MU (IN-LB) =5090866.2
E (IN) =6.3413721

```

Pada keluaran terlihat bahwa  $e = 6,34$  in. dan  $P_u = 802.802$  lb. Karena  $e$  dan  $P_u$  lebih besar dari harga aktualnya, maka ukuran penampang dapat diperkecil.

Coba ukuran 18 in. x 20 in. dan tinggi sumbu netral  $c = 16,5$  in. sebagai masukan. Pada keluaran berikut ini terlihat bahwa  $P_u = 789.703$  lb, yang cukup dekat dengan  $P_u$  rencana = 780.000 lb, dan eksentrisitasnya  $e = 4,11$  in., juga cukup dekat dengan eksentrisitas yang diasumsikan. Dengan demikian desain dapat diterima.

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=1
FC=4000
FY=60000
B=18
H=20
B1=.85
C=16.5
PU=780000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=3
A=5
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=17
A=5
**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC=4000
FY=60000
B=18
H=20
B1=.85
C=16.5
PU=780000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 3 AND 5
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 17 AND 5
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```



PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN)      =10.0612245
PUB (LB)     =354469.429
MUB (IN-LB) =4953791.13
EB (IN)      =13.9752281
PUO (LB)     =1002400
PI           =.7
PU (LB)      =789703.728
MU (IN-LB)   =3246273.52
E (IN)       =4.11074864

```

### 13.12.2 Contoh 13.32: Analisis Kolom Bundar (Lingkaran) Bertulangan Spiral

Pecahkan contoh 13.31 dengan menggunakan kolom bertulangan spiral yang eksentrisitas bebannya  $e = 19,5$  in.

#### Solusi

Gaya aksial rencana  $P_u = 780.000$  lb. Asumsikan diameter penampang lingkaran 30 in. dan tulangnya 12 No. 10 sehingga luas tulangnya  $= 15,24$  in<sup>2</sup>, dan anggap dahulu tinggi sumbu netral  $c = 18$  in.

Masukan dan keluaran komputer untuk  $c$  ini pertama kali adalah sebagai berikut:

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
INPUT TYPE OF COLUMN SPIRAL OR TIED
?SPIRAL
TYPE OF PROBLEM=1
FC=4000
FY=60000
H=30
DS=24
B1=.85
AS=15.24
NO. OF BARS N=12
C=18
PU=780000
DMAX=27
**VERIFICATION OF INPUT DATA**

THE COLUMN IS          SPIRAL
FC'=4000
FY=60000
H=30
DS=24
B1=.85
AS=15.24
NO. OF BARS N=12
C=18
PU=780000
DMAX=27
ARE THE DATA CORRECT ? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATIONS

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN)      =15.9795918
PUB (LB)     =817463.413
MUB (IN-LB) =9836549.82
EB (IN)      =12.0330154
PUO (LB)     =
2082629.44
PI           =.75
PU (LB)      =1046339
MU (IN-LB)   =9330154.81
E (IN)       =8.91695218

```

Pada keluaran komputer diperoleh bahwa gaya aksial desain  $P_u = 1.046.399$  lb yang lebih besar daripada gaya aksial rencana  $P_u = 780.000$  lb. Akan tetapi, keluaran eksentrisitas adalah 8.91 in., yang jauh lebih kecil daripada eksentrisitas yang diberikan, yaitu 19,5 in. Dengan demikian penampang tersebut belum memenuhi.

Pada coba-coba berikutnya asumsikan diameter penampang kolom beton 36,0 in. dan ditulangi dengan 14 No. 10. Berikut ini dicantumkan masukan dan keluaran program.

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
INPUT TYPE OF COLUMN SPIRAL OR TIED
?SPIRAL
TYPE OF PROBLEM=1
FC=4000
FY=60000
H=36
DS=30
B1=.85
AS=17.78
NO. OF BARS N=14
C=16
PU=780000
DMAX=33
**VERIFICATION OF INPUT DATA**

THE COLUMN IS          SPIRAL
FC'=4000
FY=60000
H=36
DS=30
B1=.85
AS=17.78
NO. OF BARS N=14
C=16
PU=780000
DMAX=33
ARE THE DATA CORRECT ? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATIONS

```

**FINAL RESULTS**
CB (IN)      =19.5306123
PUB (LB)     =1211384.98
MUB (IN-LB) =15913504.6
EB (IN)      =13.1366204
PUO (LB)     =
2848681.14
PI           =.75
PU (LB)      =795686.296
MU (IN-LB)   =15636843.1
E (IN)       =19.6520201

```

### 13.12.3 Contoh 13.33: Diagram Interaksi Gaya-Momen Desain untuk Kolom Segiempat

Dengan menggunakan program komputer dalam bahasa BASIC dalam Bab 13.12, buatlah diagram interaksi kekuatan gaya-momen untuk kolom segiempat untuk dua kasus, yaitu (a)  $\gamma = 0,75$  dan (b)  $\gamma = 0,90$ . Cantumkan pada diagram tersebut sekumpulan koordinat  $\phi P_n/A_g$  dan  $\phi M_n/A_g h$ . Diberikan juga sekumpulan keluaran

$$\frac{\phi P_n}{A_g} / \frac{\phi M_n}{A_g h}$$

yang diperoleh untuk  $\rho_g = 0,04$  dan  $\gamma = 0,90$ . Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

#### Solusi

(a) Kasus  $\gamma = 0,75$ : Variabel masukannya adalah: Jenis problem 2,  $f'_c = 4000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $b = 12$  in.,  $h = 20$  in.,  $\beta_1 = 0,85$ ,  $c = 10$  in.,  $P_u = 200.000$  lb, banyaknya baris tulangan = 2,  $d_1 = 2,5$  in.,  $A_1 = 3,0$  in<sup>2</sup>, dan  $A_2 = 3,0$  in<sup>2</sup>. Keluarnya diperlihatkan dengan lima hal pada Gambar 13.32 untuk  $\rho_g = 0,01, 0,02, 0,04, 0,06$ , dan  $0,08$ .

Koordinat-koordinat untuk titik-titik pertama pada masing-masing kurva merupakan gaya aksial kekuatan gaya aksial maksimum yang diizinkan, yaitu  $\phi P_{n(max)}$  atau  $P_{u(max)} = 0,80\phi[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$  dan  $\phi M_n = 0$ . Plot titik-titik ini diperoleh dengan menggunakan Tektronix Easygraphing dan *plotter* digital interaktif perifer.

Titik kedua pada diagram interaksi dalam Gambar 13.32 memberi koordinat kekuatan gaya-momen untuk tegangan tulangan tarik  $f_s = 0$ , yaitu pada tulangan yang paling dekat dengan tepi serat yang tertarik. Koordinat ini merupakan taraf beban pada saat tegangan pada tulangan tarik berubah dari tekan menjadi tarik. Garis horizontal pada saat  $\phi P_{n(max)}$  secara manual digambar sampai berpotongan dengan kurva interaksi gaya-momen, yang diteruskan ke atas sampai melewati titik yang menunjukkan  $f_s = 0$ .

Koordinat dalam kurva untuk  $f_s = f_y$  menunjukkan kondisi *balanced*, yaitu taraf kekuatan  $\phi P_{nb} - \phi M_{nb}$ . Garis  $e/H = 0,10$  menunjukkan angka eksentrisitas minimum yang diizinkan untuk kolom segiempat berdasarkan peraturan ACI. Garis angka eksentrisitas tersebut digambar dengan tangan sebagai suatu pembantu yang cepat dalam penggunaan diagram dalam desain.

(b) Kasus  $\gamma = 0,90$ . Variabel masukan adalah: jenis problem 2,  $f'_c = 4000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $b = 36$  in.,  $h = 50$  in.,  $\beta_1 = 0,85$ ,  $c = 15$  in.,  $P_u = 600.000$  lb, banyaknya baris tulangan = 2,  $d_1 = 2,5$  in.,  $A_1 = 18,0$  in<sup>2</sup>,  $d_2 = 47,5$  in., dan  $A_2 = 18,0$  in<sup>2</sup>.

Keluarnya diberikan sebagai lima kurva dalam Gambar 13.33 untuk  $\rho_g = 0,01, 0,02, 0,04, 0,06$ , dan  $0,08$ . Koordinat-koordinat untuk  $\rho_g$  lainnya dapat diperoleh dengan cara yang serupa

Gambar 13.34 membonkan keluaran tipikal untuk kekuatan gaya-momen, untuk kasus  $\rho_g = 0,04$  dan  $\gamma = 0,90$ . Perhatikan pada kurva tersebut adanya gaya aksial maksimum  $P_{u(max)}/A_g$  pada saat  $M_u/A_g h = 0$  yang merupakan titik awal dari garis horizontal dalam Gambar 13.32 untuk angka penulangan bruto  $\rho_g = 0,04$ .

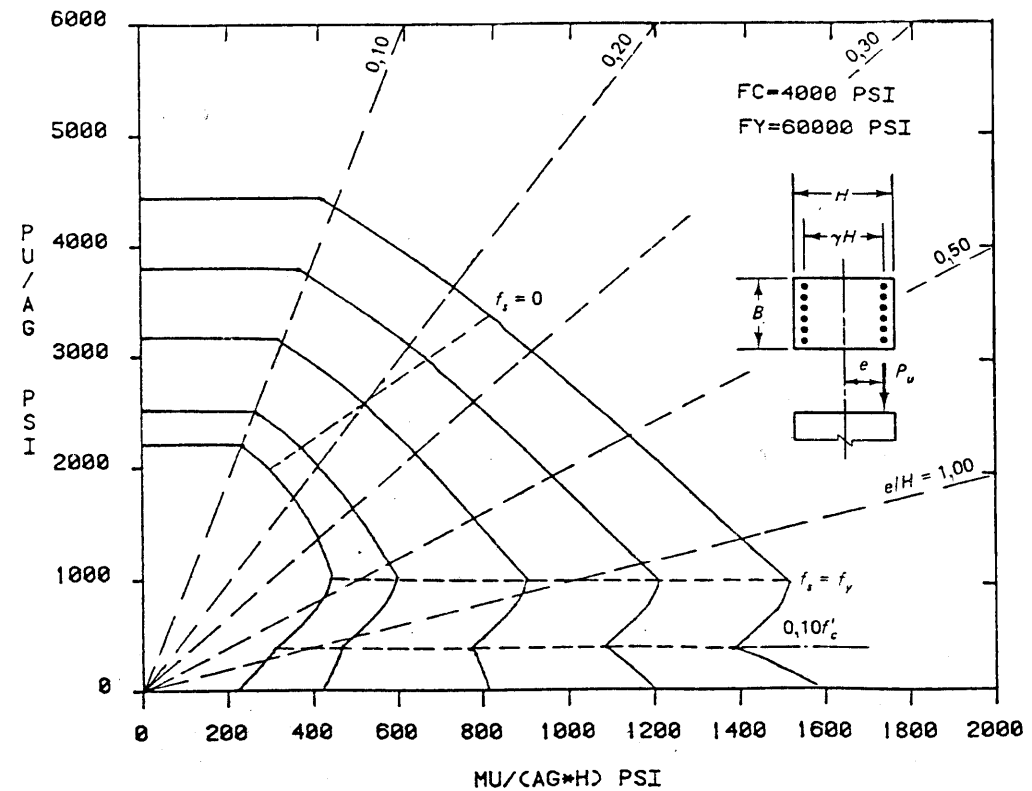


DIAGRAM INTERAKSI KEKUATAN GAYA-MOMEN - KOLOM SEGIEMPAT  
GAMMA=0.75

Gambar 13.32 Diagram interaksi kekuatan gaya-momen: kolom segiempat.  $\gamma = 0,75$ .

### 13.12.4 Contoh 13.34: Diagram Interaksi Kekuatan Desain Gaya-Momen untuk Kolom Lingkaran

Dengan menggunakan program komputer dalam bahasa BASIC yang dibahas pada Bab 13.12, buatlah diagram interaksi kekuatan gaya-momen untuk kolom lingkaran bertulangan spiral untuk dua kasus (a)  $\gamma = 0,75$  dan (b)  $\gamma = 0,90$  dari sekumpulan nilai koordinat  $\phi P_n/A_g$  dan  $\phi M_n/A_g h$ . Diberikan:

$$f'_c = 4000 \text{ psi}$$

$$f_y = 60.000 \text{ psi}$$

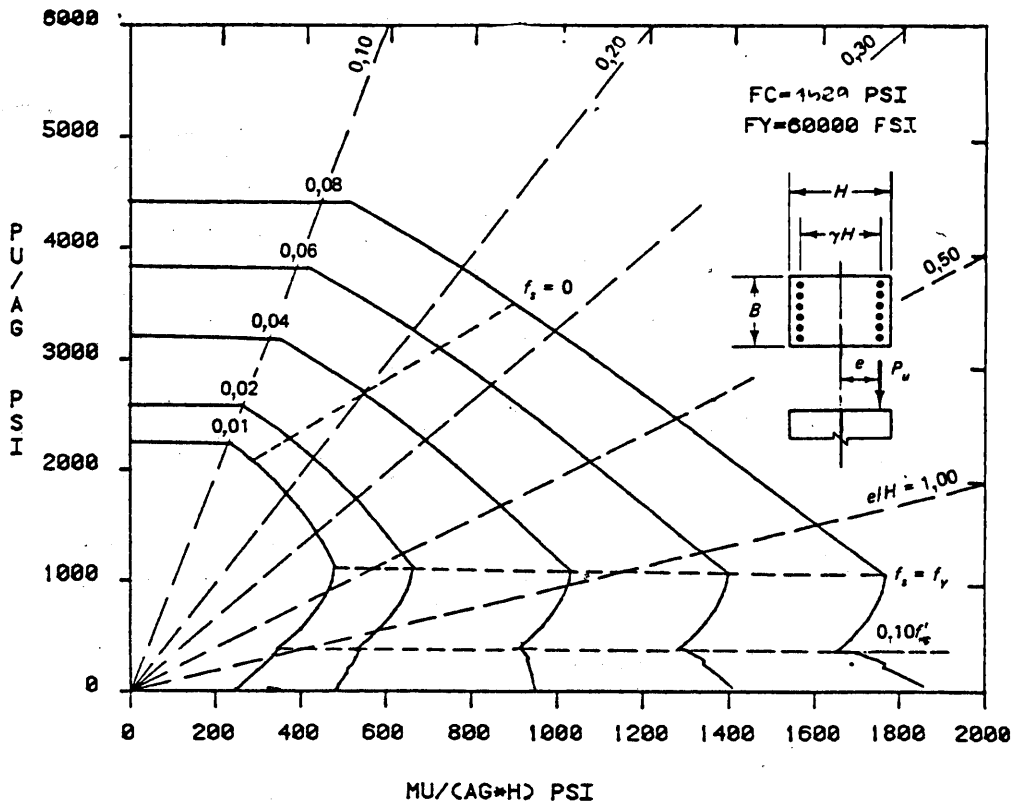


DIAGRAM INTERAKSI KEKUATAN GAYA-MOMEN - KOLOM SEGIEMPAT  
 GAMMA=0.90

Gambar 13.33 Diagram interaksi kekuatan gaya-momen: kolom segiempat.  $\gamma = 0,90$ .

