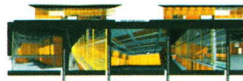
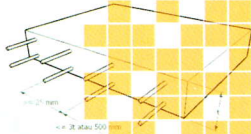


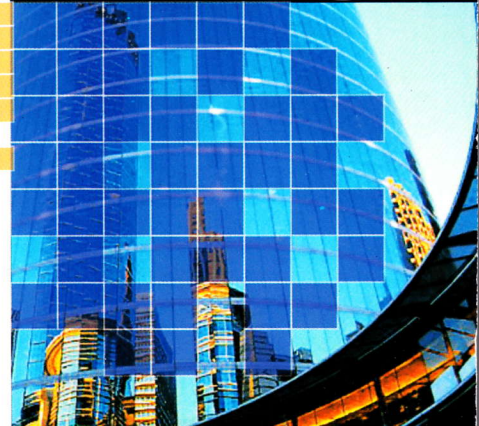
Kolom, fondasi dan balok T beton bertulang merupakan bagian/komponen yang sangat penting dari struktur bangunan gedung yang dibuat dari bahan beton dan baja tulangan.



Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang



Ali Asroni



**Kolom Fondasi &
Balok T
Beton Bertulang**

 GRAHA ILMU

Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang

Ali Asroni

KOLOM, FONDASI DAN BALOK "T" BETON BERTULANG

Oleh : Ali Asroni

Edisi Pertama
Cetakan Pertama, 2010

Hak Cipta © 2010 pada penulis,
Hak Cipta dilindungi undang-undang. Dilarang memperbanyak atau memindahkan sebagian atau seluruh isi buku ini dalam bentuk apa pun, secara elektronik maupun mekanis, termasuk memfotokopi, merekam, atau dengan teknik perekaman lainnya, tanpa izin tertulis dari penerbit.



GRAHA ILMU

Ruko Jambusari No. 7A
Yogyakarta 55283

Telp. : 0274-889836; 0274-889398

Fax. : 0274-889057

E-mail : info@grahailmu.co.id

Asroni, Ali

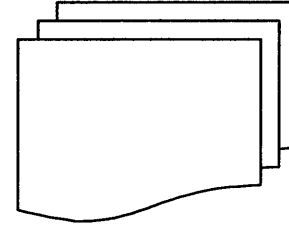
Kolom, Fondasi dan Balok "T" Beton Bertulang/Ali
Asroni

-Edisi Pertama - Yogyakarta; Graha Ilmu, 2010
xxvi + 274 hlm, 1 Jil. : 23 cm.

ISBN: 978-979-756-611-1

1. Teknik

I. Judul



KATA PENGANTAR

Assalamu 'alaikum Wr. Wb.

Dengan mengucapkan syukur *Alhamdulillah* Robbil 'Alamiin, penulis telah dapat menyelesaikan sebuah buku dengan judul Kolom, Fondasi dan Balok "T" Beton Bertulang dengan baik dan lancar. Buku ini merupakan lanjutan dari buku berjudul Balok dan Pelat Beton Bertulang yang telah selesai sebelumnya (Asroni, 2007). Penulis berharap, apabila perencanaan balok, pelat dan tangga telah dipahami, dilanjutkan dengan perencanaan kolom dan fondasi, maka dapat merencanakan gedung bertingkat dari bahan beton bertulang dengan baik dan benar. *Insy Allah.*

Isi buku ini diharapkan cocok untuk pembaca yang ingin mempelajari tentang kolom, fondasi, balok "T" dan beban gempa, lengkap dengan teori, contoh hitungan serta soal-soal untuk latihan. Materi yang disajikan pada buku ini meliputi enam bab:

- Bab 1 Pengenalan Kolom
- Bab 2 Perencanaan Tulangan pada Kolom Pendek
- Bab 3 Perencanaan Tulangan pada Kolom Panjang
- Bab 4 Fondasi
- Bab 5 Beban Gempa
- Bab 6 Perencanaan Balok "T"

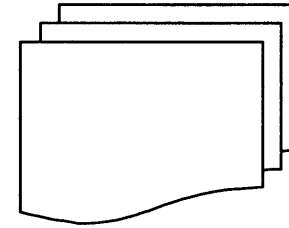
Akhirnya, penulis mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penulisan buku ini. Penulis juga mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca semuanya. Hal

ini dimaksudkan agar penulisan buku selanjutnya dapat lebih sempurna pada masa yang akan datang. *Amien.*

Wassalamu 'alaikum Wr. Wb.

Surakarta, Januari 2010

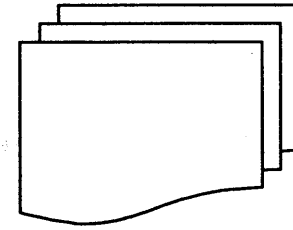
Penulis,



DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR NOTASI	xv
DAFTAR SINGKATAN DAN ISTILAH	xxv
BAB 1 PENGENALAN KOLOM	1
1.1 Pengertian Kolom	1
1.2 Pengaruh Beban Aksial pada Penampang Kolom	10
1.3 Diagram Interaksi Kolom	17
1.4 Contoh Hitungan	19
1.5 Soal Latihan	31
BAB 2 PERENCANAAN TULANGAN PADA KOLOM PENDEK 33	33
2.1 Batasan Kolom Pendek	33
2.2 Cara Perencanaan	34
2.3 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Menggunakan Diagram	36
2.4 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Membuat Diagram Interaksi Kolom	45
2.5 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Cara Analisis	67
2.6 Perencanaan Begel Kolom	91
2.7 Soal Latihan	102

BAB 3 PERENCANAAN TULANGAN PADA	
KOLOM PANJANG	105
3.1 Batas Kelangsingan Kolom	105
3.2 Faktor Panjang Efektif Kolom (k)	106
3.3 Beban Tekuk Atau Beban Kapasitas Tekan P_c	109
3.4 Pembesaran Dan Faktor Pembesar Momen	110
3.5 Langkah Hitungan	112
3.6 Contoh Hitungan	113
3.7 Soal Latihan	133
BAB 4 FONDASI	137
4.1 Pengenalan Fondasi	137
4.2 Fondasi Telapak	143
4.3 Perencanaan Fondasi Telapak	147
4.4 Contoh Hitungan	161
4.5 Soal Latihan	203
BAB 5 BEBAN GEMPA	205
5.1 Beban dan Bangunan Gedung	205
5.2 Analisis Beban Gempa Pada Gedung Beraturan	208
5.3 Faktor Penentu Beban Gempa Nominal	212
5.4 Contoh Hitungan	224
5.5 Soal Latihan	229
BAB 6 PERENCANAAN BALOK "T"	231
6.1 Dasar Pemikiran	231
6.2 Penampang Balok "T"	232
6.3 Ketentuan Perencanaan	233
6.4 Perencanaan Balok "T"	236
6.5 Skema Hitungan Tulangan Balok "T"	247
6.6 Contoh Hitungan	247
6.7 Soal Latihan	269
DAFTAR PUSTAKA	271

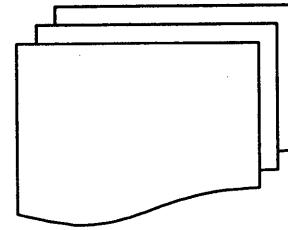


DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan	2
Gambar 1.2	Jenis Kolom Berdasarkan Letak Beban Aksial	3
Gambar 1.3	Penampang Kolom, Diagram Regangan dan Diagram Tegangan	6
Gambar 1.4	Penempatan Tulangan Kolom	10
Gambar 1.5	Kolom dengan Beban Sentris	11
Gambar 1.6	Kolom dengan Beban Eksentris	13
Gambar 1.7	Distribusi Regangan pada Kondisi Penampang Seimbang ...	15
Gambar 1.8	Kolom dengan Beban $P_n = 0$	17
Gambar 1.9	Contoh Diagram Interaksi Kolom M – N	19
Gambar 1.10	Diagram Interaksi Kolom untuk Soal Contoh 1.1	23
Gambar 1.11	Diagram Interaksi Kolom untuk Soal Contoh 1.2	28
Gambar 2.1	Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,7; f_c' = 20 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}$ (Suprayogi,1991)	38
Gambar 2.2	Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,8; f_c' = 20 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}$ (Suprayogi,1991)	39
Gambar 2.3	Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,9; f_c' = 20 \text{ MPa}, f_y = 300 \text{ MPa}$ (Suprayogi,1991)	40
Gambar 2.4	Contoh Diagram Interaksi Kolom Tanpa Satuan dengan $\rho = 2,376 \%$	43
Gambar 2.5	Tulangan Longitudinal Kolom untuk Soal Contoh 2.2 ...	44

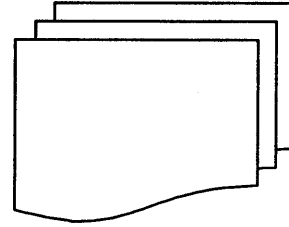
Gambar 2.6	Menentukan Rasio Tulangan Kolom P_t	45
Gambar 2.7	Penentuan Rasio Tulangan (P_t) Kolom dengan Membuat Diagram Interaksi Kuat Rencana Tanpa Satuan	47
Gambar 2.8	Diagram Interaksi Kuat Rencana untuk Penentuan Dimensi Kolom	49
Gambar 2.9	Contoh Diagram Interaksi Kolom untuk Perancangan Tulangan dengan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa	54
Gambar 2.10	Contoh Diagram Interaksi Kolom untuk Perancangan Tulangan dengan $f_c' = 35$ MPa, $f_y = 350$ Mpa	60
Gambar 2.11	Kolom dengan Tulangan Tarik dan Tekan Sudah Leleh ..	68
Gambar 2.12	Regangan dan Tegangan pada Kondisi $\epsilon_t' = \epsilon_y$	70
Gambar 2.13	Regangan dan Tegangan pada Kondisi $c > d$	72
Gambar 2.14	Regangan dan Tegangan pada Kondisi $c < d$	74
Gambar 2.15	Penampang Kolom dengan Tulangan Tarik Menentukan	78
Gambar 2.16	Penampang Kolom dengan Garis Netral Berimpit Tulangan Kanan	82
Gambar 2.17	Batas Nilai a_c pada Berbagai Kondisi Penampang Kolom	84
Gambar 2.18	Beban, Bidang Momen dan Bidang Gaya Lintang Kolom	92
Gambar 2.19	Analisis Beban pada Elemen Akibat Gaya Lintang Kolom ..	93
Gambar 2.20	Gaya Potong Tulangan	95
Gambar 2.21	Gaya Geser Ditahan oleh Kekasaran Agregat	95
Gambar 2.22	Bentuk Begel Kolom	96
Gambar 2.23	Skema Hitungan Begel Kolom	100
Gambar 3.1	Bentuk Lenturan dan Bidang Momen pada Kolom yang Tidak Dapat Bergoyang	107
Gambar 3.2	Bentuk Lenturan dan Bidang Momen pada Kolom yang Dapat Bergoyang	108
Gambar 4.1	Pertimbangan Keamanan Fondasi	138
Gambar 4.2	Fondasi <i>Staal</i> , Telapak dan <i>Pylar</i>	141
Gambar 4.3	Fondasi Sumuran	142
Gambar 4.4	Fondasi Tiang Pancang	142
Gambar 4.5	Fondasi Dinding	143
Gambar 4.6	Fondasi Telapak Tunggal	143

Gambar 4.7	Fondasi Gabungan	143
Gambar 4.8	Fondasi Telapak Menerus	144
Gambar 4.9	Fondasi Mat	144
Gambar 4.10	Kerusakan Fondasi oleh Momen	145
Gambar 4.11	Kerusakan Fondasi oleh Gaya Geser Pons	145
Gambar 4.12	Kerusakan Fondasi oleh Momen Setelah Retak Miring ..	146
Gambar 4.13	Kerusakan Fondasi oleh Gaya Geser 1 Arah	146
Gambar 4.14	Tekanan Tanah pada Fondasi	147
Gambar 4.15	Pemasangan Tulangan pada Fondasi Persegi Panjang ..	148
Gambar 4.16	Nilai B_c untuk Daerah Pembebanan yang Bukan Persegi ..	152
Gambar 4.17	Letak Kolom pada Denah Gedung	152
Gambar 4.18	Kait Tulangan Standar	158
Gambar 4.19	Skema Hitungan Fondasi	160
Gambar 4.20	M_u Fondasi Tidak Terlindungi oleh M_r ($\lambda_d > \lambda_t$)	168
Gambar 4.21	M_u Fondasi Terlindungi oleh M_r ($\lambda_d \leq \lambda_t$)	168
Gambar 5.1	Wilayah Gempa Indonesia dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 Tahun (SPKGUSBG-2002)	214
Gambar 5.2	Respons Spektrum Gempa Rencana	215
Gambar 5.3	Denah dan Portal Gedung	223
Gambar 6.1	Balok Persegi, Balok "T" dan Diagram Tegangan Balok	232
Gambar 6.2	Penampang Balok "T"	233
Gambar 6.3	Penentuan Panjang Bentang	234
Gambar 6.4	Balok "T" dengan Sayap pada Dua Sisi	235
Gambar 6.5	Balok "T" dengan Sayap pada Satu Sisi	236
Gambar 6.6	Balok "T" Tunggal	236
Gambar 6.7	Diagram Regangan-Tegangan Balok "T" Bertulangan Tunggal	237
Gambar 6.8	Diagram Regangan-Tegangan Balok "T" Bertulangan Rangkap	242
Gambar 6.9	Skema Hitungan Tulangan Longitudinal Balok "T"	249



DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Contoh Tabel untuk Hitungan Gaya Aksial dan Momen Lentur Kolom	14
Tabel 2.1	Hasil Hitungan Nilai Q dan R Dengan P Sebesar 1%, 2% dan 3% untuk Perancangan Kolom dengan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa	54
Tabel 2.2	Hasil Hitungan Nilai Q dan R dengan ρ Sebesar 1%, 2% dan 3% untuk Perancangan Kolom dengan $f_c' = 35$ MPa, $f_y = 350$ MPa	60
Tabel 4.1	Persamaan untuk Panjang Penyaluran Tulangan Tarik .	156
Tabel 5.1	Koefisien ζ yang Membatasi T_1	211
Tabel 5.2	Kondisi Tanah	212
Tabel 5.3	Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan (SPKGUSBG-2002)	216
Tabel 5.4	Parameter Daktilitas Struktur Gedung (SPKGUSBG-2002)	217
Tabel 5.5	Faktor Daktilitas Maksimum μ_m , Faktor Reduksi Gempa Maksimum R_m , dan Faktor Kuat Lebih Total f dari Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Gedung (SPKGUSBG-2002)	218
Tabel 5.6	Koefisien Reduksi Beban Hidup (PPPURG-1989)	222
Tabel 6.1	Tinggi Minimal (h_{min}) Balok Non Pratekan atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung	235



DAFTAR NOTASI

- A = luas penampang struktur, mm^2 .
- A_c = luas nominal beton, mm^2 .
- A_f = luas transformasi sayap (*flens*) dari balok "T", mm^2 .
- A_g = luas bruto penampang kolom, mm^2 .
- A_n = $A_g - A_{st}$ = luas bersih (*netto*) beton pada suatu penampang kolom, mm^2 .
- A_s = luas tulangan tarik, mm^2 .
- $A_{s,\text{pusat}}$ = luas tulangan yang diperlukan pada daerah pusat (daerah bujur sangkar yang dibatasi oleh sisi pendek) dari fondasi telapak persegi panjang, mm^2 .
- A_{st} = luas total tulangan, yaitu luas tulangan tarik ditambah luas tulangan tekan pada penampang kolom, mm^2 .
- $A_{s,\text{tepi}}$ = luas tulangan yang diperlukan pada daerah tepi (di luar daerah pusat) dari fondasi telapak persegi panjang, mm^2 .
- $A_{s,\text{min}}$ = luas tulangan minimal sesuai persyaratan, mm^2 .
- $A_{s,u}$ = luas tulangan tarik yang diperlukan, mm^2 .
- A_s' = luas tulangan tekan, mm^2 .
- $A_{s,u}'$ = luas tulangan tekan yang diperlukan, mm^2 .
- A_v = luas penampang begel per meter panjang struktur, mm^2 .
- $A_{v,t}$ = luas penampang begel terpasang per meter panjang struktur, mm^2 .

- $A_{v,u}$ = luas penampang begel yang diperlukan per meter panjang struktur, mm^2 .
- A_1 = luas daerah yang dibebani pada perhitungan fondasi telapak, mm^2 .
- a = tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen, mm.
- a_b = nilai a untuk penampang struktur pada kondisi regangan seimbang (*balance*), mm.
- $a_{b1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 - f_y}$ = nilai a minimal untuk penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan agar semua tulangan tekan sudah leleh, atau batas minimal nilai a pada penampang kolom agar diperhitungkan menahan beban sentris, mm.
- $a_{b2} = \beta_1 \cdot d$ = nilai a untuk penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan pada saat nilai $c = d$, mm.
- $a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b}$ = nilai a untuk penampang kolom yang digunakan sebagai kontrol awal untuk berbagai kondisi regangan, mm.
- $a_{\text{maks,leleh}}$ = nilai a maksimal agar semua tulangan tarik sudah leleh, mm.
- $a_{\text{min,leleh}}$ = nilai a minimal agar tulangan tekan sudah leleh, mm.
- $a_{t1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y}$ = nilai a minimal untuk penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan agar tulangan tekan sudah leleh, mm.
- $a_{t2} = \beta_1 \cdot d_s'$ = nilai a untuk penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan pada saat nilai $c = d_s'$, mm.
- B = lebar pada fondasi telapak setempat atau lebar *sloof* pada fondasi telapak menerus, m.
- = ukuran denah dalam arah pembebanan gempa, m.
- b = ukuran lebar penampang struktur, mm.
- b_e = lebar pelat efektif dari balok "T", mm.
- b_o = keliling dari penampang kritis pada fondasi, mm.
- C_c = gaya tekan beton, kN.

- C_s = gaya tekan baja tulangan, kN.
- C_1 = faktor respons gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental struktur.
- C = jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan, mm.
- c_b = jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan pada kondisi regangan penampang seimbang (*balance*), mm.
- D = diameter tulangan *deform*, mm.
- d = tinggi efektif penampang struktur (kolom, balok atau fondasi) yang diukur dari tepi serat beton tekan sampai pusat berat tulangan tarik, mm.
- d_b = diameter batang tulangan baik tulangan *deform* atau tulangan polos, mm.
- d_d = jarak antara tepi serat beton tekan dan pusat berat tulangan tarik pada baris paling dalam, mm.
- d_i = simpangan horizontal lantai tingkat ke- i , mm.
- d_p = diameter tulangan polos, mm.
- d_s = jarak antara tepi serat beton tarik dan pusat berat tulangan tarik, mm.
- d_{s1} = jarak antara tepi serat beton tarik dan pusat berat tulangan tarik pada baris pertama, mm.
- d_{s2} = jarak antara pusat berat tulangan tarik pada baris kedua dan pusat berat tulangan tarik pada baris pertama, mm.
- d_s' = jarak antara tepi serat beton tekan dan pusat berat tulangan tekan, mm.
- E_s = modulus elastisitas beton, MPa.
- e = eksentrisitas atau jarak antara pusat beban aksial dan sumbu (as) kolom, mm.
- e_x = nilai eksentrisitas yang ditinjau pada arah sumbu X, mm.
- e_y = nilai eksentrisitas yang ditinjau pada arah sumbu Y, mm.
- F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen pada lantai ke- i , kN.
- $f = A_{s,u} / A_{s,terpasang}$ = faktor kuat lebih pada hitungan panjang penyaluran tulangan.

- f_c' = kuat tekan beton yang disyaratkan pada waktu umur beton 28 hari, MPa.
- f_s = tegangan tarik baja tulangan, MPa.
- f_s' = tegangan tekan baja tulangan, MPa.
- f_y = kuat tarik atau kuat leleh baja tulangan tarik, MPa.
- f_{yt} = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan transversal, MPa.
- f_1 = $f_y/400$ = faktor kuat leleh baja tulangan pada hitungan kait standar.
- f_2 = faktor selimut beton pada hitungan kait standar.
- f_3 = faktor sengkang atau sengkang ikat pada hitungan kait standar.
- H = tinggi total gedung diukur dari taraf penjepitan lateral, m.
- h = ukuran tinggi penampang struktur, mm.
- h_f = ukuran tinggi/tebal penampang fondasi, mm.
- h_t = ukuran tinggi/tebal sayap (*flens*) pada balok "T", mm.
- h_i = ukuran tebal tanah di atas fondasi, m.
- I = momen inersia penampang struktur, mm⁴.
- I_b = faktor keutamaan gedung dalam hitungan beban gempa.
- I_b = momen inersia penampang balok yang menurut Pasal 12.11 SNI 03-2847-2002 diambil sebesar $I_b = 0,35 \cdot I_{bruto,balok}$, mm⁴.
- I_g = momen inersia bruto untuk penampang kolom = $I_{bruto,kolom}$, mm⁴.
- I_k = momen inersia penampang kolom yang menurut Pasal 12.11 SNI 03-2847-2002 diambil sebesar $I_k = 0,70 \cdot I_{bruto,kolom}$, mm⁴.
- I_1 = faktor ketamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 = faktor ketamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut.
- K = faktor momen pikul, MPa.
- K_{maks} = faktor momen pikul maksimal, MPa.
- K_{tr} = faktor tulangan sengkang pada perhitungan panjang penyaluran tulangan.

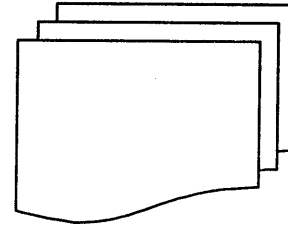
- K_w = faktor momen pikul untuk badan (*web*) balok "T", MPa.
- k = faktor panjang efektif kolom.
- k_r = koefisien reduksi beban hidup pada peninjauan beban gempa.
- L = sumbu horizontal pada diagram perancangan kolom (Suprayogi, 1991).
- L = panjang fondasi telapak setempat, atau panjang *sloof* pada fondasi telapak menerus, m.
- M = momen lentur, kNm.
- M_c = momen terfaktor yang diperbesar, kNm.
- M_D = momen yang diakibatkan oleh beban mati, kNm.
- M_L = momen yang diakibatkan oleh beban hidup, kNm.
- M_E = momen yang diakibatkan oleh beban gempa, kNm.
- M_n = momen nominal penampang struktur, kNm.
- M_{nb} = momen nominal penampang struktur pada kondisi regangan seimbang, kNm.
- M_{nc} = momen nominal yang diperhitungkan terhadap beton tekan, kNm.
- M_{nf} = momen nominal yang diperhitungkan terhadap sayap balok "T", kNm.
- M_{ns} = momen nominal yang diperhitungkan terhadap tulangan tekan, kNm.
- M_{nw} = momen nominal yang diperhitungkan terhadap badan balok "T", kNm.
- M_r = momen rencana yang diperhitungkan sebesar $\phi \cdot M_n$, kNm.
- $M_{u,x}$ = momen terfaktor yang bekerja searah sumbu X, kNm.
- $M_{u,y}$ = momen terfaktor yang bekerja searah sumbu Y, kNm.
- M_1 dan M_2 = momen yang kecil dan yang besar pada salah satu ujung kolom, kNm.
- m = jumlah tulangan maksimal per-baris yang dapat dipasang pada ukuran lebar (b) penampang struktur, batang.
- m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar untuk hitungan beban gempa.

N_i = nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke-i.
 $N_{u,k}$ = gaya normal atau sebagai gaya aksial terfaktor pada kolom, kN.
 n = jumlah total tulangan pada hitungan tulangan longitudinal kolom
 = jumlah kaki begel pada hitungan begel kolom.
 P = beban aksial kolom, yaitu beban yang arahnya sejajar dengan sumbu longitudinal kolom, kN.
 P_c = beban kapasitas kolom atau beban tekuk Euler, kN.
 P_D = beban aksial yang diakibatkan oleh beban mati, kN.
 P_L = beban aksial yang diakibatkan oleh beban hidup, kN.
 P_E = beban aksial yang diakibatkan oleh beban gempa, kN.
 P_n = beban aksial nominal kolom, kN.
 $P_{n,b}$ = beban aksial nominal kolom pada kondisi regangan penampang seimbang (*balance*), kN.
 P_u = beban aksial perlu atau beban aksial terfaktor, kN.
 $P_{u,x}$ = beban aksial terfaktor yang bekerja searah sumbu X, kN.
 $P_{u,y}$ = beban aksial terfaktor yang bekerja searah sumbu Y, kN.
 $P_{u\phi}$ = beban aksial terfaktor minimal pada batas nilai ϕ sebesar 0,65 untuk kolom bersengkang atau 0,70 untuk kolom dengan tulangan spiral, kN.
 $\frac{P_0}{P_u}$ = beban aksial sentris atau beban aksial pada sumbu kolom, kN.
 $\frac{P_u}{P_u}$ = kuat dukung fondasi pada daerah yang dibebani, kN.
 Q = sumbu vertikal pada diagram interaksi kolom tanpa satuan, dihitung dengan rumus $Q = \phi \cdot P_n / (f_c' \cdot b \cdot h)$.
 Q_b = $\phi \cdot P_{nb} / (f_c' \cdot b \cdot h)$ = nilai Q pada kondisi regangan penampang seimbang (*balance*).
 Q_0 = $\phi \cdot P_0 / (f_c' \cdot b \cdot h)$ = nilai Q pada beban sentris.
 Q_ϕ = $P_{u\phi} / (f_c' \cdot b \cdot h)$ = nilai Q pada beban $P_{u\phi}$.
 q = beban terbagi rata oleh berat fondasi dan berat tanah di atas fondasi, kN/m².
 R = faktor reduksi gempa.
 = sumbu horizontal pada diagram interaksi kolom tanpa satuan, dihitung dengan rumus $R = \phi \cdot M_n / (f_c' \cdot b \cdot h^2)$.

R_b = $\phi \cdot M_{nb} / (f_c' \cdot b \cdot h^2)$ = nilai R pada kondisi regangan penampang seimbang (*balance*).
 r = radius girasi atau jari-jari inersia, mm.
 S = jarak 1000 mm yang diambil untuk perhitungan dalam menentukan spasi begel atau spasi tulangan fondasi.
 S_n = jarak bersih antar tulangan longitudinal, mm.
 S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i untuk hitungan beban gempa, kPa.
 s = spasi begel atau spasi tulangan fondasi, mm.
 sb = selimut beton atau lapis lindung beton untuk tulangan, mm.
 T_R = waktu getar alami fundamental gedung beraturan dari rumus Rayleigh, detik.
 T_s = gaya tarik baja tulangan, kN.
 T_1 = waktu getar alami fundamental struktur gedung, detik.
 t_i = tebal lapisan tanah ke-i untuk hitungan beban gempa, m.
 V = beban dasar nominal statik ekuivalen akibat gempa rencana, kN.
 V_c = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh beton, kN.
 V_D = gaya geser yang diakibatkan oleh beban mati, kNm.
 V_L = gaya geser yang diakibatkan oleh beban hidup, kNm.
 V_E = gaya geser yang diakibatkan oleh beban gempa, kNm.
 V_n = gaya geser nominal pada penampang struktur, kN.
 V_s = gaya geser nominal yang disumbangkan oleh sengkang/begel, kN.
 $V_{u,k}$ = gaya geser terfaktor pada kolom, kN.
 v_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i untuk hitungan beban gempa, m/detik.
 W_i = berat gedung termasuk beban hidup yang sesuai pada lantai ke-i, kN.
 W_t = berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai, kN.
 z_i = ketinggian lantai ke-i dari taraf penjepitan lateral, m.
 z_E = *zone of earthquake* (wilayah gempa).
 α = faktor lokasi penulangan pada perhitungan panjang penyaluran tulangan.