```

*****
FC      =4000
FY      =60000
RB      =.04
GAMMA   =.9
  
```

```

*****COORDINATES OF INTERACTION DIAGRAM FOR RB=.04*****
PU/AG (PSI)      MU/ (AG*H) (PSI)
3171.84          0.0000
3427.88372      241.612325

3382.3166       262.117529
3267.71266     316.034791
3090.41922     395.51339
  
```

Gambar 13.34 Koordinat beberapa titik dalam diagram interaksi untuk  $\rho_g = 0,04$  dan  $\gamma_g = 0,90$ .

2906.57793	471.748139
2714.96707	545.288816
2666.65	562.978062FS=0.0
2613.84261	577.319265
2510.75764	612.737784
2404.71488	647.939712
2295.39362	683.069376
2182.425	718.292749
2065.38273	753.801675
1943.77135	789.819101
1817.01169	826.605661
1684.42235	864.467981
1545.19615	903.769293
1398.36968	944.943135
1242.78356	988.51122
1089.82143	1031.49922FS=FY
1085.28	1031.39456
1024.59	1029.1642
963.9	1025.38625
903.21	1020.0607
842.52	1013.18756
781.83	1004.76682
721.14	994.798489
660.45	983.282562
599.76	970.219039
539.07	955.607922
478.38	939.44921
417.69	921.742902
357	902.489
357.539325	926.745678
346.983915	922.893678
339.024978	926.071187
330.326453	927.503425
321.674798	929.318559

Gambar 13.34 (lanjutan)

312.887529	931.014896
304.002967	932.706453
292.205621	933.105185
270.392523	930.524481
248.943617	933.453956
225.71748	935.365361
200.85596	937.472208
174.071271	939.5692
145.089125	941.688108
113.568259	943.823469
79.0936488	945.972854
41.153979	948.130438
-887417711	950.286111

Gambar 13.34 (lanjutan)

**Solusi**

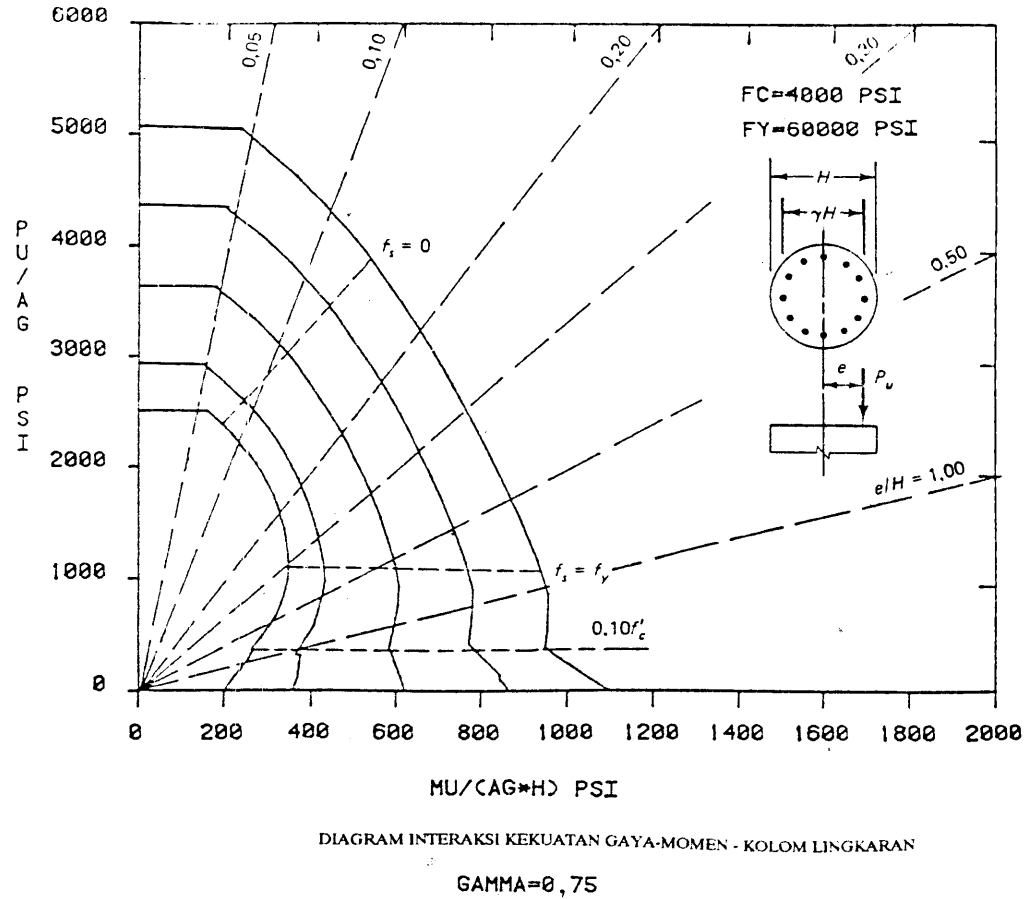
(a) Kasus  $\gamma = 0,75$ . Variabel-variabel masukan adalah: jenis kolom = spiral, jenis problem = 2,  $f'_c = 4000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $h = 20$  in.,  $d_1 = 15$  in.,  $\beta_1 = 0,85$ ,  $A_s = 4,74$  in.<sup>2</sup>, banyaknya tulangan = 12,  $c = 7,0$  in.,  $P_u = 120.000$  lb, dan  $d_{max} = 17,5$  in.

Keluaran dalam bentuk kurva diberikan dalam Gambar 13.35 untuk harga-harga  $\rho_g = 0,01, 0,02, 0,04, 0,06$ , dan  $0,08$  dengan cara seperti yang telah dibahas pada contoh 13.33 untuk kolom segiempat. Harga  $f_s = 0$  pada kurva interaksi ini merupakan titik pada saat tegangan pada tulangan tarik yang terdekat dengan tepi serat yang tertarik berubah dari tekan menjadi tarik. Harga  $f_s = f_y$  menunjukkan kondisi *balanced*. Garis  $e/H = 0,05$  merupakan angka eksentrisitas minimum yang diizinkan untuk kolom lingkaran berdasarkan peraturan. Semua garis angka eksentrisitas digambar dengan tangan untuk memudahkan penggunaan diagram ini sebagai alat bantu di dalam desain.

**Solusi**

(b) Kasus  $\gamma = 0,90$ . Variabel masukannya adalah: jenis kolom = spiral, jenis problem = 2,  $f'_c = 4000$  psi,  $f_y = 60.000$  psi,  $h = 50$  in.,  $d_s = 45$  in,  $g_l = 0,85$ ,  $A_s = 40,0$  in.<sup>2</sup>, banyaknya tulangan = 12,  $K = 20$  in.,  $P_u = 800.000$  lb, dan  $d_{max} = 47,5$  in.

Keluarannya diberikan dalam bentuk lima kurva di dalam Gambar 13.36 untuk  $\rho_g = 0,01, 0,02, 0,04, 0,06$ , dan  $0,08$ . Kurva ini dibuat dengan cara yang serupa dengan yang telah dibahas di muka. Garis horizontal pada diagram untuk  $\phi P_{n(max)} = P_{u(max)}$  digambar secara manual sampai berpotongan dengan perpanjangan kurva interaksi yang diteruskan sampai melewati titik  $f_s = 0$ .



Gambar 13.35 Diagram interaksi kekuatan gaya-momen: kolom lingkaran.  $\gamma = 0,75$ .

**13.12.5 Contoh 13.15: Analisis Kolom yang Mengalami Lentur Biaksial**

Sebuah kolom pojok mengalami gaya aksial tekan rencana  $P_u = 210.000$  lb, momen lentur rencana  $M_{ux} = 1.680.000$  in.-lb terhadap sumbu  $x$ , dan momen lentur rencana  $M_{uy} = 980.000$  in.-lb terhadap sumbu  $y$ . Rencanakan penampang kolom segiempat bersengkang yang harus memikul gaya dan momen tersebut dengan menggunakan beton yang kekuatannya tekannya  $f'_c = 4000$  psi dan tulangannya mempunyai kekuatan  $f_y = 60.000$  psi.

**Solusi**

Asumsikan ukuran penampang 12 in. x 20 in. dengan 3 tulangan No. 8 pada masing-masing muka kolom. Asumsikan bahwa  $\phi = 0,7$  cukup dapat digunakan untuk kolom yang mengalami pembebanan biaksial.

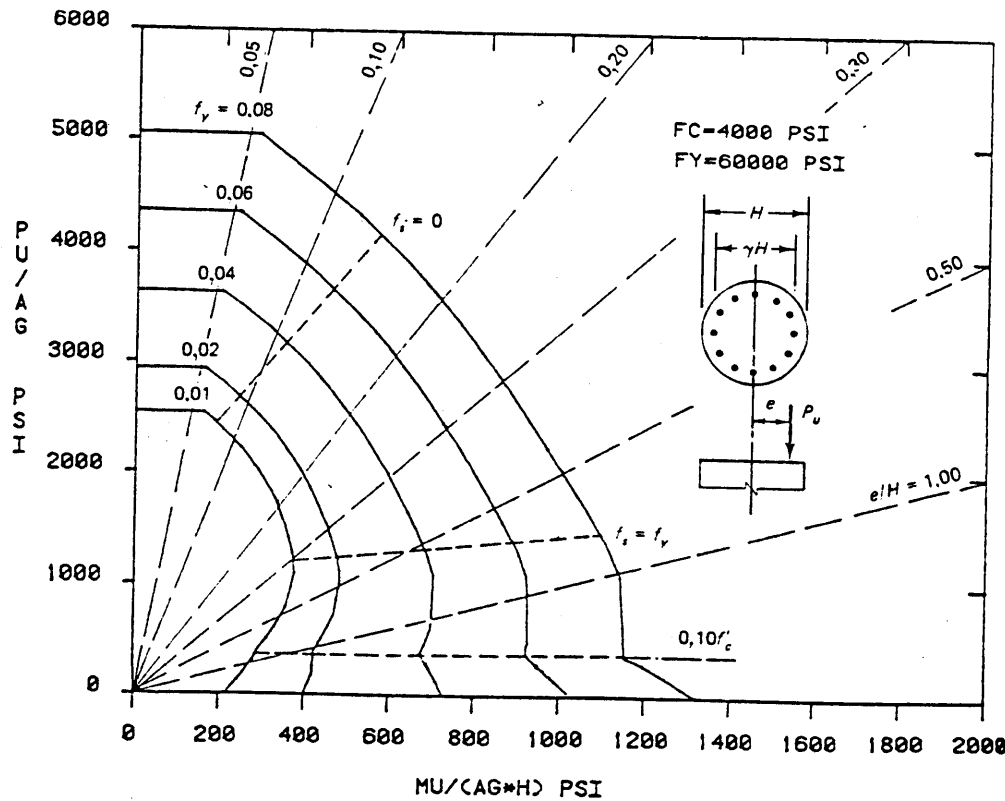


DIAGRAM INTERAKSI KEKUATAN GAYA-MOMEN - KOLOM LINGKARAN

GAMMA=0,90

Gambar 13.36 Diagram interaksi kekuatan gaya-momen: kolom lingkaran.  $\gamma = 0,90$ .

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{210.000}{0,7} = 300.000 \text{ lb}$$

$$M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} = \frac{1.680.000}{0,7} = 2.400.000 \text{ in.-lb}$$

$$M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} = \frac{980.000}{0,7} = 1.400.000 \text{ in.-lb}$$

Jenis operasi 1: Asumsikan faktor perbandingan momen  $\beta = 0,64$ . Data masukannya adalah  $P_n = 300.000 \text{ in.-lb}$ ,  $M_{nx} = 2.400.000 \text{ in.-lb}$ ,  $M_{ny} = 1.400.000 \text{ in.-lb}$ ,  $b = 12 \text{ in.}$ ,  $h = 20 \text{ in.}$ , dan  $\beta = 0,64$ .

```
*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=1
PN=300000
MNX=2400000
MNY=1400000
B=12
H=20
BE=.64
**VERIFICATION OF INPUT DATA**

PN=300000
MNX=2400000
MNY=1400000
B=12
H=20
BE=.64
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****
```

```
PLEASE WAIT FOR CALCULATION
MNX/MOX = .646464647
MNY/MOY = .633484163
MOX=3712500
```

Jadi kekuatan momen yang menentukan yang diperlukan adalah  $M_{ux} = 3,712.500 \text{ in.-lb}$ .

Jenis operasi 2:

(a) Kekuatan momen nominal  $M_{oxn}$ : Data masukannya adalah  $f'_c = 4000 \text{ psi}$ ,  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ ,  $b = 12 \text{ in.}$ ,  $h = 20 \text{ in.}$ ,  $\beta_1 = 0,85$ , tinggi sumbu netral (coba-coba awal)  $= c = 9,67 \text{ in.}$ ,  $P_n = 300.000 \text{ lb}$ ,  $d_1 = 2,5 \text{ in.}$ ,  $A_1 = 2,37 \text{ in.}^2$ ,  $d_2 = 17,5 \text{ in.}$ , dan  $A_2 = 2,37 \text{ in.}^2$ .

Harga  $c$  akhir yang diperoleh dari beberapa kali coba-coba adalah  $c = 9,67 \text{ in.}$  untuk kasus di mana dimensi penampang kolom yang lebih besar dianggap tegak lurus terhadap sumbu lentur. Harga  $c$  ini memberikan kekuatan momen nominal aktual yang menentukan  $M_{oxn}$  yang cukup dekat dengan kekuatan momen yang diperlukan  $M_{ox}$ , juga memberikan harga faktor kontur  $\beta$  yang benar.

```
*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=2
FC=4000
FY=60000
B=12
H=20
B1=.85
C=9.67
PN=300000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=2.5
A=2.37
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=17.5
A=2.37
```

```

**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC'=4000
FY=60000
B=12
H=20
B1=.85
C=9.67
PU=300000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 2.5AND 2.37
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 17.5AND 2.37
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
PN(LB) =327297.6
MN(IN-LB) =4047893.32
E(IN) =12.367623

```

Jadi momen aktual  $M_{oxn} = 4047893 \text{ in.-lb} > M_{ox}$  yang diperlukan = 3.712.508 in.-lb. Dengan demikian desain dapat diterima.

(a) Kekuatan momen nominal  $M_{Oyn}$ : Data masukannya adalah  $f'_c = 4000 \text{ psi}$ ,  $f_y = 60.000 \text{ psi}$ ,  $b = 20 \text{ in.}$ ,  $h = 12 \text{ in.}$ , tinggi sumbu netral coba-coba adalah  $c = 5,40 \text{ in.}$ ,  $\beta_1 = 0,85$ ,  $d_1 = 2,5 \text{ in.}$ ,  $A_1 = 2,37 \text{ in}^2$ ,  $d_2 = 9,5 \text{ in.}$ , dan  $A_2 = 2,37 \text{ in}^2$ .

Harga  $c$  akhir yang diperoleh dari iterasi adalah  $c = 5,40$  untuk kasus di mana dimensi kolom yang lebih pendek dianggap tegaklurus terhadap sumbu lentur.

```

*****ENGINEERING PROGRAM*****
**INPUT DATA:**
-----
TYPE OF PROBLEM=2
FC'=4000
FY=60000
B=20
H=12
B1=.85
C=5.4
PN=300000
NO. OF ROWS N=2
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.1
D=2.5
A=2.37
INPUT DEPTH AND AREA OF ROW NO.2
D=9.5
A=2.37
**VERIFICATION OF INPUT DATA**
FC'=4000
FY=60000
B=20
H=12
B1=.85
C=5.4
PU=300000
N=2
D AND A OF ROW NO. 1 ARE 2.5AND 2.37
D AND A OF ROW NO. 2 ARE 9.5AND 2.37
ARE THE DATA CORRECT? Y/NY
*****ENGINEERING PROGRAM*****

```

PLEASE WAIT FOR CALCULATION