α_s = suatu konstanta yang digunakan untuk menghitung V_c , yang nilainya bergantung pada letak fondasi.
 β = faktor pelapis epoksi pada perhitungan panjang penyaluran tulangan.
 β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom, daerah beban terpusat, atau daerah reaksi.
 β_d = untuk kolom tidak dapat bergoyang diartikan sebagai beban tetap aksial terfaktor dibagi dengan beban aksial terfaktor, untuk kolom yang dapat bergoyang diartikan sebagai gaya lintang tetap terfaktor dibagi dengan gaya lintang terfaktor.
 β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekuivalen.
 γ = faktor ukuran batang tulangan pada perhitungan panjang penyaluran tulangan.
 γ_c = berat beton, kN/m^3 .
 γ_t = berat tanah di atas fondasi, kN/m^3 .
 δ_b = faktor pembesar momen untuk kolom yang tidak dapat bergoyang.
 δ_s = faktor pembesar momen untuk kolom yang dapat bergoyang.
 ϵ_c' = regangan tekan beton (tanpa satuan).
 ϵ_{cu}' = regangan tekan beton pada batas retak (regangan ultimit), yang menurut Pasal 12.2.3 SNI 03-2847-2002 diasumsikan sebesar 0,003.
 ϵ_s = regangan tarik baja tulangan.
 ϵ_s' = regangan tekan baja tulangan.
 ϵ_y = regangan tarik baja tulangan pada saat leleh.
 λ = panjang bentang struktur, mm.
= faktor beton agregat ringan pada perhitungan panjang penyaluran tulangan.
 λ_d = panjang penyaluran tulangan, mm.
 λ_{db} = panjang penyaluran dasar, mm.
 λ_{dh} = panjang penyaluran tulangan kait standar, mm.
 λ_{nb} = panjang penyaluran dasar untuk tulangan kait standar, mm.
 λ_k = panjang bruto kolom diukur dari as ke as, mm.

$\lambda_{n,b}$ = panjang bersih (*netto*) balok, mm.
 $\lambda_{n,k}$ = panjang bersih (*netto*) kolom, mm.
 λ_t = panjang tersedia (untuk penyaluran tulangan), mm.
 μ = faktor daktilitas struktur gedung (lihat Tabel V.4).
 ρ = rasio tulangan sebesar A_{st}/A_g untuk kolom, atau $A_s/(b.d)$ untuk balok dan pelat, %.
 ρ_{maks} = rasio tulangan maksimal sesuai persyaratan, %.
 σ = tegangan yang terjadi pada tanah dasar fondasi, kPa.
 σ_a dan σ_x = tegangan yang terjadi pada tanah dasar fondasi dengan jarak a atau x dari tepi fondasi yang ditinjau, kPa.
 σ_{maks} dan σ_{min} = tegangan maksimal dan minimal yang terjadi pada tanah dasar fondasi, kPa.
 σ_t = daya dukung tanah pada dasar fondasi, kPa.
 ϕ = faktor reduksi kekuatan yang diambil sebesar 0,65 untuk kolom dengan tulangan sengkang atau sebesar 0,70 untuk kolom dengan tulangan spiral.
= lambang diameter batang tulangan polos, mm.
 ψ = derajat hambatan pada ujung kolom yang terjepit (tanpa satuan).
 ψ_A = derajat hambatan pada ujung atas kolom.
 ψ_B = derajat hambatan pada ujung bawah kolom.
 ψ_m = nilai rata-rata dari ψ_A atau ψ_B .
 ψ_{min} = nilai yang kecil dari ψ_A atau ψ_B .
 ζ (zeta) = koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental T_1 yang bergantung pada wilayah gempa.

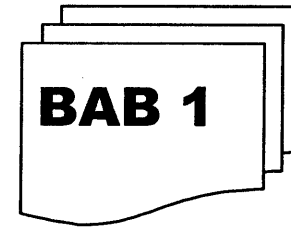


DAFTAR SINGKATAN DAN ISTILAH

- PI : *Plasticity Index*, yaitu indeks plastisitas tanah lempung.
- RBE : Rangka Bresing Eksentris, yaitu struktur rangka ruang (portal) yang memikul beban gravitasi, dan beban lateral dipikul rangka bresing.
- SNI : Standar Nasional Indonesia, yaitu standar peraturan yang berlaku secara nasional di Indonesia, baik peraturan yang berkaitan dengan beton, baja, kayu, dan lainnya.
- SPKGUSBG : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung, yaitu peraturan tentang beban gempa tahun 2002 atau SNI -1726-2002.
- SRPMB : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa, yaitu sistem rangka (portal) yang direncanakan bersifat elastik penuh.
- SRPMK : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, yaitu sistem rangka (portal) yang direncanakan bersifat daktail penuh dengan pendetailan secara khusus.
- SRPMM : Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah, yaitu sistem rangka (portal) yang direncanakan bersifat daktail parsial.

Kolom dapat bergoyang : yaitu kolom-kolom dari suatu portal yang jika diberi beban horizontal bolak-balik pada portal, maka akan menimbulkan goyangan pada kolom portal.

Kolom tidak dapat bergoyang : yaitu kolom-kolom dari suatu portal yang jika diberi beban horizontal bolak-balik pada portal, maka tidak menimbulkan goyangan yang berarti pada kolom portal. Pada portal yang diberi bresing (pengaku beban horizontal) ataupun dinding geser (dinding geser sangat kaku dan dapat menyerap $\pm 90\%$ dari beban horizontal), maka kolom-kolomnya termasuk jenis ini (tidak dapat bergoyang).



PENGENALAN KOLOM

1.1 Pengertian Kolom

1.1.1 Arti /definisi

Pada suatu konstruksi bangunan gedung, kolom berfungsi sebagai pendukung beban-beban dari balok dan pelat, untuk diteruskan ke tanah dasar melalui fondasi. Beban dari balok dan pelat ini berupa beban aksial tekan serta momen lentur (akibat kontinuitas konstruksi). Oleh karena itu dapat didefinisikan, kolom ialah suatu struktur yang mendukung beban aksial dengan/tanpa momen lentur.

Struktur bangunan gedung terdiri atas 2 bangunan utama, yaitu struktur bangunan bawah dan struktur bangunan atas. Struktur bangunan bawah, yaitu struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah yang lazim disebut fondasi. Fondasi berfungsi sebagai pendukung struktur bangunan di atasnya untuk diteruskan ke tanah dasar. Sedangkan struktur bangunan atas, yaitu struktur bangunan yang berada di atas permukaan tanah, yang meliputi: struktur atap, pelat lantai, balok, kolom, dan dinding. Selanjutnya, balok dan kolom ini menjadi satu kesatuan yang kokoh dan sering disebut sebagai kerangka (portal) dari suatu gedung.

Pada struktur bangunan atas, kolom merupakan komponen struktur yang paling penting untuk diperhatikan, karena apabila kolom ini mengalami kegagalan, maka dapat berakibat keruntuhan struktur bangunan atas dari gedung secara keseluruhan.

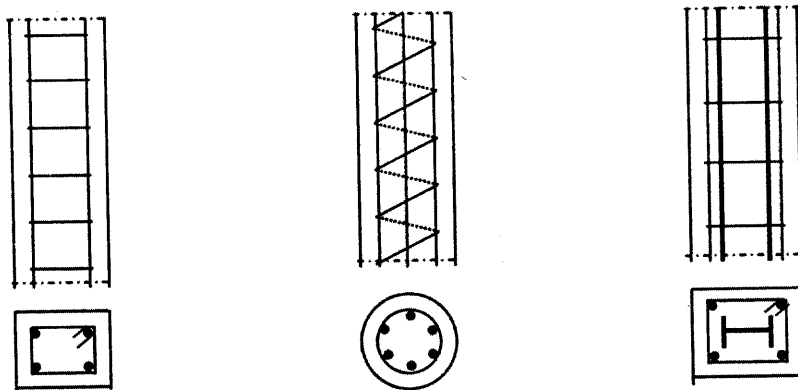
1.1.2 Jenis kolom

Kolom dibedakan beberapa jenis menurut bentuk dan susunan tulangan, serta letak/posisi beban aksial pada penampang kolom. Di samping itu juga dapat dibedakan menurut ukuran panjang-pendeknya kolom dalam hubungannya dengan dimensi lateral.

a). Jenis kolom berdasarkan bentuk dan susunan tulangan

Berdasarkan bentuk dan susunan tulangan, kolom dibedakan menjadi 3 macam, yaitu sebagai berikut (lihat Gambar 1.1):

- 1). Kolom segi empat, baik berbentuk empat persegi panjang maupun bujur sangkar, dengan tulangan memanjang dan sengkang.
- 2). Kolom bulat dengan tulangan memanjang dan sengkang atau spiral.
- 3). Kolom komposit, yaitu kolom yang terdiri atas beton dan profil baja struktural yang berada di dalam beton.



(a). Kolom segi empat (b). Kolom bulat (c). Kolom komposit

Gambar 1.1 Jenis Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan

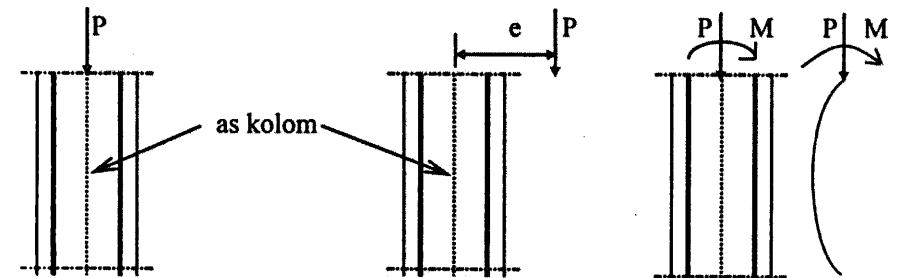
Dari ketiga jenis kolom tersebut, kolom bersengkang (segi empat dan bujur sangkar) merupakan jenis yang paling banyak dijumpai karena pelaksanaan pekerjaannya mudah dan harga pembuatannya murah.

b). Jenis kolom berdasarkan letak/posisi beban aksial

Berdasarkan letak beban aksial yang bekerja pada penampang kolom, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu kolom dengan posisi beban sentris dan kolom dengan posisi beban eksentris, seperti tampak pada Gambar 1.2.

Untuk kolom dengan posisi beban sentris, berarti kolom ini menahan beban aksial tepat pada sumbu kolom (lihat Gambar 1.2(a)). Pada keadaan ini seluruh permukaan penampang beton beserta tulangan kolom menahan beban tekan.

Untuk kolom dengan posisi beban eksentris, berarti beban aksial bekerja di luar sumbu kolom dengan eksentrisitas sebesar e (lihat Gambar 1.2(b)). Beban aksial P dan eksentrisitas e ini akan menimbulkan momen (M) sebesar $M = P \cdot e$. Dengan demikian, kolom yang menahan beban aksial eksentris ini pengaruhnya sama dengan kolom yang menahan beban aksial sentris P serta momen M seperti tampak pada Gambar 1.2(c).



(a). Beban P sentris (b). Beban P eksentris (c). Beban P dan M

Gambar 1.2 Jenis Kolom Berdasarkan Letak Beban Aksial

Keadaan lebih lanjut pada kolom dengan beban aksial eksentris ini masih dibedakan lagi menjadi 4 macam berdasarkan nilai eksentrisitas e , yaitu:

1). Nilai eksentrisitas e kecil

Untuk nilai e kecil, maka momen M ($M = P \cdot e$) yang ditimbulkan juga kecil. Pada keadaan ini kolom akan melengkung sesuai dengan arah momen lentur (lihat Gambar 1.2(c)), sehingga ada sebagian kecil beton serta baja tulangan di sebelah kiri menahan tegangan tarik, dan sebagian besar beton serta baja tulangan di sebelah kanan menahan tegangan tekan. Karena tegangan tarik yang terjadi pada baja tulangan sebelah kiri cukup kecil, maka kegagalan kolom akan ditentukan oleh hancurnya material beton tekan sebelah kanan. Keadaan ini disebut: kolom pada kondisi beton tekan menentukan, atau kolom pada kondisi patah tekan .

2). Nilai eksentrisitas e sedang

Untuk nilai e sedang, maka momen M yang ditimbulkan juga tidak begitu besar. Pada keadaan ini, sebagian beton serta baja tulangan sebelah kiri menahan tegangan tarik, sedangkan sebagian beton serta baja tulangan sebelah kanan akan menahan tegangan tekan. Tegangan tarik yang terjadi pada baja tulangan sebelah kiri dapat mencapai leleh pada saat yang bersamaan dengan hancurnya material beton sebelah kanan yang menahan tegangan tekan. Keadaan ini sering disebut kolom pada kondisi seimbang (*balance*).

3). Nilai eksentrisitas e besar

Untuk nilai e besar, maka momen M yang ditimbulkan juga besar. Pada keadaan ini, tegangan tarik pada baja tulangan sebelah kiri makin besar sehingga mencapai leleh, tetapi material beton sebelah kanan masih kuat menahan beban tekan. Maka dari itu kegagalan yang terjadi ditentukan oleh lelehnya baja tulangan tersebut. Keadaan ini sering disebut kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan, atau kolom pada kondisi patah tarik.

4). Nilai eksentrisitas e sangat besar

Karena nilai e sangat besar, maka momen M yang ditimbulkan juga sangat besar, sehingga beban aksial P dapat diabaikan (relatif kecil terhadap momen M). Pada keadaan ini seolah-olah kolom hanya

menahan momen lentur M saja, sehingga dapat dihitung seperti balok biasa.

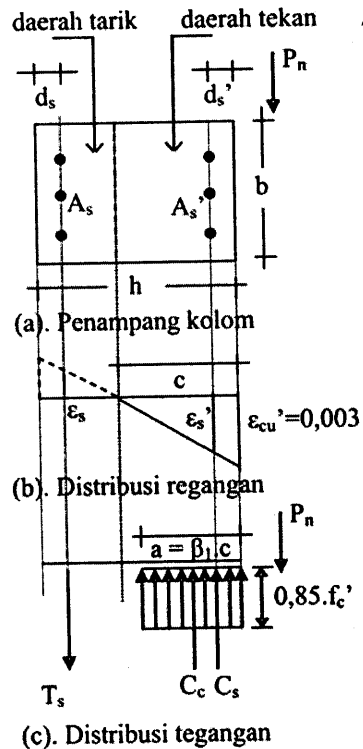
c). Jenis kolom berdasarkan panjang kolom

Berdasarkan ukuran panjang dan pendeknya, kolom dibedakan atas 2 macam, yaitu: kolom panjang (sering pula disebut kolom langsing atau kolom kurus), dan kolom pendek (sering pula disebut kolom tidak langsing atau kolom gemuk). Beban yang bekerja pada kolom panjang, dapat menyebabkan terjadi kegagalan/keruntuhan kolom akibat kehilangan stabilitas lateral karena bahaya tekuk. Tetapi pada kolom pendek, kehilangan stabilitas lateral karena tekuk ini tidak pernah dijumpai. Jadi kegagalan/keruntuhan pada kolom pendek sering disebabkan oleh kegagalan materialnya (lelehnya baja tulangan dan atau hancurnya beton).

1.1.3 Asumsi dasar perencanaan kolom

Sama halnya dengan balok, pada perencanaan kolom juga digunakan asumsi dasar sebagai berikut (lihat Gambar 1.3):

- 1). Pasal 12.2.2 SNI 03-2847-2002: Distribusi regangan di sepanjang tebal kolom dianggap berupa garis lurus (*linear*), seperti terlukis pada Gambar 1.3(b).
- 2). Pasal 12.2.2 SNI 03-2847-2002: Tidak terjadi slip antara beton dan tulangan.
- 3). Pasal 12.2.3 SNI 03-2847-2002: Regangan tekan maksimal beton dibatasi pada kondisi ultimit $\epsilon_{cu}' = 0,003$ (lihat Gambar 1.3(b)).
- 4). Pasal 12.2.5 SNI 03-2847-2002: Kekuatan tarik beton diabaikan.
- 5). Pasal 12.2.4 SNI 03-2847-2002: Tegangan baja tulangan tarik maupun tekan (f_s maupun f_s') yang belum mencapai leleh ($< f_y$) dihitung sebesar modulus elastisitas baja tulangan (E_s) dikalikan dengan regangannya (ϵ_s maupun ϵ_s').
- 6). Pasal 12.2.6 SNI 03-2847-2002: Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dapat diasumsikan persegi, trapesium, parabola atau bentuk lainnya.



7). Pasal 12.2.7.1 SNI 03-2847-2002: Bila hubungan antara distribusi tegangan dan regangan beton diasumsikan berbentuk tegangan beton persegi ekuivalen, maka dipakai nilai tegangan beton sebesar $0,85.f_c'$ yang terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen (seperti Gambar 1.3(c)) yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar garis netral sejauh $a = \beta_1.c$ dari serat tekan maksimal.

Gambar 1.3 Penampang Kolom, Diagram Regangan dan Diagram Tegangan

- 8). Pasal 12.2.7.3 SNI 03-2847-2002: Faktor β_1 diambil sebagai berikut:
- Untuk $f_c' \leq 30$ MPa, $\beta_1 = 0,85$ (1.1a)
 - Untuk $f_c' > 30$ MPa, $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot \left(\frac{f_c' - 30}{7} \right)$ (1.1b)
- tetapi $\beta_1 \geq 0,65$ (1.1c)

1.1.4 Ketentuan perencanaan

Beberapa ketentuan yang penting untuk diperhatikan dalam perencanaan kolom meliputi hal-hal berikut:

1). Luas tulangan total (A_{st})

Menurut Pasal 12.9.1 SNI 03-2847-2002, luas total (A_{st}) tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom harus memenuhi syarat berikut:

$$0,01.A_g \leq A_{st} \leq 0,08.A_g \quad (1.2a)$$

dengan: A_{st} = luas total tulangan memanjang, mm^2 .

A_g = luas bruto penampang kolom, mm^2 .

2). Diameter tulangan geser (begel atau sengkang)

Diameter begel kolom (ϕ_{begel}) disyaratkan:

$$10 \text{ mm} \leq \phi_{\text{begel}} \leq 16 \text{ mm} \quad (1.2b)$$

3). Gaya tarik dan gaya tekan pada penampang kolom

Kolom yang sering dijumpai/digunakan pada bangunan gedung yaitu kolom dengan penampang segi empat seperti telah dilukiskan pada Gambar 1.3. Jika kolom menahan beban eksentris P_n , maka pada penampang kolom sebelah kiri menahan beban tarik yang akan ditahan oleh baja tulangan, sedangkan sebelah kanan menahan beban tekan yang akan ditahan oleh beton dan baja tulangan.

Gaya tarik bagian kiri ditahan oleh tulangan, sebesar

$$T_s = A_s.f_s \quad (1.2c)$$

Gaya tekan yang ditahan beton bagian kanan, sebesar

$$C_c = 0,85.f_c'.a.b \quad (1.2d)$$

Sedangkan gaya tekan yang ditahan oleh tulangan kanan (C_s), yaitu:

(a). Jika luas beton tekan diperhitungkan, maka

$$C_s = A_s'.(f_s' - 0,85.f_c') \quad (1.2e)$$

(b). Jika luas beton tekan diabaikan, maka

$$C_s = A_s'.f_s' \quad (1.2f)$$

Persamaan (1.2f) merupakan persamaan yang paling mudah dan paling banyak dipakai pada perencanaan.

Selanjutnya dengan memperhatikan keseimbangan gaya vertikal pada Gambar 1.3(c), diperoleh gaya aksial

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad (1.2g)$$

4). Nilai regangan dan tegangan baja tulangan

Besar regangan baja tulangan dapat ditentukan berdasarkan perbandingan 2 segitiga yang sebangun pada Gambar 1.3(b).

Untuk regangan tarik baja tulangan sebelah kiri, dihitung sebagai berikut:

$$\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_c'}{c} \text{ sehingga diperoleh}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot \varepsilon_c' \quad (1.3a)$$

Untuk regangan tekan baja tulangan sebelah kanan, dihitung sebagai berikut:

$$\frac{\varepsilon_s'}{c-d_s'} = \frac{\varepsilon_c'}{c} \text{ sehingga diperoleh}$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c-d_s'}{c} \cdot \varepsilon_c' \quad (1.3b)$$

Untuk baja tulangan (tarik maupun tekan) yang sudah leleh, maka nilai regangannya diberi notasi dengan: ε_y , dan dihitung dengan persamaan

$$\varepsilon_y = f_y / E_s \text{ dengan}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \quad (1.3c)$$

Selanjutnya tegangan baja tulangan tarik dan tekan dihitung berikut:

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_s \text{ dan } f_s' = \varepsilon_s' \cdot E_s \quad (1.3d)$$

Jika ε_s (atau ε_s') $\geq \varepsilon_y$, maka tulangan sudah leleh, dipakai

$$f_s \text{ (atau } f_s') = f_y \quad (1.3e)$$

5). Kolom dengan beban aksial tekan kecil

Pasal 11.3.2.2 SNI 03-2847-2002 mensinyalir, bahwa untuk komponen struktur yang memakai $f_y \leq 400$ MPa dengan tulangan simetris dan dengan $(h-d_s-d_s')/h \geq 0,7$ boleh dianggap hanya menahan momen lentur saja apabila nilai $\phi \cdot P_n$ kurang dari $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$, sedangkan untuk kolom yang lain ($f_y > 400$ MPa, $(h-d_s-d_s')/h < 0,7$), boleh dianggap hanya menahan momen lentur saja apabila nilai $\phi \cdot P_n$ kurang dari nilai terkecil dari nilai $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ dan $\phi \cdot P_{n,b}$ (dengan $\phi =$

0,65 untuk kolom dengan tulangan sengkang, dan $\phi = 0,70$ untuk kolom dengan tulangan spiral).

Jadi menurut pasal tersebut dapat dikatakan, bahwa untuk semua kolom dengan beban kurang dari " $\phi \cdot P_n$ kecil" (kurang dari nilai terkecil antara nilai $0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ atau $\phi \cdot P_{n,b}$), nilai ϕ dapat ditingkatkan menjadi $\phi = 0,80$ (hanya menahan momen lentur saja).

Jika diambil nilai " $\phi \cdot P_n$ kecil" = $P_{u\phi}$, maka:

$$P_{u\phi} \text{ diambil nilai terkecil dari nilai } 0,10 \cdot f_c' \cdot A_g \text{ atau } \phi \cdot P_{n,b} \quad (1.4a)$$

Untuk kolom dengan tulangan sengkang berlaku ketentuan berikut:

a). Jika beban P_u ($P_u = \phi \cdot P_n$) $\geq P_{u\phi}$, maka nilai $\phi = 0,65$ (1.4b)

b). Jika beban P_u ($P_u = \phi \cdot P_n$) $< P_{u\phi}$,

$$\text{maka nilai } \phi = 0,80 - \frac{0,15 \cdot P_u}{P_{u\phi}} \quad (1.4c)$$

Untuk kolom dengan tulangan spiral berlaku ketentuan berikut:

a). Jika beban P_u ($P_u = \phi \cdot P_n$) $\geq P_{u\phi}$, maka nilai $\phi = 0,70$ (1.4d)

b). Jika beban P_u ($P_u = \phi \cdot P_n$) $< P_{u\phi}$,

$$\text{maka nilai } \phi = 0,80 - \frac{0,10 \cdot P_u}{P_{u\phi}} \quad (1.4e)$$

dengan:

P_u = Gaya aksial tekan perlu atau gaya aksial tekan terfaktor, kN.

$P_{u\phi}$ = Gaya aksial tekan terfaktor pada batas nilai ϕ yang sesuai, kN.

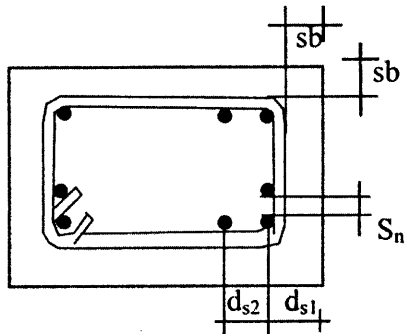
$P_{n,b}$ = Gaya aksial nominal pada kondisi regangan penampang seimbang (*balance*), kN.

ϕ = Faktor reduksi kekuatan.

A_g = Luas bruto penampang kolom, mm².

6). Penempatan tulangan kolom

Tulangan kolom ditempatkan/diatur seperti pada Gambar 1.4.



sb = lapis lindung beton (Pasal 9.7.1)
 = 50 mm, jika berhubungan dengan tanah atau cuaca dan $D \geq 19$ mm.
 = 40 mm, jika tidak berhubungan dengan tanah atau cuaca atau $D < 19$ mm.

S_n = jarak bersih antar tulangan (Pasal 9.6.3) $\geq 1,5.D$ (D = diameter tulangan) ≥ 40 mm.

$$d_{s1} = sb + \phi_{\text{begel}} + D/2$$

$$d_{s2} = S_n + D$$

Gambar 1.4 Penempatan Tulangan Kolom

7). Jumlah tulangan longitudinal dalam satu baris
 Jumlah tulangan longitudinal maksimal perbaris dirumuskan sebagai berikut:

$$m = \frac{b - 2.d_{s1}}{D + S_n} + 1 \quad (1.5)$$

dengan:

m = jumlah tulangan longitudinal perbaris (dibulatkan ke bawah, jika angka desimal $> 0,81$ dapat dibulatkan ke atas)

b = lebar penampang kolom, mm

d_{s1} = jarak *decking* pertama, sebesar tebal lapis lindung beton + $\phi_{\text{begel}} + D/2$, mm

S_n = jarak bersih antar tulangan menurut Gambar 1.4, mm

D = diameter tulangan longitudinal (tulangan memanjang), mm

1.2 Pengaruh Beban Aksial pada Penampang Kolom

Pada sub bab 1.1.2.a dijelaskan, bahwa keadaan beban aksial yang bekerja pada penampang kolom dibedakan atas 2 macam, yaitu beban

sentris dan beban eksentris. Untuk penampang kolom dengan beban eksentris masih dibedakan lagi menjadi 4 macam, yaitu:

- 1). Penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan
- 2). Penampang kolom pada kondisi seimbang (*balance*)
- 3). Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan
- 4). Penampang kolom dengan eksentrisitas sangat besar, sehingga beban P_n dianggap nol (diabaikan).

1.2.1 Penampang kolom pada kondisi beban sentris

Pada penampang kolom dengan kondisi beban sentris, berarti beban tersebut tepat bekerja pada sumbu (as) longitudinal kolom, sehingga beton maupun baja tulangan (semuanya) menahan beban tekan (lihat Gambar 1.5).

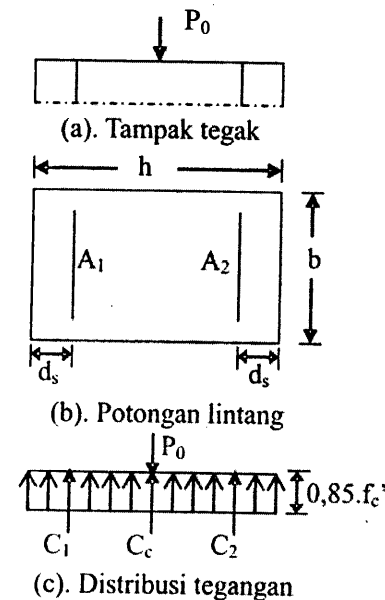
Kekuatan penampang kolom dengan beban sentris ditentukan dengan menganggap bahwa semua baja tulangan (A_1 dan A_2) sudah mencapai leleh, jadi tegangan baja tulangan $f_s = f_s' = f_y$. Di samping itu, regangan tekan beton sudah mencapai batas maksimal, yaitu $\epsilon_c' = \epsilon_{cu}' = 0,003$.