```

**FINAL RESULTS**
PN(LB) =272593.667
MN(IN-LB) =2013462.43
E(IN) =7.38631406

```

Jadi momen aktual  $M_{Oyn} = 2013462 \text{ in.-lb.}$

$$\frac{M_{nx}}{M_{oxn}} = \frac{2.400.000}{4.047.893} = 0,593$$

$$\frac{M_{ny}}{M_{Oyn}} = \frac{1.400.000}{2.013.462} = 0,695$$

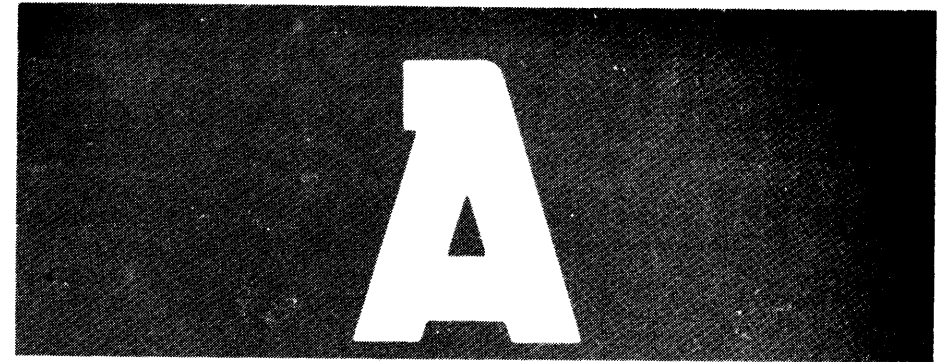
Diagram dalam Gambar 13.25 memperlihatkan faktor kontur  $\beta$  yang  $\approx 0,64$ . Dengan demikian desain dapat diterima.



**Foto 70** Chicago Mercantile Exchange: Menara perkantoran kantilever dari beton bermutu tinggi. (Atas izin Robert B. Johnson, Alfred Research and Co., Chicago.)

### SOAL

- 13.1 Tulislah program komputer dalam bahasa BASIC untuk analisis balok T dan balok L yang tulungannya simetris.
- 13.2 Carilah kapasitas momen desain balok T pada contoh 13.7 dengan menggunakan program dalam bahasa BASIC yang dibuat pada soal 13.1.
- 13.3 Rancanglah balok bentang ujung berbentuk L pada contoh 13.8 dengan menggunakan program dalam bahasa BASIC yang telah dibuat pada soal 13.1.
- 13.4 Tulislah program komputer dalam bahasa BASIC untuk analisis (a) balok tinggi, (b) korbekel.



### APENDIKS

**Gambar A-1** Beberapa faktor konversi ke satuan SI.

**Gambar A-2** Besaran-besaran geometris tulangan baja.

**Gambar A-3** Luas penampang tulang untuk berbagai kombinasi tulangan.

**Gambar A-4** Luas tulangan pada 1 ft lebar *slab*.

**Gambar A-5** Momen inersia bruto penampang T.

Untuk konversi dari	menjadi	kalikan dengan
<b>Panjang</b>		
inch	millimeter (mm)	25.4E
foot	meter (m)	0.3048E
yard	meter (m)	0.9144E
mile (statute)	kilometer (km)	1.609
<b>Luas</b>		
square inch	square centimeter (cm <sup>2</sup> )	6.452
square foot	square meter (m <sup>2</sup> )	0.09290
square yard	square meter (m <sup>2</sup> )	0.8361
<b>Volume (Kapasitas)</b>		
ounce	cubic centimeter (cm <sup>3</sup> )	29.57
gallon	cubic meter (m <sup>3</sup> ) <sup>†</sup>	0.003785
cubic inch	cubic centimeter (cm <sup>3</sup> )	16.4
cubic foot	cubic meter (m <sup>3</sup> )	0.02832
cubic yard	cubic meter (m <sup>3</sup> ) <sup>†</sup>	0.765
<b>Gaya</b>		
kilogram-force	newton (N)	9.807
kip-force	kilonewton (kN)	4.448
pound-force	newton (N)	4.448
<b>Tekanan atau Tegangan (Gaya per luas)</b>		
kilogram-force/square meter	pascal (Pa)	9.807
kip-force/square inch (ksi)	megapascal (MPa)	6.895
newton/square meter (N/m <sup>2</sup> )	pascal (Pa)	1.000E
pound-force/square foot	pascal (Pa)	47.88
pound-force/square inch (psi)	pascal (Pa)	6895
<b>Momen Lentur atau Torsi</b>		
inch-pound-force	newton-meter (Nm)	0.1130
foot-pound-force	newton-meter (Nm)	1.356
meter-kilogram-force	newton-meter (Nm)	9.807
<b>Massa</b>		
ounce-mass (avoirdupois)	gram (g)	28.35
pound-mass (avoirdupois)	kilogram (kg)	0.4536
ton (metric)	megagram (Mg)	1.000E
ton (short 2000 lbm)	megagram (Mg)	0.9072
<b>Massa per Volume</b>		
pound-mass/cubic foot	kilogram/cubic meter (kg/m <sup>3</sup> )	16.02
pound-mass/cubic yard	kilogram/cubic meter (kg/m <sup>3</sup> )	0.5933
pound-mass/gallon	kilogram/cubic meter (kg/m <sup>3</sup> )	119.8
<b>Temperatur</b>		
deg Fahrenheit (F)	deg Celsius (C)	$t_c = (t_f - 32)/1.8$ <sup>†</sup>
deg Celsius (C)	deg Fahrenheit (F)	$t_f = 1.8t_c + 32$

Gambar A. 1 Faktor konversi ke satuan SI

Kode ukuran tulangan	Luas penampang melintang nominal in <sup>2</sup>	Berat lb per ft	Diameter nominal in.
#3	0.11	0.376	0.375
#4	0.20	0.668	0.500
#5	0.31	1.043	0.625
#6	0.44	1.502	0.750
#7	0.60	2.044	0.875
#8	0.79	2.670	1.000
#9	1.00	3.400	1.128
#10	1.27	4.303	1.270
#11	1.56	5.313	1.410
#14	2.25	7.650	1.693
#18	4.00	13.600	2.257

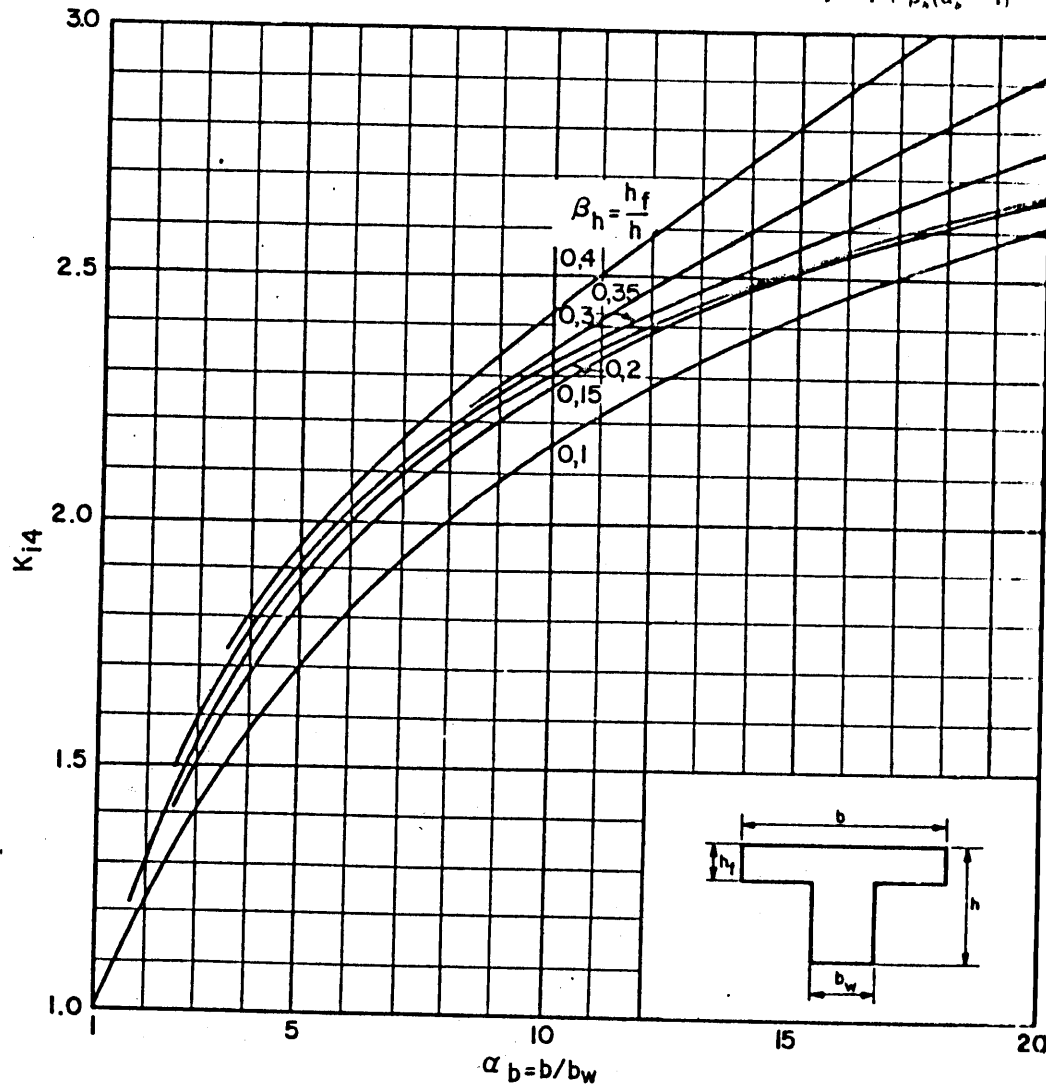
Gambar A. 2 Besaran geometri batang tulangan





$$I_g = K_{ia} \left( \frac{1}{12} b_w h^3 \right)$$

$$K_{ia} = 1 + (\alpha_b - 1) \beta_h^2 + \frac{3(1 - \beta_h)^2 (\beta_h)(\alpha_b - 1)}{1 + \beta_h(\alpha_b - 1)}$$



Contoh : Untuk balok T yg tergambar, carilah momen inersia  $I_g$ .

$$\alpha_b = b/b_w = 143/15 = 9.53$$

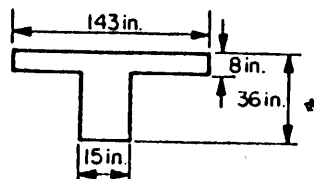
$$\beta_h = h_f/h = 8/36 = 0.22$$

$$\beta_h = 0.2$$

Lakukan interpolasi antara kurva untuk

$$0.3, \text{ baca } K_{ia} = 2.28$$

$$I_g = K_{ia} \frac{b_w h^3}{12} = 2.28 \frac{15(36)^3}{12} = 133,000 \text{ in.}^4$$



Gambar A . 5 Momen inersia bruto penampang T

## DAFTAR PUSTAKA

### BAB 2

- 2.1 American Society for Testing and Materials, *Annual Book of ASTM Standards: Part 14, Concrete and Mineral Aggregates*, ASTM, Philadelphia, 1983, 834 pp.
- 2.2 Popovics, S., *Concrete-Making Materials*, McGraw-Hill, New York, 1979, 370 pp.
- 2.3 ACI Committee 221, "Selection and Use of Aggregate for Concrete," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 58, No. 5, 1961, pp. 513-542.
- 2.4 American Concrete Institute, *ACI Manual of Concrete Practice 1983: Part I: Materials*, American Concrete Institute, Detroit, 1983, 441 p.
- 2.5 Portland Cement Association, *Design and Control of Concrete Mixtures*, 12th ed., Skokie, III., 1979, 140 pp.
- 2.6 ACI Committee 212, "Admixtures for Concrete," in *ACI Manual of Concrete Practice 1983*, ACI, Detroit, 1983, ACI 212.1 R-81, 29 pp.
- 2.7 Nawy, E. G., Ukadike, M. M., and Sauer, J. A., "High Strength Field Modified Concretes," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 103, No. ST12, December 1977, pp. 2307-2322.
- 2.8 American Concrete Institute, *Super-plasticizers in Concrete*, ACI Special Publication SP-62, ACI, Detroit, 1979, 427 pp.

### BAB 3

- 3.1 ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete," ACI 211.1-81, American Concrete Institute, Detroit, 32 pp.
- 3.2 ACI Committee 211, "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete," ACI 211.1-81, American Concrete Institute, Detroit, 18 pp.
- 3.3 Portland Cement Association, *Design and Control of Concrete Mixtures*, 12th ed., Skokie, III. 1979, 140 pp.
- 3.4 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete 318-83," American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111 pp. and the "Com-

- mentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete," 1983, 155 pp.
- 3.5 American Society for Testing and Materials, *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Making Materials*, Special Technical Publication 169B, ASTM, Philadelphia, 1978, 882 pp.
- 3.6 Ross, A. D., "The Elasticity, Creep and Shrinkage of Concrete," in *Proceedings of the Conference on Non-metallic Brittle Materials*, Interscience Publishers, London, 1958, pp. 157-174.
- 3.7 Neville, A. M., *Properties of Concrete*, 3rd ed., Pitman Books, London, 1981, 779 pp.
- 3.8 Freudenthal, A.M., and Roll, F., "Creep and Creep Recovery of Concrete under High Compressive Stress," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 54, June 1958, pp. 1111-1142.
- 3.9 Ross, A. D., "Creep Concrete Data," *Proceedings, Institution of Structural Engineers*, London, Vol. 15, 1937, pp. 314-326.
- 3.10 Branson, D. E., *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill, New York, 1977, 546 pp.
- 3.11 Branson, D. E., "Compression Steel Effects on Long Term Deflections," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 68, August 1971, pp. 555-559.
- 3.12 Mindess, S., and Young, J. F., *Concrete*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1981, 671 pp.
- 3.12 Nawy, E. G., and Blair, K. W., "Further Studies on Flexural Crack Control in *Handbook of Structural Concrete*, Pitman Books, London/McGraw-Hill, New York, 1983, 1968 pp.

#### BAB 4

- 4.1 American Society for Testing and Materials, "Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement, A6 15-79," ASTM, Philadelphia, 1980, pp. 588-599.
- 4.2 American Society for Testing and Materials, "Standard Specification for Rail-Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, A6 16-79," ASTM, Philadelphia, 1980, pp. 600-605.
- 4.3 American Society for Testing and Materials, "Standard Specification for Axle Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, A6 17-79," ASTM, Philadelphia, 1980, pp. 606-611.
- 4.4 American Society for Testing and Materials, "Standard Specification for Cold-Drawn Steel Wire for Concrete Reinforcement, A8 2-79," ASTM, Philadelphia, 1980, pp. 154-157.
- 4.5 American Society for Testing and Materials, "Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement, A706-79," ASTM, Philadelphia, 1980, pp. 755-760.

- 4.6 Baker, A. L. L., *The Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames*, Concrete Publications, London, 1956, 91 pp.
- 4.7 Galambos, T. V., "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures," *Steel Research for Construction Bulletin No. 27*, American Iron and Steel Institute, January 1978.