Pada kondisi beban sentris (P_0) ini dapat dianalisis seperti berikut:

$A_g = b.h$ = luas bruto penampang kolom, mm^2 .

$A_{st} = A_1 + A_2$ = luas total baja tulangan, mm^2 .

A_n = luas bersih (*netto*) beton = $A_g - A_{st}$, mm^2 .



Gambar 1.5 Kolom dengan Beban Sentris

$$\text{Gaya tekan beton: } C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n \quad (1.6a)$$

$$\text{Gaya tekan tulangan: } C_1 = A_1 \cdot f_y \quad (1.6b)$$

$$C_2 = A_2 \cdot f_y \quad (1.6c)$$

Dengan mempertimbangkan kesetimbangan gaya vertikal harus nol, maka diperoleh:

$$\begin{aligned} P_0 &= C_c + C_1 + C_2 \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot A_n + A_1 \cdot f_y + A_2 \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + (A_1 + A_2) \cdot f_y \end{aligned}$$

sehingga diperoleh persamaan berikut:

$$P_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (1.7a)$$

Pada kenyataannya, beban yang betul-betul sentris itu jarang sekali dijumpai, dan dianggap tidak ada. Oleh karena itu Pasal 12.3.5 SNI 03-2847-2002 memberi batasan kuat tekan nominal maksimal sebesar 80% dari beban sentris untuk kolom dengan tulangan sengkang, atau 85% dari beban sentris untuk kolom dengan tulangan spiral. Dengan demikian diperoleh rumus berikut:

$$P_{n \text{ maks}} = 0,80 \cdot P_0 \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \quad (1.7b)$$

$$P_{n \text{ maks}} = 0,85 \cdot P_0 \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \quad (1.7c)$$

Kuat rencana dihitung dengan memasukkan faktor reduksi kekuatan ϕ pada kuat nominalnya. Jadi kuat rencana pada penampang kolom dengan beban sentris dihitung dengan persamaan berikut:

$$\phi \cdot P_{n \text{ maks}} = 0,80 \cdot \phi \cdot P_0 \text{ (kolom dengan tulangan sengkang)} \quad (1.7d)$$

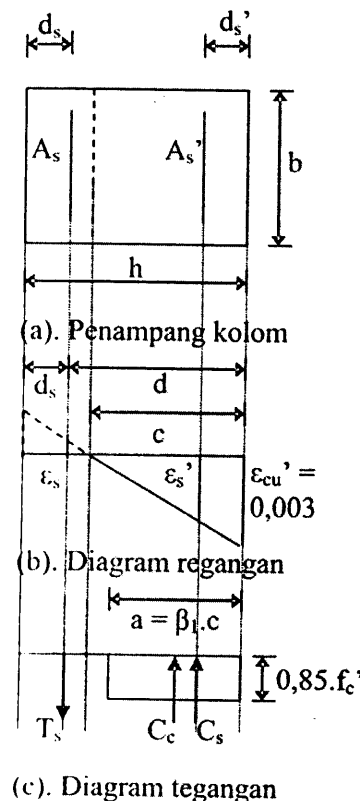
$$\phi \cdot P_{n \text{ maks}} = 0,85 \cdot \phi \cdot P_0 \text{ (kolom dengan tulangan spiral)} \quad (1.7e)$$

1.2.2 Penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan

Jika beban P_n pada kondisi beban sentris digeser ke kanan, maka pada penampang kolom sebelah kiri mulai menahan beban tarik relatif kecil (sehingga baja tulangan tarik belum leleh), sedangkan penampang kolom sebelah kanan tetap menahan beban tekan yang cukup besar (sehingga dapat menimbulkan retak beton tekan). Kekuatan penampang kolom pada kondisi ini bergantung pada kekuatan tekan dari beton,

sehingga disebut: kolom pada kondisi beton tekan menentukan atau kondisi patah tekan, dan dilukiskan pada Gambar 1.6.

Batas pada penampang kolom yang menahan tegangan tarik (di sebelah kiri) dan menahan tegangan tekan (di sebelah kanan) berupa garis lurus yang tegangannya nol, disebut: garis netral. Garis ini berada pada jarak c dari batas tepi beton tekan.



Gambar 1.6 Kolom dengan Beban Eksentris

Pada penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan, regangan tekan beton telah mencapai batas ultimit ($\epsilon_{cu}' = 0,003$), tulangan tekan A_s' telah mencapai leleh ($f_s' = f_y$), tetapi tulangan tarik A_s belum leleh ($\epsilon_s < \epsilon_y$ atau $f_s < f_y$).

Tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a dihitung sebesar:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (1.8)$$

dengan β_1 dapat dilihat pada Persamaan (1.1a) sampai dengan Persamaan (1.1c).

Nilai regangan dan tegangan pada tulangan tarik maupun tulangan tekan yang terjadi pada kolom, dapat dihitung dengan Persamaan (1.3a) sampai dengan Persamaan (1.3e).

Karena kolom menahan beban eksentris, maka kolom akan menahan beban aksial dan momen lentur. Beban aksial yang ditahan oleh kolom dapat dihitung berdasarkan Gambar 1.6(c), yaitu dengan cara menjumlahkan beban vertikal = 0, sedangkan untuk momen lentur dihitung dari beban-beban T_s , C_c dan C_s pada Gambar 1.6(c) dikalikan dengan jarak masing-masing beban ke sumbu kolom.

Untuk mempermudah hitungan, maka proses hitungan dilaksanakan dengan menggunakan tabel seperti contoh pada Tabel 1.1. Gaya/beban pada Tabel ini diberi tanda plus (+) jika arah gaya ke atas, dan tanda minus (-) jika arah gaya ke bawah. Lengan momen juga diberi tanda plus (+) jika letak gaya di kanan sumbu kolom, dan tanda minus (-) jika letak gaya di kiri sumbu kolom.

Tabel 1.1 Contoh Tabel untuk Hitungan Gaya Aksial dan Momen Lentur Kolom

Gaya (kN)	Lengan ke sumbu (m)	Momen (kNm)
$-T_s = -A_s \cdot f_s = -\dots$	$-Z_s = -(h/2 - d_s) = -\dots$	$T_s \cdot Z_s = \dots$
$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b = \dots$	$Z_c = (h/2 - a/2) = \dots$	$C_c \cdot Z_c = \dots$
$C_s = A_s' \cdot f_s' = \dots$	$Z_s' = (h/2 - d_s') = \dots$	$C_s \cdot Z_s' = \dots$
Jumlah: $P_n = \dots$		$M_n = \dots$

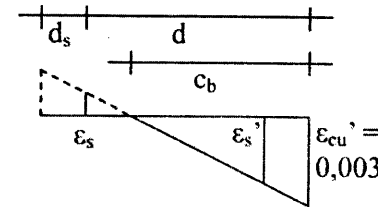
Selanjutnya dihitung: $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ (1.9) dengan nilai ϕ dapat dilihat pada Persamaan (1.4b) sampai Persamaan (1.4e).

Perlu dicatat, bahwa jarak c (yaitu jarak antara garis netral dan batas tepi beton tekan) pada penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan adalah relatif besar. Jika beban P_n digeser ke kanan sedikit demi sedikit, maka jarak c akan berkurang secara pelan-pelan, dan suatu saat pada penampang kolom ini akan terjadi kondisi seimbang (*balance*) dengan jarak c dinotasikan dengan c_b . Jadi dapat dikatakan, bahwa pada penampang kolom dengan kondisi beton tekan menentukan berlaku syarat berikut:

$$c > c_b \quad (1.10)$$

1.2.3 Penampang kolom pada kondisi seimbang (*balance*)

Pada penampang kolom dengan kondisi seimbang, maka tulangan tarik mencapai leleh ($\epsilon_s = \epsilon_y$) bersamaan dengan regangan beton tekan mencapai batas retak atau batas ultimit ($\epsilon_c' = \epsilon_{cu}' = 0,003$). Pada kondisi ini diperoleh jarak antara garis netral dan tepi beton tekan = c_b , dan distribusi regangan pada penampang kolom dilukiskan pada Gambar 1.7. Nilai c_b dapat ditentukan dengan cara berikut (lihat Gambar 1.7):



Gambar 1.7 Distribusi Regangan Pada Kondisi Penampang Seimbang

$$\frac{c_b}{\epsilon_{cu}'} = \frac{d}{\epsilon_{cu}' + \epsilon_s}$$

$$c_b = \frac{\epsilon_{cu}' \cdot d}{\epsilon_{cu}' + \epsilon_s}$$

Dengan memasukkan nilai $\epsilon_s = \epsilon_y = f_y/E_s$ atau $\epsilon_s = f_y/200000$, dan $\epsilon_{cu}' = 0,003$ akan diperoleh:

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} \quad (1.11)$$

Selanjutnya dengan menggunakan Tabel 1.1 dapat dihitung gaya aksial $P_{n,b}$ dan momen lentur $M_{n,b}$, serta gaya aksial rencana $\phi \cdot P_{n,b}$ dan momen rencana $\phi \cdot M_{n,b}$ dengan Persamaan (1.9).

1.2.4 Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan

Jika beban aksial P_n telah berada pada kondisi penampang seimbang, kemudian beban tersebut digeser lagi ke kanan, maka luas penampang beton tekan semakin kecil, sehingga regangan tekan beton juga semakin kecil ($\epsilon_c' < 0,003$) dan nilai c ikut semakin kecil pula, yaitu:

$$c < c_b \quad (1.12)$$

Sebaliknya, luas penampang beton tarik akan berubah semakin besar, sehingga regangan tulangan tarik melebihi batas leleh. Dengan demikian, kekuatan penampang kolom pada kondisi ini ditentukan oleh kuat leleh tulangan tarik, dan disebut: penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan atau kondisi patah tarik.

Sesuai dengan Persamaan (1.3e), karena $\epsilon_s > \epsilon_y$ maka dalam perhitungan digunakan $f_s = f_y$. Di samping itu, besar beban aksial dan momen lentur yang terjadi pada kolom dapat dihitung dengan menggunakan Tabel 1.1, kemudian dihitung pula kuat rencana yang berupa $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ dengan Persamaan (1.9).

Apabila beban aksial P_n secara pelan-pelan digeser ke kanan lagi, maka momen lentur secara pelan-pelan juga semakin bertambah besar, sedangkan beban P_n besarnya tetap, sehingga dapat menyebabkan nilai beban aksial P_n akan relatif kecil bila dibandingkan dengan nilai momen lentur. Keadaan ini sesuai dengan Pasal 11.3.2.2 SNI 03-2847-2002, jika beban aksial cukup kecil (kurang dari nilai terkecil antara $0,10.f_c'.A_g$ atau $\phi.P_{n,b}$), maka komponen struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur saja (lihat uraian pada sub bab 1.1.4.5). Perhatikan pula nilai batas $P_{u\phi}$ dan nilai ϕ pada Persamaan (1.4a) sampai dengan Persamaan (1.4e).

1.2.5 Penampang kolom pada kondisi beban $P_n = 0$

Untuk penampang kolom dengan beban aksial $P_n = 0$, berarti kolom hanya menahan momen lentur saja. Karena hanya menahan momen lentur, maka kolom tersebut dianalisis/dihitung seperti balok biasa (lihat Gambar 1.8).

Momen nominal dan momen rencana kolom dihitung dengan menggunakan rumus-rumus seperti pada hitungan momen nominal serta momen rencana balok, dan dengan faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,80$.

Proses hitungan dilaksanakan dengan rumus-rumus berikut (Asroni, 2007):

1). Dihitung nilai a , $a_{\min, \text{leleh}}$ dan $a_{\max, \text{leleh}}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (1.13a)$$

$$a_{\min, \text{leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} \quad (1.13b)$$

$$a_{\max, \text{leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \quad (1.13c)$$

2). Dikontrol kondisi tulangan tekan, untuk menetapkan nilai a yang betul:

a). Jika $a \geq a_{\min, \text{leleh}}$ maka tulangan tekan sudah leleh, dan nilai a pada Persamaan (1.14a) sudah betul.

b). Jika $a < a_{\min, \text{leleh}}$ maka tulangan tekan belum leleh, nilai a dihitung lagi seperti berikut:

$$(1). p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} \quad (1.14a)$$

$$(2). q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s' \cdot A_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (1.14b)$$

$$(3). a = (\sqrt{p^2 + q}) - p \quad (1.14c)$$

$$(4). f_s' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \times 600 \quad (1.14d)$$

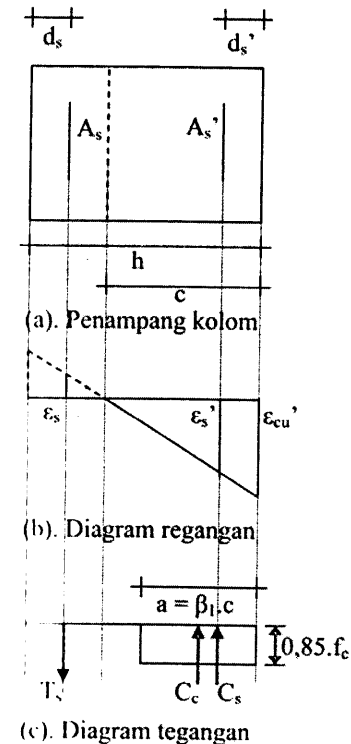
3). Dikontrol kondisi tulangan tarik dengan syarat: semua tulangan tarik sudah leleh, yaitu nilai a harus $\leq a_{\max, \text{leleh}}$ (1.14e)

4). Dihitung momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (1.15a)$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d_s') \quad (1.15b)$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \quad \text{dan}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \quad (1.15c)$$


Gambar 1.8 Kolom dengan beban $P_n = 0$

Untuk kondisi tulangan tekan sudah leleh, maka nilai f_s' pada Persamaan (1.15b) di atas diambil sebesar f_y .

1.3 Diagram Interaksi Kolom

Beban yang bekerja pada kolom, biasanya berupa kombinasi antara beban aksial dan momen lentur. Besar beban aksial dan momen lentur

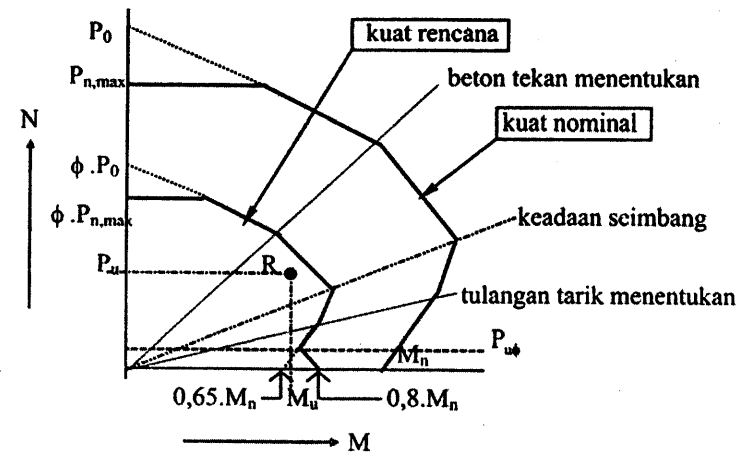
yang mampu ditahan oleh kolom bergantung pada ukuran/dimensi kolom, dan jumlah serta letak baja tulangan yang ada/terpasang pada kolom tersebut. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur digambarkan dalam suatu diagram yang disebut Diagram Interaksi Kolom M – N. Manfaat dari diagram interaksi kolom M – N, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan.

Untuk satu penampang kolom, dapat digambarkan diagram interaksi kolom yang meliputi 3 macam, yaitu: diagram interaksi kolom untuk kuat rencana, diagram interaksi kolom untuk kuat nominal, dan diagram interaksi kolom untuk kuat batas (kapasitas). Pada bab ini hanya ditinjau 2 macam diagram interaksi saja, yaitu diagram interaksi kolom untuk kuat nominal dan kuat rencana.

Diagram interaksi kolom dibuat dengan pertolongan 2 buah sumbu (yaitu sumbu vertikal dan sumbu horizontal) yang saling berpotongan tegak lurus sesamanya. Sumbu vertikal menggambarkan besar beban aksial P atau gaya normal N, sedangkan sumbu horizontal menggambarkan besar momen lentur M yang dapat ditahan oleh kolom.

Prosedur pembuatan diagram interaksi dilaksanakan dengan memperhitungkan kekuatan kolom berdasarkan 5 macam kondisi beban pada suatu penampang kolom, seperti telah dijelaskan pada sub bab 1.2.1 sampai dengan sub bab 1.2.5. Hasil hitungan kelima macam kondisi beban tersebut kemudian dilukiskan diagramnya seperti tampak pada Gambar 1.9.

Dengan Gambar 1.9 ini dapat diketahui, apakah kolom mampu menahan beban aksial perlu sebesar P_u dan beban momen perlu sebesar M_u . Untuk keperluan tersebut, nilai P_u dan M_u diplotkan pada sumbu diagram. Kemudian dengan membuat garis horizontal dari beban P_u dan membuat garis vertikal dari momen M_u , maka diperoleh titik-potong R. Pada contoh Gambar 1.9 ini diperoleh titik R berada di dalam diagram interaksi kuat rencana, maka kolom mampu menahan beban yang bekerja. Tetapi sebaliknya, jika titik R berada di luar diagram interaksi kuat rencana, maka kolom tersebut tidak mampu menahan beban yang bekerja.



Gambar 1.9 Contoh Diagram Interaksi Kolom M - N

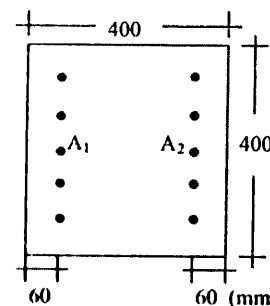
1.4 Contoh Hitungan

Contoh 1.1:

- 1). Buatlah diagram interaksi kolom dengan kuat nominal dan kuat rencana, untuk kolom persegi berukuran 400 mm x 400 mm, dengan tulangan kiri (A_1) dan tulangan kanan (A_2) masing-masing menggunakan 5D22, jika diketahui jarak $d_s = 60$ mm, mutu beton $f_c' = 20$ MPa dan baja tulangan $f_y = 300$ MPa.
- 2). Apakah kolom tersebut mampu menahan beban $P_u = 1280$ kN dengan $M_u = 150$ kN-m ?

Penyelesaian:

- 1). Membuat diagram interaksi kolom



$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2.$$

$$f_c' = 20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/mm}^2.$$

$$f_y = 300 \text{ MPa} = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_y = f_y/E_s = 300/200000 = 1,5 \cdot 10^{-3}.$$

$$A_1 = A_2 = 5 \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2.$$

$$A_{st} = A_1 + A_2 = 2 \cdot 1900,66 = 3801,32 \text{ mm}^2.$$

(a). Tinjauan beban sentris

$$P_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot 20 \cdot (400 \cdot 400 - 3801,32) + 3801,32 \cdot 300$$

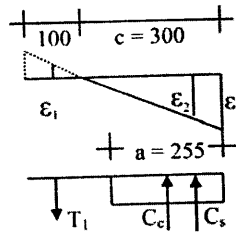
$$= 3795773,56 \text{ N} = 3795,77 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot P_0 = 0,65 \cdot 3795,77 = 2467,25 \text{ kN.}$$

$$P_{n,max} = 0,8 \cdot P_0 = 0,8 \cdot 3795,77 = 3036,62 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,65 \cdot 3036,62 = 1973,80 \text{ kN.}$$

(b). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot (400 - 60)}{600 + 300} = 227 \text{ mm.}$$

Diambil $c = 300 \text{ mm} (> c_b)$.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 300 = 255 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_1 = \frac{100 - 60}{300} \cdot 0,003 = 0,4 \cdot 10^{-3} < \epsilon_y$$

sehingga diperoleh : $f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,08 \text{ kN/mm}^2$.

$$\epsilon_2' = \frac{300 - 60}{300} \cdot 0,003 = 2,4 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \text{ sehingga}$$

$$f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

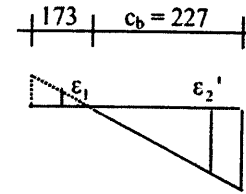
Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1900,66 \cdot 0,08 = -152,05$	$-Z_1 = (0,4/2 - 0,6) = -0,140$	21,29
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 255 \cdot 400 = 1734,00$	$Z_c = (0,4 - 0,255)/2 = 0,0725$	125,72
$C_2 = 1900,66 \cdot 0,30 = 570,20$	$Z_2' = (0,4/2 - 0,6) = 0,140$	79,83
Jumlah $P_n = 2152,15$		$M_n = 226,84$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 2152,15 = 1398,90 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 226,84 = 147,45 \text{ kN-m.}$$

(c). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 227 \text{ mm}$)

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 227 = 193 \text{ mm.}$$



$$\epsilon_1 = \frac{173 - 60}{227} \cdot 0,003 = 1,5 \cdot 10^{-3} = \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_2' = \frac{227 - 60}{227} \cdot 0,003 = 2,21 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

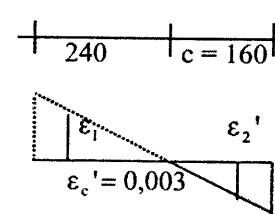
Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1900,66 \cdot 0,30 = -570,20$	$-Z_1 = (0,4/2 - 0,6) = -0,140$	79,83
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 193 \cdot 400 = 1312,40$	$Z_c = (0,4 - 0,193)/2 = 0,1035$	135,83
$C_2 = 1900,66 \cdot 0,30 = 570,20$	$Z_2' = (0,4/2 - 0,6) = 0,140$	79,83
Jumlah $P_{n,b} = 1312,40$		$M_{n,b} = 295,49$

$$\phi \cdot P_{n,b} = 0,65 \cdot 1312,40 = 853,06 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_{n,b} = 0,65 \cdot 295,49 = 192,07 \text{ kN-m.}$$

(d). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)

Diambil $c = 160 \text{ mm}$, sehingga $a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160 = 136 \text{ mm}$.



$$\epsilon_1 = \frac{240 - 60}{160} \cdot 0,003 = 3,38 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_2' = \frac{160 - 60}{160} \cdot 0,003 = 1,88 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1900,66 \cdot 0,30 = -570,20$	$-Z_1 = (0,4/2 - 0,6) = -0,140$	79,83
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 136 \cdot 400 = 924,80$	$Z_c = (0,4 - 0,136)/2 = 0,132$	122,07
$C_2 = 1900,66 \cdot 0,30 = 570,20$	$Z_2' = (0,4/2 - 0,6) = 0,140$	79,83
Jumlah $P_n = 924,80$		$M_n = 281,73$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 924,80 = 601,12 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 281,73 = 183,12 \text{ kN-m.}$$

Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada:

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 400 = 320000 \text{ N} = 320 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 853,06 \text{ kN.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $P_{u\phi} = 320 \text{ kN.}$

(e). Tinjauan keadaan beban $P = 0$

Pada keadaan ini dihitung seperti balok. Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama ($A_2' = A_1$), maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_2' - A_1 \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1900,66 - 1900,66 \cdot 300}{1,7 \cdot 20 \cdot 400} = 41,9263$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_2' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1900,66 \cdot 60}{0,85 \cdot 20 \cdot 400} = 8552,97$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{41,9263^2 + 8552,97} - 41,9263 = 59,616 \text{ mm.}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{59,616 - 0,85 \cdot 60}{59,616} \right) = 86,715 \text{ MPa.}$$

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 20 \cdot 59,616 \cdot 400 \cdot (340 - 59,616/2) = 125748362,6 \text{ Nmm}$$

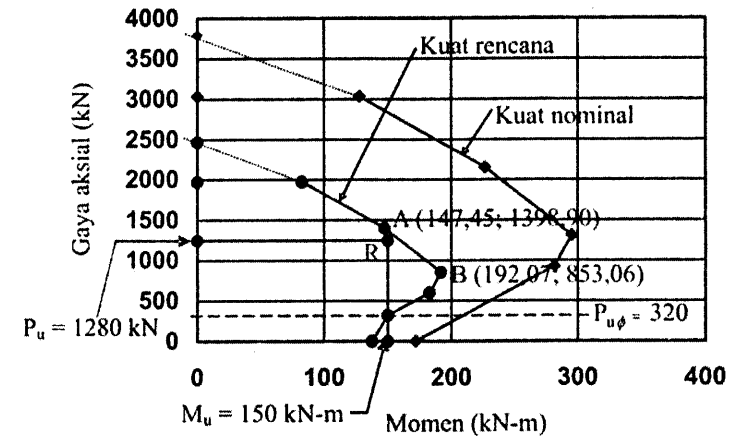
$$M_{ns} = A_s' \cdot f_2' \cdot (d - d_s') = 1900,66 \cdot 86,715 \cdot (340 - 60) = 46148404,9 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} = 171896767,6 \text{ Nmm} = 171,90 \text{ kN-m.}$$

$$\text{Nilai kuat rencana: } \phi = 0,65 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 171,90 = 111,73 \text{ kN-m.}$$

$$\phi = 0,80 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 171,90 = 137,52 \text{ kN-m.}$$

Gambar diagram interaksi kolom disajikan pada Gambar 1.10

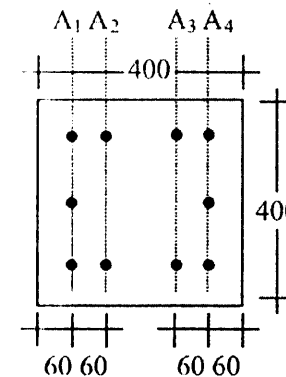


Gambar 1.10 Diagram Interaksi Kolom untuk Soal Contoh 1.1

2). Kontrol kekuatan kolom

Dari Gambar 1.10, ternyata titik R dengan momen $M_u = 150 \text{ kN-m}$ dan $P_u = 1280 \text{ kN}$ berada di dalam diagram interaksi kuat rencana. Jadi kolom tersebut mampu menahan beban yang bekerja padanya.

Contoh 1.2:



Diketahui: Tulangan $A_1 = A_4 = 3D22$,
 $A_2 = A_3 = 2D22$.
 Mutu bahan $f_c' = 20 \text{ MPa}$,
 $f_y = 300 \text{ MPa}$.
 Data lainnya dilihat pada gambar.

Soal: Buatlah diagram interaksi kolom M-N untuk kuat rencana dan kuat nominal.

Penyelesaian: $f_c' = 20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/mm}^2$.
 $f_y = 300 \text{ MPa} = 0,30 \text{ kN/mm}^2$.
 $\epsilon_y = 300/200000 = 1,5 \cdot 10^{-3}$.
 $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2$.

Luas tulangan: $A_1 = A_4 = 3 \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 22^2 = 1140,40 \text{ mm}^2$.
 $A_2 = A_3 = 2 \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 22^2 = 760,27 \text{ mm}^2$.
 $A_{st} = 2(A_1 + A_2) = 10D22 = 10 \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 22^2 = 3801,32 \text{ mm}^2$.

(a). Tinjauan beban sentris

$$P_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot 20 \cdot (400 \cdot 400 - 3801,32) + 3801,32 \cdot 300$$

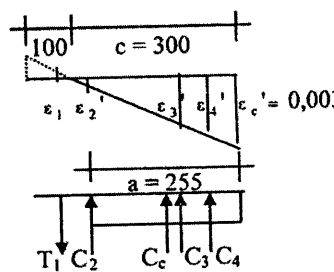
$$= 3795773,56 \text{ N} = 3795,77 \text{ kN}.$$

$$\phi \cdot P_0 = 0,65 \cdot 3795,77 = 2467,25 \text{ kN}.$$

$$P_{n,max} = 0,8 \cdot P_0 = 0,8 \cdot 3795,77 = 3036,62 \text{ kN}.$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,65 \cdot 3036,62 = 1973,80 \text{ kN}.$$

(b). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot (400 - 60)}{600 + 300}$$

$$= 227 \text{ mm}.$$

Diambil $c = 300 \text{ mm} (> c_b)$.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 300 = 255 \text{ mm}.$$

$$\epsilon_1 = \frac{100 - 60}{300} \cdot 0,003$$

$$= 0,4 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y \rightarrow f_1 = 0,4 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,08 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_2' = \frac{300 - 280}{300} \cdot 0,003$$

$$= 2 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y \rightarrow f_2' = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,04 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_3' = \frac{300 - 120}{300} \cdot 0,003$$

$$= 1,8 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \rightarrow f_3' = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

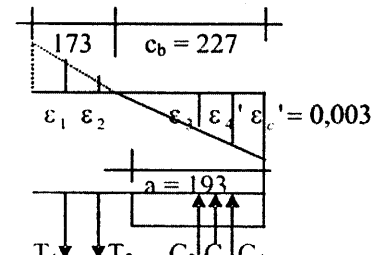
$\epsilon_4' > \epsilon_3' \rightarrow$ jadi A_3 dan A_4 sudah leleh, dipakai $f_4' = 0,30 \text{ kN/mm}^2$.

Gaya (kN)		Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1140,40 \cdot 0,08$	$= -91,23$	-0,140	12,77
$C_2 = 760,27 \cdot 0,04$	$= 30,41$	-0,080	-2,43
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 255 \cdot 400$	$= 1734,00$	0,0725	125,72
$C_3 = 760,27 \cdot 0,30$	$= 228,08$	0,080	18,25
$C_4 = 1140,40 \cdot 0,30$	$= 342,12$	0,140	47,90
Jumlah	$P_n = 2243,38$		$M_n = 202,21$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 2243,38 = 1458,20 \text{ kN}, \text{ dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 202,21 = 131,44 \text{ kN-m}.$$

(c). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 227 \text{ mm}$)



$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 227 = 193 \text{ mm}.$$

$$\epsilon_1 = \frac{173 - 60}{227} \cdot 0,003$$

$$= 1,5 \cdot 10^{-3} = \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_2 = \frac{173 - 120}{227} \cdot 0,003$$

$$= 7,0 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y$$

$$f_2 = 7 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,14 \text{ kN/mm}^2.$$

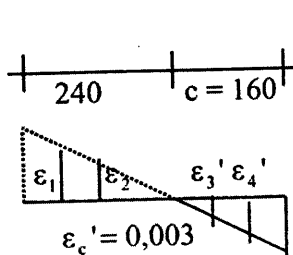
$$\begin{aligned}\epsilon_3' &= \frac{227 - 120}{227} \cdot 0,003 \\ &= 1,414 \cdot 10^{-3} < \epsilon_y \longrightarrow f_3' = 1,414 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,283 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_4' &= \frac{227 - 60}{227} \cdot 0,003 \\ &= 2,21 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \longrightarrow f_4' = 0,30 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1140,40 \cdot 0,30 = -342,12$	-0,140	47,90
$-T_2 = -760,27 \cdot 0,14 = -106,44$	-0,080	8,52
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 193.400 = 1312,40$	0,1035	135,83
$C_3 = 760,27 \cdot 0,283 = 215,16$	0,080	17,21
$C_4 = 1140,40 \cdot 0,30 = 342,12$	0,140	47,90
Jumlah $P_{n,b} = 1421,12$		$M_{n,b} = 257,36$

$$\begin{aligned}\phi \cdot P_{n,b} &= 0,65 \cdot 1421,12 = 923,73 \text{ kN, dan} \\ \phi \cdot M_{n,b} &= 0,65 \cdot 257,36 = 167,28 \text{ kN-m.}\end{aligned}$$

(d). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)
Diambil $c = 160 \text{ mm}$, sehingga $a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160 = 136 \text{ mm}$.



$$\begin{aligned}\epsilon_1 &= \frac{240 - 60}{160} \cdot 0,003 = 3,38 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \\ f_1 &= f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_2 &= \frac{240 - 120}{160} \cdot 0,003 = 2,25 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \\ f_2 &= f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_3' &= \frac{160 - 120}{160} \cdot 0,003 \\ &= 7,5 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y \longrightarrow f_3' = 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,15 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\epsilon_4' &= \frac{160 - 60}{160} \cdot 0,003 \\ &= 1,875 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \longrightarrow f_4' = 0,30 \text{ kN/mm}^2.\end{aligned}$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1140,40 \cdot 0,30 = -342,12$	-0,140	47,90
$-T_2 = -760,27 \cdot 0,30 = -228,08$	-0,080	18,25
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 136.400 = 924,80$	0,132	122,07
$C_3 = 760,27 \cdot 0,15 = 114,04$	0,080	9,12
$C_4 = 1140,40 \cdot 0,30 = 342,12$	0,140	47,90
Jumlah $P_n = 810,76$		$M_n = 245,24$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 810,76 = 526,99 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 245,24 = 159,41 \text{ kN-m.}$$

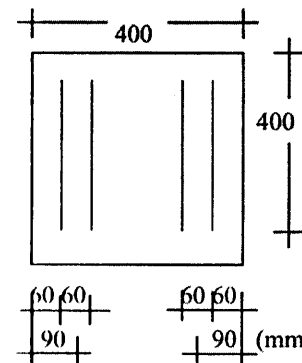
Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada:

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 400 = 320000 \text{ N} = 320 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 923,73 \text{ kN}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $P_{u\phi} = 320 \text{ kN}$.

(c). Tinjauan keadaan beban $P = 0$



Pada keadaan ini dihitung seperti balok.

$$d_s = d_s' = 60 + 60/2 = 90 \text{ mm.}$$

$$d = h - d_s = 400 - 90 = 310 \text{ mm.}$$

$$\text{Tulangan tarik } A_{ki} = A_1 + A_2 = 5D22 = 1900,66 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Tulangan tekan } A_{ka} = A_3 + A_4 = 5D22 = 1900,66 \text{ mm}^2.$$

Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama, maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_{ka}' - A_{ki} \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1900,66 - 1900,66 \cdot 300}{1,7 \cdot 20.400} = 41,9263$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_{ka}' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1900,66 \cdot 90}{0,85 \cdot 20.400} = 12829,46$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{41,9263^2 + 12829,46} - 41,9263 = 78,851 \text{ mm.}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{78,851 - 0,85 \cdot 90}{78,851} \right) = 17,89 \text{ MPa.}$$

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 20 \cdot 78,851 \cdot 400 \cdot (310 - 78,851/2) = 145078475,3 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_2' \cdot (d - d_s') = 1900,66 \cdot 17,89 \cdot (310 - 90) = 7480617,6 \text{ Nmm}$$

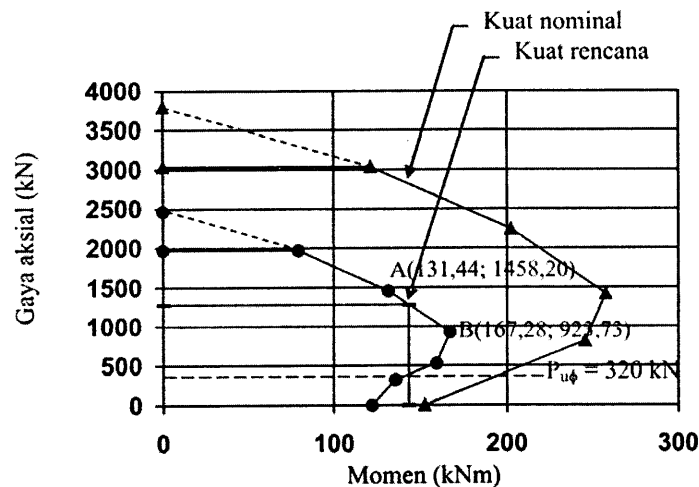
$$M_n = M_{nc} + M_{ns} = 152559092,9 \text{ Nmm} = 152,559 \text{ kN-m.}$$

Nilai kuat rencana:

$$\phi = 0,65 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 152,559 = 99,16 \text{ kN-m.}$$

$$\phi = 0,80 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 152,559 = 122,05 \text{ kN-m.}$$

Gambar diagram interaksi kolom disajikan pada Gambar 1.11.



Gambar 1.11 Diagram Interaksi Kolom untuk Soal Contoh 1.2

Contoh 1.3:

Dengan diagram interaksi pada Gambar 1.10 dan Gambar 1.11, hitunglah besar momen rencana jika masing-masing kolom mendukung gaya aksial $P_u = 1280 \text{ kN}$!

Penyelesaian:

1). Untuk diagram interaksi pada Gambar 1.10.

Dari Gambar 1.10 dapat ditentukan bahwa nilai $P_u = 1280 \text{ kN} > \phi \cdot P_{n,b}$, jadi berada pada kondisi beton tekan menentukan.

Besar momen rencana dihitung dengan cara interpolasi linier dari Gambar 1.10, dengan pertolongan 2 buah titik yang telah dihitung sebelumnya, yaitu sebagai berikut:

Titik A dengan nilai $M_A = \phi \cdot M_n = 147,45 \text{ kN-m}$ dan

$$P_A = \phi \cdot P_n = 1398,90 \text{ kN.}$$

Titik B dengan nilai $M_B = \phi \cdot M_{n,b} = 192,07 \text{ kN-m}$ dan

$$P_B = \phi \cdot P_{n,b} = 853,06 \text{ kN.}$$

Dianggap \overline{AB} sebagai garis lurus, maka diperoleh momen rencana berikut:

$$M_r = M_B - \frac{P_u - P_B}{P_A - P_B} (M_B - M_A) = 192,07 - \frac{1280 - 853,06}{1398,90 - 853,06} (192,07 - 147,45) = 157,17 \text{ kN-m.}$$

2). Untuk diagram interaksi pada Gambar 1.11.

Dari Gambar 1.11 juga dapat diketahui bahwa nilai $P_u = 1280 \text{ kN} > \phi \cdot P_{n,b}$, jadi berada pada kondisi beton tekan menentukan.

Diambil titik A dan B pada Gambar 1.11 yang telah dihitung sebagai berikut:

Titik A dengan nilai $M_A = \phi \cdot M_n = 131,44 \text{ kN-m}$ dan

$$P_A = \phi \cdot P_n = 1458,20 \text{ kN.}$$

Titik B dengan nilai $M_B = \phi \cdot M_{n,b} = 167,28 \text{ kN-m}$ dan

$$P_B = \phi \cdot P_{n,b} = 923,73 \text{ kN.}$$

Dianggap \overline{AB} sebagai garis lurus, maka diperoleh momen rencana berikut:

$$M_r = M_B - \frac{P_u - P_B}{P_A - P_B} (M_B - M_A)$$

$$= 167,28 - \frac{1280 - 923,73}{1458,20 - 923,73} (167,28 - 131,44) = 143,39 \text{ kN-m.}$$

Catatan:

Dari soal Contoh 1.3 di atas tampak dengan jelas, bahwa dengan $P_u = 1280 \text{ kN}$ akan diperoleh momen rencana $M_r = 182,35 \text{ kN-m}$ pada Gambar 1.10, dan momen rencana $M_r = 155,33 \text{ kN-m}$ pada Gambar 1.11.

Keadaan ini dapat dijelaskan sebagai berikut:

- Dimensi kolom serta jumlah tulangan total pada soal Contoh 1.1 dan Contoh 1.2 sama, yaitu dimensi 400/400 dan luas tulangan total $A_{st} = 10D22$.
- Tulangan kolom untuk soal Contoh 1.1 dipasang pada tepi kiri dan tepi kanan, tetapi untuk soal Contoh 1.2 dipasang pada ke-empat tepi penampang kolom.
- Diagram interaksi kolom pada Gambar 1.10 (untuk soal Contoh 1.1), tampak lebih gemuk daripada Gambar 1.11 (untuk soal Contoh 1.2).
- Momen rencana pada Gambar 1.10 lebih besar daripada Gambar 1.11.
- Jadi, jika tulangan dipasang pada tepi kiri dan kanan, maka dapat mendukung momen lebih besar daripada dipasang menyebar keempat sisi kolom.

1.5 Soal Latihan

Soal 1.1:

Kolom berukuran 400/400 dengan tulangan total $A_{st} = 4D29$ dipasang pada keempat sudut, dan nilai $d_s = 65 \text{ mm}$. Mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$, baja $f_y = 300 \text{ MPa}$.

- Buatlah diagram interaksi kolom untuk kuat rencana dan kuat nominal.
- Apakah kolom mampu menahan beban $P_u = 1000 \text{ kN}$ dan $M_u = 120 \text{ kNm}$?
- Hitunglah besar momen rencana kolom (M_r) pada $P_u = 1000 \text{ kN}$ tersebut!

Soal 1.2:

Ulangi hitungan Soal 1.1 di atas untuk ukuran kolom dan mutu bahan (f_c' maupun f_y) sama, tetapi tulangan total kolom $A_{st} = 4D22$, dan nilai $d_s = 60 \text{ mm}$.

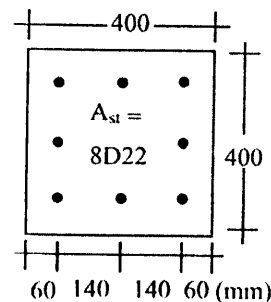
Soal 1.3:

Ulangi lagi hitungan Soal 1.1 untuk ukuran kolom sama, tetapi mutu beton $f_c' = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 350 \text{ MPa}$, tulangan total kolom $A_{st} = 4D22$, dan nilai $d_s = 60 \text{ mm}$.

Soal 1.4:

Bandungkan/buatlah kesimpulan dari hasil hitungan Soal 1.1, Soal 1.2 dan Soal 1.3.

Soal 1.5:



Kolom 400/400 dengan tulangan total

$A_{st} = 8D22$

seperti tampak pada gambar di samping.

Mutu bahan $f_c' = 32 \text{ MPa}$, $f_y = 320 \text{ MPa}$.

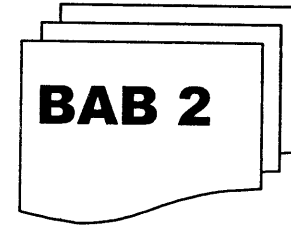
- Buatlah diagram interaksi kolom M-N untuk kuat rencana.
- Hitunglah besar momen rencana kolom (M_r) pada beban $P_u = 900 \text{ kN}$.

- c). Hitunglah batas beban rencana P_r (minimal dan maksimal) jika kolom menahan momen terfaktor $M_u = 150$ kNm!

Soal 1.6:

Kolom 500/500 dengan tulangan total $A_{st} = 8D29$ disebar merata pada keempat tepi kolom, dengan jarak $d_s = 65$ mm. Mutu bahan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa.

- Buatlah diagram interaksi kolom M-N untuk kuat rencana.
- Hitunglah besar momen rencana kolom (M_r) pada beban $P_u = 900$ kN.
- Hitunglah batas beban rencana P_r (minimal dan maksimal) jika kolom menahan momen terfaktor $M_u = 150$ kNm.
- Bandingkan/buatlah kesimpulan antara hasil hitungan pada Soal I.5 dan Soal 1.6 di atas.



PERENCANAAN TULANGAN PADA KOLOM PENDEK

2.1 Batasan Kolom Pendek

Pada sub bab 1.1.2.c dijelaskan, bahwa kolom dapat dibedakan menjadi 2 jenis, yaitu: kolom panjang (sering disebut dengan: kolom kurus atau kolom langsing) dan kolom pendek (sering disebut dengan: kolom gemuk atau kolom tidak langsing). Batasan tentang panjang-pendeknya kolom tersebut bergantung pada ukuran tinggi-rendahnya kolom bila dibandingkan dengan dimensi lateral.

Pasal 12.12 dan Pasal 12.13 SNI 03-2847-2002 membedakan antara kolom panjang dan kolom pendek dengan suatu batas yang jelas, yaitu: **suatu kolom disebut sebagai kolom pendek** apabila memenuhi persyaratan berikut:

- Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang (Pasal 12.12.2) berlaku:

$$\frac{k \cdot \lambda_{n,k}}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (2.1a)$$

- Untuk kolom yang dapat bergoyang (Pasal 12.13.2) berlaku:

$$\frac{k \cdot \lambda_{n,k}}{r} \leq 22 \quad (2.1b)$$

$$r = \sqrt{I / A} \quad (2.1c)$$

dengan :

k = faktor panjang efektif kolom.

$\lambda_{n,k}$ = panjang bersih kolom, m.

r = radius girasi atau jari-jari inersia penampang kolom, m.

= $0,3 \cdot h$ (jika kolom berbentuk persegi), m.

M_1 dan M_2 = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, kNm.

I dan A = momen inersia dan luas penampang kolom, m^4 dan m^2 .

Catatan: Jika persyaratan pada Persamaan (2.1a) atau Persamaan (2.1b) tidak dipenuhi, maka kolom tersebut termasuk jenis kolom panjang.

2.2 Cara Perencanaan

Perencanaan tulangan longitudinal kolom pada dasarnya dapat dilaksanakan dengan 3 cara, yaitu: perencanaan dengan menggunakan diagram, perencanaan dengan membuat diagram interaksi, dan perencanaan tulangan dengan cara analisis.

2.2.1 Perencanaan dengan menggunakan diagram

Cara perencanaan tulangan dengan bantuan diagram merupakan cara yang praktis dan mudah untuk dilaksanakan, misalnya dengan menggunakan Diagram Perancangan Kolom yang dibuat oleh Suprayogi (1991). Diagram ini mempunyai 2 sumbu utama, yaitu sumbu vertikal dan sumbu horizontal. Kedua sumbu (vertikal dan horizontal) tersebut tidak berdimensi (tanpa satuan), sehingga dapat digunakan untuk berbagai macam ukuran penampang kolom. Bentuk diagram seperti diagram interaksi kolom telah dibicarakan pada sub bab 1.3, tetapi tanpa dimensi (tidak memiliki satuan).

Meskipun cara ini praktis dan mudah dilaksanakan, tetapi mempunyai kelemahan terutama pada mutu bahan beton maupun baja tulangan yang akan dipakai. Jika mutu bahan beton dan baja tulangan tidak sesuai dengan mutu yang tercantum pada diagram, maka perencanaan tulangan kolom akan terhambat atau tidak dapat terlaksana.

Cara perencanaan tulangan dengan menggunakan diagram ini akan diuraikan secara lebih detail pada sub bab 2.3, lengkap dengan contoh-contoh hitungan.

2.2.2 Perencanaan dengan membuat diagram

Cara perencanaan tulangan dengan membuat diagram interaksi, dilaksanakan dengan membuat diagram interaksi berdasarkan kuat rencana kolom yang memuat rasio tulangan 1%, 2% serta 3%. Jika dibuat diagram dengan rasio tulangan $> 3\%$ (misalnya 4% atau 5% dan seterusnya sampai 8%), umumnya akan diperoleh hasil tulangan yang terlalu rapat, sehingga sulit untuk dipasang (menyulitkan dalam pelaksanaan pekerjaan pemasangan tulangan kolom).

Cara perencanaan tulangan dengan membuat diagram merupakan cara yang cukup mudah untuk dilaksanakan, tetapi memerlukan waktu yang relatif lebih lama (bila dihitung secara manual). Namun demikian, cara ini memiliki kelebihan, yaitu dapat digunakan untuk perencanaan dengan sembarang mutu beton dan baja tulangan. Bahkan dengan diagram yang dibuat ini nantinya dapat digunakan untuk perencanaan dimensi kolom. Untuk lebih jelasnya akan dibahas pada sub bab 2.4 yang lengkap dengan contoh-contoh hitungan.

2.2.3 Perencanaan dengan analisis

Perencanaan tulangan dengan cara analisis mempunyai kelebihan bila dibandingkan dengan 2 cara sebelumnya (yaitu menggunakan atau membuat diagram), terutama dalam hal berikut:

- 1). Dapat dipakai pada sembarang mutu beton maupun mutu baja tulangan.
- 2). Hasil hitungan lebih akurat, karena dihitung berdasarkan rumus-rumus yang telah dijabarkan/dianalisis secara lebih rinci.

Proses perencanaan tulangan longitudinal kolom dengan cara analisis ini akan dibahas secara lebih detail pada sub bab 2.5, lengkap dengan contoh-contoh hitungannya.

2.3 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Menggunakan Diagram

2.3.1 Diagram interaksi kolom tidak berdimensi

Pada sub bab 1.3 telah dibicarakan tentang diagram interaksi kolom M-N. Diagram ini mempunyai 2 buah sumbu yang berdimensi (mempunyai satuan) tertentu, yaitu sebagai berikut:

- 1). Sumbu vertikal, merupakan sumbu yang menyatakan besar beban aksial P_u pada kolom, sehingga mempunyai satuan gaya (misalnya: kN).
- 2). Sumbu horizontal, merupakan sumbu yang menyatakan besar beban momen lentur M_u , sehingga mempunyai satuan momen (misalnya: kN-m).

Salah satu cara untuk mengubah agar kedua sumbu tersebut tidak berdimensi, adalah dengan membagi kedua sumbu dengan besaran-besaran tertentu sedemikian rupa, sehingga kedua sumbu tersebut tidak memiliki satuan. Langkah ini ditempuh dengan cara berikut:

- 1). Sumbu vertikal yang menyatakan beban aksial P_u , diganti sumbu K dengan rumus berikut :

$$K = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} \quad (2.2a)$$

- 2). Sumbu horizontal yang menyatakan momen lentur M_u , diganti sumbu L dengan rumus berikut :

$$L = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} \quad (2.2b)$$

Sumbu K dan sumbu L pada Persamaan (2.2a) dan Persamaan (2.2b) merupakan sumbu vertikal dan sumbu horizontal yang tidak berdimensi, artinya kedua sumbu tersebut tidak memiliki satuan apapun.

Untuk membuat diagram interaksi kolom tidak berdimensi, umumnya dilaksanakan dengan menghitung perbandingan luas tulangan terhadap luas bruto penampang kolom, atau disebut rasio tulangan $\rho = A_{st}/A_g$ dengan $A_g = b \cdot h$. Contoh pembuatan diagram akan disajikan pada sub bab 2.3.4.

2.3.2 Diagram Perancangan Kolom (Suprayogi, 1991)

Diagram ini merupakan diagram interaksi kolom tanpa dimensi dari kolom dengan penampang segi empat, yang dibuat oleh Suprayogi pada Tahun 1991. Pada setiap lembar diagram, digambarkan 8 buah kurva yang menyatakan nilai rasio tulangan kolom sebesar 1% sampai dengan 8%. Karena tidak berdimensi, maka diagram ini dapat dipakai untuk sembarang dimensi kolom. Dengan demikian, diagram ini sangat praktis bila digunakan untuk menghitung/merencanakan tulangan longitudinal kolom.

Untuk menggunakan diagram Suprayogi, diperlukan 3 data utama, yaitu: mutu beton (f_c'), mutu baja tulangan (f_y), dan nilai g. Nilai g merupakan rasio jarak titik berat kedua tulangan (tarik dan tekan) terhadap tinggi penampang kolom yang ditinjau, atau dihitung dengan rumus :

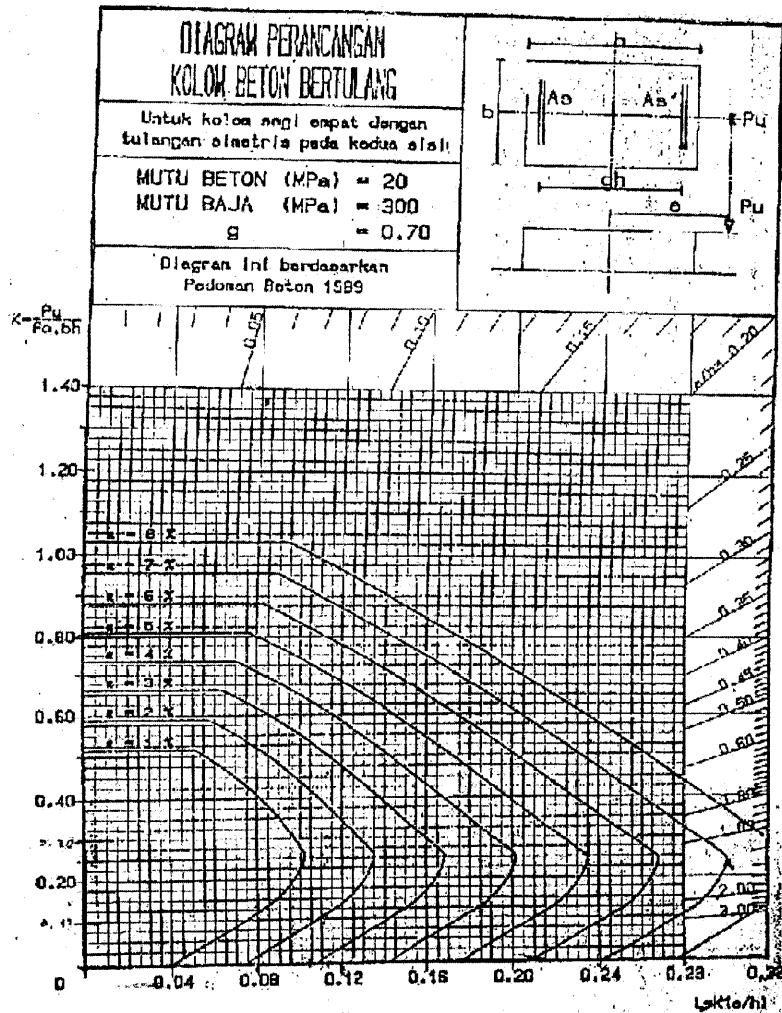
$$g = \frac{h - 2 \cdot d_s}{h} \quad (2.3)$$

Ketiga data tersebut masing-masing dibuat dengan berbagai variasi berikut:

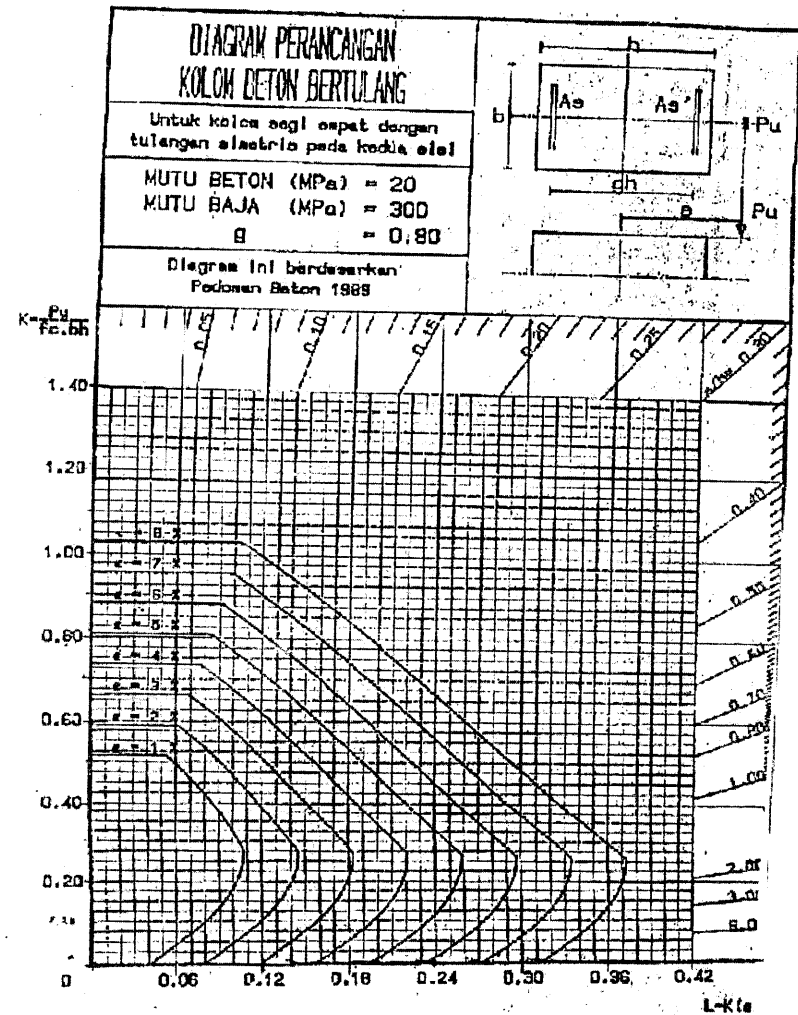
- 1). Mutu beton (f_c' dalam MPa) dibuat 4 variasi, yaitu: 15, 20, 25 dan 30.
- 2). Mutu baja (f_y dalam MPa) dibuat 4 variasi, yaitu: 240, 300, 350 dan 400.
- 3). Nilai g (tanpa satuan) dibuat 3 variasi, yaitu: 0,7 ; 0,8 dan 0,9.