- 4.8 Ellingwood, B., McGregor, J. G., Galambos, T. V., and Cornell, C. A., "Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 108, No. ST5, May 1982, pp. 978-997.
- 4.9 National Bureau of Standards, *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58-Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures*, NBS Special Publication 577, Washington, D.C., June 1980, 221 pp.
- 4.10 American National Standards Institute, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ANSI A58," ANSI, New York, 1982, p. 100.
- 4.11 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 318-83," 111 pp. and the "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, Detroit, 1983, 155 pp.
- 4.12 Comite Euro-International du Beton "Quality Control and Quality Assurance for Concrete Structures," CEB Commission I (Dr. A. G. Meseguer, Chairman), *Bulletin d'Information No. 157*, Paris, March 1983, 98 pp.
- 4.13 Riggs, J. L., *Production Systems: Planning, Analysis, and Control*, Wiley, New York, 1981, 649 pp.

#### BAB 5

- 5.1 Whitney, C. S., "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design," *Transactions of the ASCE*, Vol. 107, 1942, pp. 251-326.
- 5.2 Hognestad, E. N., Hanson, N. W., and McHenry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 52, December 1955, pp. 455-479.
- 5.3 Whitney, C. S., and Cohn, E., "Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 53, November 1956, pp. 455-475.
- 5.4 Mattock, A. H., Kriz, L. B., and Hognestad, E. N., "Rectangular Stress Distribution in Ultimate Strength Design", *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 58, February 1961, pp. 825-928.
- 5.5 ACI-ASCE Joint Committee: "Report of ASCE-ACI Joint Committee on Ultimate Strength Design". *ASCE, Proceedings*, Vol. 81, October, 1955, 68 pp. See also *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 52, January 1956, pp. 502-524.
- 5.6 Balaguru, P., "Cost Optimum Design of Singly Reinforced Sections," *Journal of Civil Engineering Design*, Vol. 2, No. 2, 1981, pp. 149-169.

- 5.7 Concrete Reinforcing Steel Institute *CRSI Handbook* CRSI, Chicago, 1975, 928 pp.
- 5.8 ACI Committee 340, *Design Handbook*, Vol. 1, Special Publication No. 17, American Concrete Institute, Detroit, 1978, 508 pp.
- 5.9 Nawy, E. G., "Strength, Serviceability and Ductility," Chapter 12 in *Handbook of Structural Concrete*, Pitman Books, London/McGraw-Hill, New York, 1983, 1968 pp.

#### BAB 6

- 6.1 ACI-ASCE Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 99, No. ST6, June 1973, 1091–1187.
- 6.2 Taylor, H. P. J., "The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear," *Special Publication SP-42*, Vol. 1, American Concrete Institute, Detroit, 1974, pp. 43–77.
- 6.3 Zsutty, T. C., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 5, November 1954, pp. 943–951.
- 6.4 Mattock, A. H., "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Torsion Forces," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 95, No. 9, September 1969, pp. 1887–1900.
- 6.5 Mattock, A. H., Sess, C. P., and Newmark, N. M., "Strength in Shear of Reinforced Concrete Beams," *University of Illinois Bulletin No. 728*, Vol. 52, March 1954, 72 pp.
- 6.6 Mendelsohn, G., Vanzo, E. M., Elstner, R. C., and Hognestad, E., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vols. 51-15, 51-21, 51-28, and 51-34, February 1954, pp. 317–332, 417–434, 525–539, 697–732, respectively.
- 6.7 Comité Euro-International du Béton (CEB), "International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures," June 1980, 80 pp.; and "CEB-FIP" Model Code For Concrete Structures, Vol. 2, Paris, April 1978, 345 pp.
- 6.8 Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, Wiley, New York, 1975, 768 pp.
- 6.9 Raths, C. H., and King, E. B., "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Proc. Vol. 10, No. 1, February 1965, pp. 16–47.
- 6.10 Leonhardt, F., "Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken," *Beton-und Stahlbetonbau*, Vol. 60, No. 8, pp. 181–192; No. 9, pp. 212–220.
- 6.11 ACI-ASCE Committee 426, "Suggested Revisions to Shear Provisions for Building Codes," ACI 426 IR-77, American Concrete Institute, Detroit, 1979, 84 pp.

- 6.12 Mattock, A. H., Chen, K. C., and Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 21, No. 2, April 1976, pp. 52–77.
- 6.13 Nawy, E. G., and Ukadike, M. M., "Shear Transfer in Concrete and Polymer Modified Concrete Members Subjected to Shear Load," *Journal of the American Society for Testing and Materials, Proceedings*, Philadelphia, March 1983, pp. 83–97.
- 6.14 ACI Committee 340, *Strength Design Handbook*, Vol. 1: *Beams, Slabs, Brackets, Footings and Pile Caps*, Special Publication SP-17(81), American Concrete Institute, Detroit, 1981, 508 pp.

#### BAB 7

- 7.1 Timoshenko, S., *Strength of Materials*, Part II: *Advanced Theory*, D. Van Nostrand, New York, 1952, 501 pp.
- 7.2 Nadai, A., *Plasticity: A Mechanics of the Plastic State of Matter*, McGraw-Hill, New York, 1931, 349 pp.
- 7.3 Cowan, H. J., "Design of Beams Subject to Torsion Related to the New Australian Code," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 56, January 1960, pp. 591–618.
- 7.4 Girand, H., Schmitt, F. J., Buchanan, G. R., and Gray, G. A., "Ultimate Strength in Combined Bending and Torsion of Concrete Beams Containing Both Longitudinal and Transverse Reinforcement," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 61, December 1964, pp. 1509–1521.
- 7.5 Lessig, N. N., "Determination of Carrying Capacity of Reinforced Concrete Elements with Rectangular Cross-section Subjected to Flexure with Torsion," *Zhelezobeton*, 1959, pp. 5–28.
- 7.6 Zia, P., "Tension Theories for Concrete Members," *Special Publication SP 18-4*, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp. 103–132.
- 7.7 Hsu, T. T. C., "Ultimate Torque of Reinforced Concrete Members," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 94, No. ST2, February 1968, pp. 485–510.
- 7.8 Rangan, B. V., and Hall, A. J., "Strength of Rectangular Prestressed Concrete Beams in Combined Torsion, Bending and Shear," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 70, April 1973, 270–279.
- 7.9 Wang, C. K., and Salmon, C. G., *Reinforced Concrete Design*, 3rd ed. Harper & Row, New York, 1979, 918 pp.
- 7.10 Thurliman, B., "Torsional Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams—CEB Approach, U.S. and European Practices," *Special Publication*, American Concrete Institute, Detroit, 1979, pp. 117–143.
- 7.11 Collins, M. P., and Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed

- and Non-prestressed Concrete Beams," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Proc. Vol. 25, No. 5, September-October 1980, pp. 32-100.
- 7.12 Hsu, T. T. C., *Torsion of Reinforced Concrete*, Van Nostrand Reinhold, New York, 1983, 510 pp.

#### BAB 8

- 8.1 ACI Committee 435, "Allowable Deflections," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 65, No. 6, June 1968, p. 433.
- 8.2 Branson, D. E., "Design Procedures for Computing Deflections," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 65, September 1968, pp. 730-742.
- 8.3 ACI Committee 435, "Variability of Deflections of Simply Supported Reinforced Concrete Beams," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 69, January 1972, pp. 29-35.
- 8.4 Branson, D. E., *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill, New York, 1977.
- 8.5 Nawy, E. G., "Crack Control in Reinforced Concrete Structures," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 65, October 1968, pp. 825-838.
- 8.6 Gergely, P., and Lutz, L. A., *Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members*, Special Publication SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968.
- 8.7 Nawy, E. G., "Crack Control in Beams Reinforced with Bundled Bars," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 69, October 1972, pp. 637-640.
- 8.8 ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 77, October 1980, pp. 35-77; Proc. Vol. 69, December 1972, pp. 717-753.
- 8.9 Nawy, E. G. and Blair, K. W., "Further Studies on Flexural Crack Control in Structural Slab Systems; "Discussion" by ACI Code Committee 318; and "Authros' Closure," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 70, January 1973, pp. 61-63.

#### BAB 9

- 9.1 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Standard 318-83," American Concrete Institute, Detroit, 1983, 111 pp., and the "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete," 1983, 155 pp.

- 9.2 Hogmestad, I., "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members," *Bulletin No. 399*, University of Illinois, Urbana, Ill., November 1951.