Dengan berbagai macam variasi di atas, maka seluruh diagram yang dibuat oleh Suprayogi pada Tahun 1991 berjumlah 48 lembar. Contoh diagram dapat dilihat pada Gambar 2.1 sampai dengan Gambar 2.3.

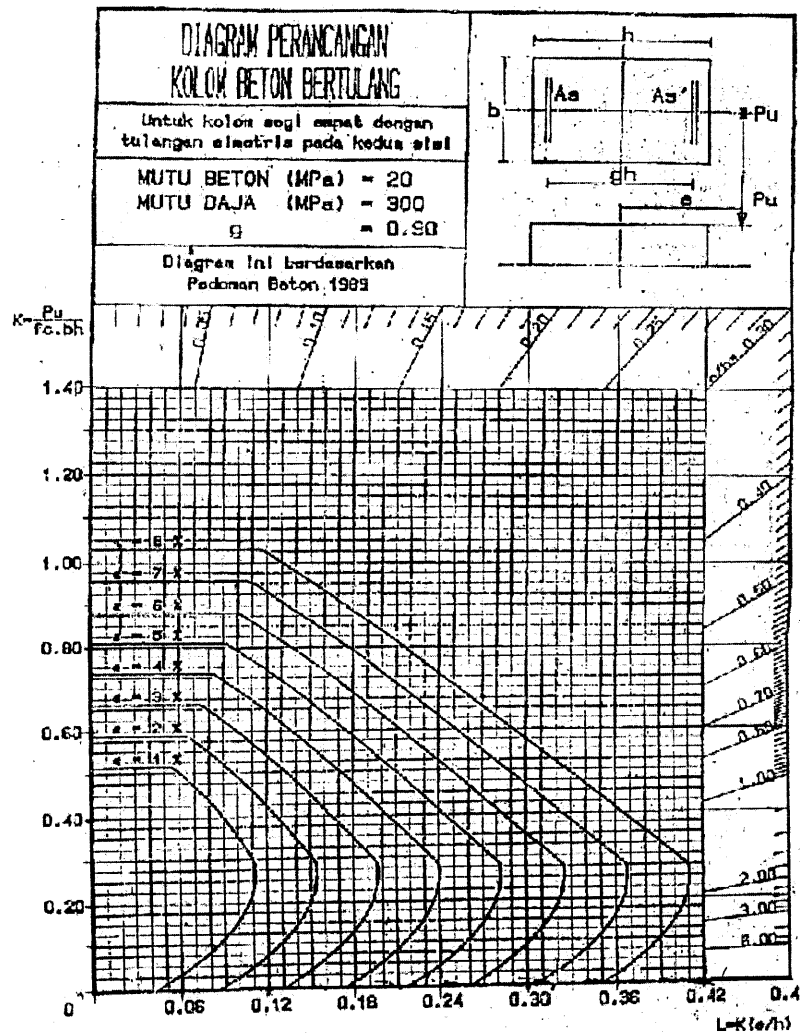
Diagram Suprayogi ini hanya berlaku untuk kolom dengan penampang segi empat dengan tulangan simetris, artinya tulangan kolom dipasang di daerah beton tarik (sebelah kiri) dan daerah beton tekan (sebelah kanan), dengan luas tulangan sama ($A_s = A_s'$).



Gambar 2.1 Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,7$ $f'_c = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa (Suprayogi, 1991)



Gambar 2.2 Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,8$ $f'_c = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa (Suprayogi, 1991)



Gambar 2.3 Diagram Perancangan Kolom dengan $g = 0,9$
 $f'_c = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$ (Suprayogi, 1991)

2.3.3 Cara pemakaian diagram Suprayogi

Langkah untuk menghitung/merencanakan tulangan kolom dengan menggunakan diagram Suprayogi (1991), yaitu sebagai berikut:

- 1). Dihitung nilai g dengan Persamaan (2.3), yaitu: $g = (h - 2.d_s)/h$.
- 2). Dipilih lembar diagram dengan nilai g , mutu beton f'_c , dan mutu baja f_y yang sesuai.
- 3). Dihitung nilai K dan L dengan Persamaan (2.2a) dan Persamaan (2.2b), yaitu

$$K = P_u / (f'_c \cdot b \cdot h)$$

$$L = M_u / (f'_c \cdot b \cdot h^2)$$
- 4). Dengan diagram yang dipilih pada langkah 2) dan nilai K maupun L pada langkah 3), dibuat garis horizontal melalui K dan garis vertikal melalui L , sehingga berpotongan pada titik ρ_t .
- 5). Dihitung luas tulangan total perlu $A_{st,u}$ dan jumlah tulangan n sebagai berikut:

$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h \quad (2.4a)$$

$$n = \frac{A_{st,u}}{(1/4) \cdot \pi \cdot l^2} \quad (\text{n dibulatkan ke atas dan genap}) \quad (2.4b)$$

- 6). Dipasang tulangan tarik A_s dan tulangan tekan A_s' masing-masing dengan jumlah tulangan $n/2$ batang. Jadi dipakai
 $A_s = A_s' = n/2 D y$, dengan y merupakan diameter batang tulangan.

2.3.4 Contoh hitungan

Contoh 2.1 :

Buatlah gambar diagram interaksi kolom tanpa satuan dari soal Contoh 1.1.

Penyelesaian :

Gambar 1.10 merupakan gambar diagram interaksi kolom dari soal Contoh 1.1. Tulangan total kolom = $A_{st} = 10D22$ dengan luas = $3801,32 \text{ mm}^2$, dimensi kolom $400/400$, sehingga rasio tulangan $\rho = 3801,32 / (400 \cdot 400) = 2,376 \%$. Pada Contoh 1.1 tersebut menggunakan mutu bahan beton $f'_c = 20 \text{ MPa}$, dan baja $f_y = 300 \text{ MPa}$.

Dengan mengubah nilai $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ sebagai K dan L dengan Persamaan (2.2a) dan Persamaan (2.2b) dari hasil hitungan Contoh 1.1, diperoleh nilai berikut:

1). Kondisi beban P sentris, diperoleh :

$$\phi \cdot P_0 = 2467,25 \text{ kN} \longrightarrow K = 2467,25 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,771.$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 1973,80 \text{ kN} \longrightarrow K = 1973,80 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,617.$$

$$\phi \cdot M_n = 0 \text{ kN-m} \longrightarrow L = 0.$$

2). Kondisi beton tekan menentukan, diperoleh :

$$\phi \cdot P_n = 1398,90 \text{ kN} \longrightarrow K = 1398,90 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,437.$$

$$\phi \cdot M_n = 147450 \text{ kN-mm} \longrightarrow L = 147450 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,115.$$

3). Kondisi penampang seimbang (*balance*), diperoleh :

$$\phi \cdot P_{n,b} = 853,06 \text{ kN} \longrightarrow K = 853,06 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,267.$$

$$\phi \cdot M_{n,b} = 192070 \text{ kN-mm} \longrightarrow L = 192070 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,150.$$

4). Kondisi tulangan tarik menentukan, diperoleh :

$$\phi \cdot P_n = 601,12 \text{ kN} \longrightarrow K = 601,12 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,188.$$

$$\phi \cdot M_n = 183120 \text{ kN-mm} \longrightarrow L = 183120 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,143.$$

Batas nilai ϕ meningkat dari 0,65 sampai 0,8 pada nilai berikut :

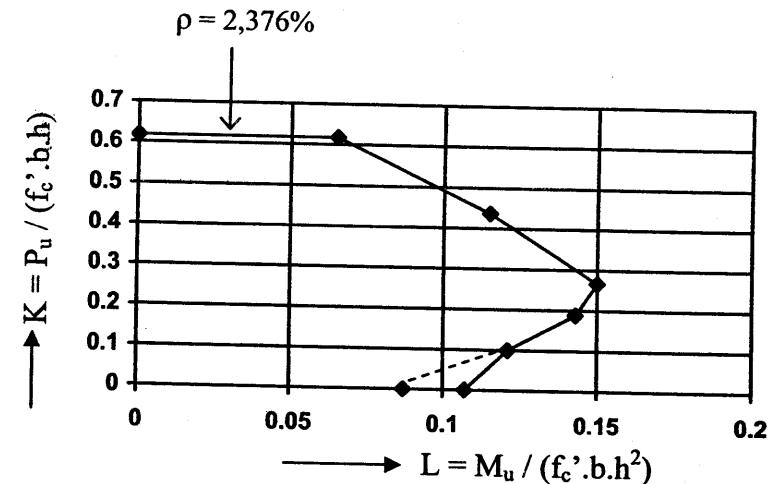
$$P_{u\phi} = 320 \text{ kN} \longrightarrow K_{\phi} = 320 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,100.$$

5). Kondisi beban P = 0, diperoleh :

$$\phi = 0,65 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 111730 \text{ kN-mm} \longrightarrow L = 111730 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,087.$$

$$\phi = 0,80 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 137520 \text{ kN-mm} \longrightarrow L = 137520 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,107.$$

Dengan tinjauan 1) sampai dengan 5) di atas, maka diagram interaksi kolom tanpa satuan (tidak berdimensi) dapat dibuat seperti pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4 Contoh Diagram Interaksi Kolom Tanpa Satuan dengan $\rho = 2,376 \%$

Contoh 2.2 :

Suatu kolom beton bertulang berukuran 400 mm x 700 mm, dengan mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$, mutu baja tulangan $f_y = 300 \text{ MPa}$, mendukung beban-beban yang berupa gaya aksial perlu $P_u = 1680 \text{ kN}$ dan momen perlu $M_u = 470,4 \text{ kN-m}$.

Rencanakan tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom dengan memakai diagram Suprayogi (1991), jika jarak $d_s = 70 \text{ mm}$ dan tersedia tulangan D29.

Penyelesaian :

Dimensi penampang kolom: $b = 400 \text{ mm}$, $h = 700 \text{ mm}$, dan $d_s = 70 \text{ mm}$.

Jarak bersih tulangan: $S_n = 1,5 \cdot D = 1,5 \cdot 29 \text{ mm} = 43,5 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$.

Jadi dipakai $S_n = 43,5 \text{ mm}$.

Jumlah tulangan maksimal per-baris:

$$m = \frac{b - 2 \cdot d_s}{D + S_n} + 1$$

$$= \frac{400 - 2 \cdot 70}{29 + 43,5} + 1$$

$$= 4,586 \longrightarrow \text{maksimal 4 batang.}$$

$$g = \frac{h - 2.d_s}{h} = \frac{700 - 2.70}{700} = 0,80.$$

Dipilih diagram Suprayogi (1991), yang memuat nilai $g = 0,80$, $f_c' = 20$ MPa dan $f_y = 300$ MPa, yaitu diagram pada Gambar 2.2, kemudian dihitung nilai K dan L.

$$K = P_u / (f_c' \cdot b \cdot h) = 1680 \cdot 10^3 / (20 \cdot 400 \cdot 700) = 0,30.$$

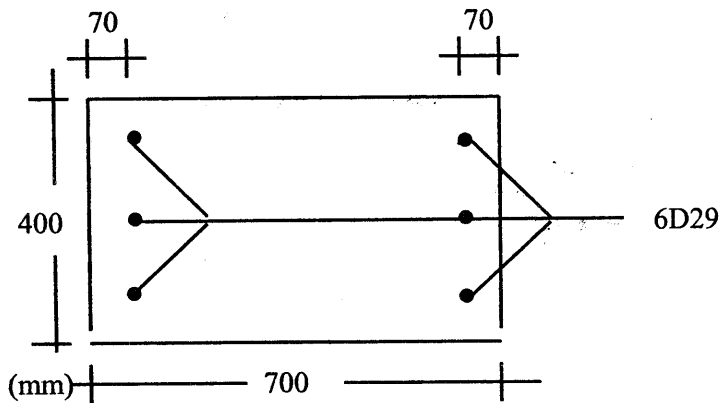
$$L = M_u / (f_c' \cdot b \cdot h^2) = 470,4 \cdot 10^6 / (20 \cdot 400 \cdot 700^2) = 0,12.$$

Dari diagram pada Gambar 2.2 diperoleh $\rho_t = 1\% + (2,4/6)\% = 1,40\%$.

$$\text{Luas tulangan total } A_{st} = \rho_t \cdot b \cdot h = 1,40\% \cdot 400 \cdot 700 = 3920 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah tulangan total} = (3920) / (1/4 \cdot \pi \cdot 29^2) = 5,93 \rightarrow \text{dipakai 6 batang.}$$

Jadi dipakai $A_s = A_s' = 3D29$ seperti tampak pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 Tulangan Longitudinal Kolom untuk Soal Contoh 2.2.

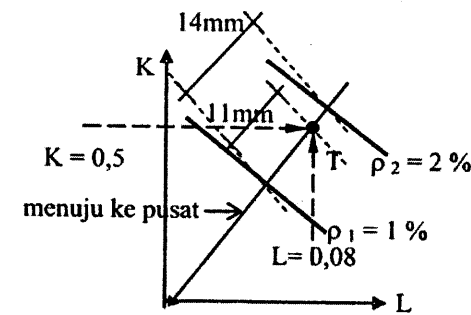
Catatan : Untuk menentukan nilai ρ_t pada diagram dilaksanakan sebagai berikut :

- 1). Dihitung nilai $g = (h - 2.d_s)/h$, misalnya diperoleh $g = 0,7$.
- 2). Dipilih diagram dengan nilai f_c' , f_y dan g sesuai dengan rencana. Misalnya $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa, dan $g = 0,7$ maka dipakai diagram pada Gambar 2.2.
- 3). Dihitung nilai K dan L berikut:

$$K = P_u / (f_c' \cdot b \cdot h) \rightarrow \text{misalnya } K = 0,5.$$

$$L = M_u / (f_c' \cdot b \cdot h^2) \rightarrow \text{misalnya } L = 0,08.$$

- 4). Dibuat garis horizontal melalui $K = 0,5$ dan garis vertikal melalui $L = 0,08$ sehingga berpotongan di titik T, misalnya titik T berada di antara garis $\rho_1 = 1\%$ dan $\rho_2 = 2\%$ (lihat Gambar 2.6).
- 5). Dibuat garis melalui titik T menuju ke pusat (perpotongan sumbu K dan L).
- 6). Dengan penggaris mm, diukur jarak dari titik T ke $\rho_1 = 1\%$ (diperoleh 11 mm), dan ρ_1 ke ρ_2 (diperoleh 14 mm).
- 7). Jadi $\rho_t = \rho_1 + 11/14\% = 1\% + 0,79\% = 1,79\%$.



Gambar 2.6 Menentukan Rasio Tulangan (ρ_t) Kolom

2.4 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Membuat Diagram Interaksi Kolom

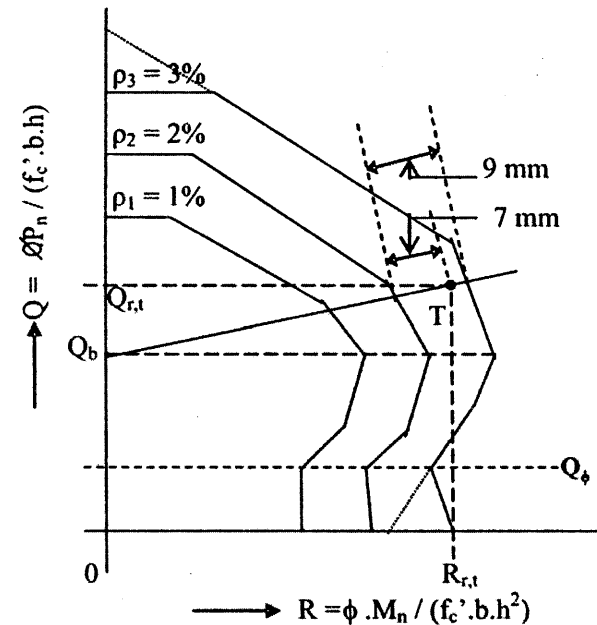
2.4.1 Prosedur perencanaan

a). **Perencanaan tulangan longitudinal.** Diagram interaksi kolom yang akan dibuat dan akan dipakai untuk perencanaan tulangan kolom adalah berupa diagram interaksi kolom kuat rencana tanpa satuan (tak berdimensi), dengan rasio tulangan (ρ) sebesar 1%, 2%, dan 3%. Cara pembuatan diagram dan prosedur hitungan untuk perencanaan tulangan longitudinal kolom dilaksanakan sebagai berikut:

- 1). Dihitung nilai $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ berdasarkan 5 kondisi beban (lihat sub bab 1.2.1 sampai dengan sub bab 1.2.5), dari suatu penampang kolom dengan rasio tulangan ρ sebesar 1%.
- 2). Dihitung nilai $Q = (\phi \cdot P_n) / (f_c' \cdot b \cdot h)$ dan nilai $R = (\phi \cdot M_n) / (f_c' \cdot b \cdot h^2)$ untuk setiap hasil hitungan $\phi \cdot P_n$ dan $\phi \cdot M_n$ dengan 5 kondisi beban pada item 1), kemudian diplotkan dalam bentuk diagram, sehingga diperoleh diagram interaksi kolom kuat rencana tanpa satuan dengan $\rho_1 = 1\%$.
- 3). Diulang lagi proses hitungan pada langkah 1) dan langkah 2) dengan rasio tulangan $\rho_2 = 2\%$ dan $\rho_3 = 3\%$, sehingga diperoleh diagram interaksi kolom kuat rencana tanpa satuan seperti pada Gambar 2.7.
- 4). Dengan beban aksial P_u yang bekerja pada kolom, dihitung nilai $Q_r = P_u / (f_c' \cdot b \cdot h)$ dan diplotkan pada Gambar 2.7, kemudian dibuat garis horizontal melalui nilai Q_r tersebut.
- 5). Dengan momen lentur M_u yang bekerja pada kolom, dihitung pula nilai $R_r = M_u / (f_c' \cdot b \cdot h^2)$ dan diplotkan pada Gambar 2.7, kemudian dibuat garis vertikal melalui nilai R_r tersebut sedemikian rupa, sehingga memotong garis horizontal dari Q_r pada titik T (misalnya titik T berada di antara kurva ρ_2 dan ρ_3).
- 6). Jika titik T di bawah Q_b , dibuat garis horizontal melalui titik T. Namun jika titik T di atas Q_b , dibuat garis melalui titik T menuju ke titik Q_b . Pada Gambar 2.7 ini dimisalkan titik T di atas Q_b , sehingga di buat garis dari titik T menuju ke Q_b .
- 7). Dengan penggaris, diukur jarak antara kurva ρ_2 dan titik T (misalnya 7 mm), serta jarak antara kurva ρ_2 dan kurva ρ_3 (misalnya 9 mm).
- 8). Jadi diperoleh $\rho_t = \rho_2 + (7/9)\% = 2\% + 0,78\% = 2,78\%$.
- 9). Dihitung luas tulangan total yang diperlukan ($A_{st,u}$) dengan rumus:

$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h.$$
- 10). Proses selanjutnya dihitung jumlah tulangan kolom (n) dengan rumus:

$$n = A_{st,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$
 dengan n dibulatkan ke atas dan genap.



Gambar 2.7 Penentuan Rasio Tulangan (ρ) Kolom dengan Membuat Diagram Interaksi Kuat Rencana Tanpa Satuan

b). **Perencanaan dimensi kolom.** Diagram interaksi kolom tanpa satuan yang telah dibuat seperti pada Gambar 2.7, dapat digunakan untuk perencanaan dimensi kolom asalkan mutu beton dan mutu baja tulangan sama dengan diagram pada Gambar 2.7 tersebut. Sebagai contoh, jika dikehendaki untuk merencanakan dimensi kolom dengan mutu beton $f_c' = 32,5$ MPa dan mutu baja tulangan $f_y = 380$ MPa, maka harus dibuat dahulu diagram interaksi kolom tanpa satuan dengan mutu beton dan mutu baja yang sama, yaitu $f_c' = 32,5$ MPa dan $f_y = 380$ MPa.

Prosedur hitungan untuk perencanaan dimensi kolom dilaksanakan dengan cara berikut:

- 1) Dibuat diagram interaksi kolom kuat rencana tanpa satuan dengan rasio tulangan 1%, 2% dan 3%, dengan mutu bahan (f_c' dan f_y) sesuai rencana (lihat Gambar 2.8).

2). Dihitung nilai Q_r dan R_r dengan rumus:

$$Q_r = P_u / (f_c' \cdot b \cdot h) \quad (2.5a)$$

$$R_r = M_u / (f_c' \cdot b \cdot h^2) \quad (2.5b)$$

3). Nilai Q_r dan R_r diplotkan pada Gambar 2.8, kemudian dibuat garis horizontal melalui Q_r dan garis vertikal melalui R_r , sehingga berpotongan di titik T.

4). (a). Memperbesar dimensi kolom: Jika titik $T = T_1$ di luar diagram interaksi kuat rencana dengan $\rho = 3\%$, berarti tulangnya sangat rapat, dan dimensi kolom perlu diperbesar. Pada Gambar 2.8 ini T_1 berada di bawah Q_b , sehingga ditarik garis horizontal dari T_1 dan memotong kurva $\rho = 2\%$ di titik S_1 .

(b). Memperkecil dimensi kolom : Jika titik $T = T_2$ di dalam diagram interaksi kuat rencana dengan $\rho = 1\%$, berarti dimensi kolom terlalu besar, sehingga dimensi kolom diperkecil. Pada Gambar 2.8 ini titik T_2 berada di atas Q_b , sehingga ditarik garis dari T_2 menuju ke Q_b dan memotong kurva $\rho = 2\%$ di titik S_2 .

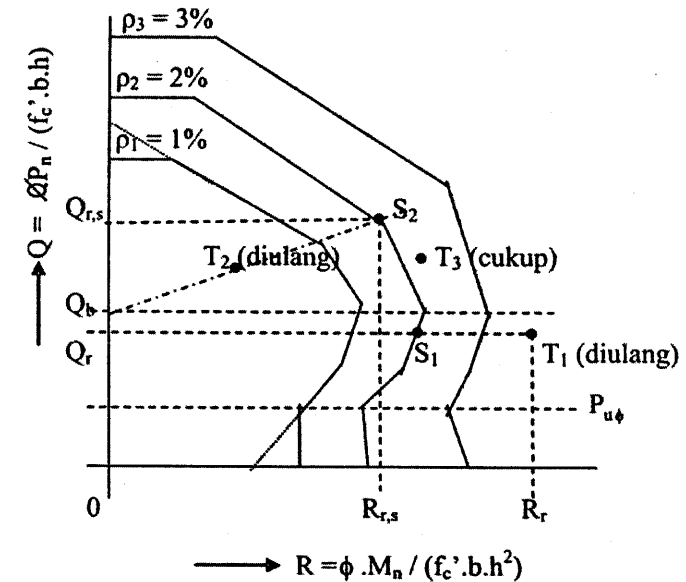
5). Dari titik S_1 atau S_2 (pada contoh ini dipilih S_2), dibuat garis horizontal ke kiri agar diperoleh nilai $Q_{r,s}$, dan garis vertikal ke bawah agar diperoleh nilai $R_{r,s}$.

6). Untuk kolom persegi panjang: ditetapkan nilai h (misalnya 300mm, 400mm atau yang lain), kemudian dihitung dan dipilih nilai b yang terbesar dari rumus berikut:

$$b = \frac{P_u}{Q_{r,s} \cdot f_c' \cdot h} \quad (\text{nilai } b \text{ dibulatkan ke atas}) \quad (2.6a)$$

$$b = \frac{M_u}{R_{r,s} \cdot f_c' \cdot h^2} \quad (\text{nilai } b \text{ dibulatkan ke atas}) \quad (2.6b)$$

Jika nilai $b > h$, maka nilai h diperbesar, kemudian nilai b dihitung lagi dengan memilih yang besar dari hasil Persamaan (2.6a) atau Persamaan (2.6b).



Gambar 2.8 Diagram Interaksi Kuat Rencana untuk Penentuan Dimensi Kolom

7). Untuk kolom bujur sangkar: ditetapkan nilai $b = h$ dengan memilih nilai terbesar dari rumus berikut:

$$b = h = \sqrt{\frac{P_u}{Q_{r,s} \cdot f_c'}} \quad (\text{dibulatkan ke atas}) \quad (2.7a)$$

$$b = h = 3 \sqrt{\frac{M_u}{R_{r,s} \cdot f_c'}} \quad (\text{dibulatkan ke atas}) \quad (2.7b)$$

2.4.2 Contoh hitungan

Contoh 2.3 :

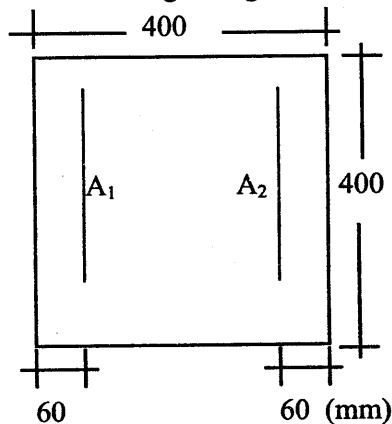
1). Buatlah diagram interaksi kuat rencana tanpa satuan dengan rasio tulangan 1%, 2% dan 3% dari kolom pendek berukuran 400/400 dengan mutu beton $f_c' = 20$ MPa, baja tulangan $f_y = 300$ MPa, serta jarak $d_s = 60$ mm.

- 2). Jika kolom tersebut menahan beban $P_u = 1000$ kN, $M_u = 150$ kN-m, dan tersedia batang tulangan D22, hitung dan gambarkan tulangan longitudinal yang harus dipasang pada kolom.

Penyelesaian :

- 1). Diagram interaksi kolom kuat rencana dengan ρ sebesar 1%, 2%, dan 3%.

Contoh hitungan diagram dilaksanakan dengan rasio tulangan $\rho_1 = 1\%$.



$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_c' = 20 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_y = 300 \text{ MPa} = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_y = f_y/E_s = 300/200000 = 1,5 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{st} = \rho_1 \cdot b \cdot h = 1\% \cdot 400 \cdot 400 = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 1600/2 = 800 \text{ mm}^2$$

- (a). Tinjauan beban sentris

$$\phi P_0 = \phi \cdot \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y\}$$

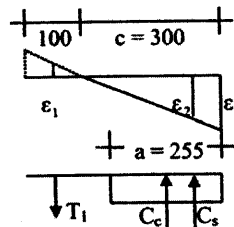
$$= 0,65 \cdot \{0,85 \cdot 0,02 \cdot (400 \cdot 400 - 1600) + 1600 \cdot 0,3\} = 2062,32 \text{ kN}$$

$$Q_0 = \phi P_0 / (f_c' \cdot b \cdot h) = 2062,32 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,6445$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,8 \cdot \phi \cdot P_0 = 0,8 \cdot 2062,32 = 1649,856 \text{ kN}$$

$$Q_{maks} = 1649,856 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,5156$$

- (b). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot (400 - 60)}{600 + 300} = 227 \text{ mm}$$

Diambil $c = 300$ mm ($> c_b$).

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 300 = 255 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{100 - 60}{300} \cdot 0,003 = 0,4 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_y$$

sehingga diperoleh:

$$f_1 = \varepsilon_1 \cdot E_s = 0,4 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,08 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{300 - 60}{300} \cdot 0,003 = 2,4 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y \text{ sehingga } f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -800 \cdot 0,08 = -64,00$	$-Z_1 = (400/2 - 60) = -140$	8960
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 255 \cdot 400 = 1734,00$	$Z_c = (400 - 255)/2 = 72,5$	125715
$C_2 = 800 \cdot 0,30 = 240,00$	$Z_2' = (400/2 - 60) = 140$	33600
Jumlah $P_n = 1910,00$		$M_n = 168275$

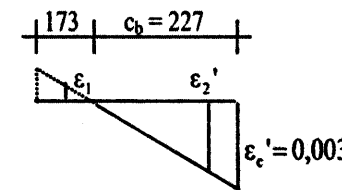
$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 1910 = 1241,50 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 168275 = 109378,8 \text{ kN-mm}$$

$$Q = 1241,50 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,3880$$

$$R = 109378,8 / (f_c' \cdot b \cdot h^2) = 305939 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,0855$$

- (c). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 227$ mm)



$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,85 \cdot 227 = 193 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{173 - 60}{227} \cdot 0,003 = 1,5 \cdot 10^{-3} = \varepsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

$$\varepsilon_2' = \frac{227 - 60}{227} \cdot 0,003 = 2,21 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -800 \cdot 0,30 = -240,00$	$-Z_1 = (400/2 - 60) = -140$	33600
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 193 \cdot 400 = 1312,40$	$Z_c = (400 - 193)/2 = 103,5$	135833
$C_2 = 800 \cdot 0,30 = 240,00$	$Z_2' = (400/2 - 60) = 140$	33600
Jumlah $P_{n,b} = 1312,40$		$M_{n,b} = 203033$

$$\phi \cdot P_{n,b} = 0,65 \cdot 1312,40 = 853,06 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_{n,b} = 0,65 \cdot 203033$$

$$= 131971 \text{ kN-mm}$$

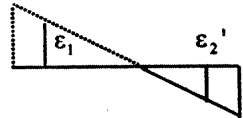
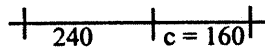
$$Q_b = 853,06 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,2666;$$

$$R_b = 131971 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,1031$$

(d). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)

Diambil $c = 160$ mm,

sehingga $a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \cdot 160 = 136$ mm.



$$\epsilon_1 = \frac{240 - 60}{160} \cdot 0,003 = 3,38 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_c' = 0,003$$

$$\epsilon_2' = \frac{160 - 60}{160} \cdot 0,003 = 1,88 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -800 \cdot 0,30 = -240,00$	$-Z_1 = (400/2 - 60) = -140$	33600
$C_c = 0,85 \cdot 0,02 \cdot 136 \cdot 400 = 924,80$	$Z_c = (400 - 136)/2 = 132$	122074
$C_2 = 800 \cdot 0,30 = 240,00$	$Z_2' = (400/2 - 60) = 140$	33600
Jumlah $P_n = 924,80$		$M_n = 189274$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 924,80 = 601,12 \text{ kN, dan } \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 189274 = 123028 \text{ kN-mm.}$$

$$Q = 601,12 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,1879$$

$$R = 123028 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,0961$$

Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada :

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 400 = 320000 \text{ N} = 320 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 853,06 \text{ kN.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu

$$P_{u\phi} = 320 \text{ kN.}$$

$$Q_\phi = 320 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400) = 0,1.$$

(e). Tinjauan keadaan beban $P = 0$

Pada keadaan ini dihitung seperti balok. Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama ($A_2' = A_1$), maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_2' - A_1 \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 800 - 800 \cdot 300}{1,7 \cdot 20 \cdot 400} = 17,6471$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_2' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 800 \cdot 60}{0,85 \cdot 20 \cdot 400} = 3600$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{17,6471^2 + 3600} - 17,6471 = 44,894 \text{ mm.}$$

$$f_2' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{44,894 - 0,85 \cdot 60}{44,894} \right) = -81,606 \text{ MPa.}$$

Karena $f_2' < 0$, maka dipakai $f_2' = 0$ dan $M_{ns} = 0$.

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + 0$$

$$= 0,85 \cdot 20 \cdot 44,894 \cdot 400 \cdot (340 - 44,894/2)$$

$$= 96942325,8 \text{ Nmm} = 96942 \text{ kNmm.}$$

Nilai kuat rencana :

$$\phi = 0,65 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 96942 = 63012 \text{ kN-mm.}$$

$$R = 63012 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,0492$$

$$\phi = 0,80 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 96942 = 77554 \text{ kN-m.}$$

$$R = 77554 / (0,02 \cdot 400 \cdot 400^2) = 0,0606$$

Untuk pembuatan diagram interaksi kuat rencana dengan ρ sebesar 2% dan 3%, dihitung dengan cara sama seperti pada $\rho_1 = 1\%$ di atas. Rekapitan hasil hitungan Q dan R disajikan pada Tabel 2.1, dan dilukiskan dalam bentuk diagram interaksi kuat rencana kolom tanpa satuan pada Gambar 2.9.

2). Hitungan tulangan longitudinal jika $P_u = 1000$ kN dan $M_u = 150$ kNm.

$$\text{Dihitung : } Q_r = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{1000 \cdot 10^3}{20 \cdot 400 \cdot 400} = 0,313$$

$$R_r = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{150 \cdot 10^6}{20 \cdot 400 \cdot 400^2} = 0,117$$

Garis horizontal dari Q_r dan garis vertikal dari R_r berpotongan pada titik T, yang berada di antara $\rho_1 = 1\%$ dan $\rho_2 = 2\%$.

Karena T di atas Q_b , maka dibuat garis melalui T menuju ke Q_b .

Dengan penggaris, diukur jarak antara titik T dan kurva $\rho_1 = 1\%$ (diperoleh 7,4 mm), serta jarak antara kurva $\rho_1 = 1\%$ dan $\rho_2 = 2\%$ (diperoleh 11 mm).

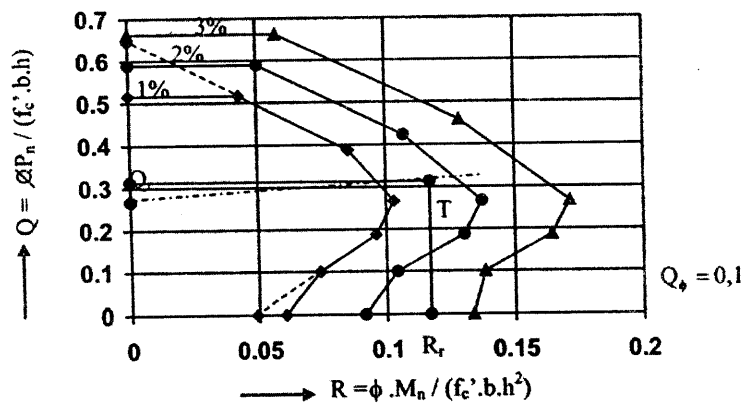
Jadi diperoleh rasio tulangan $\rho_t = \rho_1 + (7,4/11)\% = 1,67\%$.

$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h = 1,67\% \cdot 400 \cdot 400 = 2672 \text{ mm}^2.$$

Jumlah tulangan total $n = A_{st,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$
 $= 2672 / (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2) = 7,03 \rightarrow$ dipakai 8 batang.
 Jadi digunakan tulangan total $A_{st} = 8D22 = 3041,062 \text{ mm}^2 > A_{st,u}$
 (Okey).

Tabel 2.1 Hasil Hitungan Nilai Q dan R dengan ρ Sebesar 1%, 2% dan 3% untuk Perancangan Kolom dengan $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$

Jenis tinjauan	Rasio tulangan 1%		Rasio tulangan 2%		Rasio tulangan 3%	
	Q	R	Q	R	Q	R
1. Beban sentris Q_0 dan Q_{maks}	0,6445	-	0,7365	-	0,8284	-
2. Beton tekan menentu- tukan, $c = 300 \text{ mm}$.	0,3880	0,0855	0,4237	0,1071	0,4595	0,1287
3. Kondisi <i>balance</i> $c_b = 227 \text{ mm}$	0,2666	0,1031	0,2666	0,1372	0,2666	0,1714
4. Tulangan tarik me- nentukan, $c = 160 \text{ mm}$ Nilai Q_ϕ	0,1879	0,0961	0,1879	0,1302	0,1879	0,1644
	0,1000	-	0,1000	-	0,1000	-
5. Beban $P_n = 0$, $\phi = 0,65$ $\phi = 0,80$	-	0,0492	-	0,0744	-	0,1086
	-	0,0606	-	0,0916	-	0,1336



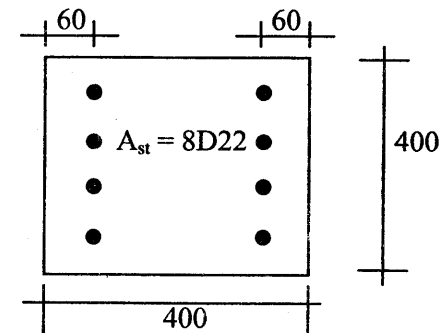
Gambar 2.9 Contoh Diagram Interaksi Kolom untuk Perancangan Tulangan dengan $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$

Tulangan dipasang pada bagian kiri (A_1) dan bagian kanan (A_2) masing-masing dengan jumlah 4D22 dan dengan jarak $d_s = 60 \text{ mm}$.

Kontrol jumlah tulangan maksimal per baris (m):

$$m = \frac{b - 2 \cdot d_s}{D + S_n} + 1 = \frac{400 - 2 \cdot 60}{22 + 40} + 1 = 5,52 \text{ (maksimal 5 batang).}$$

Jadi tulangan 4D22 dapat dipasang pada kolom.



Contoh 2.4 :

- Soal : 1). Kolom pendek berukuran 400 mm x 500 mm dengan mutu beton $f_c' = 35 \text{ MPa}$, mutu baja tulangan $f_y = 350 \text{ MPa}$, menahan beban $P_u = 1400 \text{ kN}$, $M_u = 410 \text{ kN-m}$. Hitunglah jumlah total tulangan longitudinal yang dipasang pada kolom, jika tersedia batang tulangan D25 dan $\phi 10$.
- 2). Jika kolom tersebut menahan beban $P_u = 2100 \text{ kN}$, $M_u = 490 \text{ kN-m}$, tentukan dimensi kolom dan jumlah tulangan yang digunakan.

Penyelesaian:

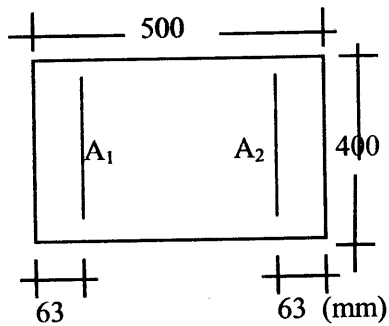
1). Hitungan tulangan kolom

$$d_s = 40 + 10 + 25/2 = 62,5 \text{ mm} \approx 63 \text{ mm};$$

$$d = 500 - 63 = 437 \text{ mm.}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa, jadi } \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30)/7 = 0,8143.$$

Dibuat diagram interaksi tanpa dimensi dengan $\rho_1 = 1\%$.



$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa} = 0,035 \text{ kN/mm}^2$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_y = f_y/E_s = 350/200000 = 1,75 \cdot 10^{-3}$$

$$A_{st} = \rho_1 \cdot b \cdot h = 1\% \cdot 400 \cdot 500 = 2000 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = A_2 = 2000/2 = 1000 \text{ mm}^2$$

(a). Tinjauan beban sentris

$$\phi P_0 = \phi \cdot \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y\}$$

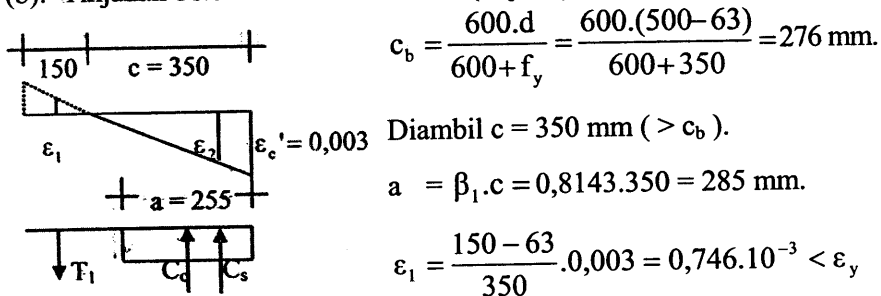
$$= 0,65 \cdot \{0,85 \cdot 0,035 \cdot (400 \cdot 500 - 2000) + 2000 \cdot 0,35\} = 4283,825 \text{ kN}$$

$$Q_0 = \phi P_0 / (f_c' \cdot b \cdot h) = 4283,825 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,6120$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,8 \cdot \phi \cdot P_0 = 0,8 \cdot 4283,825 = 3427,06 \text{ kN}$$

$$Q_{maks} = 3427,06 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,4896$$

(b). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



sehingga diperoleh :

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 0,746 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,149 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{350 - 63}{350} \cdot 0,003 = 2,46 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

sehingga $f_2' = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$

Gaya (kN)		Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -1000 \cdot 0,149$	$= -149,00$	$-Z_1 = (500/2 - 63) = -187$	27863
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 285 \cdot 400$	$= 3391,50$	$Z_c = (500 - 285)/2 = 107,5$	364586
$C_2 = 1000 \cdot 0,35$	$= 350,00$	$Z_2' = (500/2 - 63) = 187$	65450
Jumlah	$P_n = 3592,50$		$M_n = 457899$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 3592,50 = 2335,13 \text{ kN, dan}$$

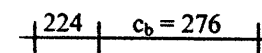
$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 457899 = 297634 \text{ kN-mm}$$

$$Q = 2335,13 / (f_c' \cdot b \cdot h) = 2335,13 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,3336$$

$$R = 297634 / (f_c' \cdot b \cdot h^2) = 297634,51 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500^2) = 0,0850$$

(c). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 276 \text{ mm}$)

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,8143 \cdot 276 = 225 \text{ mm}$$



$$\epsilon_1 = \frac{224 - 63}{276} \cdot 0,003 = 1,75 \cdot 10^{-3} = \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{276 - 63}{276} \cdot 0,003 = 2,32 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

Gaya (kN)		Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -1000 \cdot 0,35$	$= -350,00$	$-Z_1 = (500/2 - 63) = -187$	65450
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 225 \cdot 400$	$= 2677,50$	$Z_c = (500 - 225)/2 = 137,5$	368156
$C_2 = 1000 \cdot 0,35$	$= 350,00$	$Z_2' = (500/2 - 63) = 187$	65450
Jumlah	$P_{n,b} = 2677,50$		$M_{n,b} = 499056$

$$\phi \cdot P_{n,b} = 0,65 \cdot 2677,50 = 1740,38 \text{ kN, dan}$$

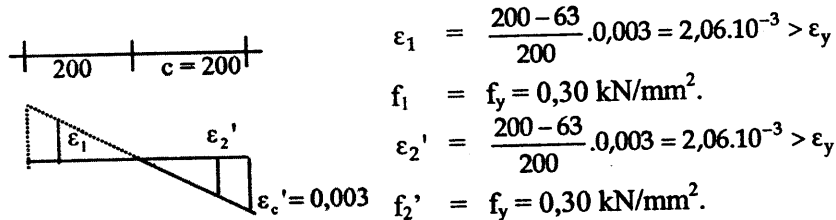
$$\phi \cdot M_{n,b} = 0,65 \cdot 499056 = 324386 \text{ kN-mm}$$

$$Q_b = 1740,38 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,2486$$

$$R_b = 324386 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500^2) = 0,0927$$

(d). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)

Diambil $c = 200$ mm, sehingga $a = \beta_1 \cdot c = 0,8143 \cdot 200 = 163$ mm.



Gaya (kN)	Lengan ke pusat (mm)	Momen (kN-mm)
$-T_1 = -1000 \cdot 0,35 = -350,00$	$-Z_1 = (500/2 - 63) = -187$	65450
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 163 \cdot 400 = 1939,70$	$Z_c = (500 - 163)/2 = 168,5$	326839
$C_2 = 1000 \cdot 0,35 = 350,00$	$Z_2' = (500/2 - 63) = 187$	65450
Jumlah $P_n = 939,70$		$M_n = 457739$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 1939,70 = 1260,81 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 457739 = 297530 \text{ kN-mm.}$$

$$Q = 1260,81 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,1801;$$

$$R = 297530 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500^2) = 0,0850$$

Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada :

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 35 \cdot 400 \cdot 500 = 700000 \text{ N} = 700 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 1740,38 \text{ kN.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $P_{u\phi} = 700$ kN.

$$Q_\phi = 700 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500) = 0,1.$$

(e). Tinjauan keadaan beban $P = 0$

Pada keadaan ini dihitung seperti balok. Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama ($A_2' = A_1$), maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_2' - A_1 \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 1000 - 1000 \cdot 350}{1,7 \cdot 35 \cdot 400} = 10,5042$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_2' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{600 \cdot 0,8143 \cdot 1000 \cdot 63}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 2586,6$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{10,5042^2 + 2586,6} - 10,5042 = 41,428 \text{ mm.}$$

$$f_2' = 600 \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \left(\frac{41,428 - 0,8143 \cdot 63}{41,428} \right) = -142,989 \text{ MPa.}$$

Karena $f_2' < 0$, maka dipakai $f_2' = 0$ dan $M_{ns} = 0$.

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) + 0$$

$$= 0,85 \cdot 35 \cdot 41,428 \cdot 400 \cdot (437 - 41,428/2)$$

$$= 205226167,3 \text{ Nmm}$$

$$= 205226 \text{ kNmm.}$$

Nilai kuat rencana :

$$\phi = 0,65 \rightarrow \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 205226 = 133397 \text{ kN-mm.}$$

$$R = 133397 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500^2) = 0,0381$$

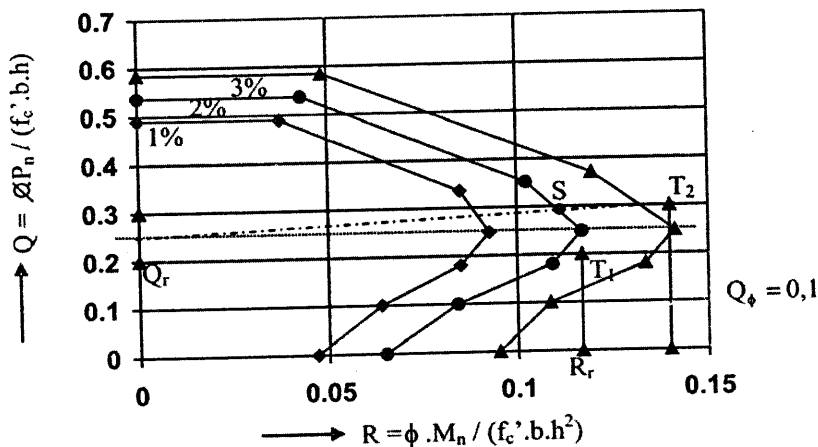
$$\phi = 0,80 \rightarrow \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 205226 = 164181 \text{ kN-mm.}$$

$$R = 164181 / (0,035 \cdot 400 \cdot 500^2) = 0,0469$$

Untuk pembuatan diagram interaksi kuat rencana dengan rasio tulangan ρ sebesar 2% dan 3%, dihitung nilai Q dan R dengan cara sama seperti pada $\rho_1 = 1\%$ di atas. Rekap hasil hitungan Q dan R untuk rasio tulangan ρ sebesar 1%, 2%, dan 3% disajikan pada Tabel 2.2, kemudian dilukiskan dalam bentuk diagram interaksi kuat rencana pada Gambar 2.10.

Tabel 2.2 Hasil Hitungan Nilai Q dan R dengan ρ Sebesar 1%, 2% dan 3% untuk Perancangan Kolom dengan $f_c' = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 350 \text{ MPa}$

Jenis tinjauan	Rasio tulangan 1%		Rasio tulangan 2%		Rasio tulangan 3%	
	Q	R	Q	R	Q	R
1. Beban sentris Q_0 dan Q_{maks}	0,6120 0,4896	- -	0,6715 0,5372	- -	0,7309 0,5847	- -
2. Beton tekan menentukan, $c = 350 \text{ mm}$.	0,3336	0,0850	0,3523	0,1024	0,3709	0,1197
3. Kondisi <i>balance</i> $c_b = 276 \text{ mm}$	0,2486	0,0927	0,2486	0,1170	0,2486	0,1413
4. Tulangan tarik menentukan, $c = 200 \text{ mm}$ Nilai Q_ϕ	0,1801 0,1000	0,0850 -	0,1801 0,1000	0,1093 -	0,1801 0,1000	0,1336 -
5. Beban $P_n = 0$, $\phi = 0,65$ $\phi = 0,80$	- -	0,0381 0,0469	- -	0,0529 0,0651	- -	0,0773 0,0952



Gambar 2.10 Contoh Diagram Interaksi Kolom untuk Perancangan Tulangan dengan $f_c' = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 350 \text{ MPa}$

Hitungan tulangan longitudinal : $P_u = 1400 \text{ kN}$ dan $M_u = 410 \text{ kNm}$.

$$\text{Dihitung : } Q_r = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{1400 \cdot 10^3}{35 \cdot 400 \cdot 500} = 0,20$$

$$R_r = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{410 \cdot 10^6}{35 \cdot 400 \cdot 500^2} = 0,117.$$

Garis horizontal dari Q_r dan garis vertikal dari R_r berpotongan pada titik T_1 , yang berada di antara $\rho_2 = 2\%$ dan $\rho_3 = 3\%$.

Karena T_1 di bawah Q_b , maka dibuat garis horizontal melalui T_1 , kemudian dengan penggaris diukur jarak antara kurva $\rho_2 = 2\%$ dan titik T_1 (diperoleh 3 mm), serta jarak antara kurva $\rho_2 = 2\%$ dan $\rho_3 = 3\%$ (diperoleh 12 mm).

Jadi diperoleh rasio tulangan $\rho_t = \rho_2 + (3/12)\% = 2,25\%$.

$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h = 2,25\% \cdot 400 \cdot 500 = 4500 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah tulangan total } n = A_{st,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 4500 / (1/4 \cdot \pi \cdot 25^2) = 9,17 \rightarrow \text{dipakai 10 batang.}$$

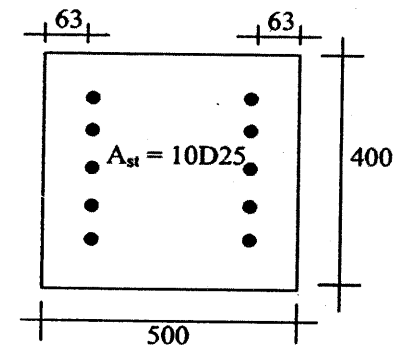
Jadi digunakan tulangan total $A_{st} = 10D25 = 4908,739 \text{ mm}^2 > A_{st,u}$ (Okey).

Tulangan dipasang pada bagian kiri (A_1) dan bagian kanan (A_2) masing-masing dengan jumlah 5D25 dan dengan jarak $d_s = 63 \text{ mm}$.

Kontrol jumlah tulangan maksimal per baris (m):

$$m = \frac{b - 2 \cdot d_s}{D + S_n} + 1 = \frac{400 - 2 \cdot 63}{25 + 40} + 1 = 5,22 \rightarrow \text{(maksimal 5 batang).}$$

Jadi tulangan 5D25 dapat dipasang pada kolom.



2). Penentuan dimensi kolom jika $P_u = 2100$ kN dan $M_u = 490$ kNm

$$\text{Dihitung : } Q_r = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{2100 \cdot 10^3}{35.400 \cdot 500} = 0,30$$

$$R_r = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{490 \cdot 10^6}{35.400 \cdot 500^2} = 0,14.$$

Pada Gambar 2.10, dengan $Q_r = 0,30$ dan $R_r = 0,14$ diperoleh titik T_2 yang berada di luar diagram interaksi kuat rencana dengan $\rho = 3\%$. Jadi dimensi kolom 400/500 tidak cukup.

Karena T_2 berada di atas Q_b , maka dibuat garis dari T_2 ke Q_b dan memotong kurva $\rho = 2\%$ di titik S.

Dari titik S ditarik garis horizontal ke kiri sehingga diperoleh $Q_{r,s}$, dan garis vertikal ke bawah sehingga diperoleh $R_{r,s}$.

$$Q_{r,s} = 0,2 + (6/7) \cdot (0,3 - 0,2) \text{ diukur vertikal dengan penggaris mm.}$$

$$= 0,286. \quad \text{diukur horizontal dengan penggaris mm.}$$

$$R_{r,s} = 0,1 + (5,5/25) \cdot (0,15 - 0,1) = 0,111.$$

Dicoba $h = 550$ mm (biasanya ukuran kolom kelipatan 50 mm).

$$b = \frac{P_u}{Q_{r,s} \cdot f_c' \cdot h} = \frac{2100 \cdot 10^3}{0,286 \cdot 35 \cdot 550} = 381,44 \text{ mm} \rightarrow \text{dipakai } 400 \text{ mm.}$$

$$b = \frac{M_u}{R_{r,s} \cdot f_c' \cdot h^2} = \frac{490 \cdot 10^6}{0,111 \cdot 35 \cdot 550^2} = 416,95 \text{ mm} \rightarrow \text{dipakai } 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang besar, jadi dimensi kolom adalah 450/550 (mm).

Perhitungan tulangan :

$$\text{Dihitung : } Q_r = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{2100 \cdot 10^3}{35 \cdot 450 \cdot 550} = 0,242$$

$$R_r = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{490 \cdot 10^6}{35 \cdot 450 \cdot 550^2} = 0,103$$

Jika diplotkan pada Gambar 2.10, maka diperoleh

$$\rho_t = \rho_1 + (7/12)\% = 1,583\%.$$

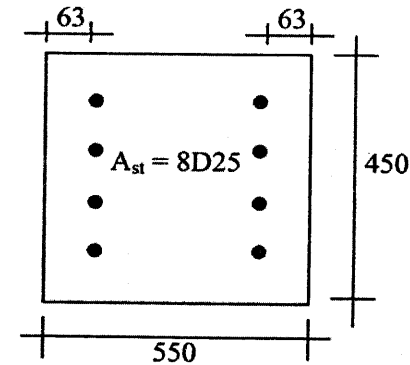
$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h = 1,583\% \cdot 450 \cdot 550 = 3917,925 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah tulangan total } n = A_{st,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3917,925 / (1/4 \cdot \pi \cdot 25^2) = 7,98 \rightarrow \text{dipakai } 8 \text{ batang.}$$

Jadi digunakan tulangan total $A_{st} = 8D25 = 3926,991 \text{ mm}^2 > A_{st,u}$ (Okey).

Gambar penulangan sebagai berikut:



Contoh 2.5 :

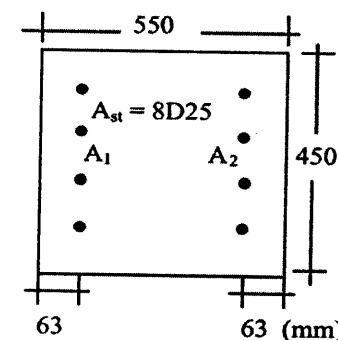
Dari hasil dimensi serta tulangan pada soal 2) Contoh 2.4 di atas, buatlah diagram interaksi kolom kuat rencana dan tunjukkan apakah kolom tersebut mampu menahan beban yang ada!