- 9.3 ACI Committee 105, "Reinforced Concrete Column Investigation," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 26, April 1930, pp. 601-612. Also see Vol. 27, pp. 675-676; Vol. 28, pp. 157-158; Vol. 29, pp. 53-56 and 274-284; Vol. 30, pp. 78-90 and 153-156.
- 9.4 Richart, F. E., Draftin, J. O., Olson, T. A., and Heitman, R. H., "The Effect of Eccentric Loading, Protective Shells, Slenderness Ratios, and Other Variables in Reinforced Concrete Columns," *Bulletin No. 368*, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Ill., 1947, 130 pp.
- 9.5 Whitney, C. S., "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design," *Transactions of the ASCE*, Vol. 107, 1942, pp. 251-326.
- 9.6 American Institute of Steel Construction, "*Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*" and "Commentary" on their Specifications, AISC, New York, 1969, and November 1978, 166 pp.
- 9.7 Johnston, B. G. (Ed.), *Structural Stability Research Council Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Wiley, New York, New York, 1966, 217 pp.
- 9.8 American Concrete Institute, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method*, Vol. 2; *Columns*, Publications S-17A (78), ACI, Detroit, 1978, 191 pp.
- 9.9 Broms, B., and Viest, I. M., "Long Reinforced Concrete Columns," *Symposium Proceedings*, ASCE Transactions Paper No. 3155, January 1958, pp. 309-400.
- 9.10 Timoshenko, S. P., and Gere, J. M., *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed., McGraw-Hill, New York, 1961, 541 pp.
- 9.11 Bresler, B., "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending," Proceedings, *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 57, November 1960, pp. 481-490.
- 9.12 Parme, A. L., Nieves, J. M., and Gouens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 63, No. 9, September 1966, pp. 911-921.

#### BAB 10

- 10.1 Mathey, R. G., and Watstein, D., "Investigation of Bond in Beam Pull-Out Specimens with High Yield Strength Deformed Bars," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 57, No. 9, March 1961, pp. 1071-1090.
- 10.2 Jirsa, J. O., Lutz, L. A., and Gergely, P., "Rationale for Suggested Development, Splice and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International: Design and Construction* (American Concrete Institute), Vol. 1, No. 7, July 1979, pp. 47-61.

- 10.3 Ferguson, P. M., Breen, J. L. and Thomson, J. N., "Pullout Tests on High Strength Reinforcing Bars," Part 1, *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 62, No. 8, August 1964, pp. 933-950.
- 10.4 Ferguson, P. M., and Breen, J. E., "Lapped Splices for High Strength Reinforcing Bars," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 62, No. 9, September 1965, pp. 1063-1078.
- 10.5 ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," ACI 408-1 R-79, American Concrete Institute, Detroit, 1979, 3 pp.
- 10.6 ACI Committee 315, *ACI Detailing Manual 1980*, Special Publication SP-66, American Concrete Institute, Detroit, 1980, 206 pp.
- 10.7 Wire Reinforcement Institute, *Reinforcement Anchorages and Splices*, 3rd ed., WRI Publications, Melean, Va., 1979, 32 pp.

#### BAB 11

- 11.1 ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Standard 318-83," American Concrete Institute, Detroit, 1983, pp. 111, and "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete," American Concrete Institute, 1983, 155 pp.
- 11.2 CEB-FIP, "Concrete Design—U.S. and European Practices," Joint ACI CEB Symposium, *Bulletin d'Information No. 113*, Comite Euro-International du Beton, Paris, February 1979, 345 pp.
- 11.3 Gamble, W. L., Sozen, M. A., and Siess, C. P., "An Experimental Study of Reinforced Concrete Two-Way Floor Slab," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 211*, University of Illinois, 1961, 304 pp.
- 11.4 Corley, W. G., and Jirsa, J. D., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 67, No. 11, November 1970, pp. 875-884.
- 11.5 Wang, C. K., and Salmon, C. G., *Reinforced Concrete Design*, 3rd ed., Harper & Row, New York, 918 pp.
- 11.6 Branson, D. E., *Deformation of Concrete Structures*, McGraw Hill, New York, 1977, 546 pp.
- 11.7 Nilson, A. H., and Walters, D. B., "Deflection of Two-Way Floor Systems by the Equivalent Frame Method," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 72, No. 5, May 1975, pp. 210-218.
- 11.8 Nawy, E. G., and Chakrabarti, P., "Deflection of Prestressed Concrete Flat Plates," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 21, No. 2, March-April 1976, pp. 86-102.
- 11.9 Mansfield, E. H., "Studies in Collapse Analysis of Plastic Plates with a Square Yield Diagram," *Proceedings of the Royal Society*, Vol. 241, August 1957, pp. 311-338.

- 11.10 Wood, R. H., *Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates*, Thames and Hudson, London, 1961, pp. 225-261.
- 11.11 Johansen, K. W., *Yield Line Theory*, Cement and Concrete Association, London, 1962, 181 pp.
- 11.12 Hognestad, E., "Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 49, No. 7, March 1953, pp. 637-655.
- 11.13 Hung, T. Y., and Nawy, E. G., "Limit Strength and Serviceability Factors in Uniformly Loaded, Isotropically Reinforced Two-Way Slabs," *Symposium on Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems, Special Publication SP-30*, American Concrete Institute, Detroit, 1972, pp. 301-324.
- 11.14 Nawy, E. G., and Blair, K. W., "Further Studies on Flexural Crack Control in Structural Slab Systems," *Symposium on Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems*, Special Publication SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1972, pp. 1-41.
- 11.15 Nawy, E. G., "Crack Control through Reinforcement Distribution in Two-Way Acting Slabs and Plates," *Journal of the American Concrete Institute*, Proc. Vol. 69, No. 4, April 1972, pp. 217-219.
- 11.16 ACI Committee 340, *Design Hand Book: Beams, Slab, Etc.*, Special Publication SP-17 (81), American Concrete Institute, Detroit, Vol. 1, 1982, 508 pp.
- 11.17 Hawkins, N., and Corley, W. G., "Transfer of Unbalanced Moment and Shear from Plates to Columns," *Symposium on Cracking Deflection and Ultimate Load of Concrete Slab Systems*, Special Publication SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1972, pp. 147-176.
- 11.18 Park, R., and Gamble, W. L., *Reinforced Concrete Slabs*, Wiley, 1980, 618 pp.
- 11.19 Warner, R. F., Rangan, B. V., and Hall, H. S., "Reinforced Concrete," Pitman Australia, 1982, 471 pp.
- 11.20 Standards Association of Australia, "SAA Concrete Structures Code, 1985," Standards Assoc. of Australia, Sydney, 1985, pp. 1-158.
- 11.21 Nawy, E. G., "Strength, Serviceability and Ductility," Chapter 12 in *Handbook of Structural Concrete*, Pitman Books, London/McGraw-Hill, 1983, 1968 pp.

#### BAB 12

- 12.1 Richart, F. E., "Reinforced Concrete Walls and Column Footings," *Journal of the American Concrete*, Proc. Vol. 45, October and November 1943, pp. 97-127 and 237-245.
- 12.2 Timoshenko, S., and Woinowsky-Kreiger, *Theory of Plates and Shells*, 2nd ed., 1968, 580 pp.
- 12.3 Balmer, G. G., Jones, V. and McHenry, D., "Shearing Strength of Concrete Under High Triaxial Stress," *Structural Research Laboratory Report SP-23*,

- U.S. Dept. of Interior, Bureau of Reclamation, 1949, 26 pp.
- 12.4 American Insurance Association, *The National Building Code*, 1976 Edition, New York, Dec. 1977, 767 pp.
- 12.5 Moe, J., "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings under Concentrated Load," *Publ. Portland Cement Association*, Bulletin D47, April 1961, 134 pp.
- 12.6 Furlong, R. W., "Design Aids for Square Footings", *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 62, Proc., March 1965, pp. 363-371.
- 12.7 Hawkins, N. M., Chairman, ASCE-ACI Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Journal Structural Division, American Society of Civil Engineers*, Proc. Vol. 100, August 1974, pp. 1543-1591.
- 12.8 Sowers, G. B., and Sowers, G. F., *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Macmillan, New York, 556 pp.
- 12.9 Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, New York, 1982, 816 pp.
- 12.10 Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y., *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, 1975, 751 pp.
- 12.11 Baker, A. L. L., "Raft Foundations—The Soil Line Method of Design," *Concrete Publications I.T.D.*, 1948, 141 pp.

## BAB 13

- 13.1 Sippl, R. J., and Sippl, C. J., *Programmable Calculators*, Matrix Publishers, Champaign, Ill., 1978, 525 pp.
- 13.2 Dorf, R. C., *Introduction to Computers and Computer Science*, Boyd and Fraser, San Francisco, 1972, 628 pp.
- 13.3 Hewlett-Packard, *Owner's Manual for HP 41C/41CV/41CX*, Vols. 1 and 2, Hewlett-Packard, Corvallis, Oregon, August 1983, 452 pp.
- 13.4 Coan, J. S., *Basic BASIC—An Introduction to Computer Programming in BASIC Language*, 2nd ed., Hayden, Rochelle Park, N.J., 1978, 268 pp.
- 13.5 Coan, J. S., *Advanced BASIC—Applications and Problems*, Hayden, Rochelle Park, N.J., 1977, 192 pp.
- 13.6 Coan, J. S., *Basic FORTRAN*, Hayden, Rochelle Park, N.J., 1980, 235 pp.
- 13.7 Ruckdeschel, F. R., *BASIC Scientific Subroutines*, Vol. 1, McGraw-Hill, New York, 1981, 316 pp.
- 13.8 Apple Computer, Inc., *Apple IIe Owner's Manual*, Apple Computer, Inc., Cupertino, Calif., 1982, 140 pp.
- 13.9 Apple Computer, Inc., *Apple Soft BASIC Programmer's Reference Manual*, Vols. I and II, Apple Computer, Inc., Cupertino, Calif., 1982, 337 pp.

## INDEKS

### A

- Adesi (lihat penyaluran lekatan)
- Agregat 14, 15, 47
- Air 13
- Air entrained* 19, 21
- Aksi lengkungan
- American Concrete Institute 21, 52, 53, 78, 140, 197, 198, 300, 301, 390, 391, 436, 522, 523
- American Insurance Association 564
- American National Standards Institute 78
- American Society of Testing and Materials 21, 53, 76, 78
- Analisis orde kedua 400
- Analogi membran 207
- Analogi rangka bidang:
- bidang 158
  - ruang 213, 216
- Analogi timbunan pasir 206
- Angka air-semen 14, 24, 30, 35, 47
- Angka kelangsingan 310
- Angka penulangan *balanced* 89, 123

### B

- Bahasa Basic 690
- Baja (lihat penulangan)
- Baker, A.L.L. 78
- Balaguru, P.N. 53, 140
- Balmer, G.G. 564
- Balok berflens 119, 121, 124, 128, 211
- Balok menerus 272, 275, 279, 412
- Balok T 12, 68, 121, 203, 211, 599
- Balok tepi 129, 222, 223
- Balok tinggi:
- distribusi elastis 170
  - kriteria desain terhadap geser 176, 173

kriteria desain terhadap lentur:

balok ditumpu sederhana 173

balok menerus 174

program komputer 614

trajektoris tegangan 171, 178

Balok:

analisis tarik diagonal 156

analogi rangka batang bidang 158

angka penulangan 86

balok homogen 147

balok menerus 272, 275, 279, 412

balok segiempat bertulangan tunggal

analisis 90

desain 97

balok T dan L 119, 121, 124, 128, 203, 211

balok tanpa tulangan tarik diagonal 152

balok tinggi 170

bertulangan rangkap 105

defleksi 256, 267, 275, 276, 278

distribusi regangan 81, 83, 85

kekuatan geser 157, 161, 163

kekuatan momen 84, 107, 122, 124

kekakuan 397, 398

lekatan lentur 401

penampang *balanced* 89

penampang bertulangan kurang (*under reinforced*) 88

penampang bertulangan lebih (*over reinforced*) 87

penampang bukan segiempat 21, 119, 124, 203, 211, 276

penampang nonhomogen 151

penjangkaran 399

persentase penulangan maksimum 89, 113, 124

persentase penulangan minimum 89, 124

ragam keruntuhan 152

retak lentur 292

tebal minimum 268

torsi 203

Batang lentur (lihat balok, slab satu arah, slab dan plat dua arah)

Batang yang mengalami lentur dan gaya aksial (lihat kolom)

Beban 67, 68, 80

Bengkokan 209

Bentang-geser 155

Bernoulli 82

Beton:

agregat 13

air 13

angka air semen 13, 14, 18

beton bertulangan 17

beton bertulangan 16, 32

campuran

desain campuran 25, 31, 32, 36, 38

*entrained air* 13

kekuatan geser 44

kekuatan lentur balok beton sederhana 38

kekuatan tarik 38, 41

kekuatan tekan 33, 40

kemudahan pengerjaan 26, 38

kerapatan 23

kualitas 24

kurva tegangan tegangan 44, 49, 311

model reologi 51

modulus elastisitas 46, 257

pengecoran 39

perawatan 40

riwayat perkembangan 2

rangkai 48, 265

semen Portland 9

sifat beton yang telah mengeras 40

*slump* 26, 27, 28

susut 46, 48, 265

teori perencanaan 24

tes kualitas 38

Blair, K.W. 301, 522

Blok tegangan segiempat ekuivalen 82

Blok tegangan tekan 82

Braket 186

Branson, D.E., 53, 300, 301, 522

Breen, E. 436

Bresler, B. 391

Broms, B. 391

Buchanan, G.R. 249

C

Campuran 17, 19

Campuran pemercepat 19, 21

Canpu, n. pengontrol pengecoran

Campuran pengurang air 18

Campuran tambahan

Cek keerasian regangan 107

Chakrabarti, P. 522



Chen, K.C. 198  
Clinker 9  
Coan, J.S. 731  
Cohn, E. 138  
Coignet, F. 2  
Collins, M.P. dan D. Mitchell 250  
Comite Euro-International du Beton 78, 198, 522  
Corley, W.G. 522, 523  
Cornell, C.A. 78  
Cowan, H.J. 249

## D

Daktilitas 46, 307

Defleksi:

defleksi balok menerus 275  
defleksi balok T 275  
defleksi balok yang mempunyai tulangan tekan 278  
defleksi jangka panjang 265  
defleksi slab dua arah 486  
defleksi yang diizinkan pada balok dan slab satu arah 267  
metode langsung perhitungan defleksi 486  
pendekatan portal ekuivalen 486  
perhitungan defleksi 270  
perilaku defleksi pada balok 256  
persamaan defleksi maksimum 270, 271, 272  
taraf pascaretak 264  
taraf praretak 256  
taraf retak pasca-serviceability 264  
tebal minimum berdasarkan persyaratan defleksi 268, 269, 458

Diagram alir:

analisis balok segiempat bertulangan rangkap 114, 576  
analisis balok segiempat bertulangan tunggal 91  
analisis balok T dan L 125, 588  
balok tinggi 618  
desain campuran beton berbobot ringan 26  
desain fondasi 545  
desain kolom bukan struktural dengan tulangan hanya pada dua sisi 356  
desain kolom langsing 371  
evaluasi defleksi 289  
kolom lingkaran (bundar) 658  
kolom segiempat 644  
korbel 636  
lentur biaksial 673  
luas sengkang tertutup untuk torsi 227  
pemilihan dan pencatatan campuran beton 34

prosedur desain penulangan badan 164  
urutan desain plat dan slab dua arah 461  
urutan operasi desain penampang segiempat bertulangan tunggal 98

Diagram Interaksi:

beban-momen 343, 722, 723, 724, 727  
torsi dan momen 220  
torsi dan tarik diagonal 217

Desain terhadap geser (lihat kekuatan geser)

Desain terhadap lentur (lihat balok, slab satu arah, slab dua arah, dan plat)

Diagram momen lentur 279, 282, 412

Dinding 62

Distribusi momen statis rencana 450

Dorf, R.C. 731

## E

Efek panjang pada kolom 361

Ellingwood, B. 78

## F

Faktor beban 68

Faktor keamanan 62, 64, 67, 68

Faktor pengali modifikasi 404, 405, 407

Faktor reduksi kekuatan 69, 341

Ferguson, P.M. 436

Freudenthal 53

Fundasi 62, 526

Fundasi dinding 527

Fundasi kantilever 529

Fundasi rakit 529

Fundasi *strap* 527

Furlong, R.W. 564

## G

Galambos, T.V. 78

Gamble, W.L. 522, 523

Gaya aksial digabung dengan lentur 307, 314

Gere, J.M. 391

Gergely, P. 301, 436

Gesekan geser 187, 543

Geser pons 531

Gesund, H. 249

Gouens, A. 391

Goyangan 374

Gray, G.A. 249

## H

Hall, A.J. 249  
Hangers 101  
Hanson, N.W. 140  
Hawkins, N. 523, 564  
Heitman, R.H. 390  
Hewlett Packard 568, 570, 731  
Hognestad, E. 140, 198, 390, 522  
Hsu, T.T.C. 249, 250  
Hubungan momen-kelengkungan 47  
Hubungan titik dan pojok 430  
Hung, T.Y. 522

## I

Indeks keamanan 65  
Interaksi gaya aksial-momen 33  
Interaksi geser-torsi 217

## J

Jalur kolom 445, 448  
Jalur tengah 445, 452, 453  
Jarak penulangan 60  
Jari jari girasi 308, 367  
Jari jari medan sendi 517  
Jirsa, J.O. 436, 522  
Johansen, K.W. 522  
Johnston, B.G. 390  
Jones, V. 564

## K

Kandungan udara 38  
Kapasitas dowel 159  
Kapasitas dukung tanah 526, 527  
Karbonasi 48  
Keadaan limit keruntuhan lentur 80  
Keadaan limit keruntuhan tekuk 363  
Keandalan 62, 71  
Keawetan 11  
Kekuatan batas 3, 56  
Kekuatan beton:  
geser 44  
lentur 38  
tarik 38, 41  
tekan 38  
Kekuatan geser nominal 156, 161

## Kekuatan geser.

analisis tarik diagonal 156  
analogi rangka batang bidang untuk pandangan badan 162  
desain balok tinggi terhadap geser 172, 175  
desain penulangan badan 163  
jarak sengkang 162  
kekuatan geser beton sederhana 157  
kekuatan geser nominal 156  
perilaku balok homogen 147  
perilaku balok tidak homogen 151  
ragam keruntuhan balok tanpa penulangan tarik diagonal 152  
ukuran sengkang 162

## Kekuatan leleh 57, 82

Kekuatan momen nominal 69, 84

Kekuatan nominal 69

Kekuatan torsi nominal 211

Kelengkungan 366, 369

Keruntuhan lentur 153

Keruntuhan medan sendi 482

Keruntuhan tekan geser 155

Keruntutan tekuk 361

Koefisien faktor 496

Koefisien gesekan 496

Kolom dengan gaya aksial 307, 311

Kolom dengan beban eksentris 314

Kolom ekuivalen 487

Kolom panjang 363

Kolom pencek 310, 314, 317, 332, 338, 343, 352

## Kolom

analisis orde kedua 369

angka koreksi 310, 364

definisi 62, 305

detail lewatan 431

diagram interaksi kekuatan gaya-momen pada kolom 343

faktor reduksi kekuatan nominal 69, 340

jenis kolom 307

keruntuhan balanced 317

keruntuhan tarik 319, 335

keruntuhan tekan 328, 334

keruntuhan tekuk 363

kolom dengan beban eksentris 314

kolom dengan beban sentris 314

kolom langsing 363

kolom lingkaran (bundar) 311, 333

kolom panjang 363