Penyelesaian :

a). Pembuatan diagram interaksi kolom kuat rencana

$$d_s = 40 + 10 + 25/2 = 62,5 \text{ mm} \approx 63 \text{ mm}; \quad d = 550 - 63 = 487 \text{ mm.}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa, jadi } \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30) / 7 = 0,8143.$$



$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2.$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa} = 0,035 \text{ kN/mm}^2.$$

$$f_y = 350 \text{ MPa} = 0,35 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 350 / 200000 = 1,75 \cdot 10^{-3}.$$

$$A_{st} = 8D25 = 8 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 3926,99 \text{ mm}^2.$$

$$A_1 = A_2 = 4D25 = 4 \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot 25^2$$

$$= 1963,50 \text{ mm}^2.$$

(1). Tinjauan beban sentris

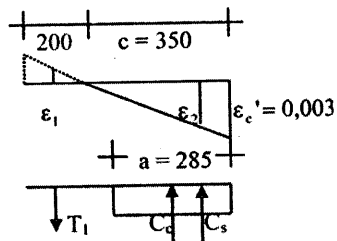
$$\phi P_0 = \phi \cdot \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y\}$$

$$= 0,65 \cdot \{0,85 \cdot 0,035 \cdot (450 \cdot 550 - 3926,99) + 3926,99 \cdot 0,35\}$$

$$= 5603,48 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,8 \cdot \phi \cdot P_0 = 0,8 \cdot 5603,48 = 4482,78 \text{ kN.}$$

(2). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot (550 - 63)}{600 + 350} = 308 \text{ mm.}$$

Diambil $c = 350 \text{ mm} (> c_b)$.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8143 \cdot 350 = 285 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_1 = \frac{200 - 63}{350} \cdot 0,003 = 1,174 \cdot 10^{-3} < \epsilon_y$$

sehingga diperoleh : $f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 1,174 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,235 \text{ kN/mm}^2$.

$$\epsilon_2' = \frac{350 - 63}{350} \cdot 0,003 = 2,46 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \text{ sehingga } f_2' = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

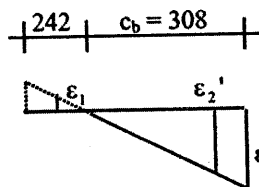
Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1963,50 \cdot 0,235 = -461,42$	$-Z_1 = (0,550/2 - 0,063) = -0,212$	97,821
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 285 \cdot 450 = 3815,44$	$Z_c = (0,550 - 0,285)/2 = 0,1325$	505,546
$C_2 = 1963,50 \cdot 0,35 = 687,23$	$Z_2' = (0,550/2 - 0,063) = 0,212$	145,693
Jumlah $P_n = 041,25$		$M_n = 749,060$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 041,25 = 266,81 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 749,060 = 486,889 \text{ kNm.}$$

(3). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 308 \text{ mm}$)

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,8143 \cdot 308 = 251 \text{ mm.}$$



$$\epsilon_1 = \frac{242 - 63}{308} \cdot 0,003 \approx 1,75 \cdot 10^{-3} = \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{308 - 63}{308} \cdot 0,003 = 2,39 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,35 \text{ kN/mm}^2$$

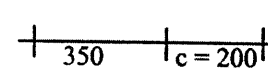
Gaya (kN)	Lengan ke rusak (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1963,50 \cdot 0,35 = -687,23$	$-Z_1 = (0,550/2 - 0,063) = -0,212$	145,693
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 251 \cdot 450 = 3360,26$	$Z_c = (0,550 - 0,251)/2 = 0,1495$	502,359
$C_2 = 1963,50 \cdot 0,35 = 687,23$	$Z_2' = (0,550/2 - 0,063) = 0,212$	145,693
Jumlah $P_n = 3360,26$		$M_n = 793,745$

$$\phi \cdot P_{n,b} = 0,65 \cdot 3360,26 = 2184,17 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_{n,b} = 0,65 \cdot 793,745 = 515,934 \text{ kN-m.}$$

(4). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)

Diambil $c = 200 \text{ mm}$, sehingga $a = \beta_1 \cdot c = 0,8143 \cdot 200 = 163 \text{ mm}$.



$$\epsilon_1 = \frac{350 - 63}{200} \cdot 0,003 = 4,31 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

$$\epsilon_2' = \frac{200 - 63}{200} \cdot 0,003 = 2,06 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y$$

$$f_2' = f_y = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -1963,50 \cdot 0,35 = -687,23$	$-Z_1 = (0,550/2 - 0,063) = -0,212$	145,693
$C_c = 0,85 \cdot 0,035 \cdot 163 \cdot 450 = 2182,16$	$Z_c = (0,550 - 0,163)/2 = 0,1935$	422,248
$C_2 = 1963,50 \cdot 0,35 = 687,23$	$Z_2' = (0,550/2 - 0,063) = 0,212$	145,693
Jumlah $P_n = 2182,16$		$M_n = 713,634$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 2182,16 = 1418,40 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 713,634 = 463,212 \text{ kN-m.}$$

Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada :

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 0,035 \cdot 450 \cdot 550 = 866,25 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 2184,17 \text{ kN.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $P_{u\phi} = 866,25 \text{ kN}$.

(5). Tinjauan keadaan beban $P = 0$

Pada keadaan ini dihitung seperti balok. Karena luas tulangan tekan dan tulangan tarik sama ($A_2' = A_1$), maka tulangan tekan pasti belum leleh.

$$p = \frac{600.A_2' - A_1.f_y}{1,7.f_c'.b} = \frac{600.1963,5 - 1963,5.350}{1,7.35.450} = 18,3333$$

$$q = \frac{600.\beta_1.A_2'.d_s'}{0,85.f_c'.b} = \frac{600.0,8143.1963,5.63}{0,85.35.450} = 4514,4792$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p$$

$$= \sqrt{18,3333^2 + 4514,4792} - 18,3333 = 51,313 \text{ mm.}$$

$$f_2' = 600 \left(\frac{a - \beta_1.d_s'}{a} \right)$$

$$= 600 \left(\frac{51,313 - 0,8143.63}{51,313} \right) = 0,1415 \text{ MPa.}$$

$$M_{nc} = 0,85.35.51,313.450.(487 - 51,313/2) = 316921203,3 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = 1963,5.0,1415.(487 - 63) = 117802,15 \text{ Nmm (+)}$$

$$M_n = 317039005,45 \text{ Nmm}$$

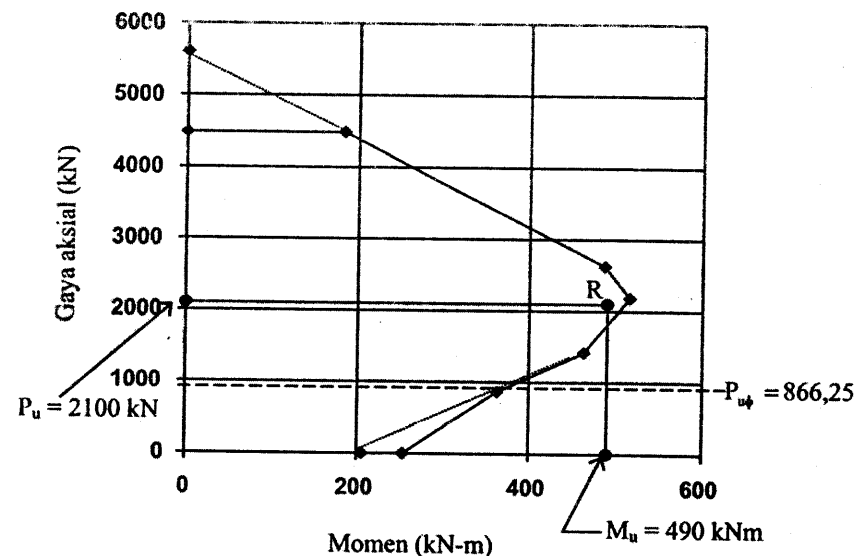
$$= 317,039 \text{ kNm}$$

Nilai kuat rencana :

$$\phi = 0,65 \rightarrow \phi.M_n = 0,65.317,039 = 206,075 \text{ kN-m.}$$

$$\phi = 0,80 \rightarrow \phi.M_n = 0,80.317,039 = 253,631 \text{ kN-m.}$$

Dengan hasil hitungan $\phi.P_n$ dan $\phi.M_n$ yang diperoleh dari 5 tinjauan di atas, dibuat diagram interaksi kolom kuat rencana seperti gambar berikut:



b). Kontrol kekuatan kolom (beban $P_u = 2100 \text{ kN}$ dan $M_u = 490 \text{ kN-m}$)

Garis horizontal melalui $P_u = 2100 \text{ kN}$ dan garis vertikal melalui $M_u = 490 \text{ kN-m}$ berpotongan di titik R. Karena titik R berada di dalam diagram interaksi kuat rencana, maka kolom tersebut mampu menahan beban yang bekerja padanya.

2.5 Perencanaan Tulangan Longitudinal dengan Cara Analisis

2.5.1 Penampang kolom pada kondisi seimbang

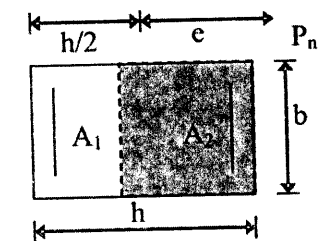
Penampang kolom berada pada kondisi seimbang (*balance*) jika regangan tekan beton mencapai batas maksimal ($\epsilon_c' = \epsilon_{cu}' = 0,003$) pada waktu yang sama dengan regangan baja tulangan tarik mencapai leleh ($\epsilon_s = \epsilon_y = f_y/E_s$). Keadaan ini telah dibahas pada sub bab 1.2.3, dan telah diperoleh Persamaan (1.12) tentang jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan (c_b), yaitu:

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} \text{ atau } a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + f_y} \quad (2.8a)$$

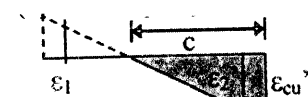
$$\text{dan: } P_{n,b} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \quad (2.8b)$$

2.5.2 Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik dan tulangan tekan semuanya sudah leleh

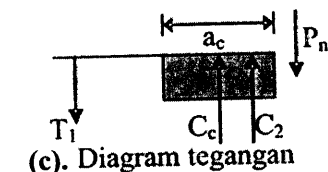
Kondisi tulangan tarik dan tulangan tekan yang semuanya sudah leleh dibahas dengan diagram distribusi tegangan dan regangan seperti terlukis pada Gambar 2.11.



(a). Penampang kolom



(b). Diagram regangan



(c). Diagram tegangan

Pada Gambar 2.11 dilukiskan tulangan tarik A_1 dipasang di sebelah kiri, dan tulangan tekan A_2 dipasang di sebelah kanan. Luas tulangan tarik dan tekan ini sama, jadi $A_1 = A_2$.

Karena tulangan tarik dan tulangan tekan sudah leleh semua, maka diperoleh 2 hal berikut:

- 1). Tegangan tulangan tarik = tegangan tulangan tekan, atau $f_1 = f_2' = f_y$.
- 2). Gaya tarik tulangan $A_1 =$ gaya tekan tulangan A_2 , atau $T_1 = C_2$.

Gambar 2.11 Kolom dengan Tulangan Tarik dan Tekan Sudah Leleh

Dari distribusi tegangan pada Gambar 2.11(c), diperoleh hitungan berikut:

$$\Sigma \text{ gaya vertikal} = 0.$$

$$\text{sehingga: } P_n + T_1 - C_c - C_2 = 0$$

Karena $T_1 = C_2$, maka diperoleh $P_n = C_c$.

Selanjutnya, dengan memperhatikan nilai $P_u = \phi \cdot P_n$ dan nilai $C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_c \cdot b$, maka diperoleh hitungan berikut:

$$P_n = C_c \longrightarrow P_u / \phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_c \cdot b, \text{ sehingga:}$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (2.9a)$$

Nilai a_c pada Persamaan (2.8) tersebut digunakan sebagai kontrol awal terhadap nilai a_b (pada kondisi seimbang), artinya :

- 1). Untuk penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan, berlaku syarat

$$a_c > a_b \quad (2.9b)$$

- 2). Untuk penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan, berlaku syarat

$$a_c < a_b \quad (2.9c)$$

2.5.3 Penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan

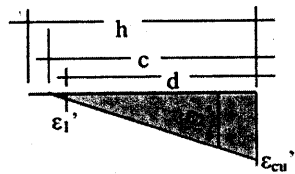
Keadaan penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan (jika $a_c > a_b$), tulangan tekan A_2 yang dipasang di sebelah kanan selalu sudah leleh. Untuk tulangan A_1 yang dipasang di sebelah kiri dapat berupa tulangan tekan maupun tulangan tarik. Jika A_1 berupa tulangan tekan akan terjadi 2 kemungkinan, yaitu tulangan tekan sudah leleh atau tulangan tekan belum leleh, tetapi jika berupa tarik, maka tulangan A_1 pasti belum leleh (karena belum mencapai kondisi seimbang).

a). Kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tekan (kiri) sudah leleh

Jika letak garis netral pada penampang kolom berada di sebelah kiri tulangan A_1 atau nilai $c > d$, maka semua tulangan (kiri maupun kanan) akan menerima beban tekan. Tulangan tekan kiri (A_1) dapat berupa tulangan tekan yang sudah leleh, atau berupa tulangan tekan yang belum leleh, bergantung pada besar-kecilnya nilai c .

Untuk tulangan tekan di sebelah kiri sudah leleh, berarti semua tulangan tekan (kiri maupun kanan) sudah leleh. Karena regangan beton tekan juga diperhitungkan sudah mencapai batas ultimit akan retak ($\epsilon_{cu}' = 0,003$), maka pada keadaan demikian dianggap: kolom menerima beban sentris.

Diagram regangan pada keadaan tulangan tekan A_1 sudah leleh ($\epsilon_1' = \epsilon_y$) dilukiskan seperti pada Gambar 2.12.



Gambar 2.12 Diagram Regangan pada Kondisi $\epsilon_1' = \epsilon_y$

Dari diagram regangan pada Gambar 2.12, dihitung nilai c berikut:

$$\begin{aligned} \epsilon_1' / \epsilon_{cu}' &= (c - d) / c \\ \epsilon_1' \cdot c &= \epsilon_{cu}' \cdot c - \epsilon_{cu}' \cdot d \\ \epsilon_{cu}' \cdot d &= c \cdot (\epsilon_{cu}' - \epsilon_1') \\ \text{Jadi : } c &= \epsilon_{cu}' \cdot d / (\epsilon_{cu}' - \epsilon_1') \end{aligned} \quad (2.10)$$

Untuk tulangan tekan A_1 sudah leleh, maka $\epsilon_1' = \epsilon_y = f_y / E_s$. Selanjutnya dengan memberikan nilai $\epsilon_{cu}' = 0,003$ pada Persamaan (2.10) dan $E_s = 200000$ MPa, maka diperoleh nilai c dan $a_{b1} = \beta_1 \cdot c$ pada batas tulangan tekan A_1 leleh, yaitu:

$$c = \frac{600 \cdot d}{600 - f_y} \quad (2.11a)$$

$$a_{b1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 - f_y} \quad (2.11b)$$

Pada kondisi beban sentris, berarti tinggi blok beton tekan persegi ekuivalen a_c cukup besar dan harus memenuhi persyaratan:

$$a_c > a_{b1} \quad (2.12)$$

Besar beban sentris telah dihitung seperti pada Persamaan (1.7a), yang ditulis lagi sebagai berikut:

$$P_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b \cdot h - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \quad (2.13)$$

Karena beban sentris ini jarang sekali (tidak pernah) terjadi, maka beban maksimal pada kolom dengan sengkang dibatasi sebesar 80% saja, sehingga:

$$P_{n,maks} = 0,80 \cdot P_0$$

$$P_u = \phi \cdot P_{n,maks} = \phi \cdot 0,8 \cdot \{ 0,85 \cdot f_c' \cdot (b \cdot h - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y \}$$

Jika $A_1 = A_2 = 0,5 \cdot A_{st}$, maka diperoleh persamaan berikut:

$$A_1 = A_2 = \frac{1,25 \cdot P_u / \phi - 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot h}{2 \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c')} \quad (2.14)$$

b). Kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tekan (kiri) belum leleh.

Jika nilai $c = d = h - d_s$ atau $a = \beta_1 \cdot c = \beta_1 \cdot d$, berarti garis netral c tepat berada pada tulangan A_1 , sehingga tegangannya nol (tidak menerima tegangan tarik maupun tekan). Untuk tulangan A_1 yang berupa tulangan tekan, berarti nilai $c > d$ atau $a > \beta_1 \cdot d$. Selanjutnya, dengan memperhatikan Persamaan (2.12), maka untuk kolom pada kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tekan A_1 belum leleh akan berlaku syarat berikut:

$$a_{b1} > a_c > a_{b2} \quad (2.15a)$$

$$\text{dengan } a_{b2} = \beta_1 \cdot d \quad (2.15b)$$

Pada kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tekan (kiri) belum leleh, diperlukan penjabaran rumus-rumus dengan memperhatikan Gambar 2.13.

Luas tulangan longitudinal kolom A_1 dan A_2 dihitung dengan memperhatikan Gambar 2.13(b), yaitu :

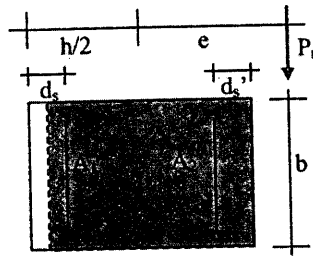
$$\begin{aligned} \epsilon_1' / \epsilon_{cu}' &= (c - d) / c \\ \epsilon_1' &= \frac{c - d}{c} \times \epsilon_{cu}' \text{ atau} \\ \epsilon_1' &= \frac{a - \beta_1 \cdot d}{a} \times \epsilon_{cu}' \end{aligned}$$

Nilai tegangan tulangan kiri belum leleh, yaitu

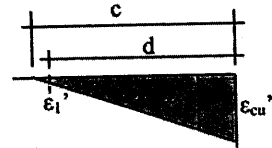
$$f_1' = \epsilon_1' \cdot E_s \text{ dengan}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa, atau :}$$

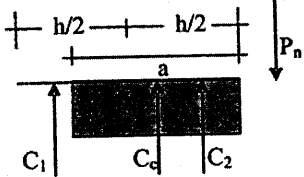
$$f_1' = \frac{600 \cdot (a - \beta_1 \cdot d)}{a} \quad (2.16)$$



(a). Penampang kolom



(b). Diagram regangan



(c). Diagram tegangan

Gambar 2.13

Regangan dan Tegangan pada Kondisi $c > d$

Nilai tegangan tulangan kanan sudah leleh,

$$f_2' = f_y$$

Dari Gambar 2.3(c) diperoleh:

$$P_n = C_c + C_1 + C_2$$

$$P_n = 0,85.f_c'.a_c.b + A_1.f_1' + A_2.f_y$$

$$P_u/\phi = 0,85.f_c'.a_c.b + A_1.\left\{\frac{600.(a-\beta_1.d)}{a}\right\} + A_2.f_y$$

Karena $A_1 = A_2$, maka diperoleh:

$$\begin{aligned} P_u/\phi - 0,85.f_c'.a_c.b \\ = A_1.\left\{\frac{600.(a-\beta_1.d) + a.f_y}{a}\right\} \end{aligned}$$

$$A_1 = A_2$$

$$= \frac{a.(P_u/\phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 + f_y).a - 600.\beta_1.d} \quad (2.17)$$

Momen nominal pada penampang kolom M_n merupakan jumlah dari gaya-gaya yang bekerja pada penampang dikalikan dengan jarak (lengan) antara gaya yang bersangkutan ke pusat (as) kolom. Dari Gambar 2.13(c) dapat dihitung besar momen nominal M_n seperti berikut:

$$M_n = C_c.(h/2 - a/2) + (C_2 - C_1).(h/2 - d_s)$$

$$P_n.e = 0,85.f_c'.a.b.(h/2 - a/2) + (A_2.f_2' - A_1.f_1').(h/2 - d_s)$$

dengan $A_1 = A_2$ dan $f_2' = f_y$ (tulangan A_2 sudah leleh) serta f_1' pada Persamaan (2.16), diperoleh :

$$P_n.e = 0,85.f_c'.a.b.(h/2 - a/2) + A_1.\left\{f_y - \frac{600.(a-\beta_1.d)}{a}\right\}.(h/2 - d_s)$$

$$A_1 = \frac{a.\{P_u.e/\phi - 0,425.f_c'.b.(ah - a^2)\}}{\{600.\beta_1.d - (600 - f_y).a\}.(h/2 - d_s)} \quad (2.18)$$

Karena Persamaan (2.17) dan Persamaan (2.18) pada hakikatnya sama, maka diperoleh hitungan berikut:

$$\frac{a.(P_u/\phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 + f_y).a - 600.\beta_1.d} = \frac{a.\{P_u.e/\phi - 0,425.f_c'.b.(ah - a^2)\}}{\{600.\beta_1.d - (600 - f_y).a\}.(h/2 - d_s)} \quad (2.19a)$$

Jika Persamaan (2.19a) tersebut diselesaikan, maka diperoleh persamaan pangkat tiga berikut:

$$\begin{aligned} a^3 - \left\{\frac{(600 - f_y).(h - 2.d_s)}{600 + f_y} + h + \frac{600.\beta_1.d}{(600 + f_y)}\right\}.a^2 \\ + \left[\frac{(600 - f_y).(h - 2.d_s)}{600 + f_y} \times \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} + \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \cdot (h - 2.d_s) + \frac{2P_u.e}{\phi.0,85.f_c'.b} + \frac{600.\beta_1.d.h}{600 + f_y}\right].a \\ - \left\{\frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \times \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} \times (h - 2.d_s + 2.e)\right\} = 0 \end{aligned} \quad (2.19b)$$

Diberikan beberapa notasi berikut:

$$a_{p1} = \frac{(600 - f_y).(h - 2.d_s)}{600 + f_y} \quad (2.20)$$

$$a_b = \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \quad (2.8a)/diulang$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} \quad (2.9a)/diulang$$

$$R_1 = a_b + a_{p1} + h \quad (2.21a)$$

$$R_2 = 2.a_b.(h - d_s) + a_c.(a_{p1} + 2.e) \quad (2.21b)$$

$$R_3 = a_b.a_c.(2e - 2.d_s + h) \quad (2.21c)$$

Dengan demikian diperoleh persamaan yang sederhana berikut:

$$a^3 - R_1.a^2 + R_2.a - R_3 = 0 \quad (2.22)$$

Dengan Persamaan (2.22) di atas, nilai a dapat ditentukan dengan cara coba-coba. Selanjutnya luas tulangan tarik (A_1) dan tulangan tekan (A_2) dapat dihitung dengan Persamaan (2.17).

c. Kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tarik (kiri) belum leleh

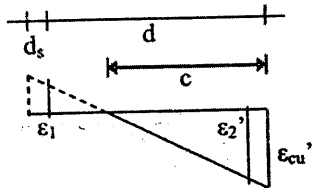
Dari uraian pada sub bab 2.5.3.b dapat dipahami seperti berikut:

- 1). Nilai $a_{b2} = \beta_1 \cdot d$ merupakan nilai batas untuk tulangan A_1 (sebelah kiri), apakah berupa tulangan tekan atau tulangan tarik.
- 2). Jika hasil hitungan diperoleh nilai $a_c > a_{b2}$, maka tulangan A_1 sebelah kiri berupa tulangan tekan (belum leleh).
- 3). Jika hasil hitungan diperoleh nilai $a_c < a_{b2}$, maka tulangan A_1 sebelah kiri berupa tulangan tarik (belum leleh).

Tulangan tarik A_1 ini akan tepat leleh jika penampang kolom mencapai kondisi seimbang, yaitu nilai $a_c = a_b$. Dengan demikian dapat diambil suatu kesimpulan bahwa kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tarik A_1 belum leleh akan terjadi jika nilai $a_c < a_{b2}$ tetapi $a_c > a_b$, atau memenuhi persyaratan berikut:

$$a_{b2} > a_c > a_b \quad (2.23)$$

Pada keadaan tulangan tarik belum leleh, regangan tarik (ϵ_1) yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut (lihat Gambar 2.14(a)):



(a). Diagram regangan

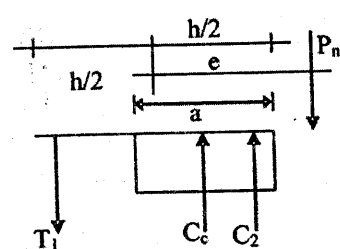
$$\begin{aligned} (d-c)/\epsilon_1 &= c/\epsilon_{cu}' \\ \epsilon_1 &= (d-c) \cdot \epsilon_{cu}'/c, \text{ atau} \\ \epsilon_1 &= \frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \times \epsilon_{cu}' \end{aligned} \quad (a)$$

Tegangan tulangan tarik (f_1) sebesar:

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s \quad (b)$$

Jika dimasukkan nilai $\epsilon_{cu}' = 0,003$ pada Persamaan (a), dan $E_s = 200000$ MPa pada Persamaan (b), maka diperoleh nilai tegangan berikut:

$$f_1 = \frac{600 \cdot (\beta_1 \cdot d - a)}{a} \quad (2.24)$$



(b). Diagram tegangan

Gambar 2.14 Regangan dan Tegangan pada Kondisi $c < d$

Dari Gambar 2.14(b) diperoleh :

$$P_n = C_c + C_2 - T_1$$

$$P_u/\phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_2 \cdot f_y - A_1 \cdot f_1$$

$$P_u/\phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_2 \cdot f_y - A_1 \cdot \frac{600 \cdot (\beta_1 \cdot d - a)}{a}$$

$$A_1 = A_2 \rightarrow P_u/\phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_1 \cdot \left\{ f_y - \frac{600 \cdot (\beta_1 \cdot d - a)}{a} \right\}$$

$$P_u/\phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_1 \cdot \left(\frac{f_y \cdot a + 600 \cdot a - 600 \cdot \beta_1 \cdot d}{a} \right)$$

$$\text{Jadi,} \quad A_1 = A_2 = \frac{a (P_u/\phi - 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b)}{(600 + f_y) \cdot a - 600 \cdot \beta_1 \cdot d} \quad (2.25)$$

Dari Gambar 2.14(b), dihitung ΣM (jumlah momen) terhadap titik tangkap gaya $C_c = 0$, diperoleh:

$$P_n (e - h/2 + a/2) - A_1 \cdot f_1 (d - a/2) - A_2 \cdot f_y (a/2 - d_s) = 0.$$

Dengan memasukkan nilai f_1 dari Persamaan (2.12) dan $A_2 = A_1$, maka:

$$P_n (e - h/2 + a/2) - A_1 \cdot \frac{600 \cdot (\beta_1 \cdot d - a)}{a} (d - a/2) - A_1 \cdot f_y (a/2 - d_s) = 0.$$

$$a \cdot P_n (e - h/2 + a/2) - A_1 \cdot \left\{ (600 \cdot \beta_1 \cdot d - 600 \cdot a) \cdot (d - a/2) + a \cdot f_y (a/2 - d_s) \right\} = 0.$$

$$a \cdot P_n (e - h/2 + a/2) - A_1 \cdot$$

$$\left\{ \frac{(600 + f_y) a^2}{2} - (300 \cdot \beta_1 \cdot d + 600 \cdot d + f_y \cdot d_s) \cdot a + 600 \cdot \beta_1 \cdot d^2 \right\} = 0$$

$$A_1 = \frac{a \cdot P_n \cdot (2e - h + a)}{(600 + f_y) \cdot a^2 - (600 \cdot \beta_1 \cdot d + 1200 \cdot d + 2 \cdot f_y \cdot d_s) \cdot a + 1200 \cdot \beta_1 \cdot d^2} \quad (2.26)$$

Persamaan (2.25) dan Persamaan (2.26) pada hakekatnya adalah sama, jadi:

$$\frac{a (P_u/\phi - 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b)}{(600 + f_y) \cdot a - 600 \cdot \beta_1 \cdot d} =$$

$$\frac{a \cdot P_n \cdot (2e - h + a)}{(600 + f_y) \cdot a^2 - (600 \cdot \beta_1 \cdot d + 1200 \cdot d + 2 \cdot f_y \cdot d_s) \cdot a + 1200 \cdot \beta_1 \cdot d^2}$$

sehingga diperoleh persamaan pangkat tiga berikut:

$$\begin{aligned}
 & -0,85.f_c'.b.(600 + f_y).a^3 + \{0,85.f_c'.b.(1200.d + 2.f_y.d_s + 600.\beta_1.d)\}.a^2 \\
 & + \{-P_n.(1200.d + 2.f_y.d_s + 600.\beta_1.d) - 0,85.1200.f_c'.b.\beta_1.d^2 - \\
 & P_n.(2e+h).(600+f_y) \\
 & + 600.P_n.\beta_1.d\}.a + \{1200.P_n.\beta_1.d^2 + P_n.(2e - h).600.\beta_1.d\} = 0.
 \end{aligned}$$

atau :

$$\begin{aligned}
 a^3 - \left[\frac{1200.d + 2.f_y.d_s}{600 + f_y} + \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \right].a^2 \\
 + \left[\frac{1200.d + 2.f_y.d_s}{600 + f_y} \times \frac{P_n}{0,85.f_c'.b} + \frac{1200.\beta_1.d^2}{600 + f_y} + \frac{P_n.(2e - h)}{0,85.f_c'.b} \right].a \\
 - \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \times \frac{P_n}{0,85.f_c'.b} \times (2e - h + 2d) = 0 \quad (2.27)
 \end{aligned}$$

Agar Persamaan (2.27) menjadi lebih sederhana lagi, maka diberikan beberapa notasi berikut:

$$a_{p2} = \frac{2.f_y.d_s + 1200.d}{600 + f_y} \quad (2.28)$$

$$a_b = \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y} \quad (2.8a)/diulang$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} \quad (2.9a)/diulang$$

$$R_4 = a_b + a_{p2} \quad (2.29a)$$

$$R_5 = 2.a_b.d + a_c.(2e - h + a_{p2}) \quad (2.29b)$$

$$R_6 = a_b.a_c.(2d + 2e - h) \quad (2.29c)$$

Dengan demikian diperoleh persamaan yang sederhana berikut:

$$a^3 - R_4.a^2 + R_5.a - R_6 = 0 \quad (2.30)$$

Dengan Persamaan (2.30) di atas, nilai a dapat ditentukan dengan cara coba-coba. Selanjutnya luas tulangan tarik (A_1) dan tulangan tekan (A_2) dapat dihitung dengan Persamaan (2.25).