kolom pendek 307  
kolom pendek dengan beban sentris 310  
kolom yang bertulangan pada semua sisinya 331  
lentur blaksial 375  
metode kontur beban 377  
metode pembesaran momen 368  
panjang efektif 364, 365  
penulangan lateral 308, 392, 427, 428, 429  
ragam kegagalan material 317  
solusi pendekatan Whitney 332  
spiral 308, 352  
Komposisi persentase rata-rata 11  
Komputer Apple 690, 731  
Komputer IBM 690  
Komputer *mainframe* 568  
Komputer meja 690, 691  
Komputer tangan 568  
Konsistensi 38  
Konstruksi monolit 116, 189, 190  
Kontrol retak:  
    balok dan slab dua arah 292  
    pelat dan slab dua arah 496  
Korbel 186, 634  
Kurva desain:  
    balok 86  
    kolom 351, 381, 672  
Kurva tegangan-regangan  
    beton 44, 46, 311  
    baja 57, 85, 311

**L**  
Lambot, J.L. 2  
Laupa, A. 197  
Lebar efektif penampang T 119  
Lekatan jangkar 399  
Lekatan lentur 401  
Lentur biaksial 375  
Lentur:  
    kombinasi dengan gaya aksial 307, 314  
    kombinasi dengan torsi 219  
    kombinasi dengan torsi dan geser 221  
    (lihat juga balok, slab satu arah, plat dan slab dua arah)  
Leonhardt, F. 198  
Lessig, N.N. 249  
Lingkaran Mohr 150

Luas penulangan badan minimum 162  
Lutz, L.A. 301, 436

**M**

Mansfield, E.H. 522  
Mathey, R.G. 436  
Mattock, A.H. 135, 192, 193  
McHenry, D. 564  
Memilin 201  
Metode desain langsung 444  
Metode jalur 441  
Metode kontur beban 377  
Metode kontur Bresler-Parne 377  
Metode langsung perhitungan defleksi 486  
Metode pembesaran momen 364  
Mindness, S. 53  
Model reologi 51  
Modulus elastisitas:  
    baja 56  
    beton 46, 257  
Modulus rupture 43, 257  
Modulus rupture beton  
Modulus sekan 40  
Modulus tangen 46  
Modulus tangen awal 46  
Modulus Young 56  
Moe, J. 564  
Momen inersia 251, 254, 256  
Momen inersia efektif 263  
Momen inersia polar 250, 450  
Momen lentur 80  
Momen retak 259  
Momen statis 445, 448  
Monier, J. 2  
Moody, K.G. 198

**N**

Nadai, A. 249  
National Bureau of Standards 78  
Nawy, E.G. 21, 53, 135, 198, 301, 522, 523  
Nebelle, A.M. 53  
Nieves, J.M. 391  
Nilson, A.H. 522

**O**

Olson, T.A. 390

## P

Panjang efektif kolom 364  
Panjang lewatan 418  
Panjang penanaman 414, 420, 421, 422  
Panjang penyaluran 403, 403, 404, 405, 406, 407  
Park, R. 198, 523  
Parme, A.L. 391  
Paulay, T. 198  
Pembelahan:  
    keruntuhan penjangkaran 187  
    keruntuhan vertikal 187  
    lekatan 159  
Pemilahan agregat 15, 16, 17, 18  
Penampang balanced 89  
Penampang balok bertulangan tunggal 82, 90, 97  
Penampang bertulangan lebih 87  
Penampang beton bertulangan rangkap 105  
Penampang bukan segiempat 119, 121, 124, 276  
Penampang kolom bundar 313, 333 →  
Penampang kolom segiempat 310, 314, 317, 319, 327, 331, 340, 343, 352, 354, 363, 375  
Pendetailan:  
    balok 412, 413, 414, 417, 431  
    detail elevator 434  
    detail hubungan pada titik kumpul dan pojok 430  
    detail tangga 434  
    kolom 353, 354, 355, 358, 432  
    titik pemotongan tulangan 414, 415, 416, 478  
Penjangkaran mekanis 397  
Penulangan badan:  
    geser 162, 163, 599  
    torsi 224, 599  
Penulangan:  
    angka 86  
    bengkokan 409  
    berat tulangan ulir 58  
    diagram tegangan-regangan 57  
    *grade* 56, 58  
    jarak penulangan 60  
    kawat 56, 58  
    kekuatan batas 56, 58  
    kekuatan leleh 56  
    lewatan 418  
    luas, penampang melintang 58, 59  
    modulus Young 56

panjang penyaluran 402  
penggantung (*hanger*) 101  
penjangkaran (lihat tegangan lekatan)  
penulangan badan 162, 224  
penulangan geser 159  
penulangan lentur (lihat balok, slab satu arah, plat dan slab dua arah)  
penulangan rangkap 105  
penulangan susut 102  
penulangan temperatur 102  
penulangan torsi 224  
penyaluran lekatan 342  
selimut beton 60  
seengkang 308, 426, 427, 429  
seengkang, ukuran dan jarak 162  
spiral 308, 352  
tulangan ulir 56  
Penyaluran lekatan 398, 409  
Perilaku lentur slab dua arah 442  
Perletakan (fundasi):  
    beban 533  
    distribusi penulangan 539  
    fundasi gabungan 556  
    fundasi yang mengalami beban eksentris 534  
    kapasitas dukung 527  
    perilaku geser  
    perilaku lentur  
    plat lingkaran yang mengalami lentur  
    prosedur operasional untuk desain fundasi  
    reaksi 533  
    tekanan dukung tanah pada dasar fundasi 533  
    tinjauan desain terhadap geser  
        aksi balok 541  
        aksi dua arah 541  
    tinjauan desain terhadap lentur 539  
    transfer momen dan gaya pada dasar kolom 542  
Permukaan keruntuhan 378  
Persentase penulangan maksimum:  
    balok 89, 113, 124  
    kolom 352  
Persentase penulangan minimum:  
    balok 89, 124  
    kolom 352, 353  
Plat (lihat plat dan slab dua arah)  
Plat dan slab dua arah:  
    aksi dua arah 442

evaluasi defleksi 486  
hubungan momen-kelengkungan 504  
indeks grid 498, 500  
jalur kolom 445, 448  
jalur tengah 445, 449, 451  
jari-jari medan sendi 517  
kapasitas momen 509  
kegagalan medan sendi 504  
kekuatan geser nominal 452  
koefisien fracture 498  
kolom ekuivalen 487  
kontrol retak 498  
mekanisme keruntuhan 509  
metode desain langsung 444  
metode jalur 441  
metode portal ekuivalen 486  
momen inersia polar 454  
momen statis rencana 445, 448  
pemutusan (cut-off) tulangan 478  
pendekatan semielastis ACI 439, 444  
perilaku lentur 442  
persyaratan defleksi 459  
prosedur desain 460  
slab afin 509  
slab ortotropis 509  
tebal 458  
teori garis leleh 439, 503  
teori limit pada plat 441  
transfer momen-geser 453, 454  
Plat landasan 190, 634  
Polimer 19  
Popovics, S. 20  
Portal ekuivalen 444  
Portland Cement Association 21, 52  
Prandt 206  
Prinsip kerja netral 503  
Probabilitas 64, 67  
Program komputer:  
    analisis lentur balok segiempat 573, 691  
    analisis lentur balok T. 586  
    balok tinggi 615  
    kolom lingkaran (bundar), analisis 659  
    kolom segiempat, analisis 641, 704  
    kolom segiempat, lentur biaksial 671, 691  
    korbel 634

momen lentur pada balok ditumpu sederhana 633  
penulangan torsi dan geser 599, 691  
Pusat plastis 314

## R

Rangan, B.V. 249, 523  
Rangkak 48, 50  
Rangkak khusus 52  
Raths, C.H. 198  
Regangan beton 84, 299  
Regangan beton maksimum yang diizinkan 84, 306  
Retak lentur 292  
Richart, F.E. 390, 564  
Riggs, J.L. 78  
Roll, F. 53  
Ross, A.D. 53

## S

Salmon, C.G. 249, 522  
Sambungan lewatan 418  
Seiss, C.P. 197  
Selimut untuk tulangan baja 50  
Semen (lihat semen portland)  
Semen portland 9  
Sengkang (lihat penulangan badan)  
Sengkang lateral 308, 352, 427, 428, 429  
*Serviceability* 254, 368.  
Siess, C.P. 197  
Sifat beton 23, 40  
Sifat penulangan baja 56  
Sifat semen 10  
Sipl, C.J. 731  
Sipl, R.J. 731  
Sistem struktural beton:  
    balok 61  
    kolom 62  
    fundasi 62  
    slab 61  
Slab (lihat slab satu arah), plat dan slab dua arah  
Slab satu arah:  
    definisi 61, 102  
    lentur 102  
    penulangan melintang 102  
    retak lentur 292  
    *serviceability* 254

Solusi pendekatan Whitney 332  
Soongswang, K. 198  
Sozen, M.A. 522  
Spiral 308, 352  
St-Venant 195  
Standard Association of Australia 523  
Strut, tekan 159, 160, 190  
Susut 47, 49, 102, 265  
Susut plastis 46  
Swelling 46

## T

Tarik diagonal 147, 152, 153, 154, 155, 156  
Taylor, H.P.J. 196  
Tegangan izin 3  
Tegangan lekatan 398  
Tegangan utama 150  
Tekanan tanah  
Tekstur 24  
Teori analogi rangka batang ruang 213, 216  
Teori lentur miring 213  
Teori limit pada pelat 441  
Teori strut 190  
Tes Brasilia 41  
Tes pada beton, kualitas 38  
Therliman, B. 250  
Thompson, J.N. 436  
Tiang 421, 529  
Timoshenko, S. 249, 391, 564  
Titik belok 412  
Titik cut-off (potong) 414, 416, 476  
Teori garis leleh 429, 503  
Torsi keseimbangan 219  
Torsi:

analogi rangka batang ruang 213, 216  
analogi timbunan pasir 209  
elemen beton bertulang 212  
kombinasi torsi dan geser 217  
kombinasi torsi dan lentur 219  
kombinasi torsi, lentur, geser 221  
material elastis 206  
material plastis 208  
momen inersia polar 205  
penulangan badan 225  
pilin (warping) 205

teori lentur miring 213

torsi keseimbangan 221

torsi keserasian 221

torsi murni 203, 206

Transfer momen - geser 453

Trayektori tegangan 152, 165

Tulangan terkumpul 297

Tulangan ulir 56, 403, 405, 418

Turnier, C.A.P. 2

## U

Ukadike, M.M. 198

Ukuran Tulangan 58, 59

## V

Viest, I.M. 198, 389

## W

Walters, D.B. 522

Wang, C.K. 249, 522

Watsein, D. 436

Whitney, C.S. 141, 390

*Wire Reinforcement Institute* 436

Woinowsky-Kreiger 564

Wood, R.H. 522

## Y

Young, J.F. 53

## Z

Zia, P. 249

Zsutty, T.C. 197