2.5.4 Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan

Keadaan penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan (jika $a_c < a_b$), tulangan tarik A_1 yang dipasang di sebelah kiri

selalu diperhitungkan sudah leleh. Untuk tulangan A_2 yang dipasang di sebelah kanan dapat berupa tulangan tekan maupun tulangan tarik, bergantung pada besar-kecilnya eksentrisitas beban (e). Jika eksentrisitas e (relatif) tidak besar, maka A_2 berupa tulangan tekan, dan dapat dijumpai 2 kemungkinan, yaitu tulangan tekan sudah leleh atau tulangan tekan belum leleh. Tetapi jika eksentrisitas cukup besar, maka A_2 berubah menjadi tulangan tarik, sehingga penampang kolomnya berada pada kondisi tulangan tarik menentukan tanpa tulangan tekan. Dapat pula dikatakan, karena eksentrisitas beban cukup besar, maka beban P_n diabaikan (cukup kecil) terhadap momen lentur M_n , sehingga penampang kolom hanya menerima momen lentur saja.

Dari uraian di atas dapat disimpulkan, bahwa penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan akan dijumpai 3 macam hitungan sebagai berikut:

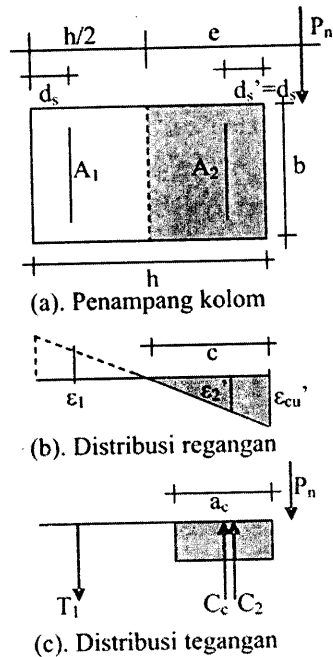
- 1). Kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan A_2 sudah leleh.
- 2). Kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan A_2 belum leleh.
- 3). Kondisi tulangan tarik menentukan tanpa tulangan tekan (A_1 dan A_2 semuanya berupa tulangan tarik).

a). Kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan (kanan) sudah leleh.

Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tarik A_1 sudah leleh dan tulangan tekan A_2 sudah leleh dilukiskan seperti pada Gambar 2.15.

Karena tulangan tekan A_2 sudah leleh, maka regangan tulangan tekan minimal sama dengan regangan leleh, atau ditulis: $\epsilon_2' \geq \epsilon_y$ dengan $\epsilon_y = f_y / E_s$, dan diambil nilai $E_s = 200000$ MPa.

Nilai regangan tulangan tekan A_2 dapat ditentukan berdasarkan perbandingan antara regangan tulangan tekan ϵ_2' dan regangan batas beton tekan ϵ_{cu}' dari bentuk distribusi regangan pada Gambar 2.15(b), yaitu :



Gambar 2.15 Penampang Kolom dengan Tulangan Tarik Menentukan

Penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan sudah leleh ini dimulai setelah penampang pada kondisi seimbang ($a_c < a_b$), dan berakhir sebelum batas leleh ($a_c > a_{t1}$), atau nilai a_c memenuhi syarat berikut:

$$a_b > a_c > a_{t1} \quad (2.33)$$

Untuk menghitung tulangan kolom, perlu dicari gaya-gaya yang bekerja pada penampang kolom yang meliputi T_1 , C_c dan C_2 , seperti terlihat pada Gambar 2.15(c). Dengan cara menghitung jumlah momen terhadap titik tangkap gaya $C_c = 0$, maka diperoleh hitungan berikut:

$$\sum M \text{ terhadap } C_c = 0.$$

$$P_n \cdot (e - h/2 + a_c) - T_1 \cdot (d - a_c/2) - C_2 \cdot (a_c/2 - d_s') = 0.$$

$$\varepsilon_2' / \varepsilon_{cu}' = (c - d_s') / c \text{ atau}$$

$$\varepsilon_2' = \frac{c - d_s'}{c} \times \varepsilon_{cu}' \quad (2.31a)$$

dengan memasukkan $a = \beta_1 \cdot c$ dan

$$\varepsilon_{cu}' = 0,003 \text{ maka diperoleh:}$$

$$\varepsilon_2' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \times 0,003 \quad (2.31b)$$

$$a \cdot \varepsilon_2' = (a - \beta_1 \cdot d_s') \cdot 0,003$$

$$a \cdot (\varepsilon_2' - 0,003) = -(\beta_1 \cdot d_s') \cdot 0,003$$

$$a \cdot (0,003 - \varepsilon_2') = (\beta_1 \cdot d_s') \cdot 0,003$$

$$a = \frac{0,003 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{0,003 - \varepsilon_2'}$$

Pada batas leleh, nilai a dinotasikan

dengan a_{t1} dan nilai $\varepsilon_2' = \varepsilon_y = f_y / E_s$ atau

$\varepsilon_2' = f_y / 200000$, sehingga diperoleh rumus:

$$a_{t1} = \frac{0,003 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{0,003 - f_y / 200000} \text{ atau}$$

$$a_{t1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} \quad (2.32)$$

Tulangan tarik A_1 dan tulangan tekan A_2 (semuanya) sudah leleh, jadi $T_1 = C_2 = A_1 \cdot f_y$, sehingga :

$$(P_u / \phi) \cdot (e - h/2 + a_c) - A_1 \cdot f_y \cdot (d - a_c/2) - A_1 \cdot f_y \cdot (a_c/2 - d_s') = 0.$$

$$(P_u / \phi) \cdot (e - h/2 + a_c) - A_1 \cdot f_y \cdot (d - a_c/2 + a_c/2 - d_s') = 0$$

$$(P_u / \phi) \cdot (e - h/2 + a_c) - A_1 \cdot f_y \cdot (d - d_s') = 0 \quad (2.34)$$

Jadi diperoleh rumus berikut:

$$A_1 = A_2' = \frac{0,5 \cdot P_u \cdot (2e - h + a_c)}{\phi \cdot (d - d_s') \cdot f_y} \quad (2.35)$$

b). Kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan (kanan) belum leleh.

Dari Persamaan (2.33) dapat diketahui, bahwa jika nilai $a_c > a_{t1}$, maka tulangan tekan A_2 pada kolom tersebut sudah leleh. Keadaan ini dapat pula diartikan sebaliknya, jika nilai $a_c < a_{t1}$, maka tulangan tekan A_2 belum leleh, atau $f_2' < f_y$.

Nilai regangan tulangan tekan tersebut sudah dihitung pada Persamaan (2.31a) atau Persamaan (2.31b), yaitu :

$$\varepsilon_2' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \times 0,003 \quad (2.31b) / \text{diulang}$$

sedangkan nilai tegangan tulangan tekan A_2 (yaitu f_2') dihitung dengan perkalian antara nilai regangan tulangan tekan ε_2' dan modulus elastisitas E_s (nilai $E_s = 200000$ MPa), sehingga diperoleh hitungan berikut:

$$\begin{aligned} f_2' &= \varepsilon_2' \cdot E_s \\ &= \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \times 0,003 \times 200000 \end{aligned}$$

$$\text{Jadi diperoleh: } f_2' = \frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \times 600 \quad (2.36)$$

Perhatikan Gambar 2.15(c), berdasarkan prinsip keseimbangan gaya, dihitung jumlah gaya vertikal = 0, sehingga diperoleh gaya P_n berikut:

$$P_n = C_c + C_2 - T_1$$

$$P_u / \phi = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_2' \cdot f_2' - A_1 \cdot f_y \text{ dengan } A_2' = A_1$$

$$P_u / \phi = 0,85.f_c'.a.b + A_1.(f_2' - f_y)$$

$$P_u / \phi = 0,85.f_c'.a.b + A_1.\left(\frac{a - \beta_1.d_s'}{a} \times 600 - f_y\right)$$

Jadi :

$$A_1 = A_2' = \frac{a.(P_u / \phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 - f_y).a - 600.\beta_1.d_s'} \quad (2.37)$$

ΣM_C (jumlah momen terhadap titik tangkap gaya C_c) = 0.

$$\frac{P_u}{\phi}(e - h/2 + a/2) - A_1.f_y.(h - d_s - a/2) - A_2'.f_2'.(a/2 - d_s') = 0$$

dengan memasukkan $A_2' = A_1$ dan f_2' sesuai Persamaan (2.36), diperoleh:

$$\frac{P_u}{\phi}(e - h/2 + a/2) - A_1.f_y.(h - d_s - a/2) - A_2'.\left(\frac{a - \beta_1.d_s'}{a} \times 600\right).$$

$$(a/2 - d_s') = 0$$

$$\frac{P_u}{\phi}(e - h/2 + a/2) - A_1.\{a.f_y.(d - a/2) + 600.(a - \beta_1.d_s').(a/2 - d_s')\} = 0$$

$$\frac{P_u}{\phi}(e - h/2 + a/2) -$$

$$A_1.\left\{\frac{(600 + f_y)}{2}.a^2 + (f_y.d - 600.d_s' - 300.\beta_1.d_s').a + 600.\beta_1.d_s'\right\} = 0$$

sehingga diperoleh A_1 berikut:

$$A_1 = A_2' = \frac{2a.(P_u / \phi).(e - h/2 + d/2)}{(600 - f_y).a^2 + \{(2.f_y.d - 1200.d_s') - 600.\beta_1.d_s'\}.a + 1200.\beta_1.(d_s')^2}$$

Karena nilai $d_s' = d_s$, Persamaan (2.37) dan Persamaan (2.38) pada hakikatnya juga sama, maka akan diperoleh persamaan pangkat tiga berikut:

$$a^3 + \left\{\frac{2.f_y.d - 1200.d_s}{600 - f_y} - \frac{600.\beta_1.d_s}{600 - f_y}\right\}.a^2$$

$$+ \left[-\frac{2.f_y.d - 1200.d_s}{600 - f_y} \times \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} + \frac{(2e - h).P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} + \frac{1200.\beta_1.(d_s)^2}{600 - f_y}\right].a$$

$$- \left\{\frac{600.\beta_1.d_s}{600 - f_y} \times \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} \times (2e - h - 2.d_s)\right\} = 0 \quad (2.39)$$

Diberikan beberapa notasi berikut:

$$a_{p3} = \frac{2.f_y.d - 1200.d_s}{600 - f_y} \quad (2.40)$$

$$a_{t1} = \frac{600.\beta_1.d_s'}{600 - f_y} \quad (2.33)/diulang$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b} \quad (2.9a)/diulang$$

$$R_7 = a_{p3} - a_{t1} \quad (2.41a)$$

$$R_8 = 2.a_{t1}.d_s + a_c.(2.e - h - a_{p3}) \quad (2.41b)$$

$$R_9 = a_c.a_{t1}.(2.d_s + 2.e - h) \quad (2.41c)$$

Dengan demikian diperoleh persamaan yang sederhana berikut:

$$a^3 + R_7.a^2 + R_8.a - R_9 = 0 \quad (2.42)$$

Dengan Persamaan (2.42) di atas, nilai a dapat ditentukan dengan cara coba-coba. Selanjutnya luas tulangan tarik (A_1) dan tulangan tekan (A_2) dapat dihitung dengan Persamaan (2.37).

Menurut Pasal 11.3.2.2 SNI 03-2847-2002, jika beban aksial berfaktor P_u kurang dari nilai terkecil antara $0,10.f_c'.b.h$ dan $\phi.P_{n,b}$, maka struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur saja. Oleh karena itu nilai ϕ pada hitungan kolom bersengkang dapat ditentukan dengan cara berikut:

$$1). P_{u\phi} = \phi.P_{n,b} \text{ atau } P_{u\phi} = 0,10.f_c'.b.h, \text{ dipilih yang terkecil} \quad (2.43a)$$

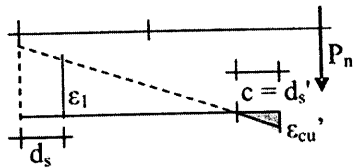
$$2). \text{ Jika } P_u \geq P_{u\phi}, \text{ maka nilai } \phi = 0,65 \quad (2.43b)$$

$$3). \text{ Jika } P_u < P_{u\phi}, \text{ maka nilai } \phi = 0,80 - 0,15.P_u/P_{u\phi} \quad (2.43c)$$

c). **Kondisi tulangan tarik menentukan tanpa tulangan tekan.**

Jika eksentrisitas beban yang bekerja pada penampang kolom cukup besar sehingga garis netral berimpit dengan tulangan kanan (A_2) seperti pada Gambar 2.16, maka tegangan tulangan $A_2 = 0$.

Pada Gambar 2.16, luas tulangan $A_2 = A_1$ dan diperhitungkan sama dengan A_s . Garis netral berimpit dengan tulangan A_2 , berarti nilai $c = d_s'$, nilai regangan dan tegangan tulangan A_2 adalah nol ($\epsilon_2 = 0$ dan $f_2 = 0$).



(a). Diagram regangan



(b). Diagram tegangan

Gambar 2.16 Penampang Kolom dengan Garis Netral Berimpit Tulangan Kanan

Karena nilai $c = d_s'$, dan $d_s' = d_s$, maka tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a_2 dapat ditentukan sebagai berikut:

$$a_{t2} = \beta_1 \cdot c \text{ atau } a_{t2} = \beta_1 \cdot d_s \quad (2.44)$$

Karena eksentrisitas kolom demikian besar, maka beban aksial yang bekerja pada penampang kolom (relatif) sangat kecil bila dibandingkan dengan momen lenturnya. Oleh karena itu gaya aksial kolom dapat diabaikan ($P_n \approx 0$), dan kolom hanya diperhitungkan berdasarkan kekuatan momen lentur saja, seperti hitungan pada balok biasa.

Pada perencanaan balok dijumpai 2 macam hitungan, yaitu: balok bertulangan tunggal dan balok bertulangan rangkap. Prosedur hitungan penulangan dilaksanakan sebagai berikut (Asroni, 2007):

1). Dihitung faktor momen pikul K dan K_{maks}

$$K = M_n / (b \cdot d^2) \text{ atau } K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \quad (2.45a)$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \quad (2.45b)$$

2). Jika nilai $K > K_{maks}$, maka balok bertulangan rangkap, dilanjutkan langkah ke 3).

Jika nilai $K \leq K_{maks}$, maka balok bertulangan tunggal, dihitung sebagai berikut:

a). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (2.46)$$

b). Dihitung luas tulangan tarik $A_{s,u}$ dengan memilih nilai terbesar dari nilai A_s berikut:

$$A_s = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \quad (2.47a)$$

$$\text{Jika } f_c' \leq 31,36 \text{ MPa, maka } A_s = (1,4 \cdot b \cdot d) / f_y \quad (2.47b)$$

$$\text{Jika } f_c' > 31,36 \text{ MPa, maka } A_s = (\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d) / (4 \cdot f_y) \quad (2.47c)$$

c). Dilanjutkan langkah ke 4).

3). Jika $K > K_{maks}$ dihitung dengan cara berikut:

a). Dihitung faktor momen pikul K_1

$$K_1 \leq K_{maks} \text{ atau dipakai } K_1 = 0,8 \cdot K_{maks} \quad (2.48)$$

b). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_1}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (2.49)$$

c). Dihitung luas tulangan A_1 dan A_2

$$A_1 = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \quad (2.50a)$$

$$A_2 = \{(K - K_1) \cdot b \cdot d^2\} / \{(d - d_s') \cdot f_y\} \quad (2.50b)$$

d). Dihitung luas tulangan tarik $A_{s,u}$ dan tulangan tekan $A_{s,u}'$

$$A_{s,u} = A_1 + A_2 \quad (2.51a)$$

$$A_{s,u}' = A_2 \quad (2.51b)$$

e). Dilanjutkan langkah ke 4).

4). Dihitung jumlah tulangan (n): $n = A_{s,u} / (1/4 \cdot \pi \cdot x^2)$ (2.52)

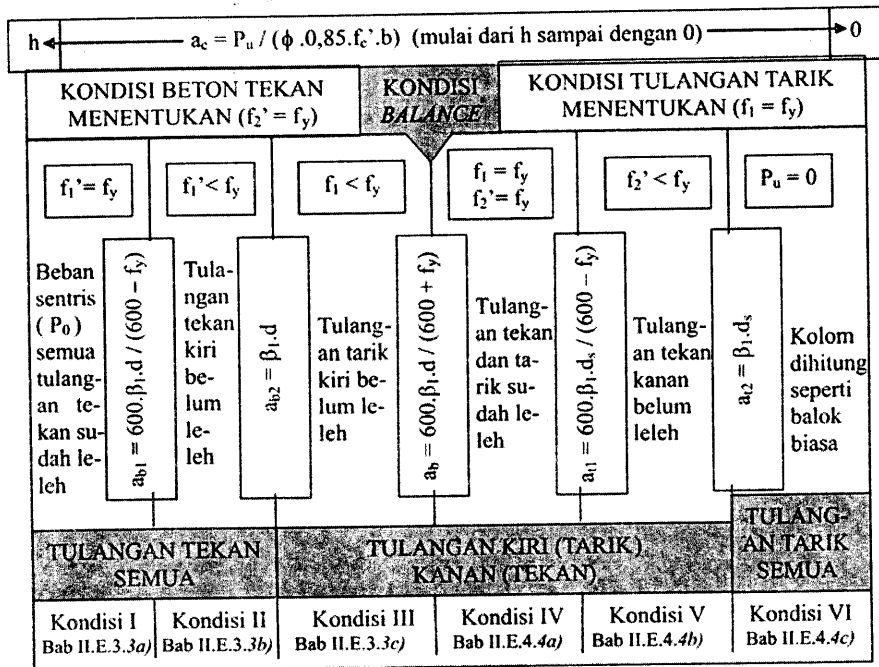
dengan x adalah diameter batang tulangan, dan n dibulatkan ke atas.

5). Dipasang tulangan kiri dan kanan sama, yaitu

$$A_{kiri} = A_{kanan} = n \cdot D_x \quad (2.53)$$

2.5.5 Ringkasan perencanaan tulangan longitudinal kolom

Dari uraian/pembahasan pada sub bab 2.5.1 sampai dengan sub bab 2.5.4 dapat disimpulkan, pada prinsipnya perencanaan tulangan longitudinal kolom dibagi menjadi 6 kondisi hitungan seperti dilukiskan pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17 Batas Nilai a_c pada Berbagai Kondisi Penampang Kolom

Untuk perencanaan tulangan longitudinal kolom bersengkang, dilaksanakan dengan langkah berikut:

1). Dihitung nilai a_c dengan Persamaan (2.9a) dan nilai a_b dengan

$$\text{Persamaan (2.8a), yaitu: } a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b}; a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + f_y}$$

2). Nilai a_c dan a_b dibandingkan, sehingga diperoleh 2 kondisi penampang kolom berikut :

a). Jika $a_c > a_b$, penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan.

Pada kondisi ini dihitung a_{b1} dengan Persamaan (2.11b) dan a_{b2} dengan Persamaan (2.15b), serta ditetapkan nilai $\phi = 0,65$ dengan:

$$a_{b1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 - f_y}; a_{b2} = \beta_1 \cdot d$$

Kemudian dilanjutkan langkah ke 3).

b). Jika $a_c < a_b$, penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan.

Pada kondisi ini dihitung a_{t1} dengan Persamaan (2.32) dan a_{t2} dengan Persamaan (2.44), serta nilai ϕ dengan Persamaan (2.43a) sampai dengan Persamaan (2.43c) seperti berikut:

$$(1). a_{t1} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y}; a_{t2} = \beta_1 \cdot d_s$$

(2). Penetapan nilai ϕ :

(a). $P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b}$ atau $P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h$, dipilih yang terkecil

(b). Jika $P_u \geq P_{u\phi}$, maka nilai $\phi = 0,65$

(c). Jika $P_u < P_{u\phi}$, maka nilai $\phi = 0,80 - 0,15 \cdot P_u / P_{u\phi}$

Kemudian dilanjutkan langkah ke 4).

3). Untuk penampang kolom pada kondisi beton tekan menentukan, masih dibagi lagi menjadi 3 kondisi yaitu:

a). Jika $a_c > a_{b1}$, maka termasuk Kondisi I: beton tekan menentukan dengan semua tulangan tekan sudah leleh, atau dianggap kolom menerima beban sentris (P_0), dan dihitung tulangan A_1 dan A_2 dengan Persamaan (2.14):

$$A_1 = A_2 = \frac{1,25 \cdot P_u / \phi - 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot h}{2 \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c')}$$

b). Jika $a_{b1} > a_c > a_{b2}$, maka termasuk Kondisi II: beton tekan menentukan dengan tulangan tekan kiri belum leleh. Proses hitungan dilaksanakan berikut:

(1). Dihitung a_{p1} dengan Persamaan (2.20), R_1 , R_2 dan R_3 dengan Persamaan (2.21a) sampai dengan Persamaan (2.21c) yaitu:

$$a_{p1} = \frac{(600 - f_y) \cdot (h - 2 \cdot d_s)}{600 + f_y};$$

$$R_1 = a_b + a_{p1} + h$$

$$R_2 = 2 \cdot a_b \cdot (h - d_s) + a_c \cdot (a_{p1} + 2 \cdot e);$$

$$R_3 = a_b \cdot a_c \cdot (2e - 2 \cdot d_s + h)$$

(2). Dihitung nilai a dengan cara coba-coba dengan Persamaan (2.22), yaitu:

$$a^3 - R_1.a^2 + R_2.a - R_3 = 0 \text{ dengan syarat : } a_{b1} < a < a_{b2}$$

(3). Dihitung tulangan A_1 dan A_2 dengan Persamaan (2.17), yaitu:

$$A_1 = A_2 = \frac{a.(P_u / \phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 + f_y).a - 600.\beta_1.d}$$

c). Jika $a_{b2} > a_c > a_b$, maka termasuk Kondisi III: beton tekan menentukan dengan tulangan tarik kiri belum leleh. Proses hitungan dilaksanakan berikut:

(1). Dihitung a_{p2} dengan Persamaan (2.28), R_4 , R_5 dan R_6 dengan Persamaan (2.29a) sampai dengan Persamaan (2.29c) yaitu:

$$a_{p2} = \frac{2.f_y.d_s + 1200.d}{600 + f_y};$$

$$R_4 = a_b + a_{p2}$$

$$R_5 = 2.a_b.d + a_c.(2e - h + a_{p2});$$

$$R_6 = a_b.a_c.(2d + 2e - h)$$

(2). Dihitung nilai a dengan cara coba-coba dengan Persamaan (2.30), yaitu:

$$a^3 - R_4.a^2 + R_5.a - R_6 = 0 \text{ dengan syarat : } a_{b2} > a > a_b$$

(3). Dihitung tulangan A_1 dan A_2 dengan Persamaan (2.25) yaitu:

$$A_1 = A_2 = \frac{a.(P_u / \phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 + f_y).a - 600.\beta_1.d}$$

4). Untuk penampang kolom pada kondisi tulangan tarik menentukan, juga dibagi lagi menjadi 3 kondisi yaitu:

a). Jika $a_b > a_c > a_{t1}$, maka termasuk Kondisi IV: tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan kanan sudah leleh, dan dihitung tulangan A_1 dan A_2 dengan Persamaan (2.35):

$$A_1 = A_2 = \frac{0,5.P_u.(2e - h + a_c)}{\phi.(d - d_s').f_y}$$

b). Jika $a_{t1} > a_c > a_{t2}$, maka termasuk Kondisi V: tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan kanan belum leleh. Proses hitungan dilaksanakan sebagai berikut:

(1). Dihitung a_{p3} dengan Persamaan (2.40), R_7 , R_8 dan R_9 dengan Persamaan (2.41a) sampai dengan Persamaan (2.41c) yaitu:

$$a_{p3} = \frac{2.f_y.d - 1200.d_s}{600 - f_y};$$

$$R_7 = a_{p3} - a_{t1}$$

$$R_8 = 2.a_{t1}.d_s + a_c.(2e - h - a_{p3});$$

$$R_9 = a_c.a_{t1}.(2d_s + 2e - h)$$

(2). Dihitung nilai a dengan cara coba-coba dengan Persamaan (2.42), yaitu:

$$a^3 + R_7.a^2 + R_8.a - R_9 = 0 \text{ dengan syarat : } a_{t1} < a < a_{t2}$$

(3). Dihitung tulangan A_1 dan A_2 dengan Persamaan (2.37), yaitu:

$$A_1 = A_2 = \frac{a.(P_u / \phi - 0,85.f_c'.a.b)}{(600 - f_y).a - 600.\beta_1.d_s}$$

c). Jika $a_{t2} > a_c$, maka termasuk Kondisi VI: tulangan tarik menentukan tanpa tulangan tekan. Pada kondisi ini nilai eksentrisitas e sangat besar, beban aksial kolom diabaikan, dan kolom boleh dianggap hanya menahan momen lentur saja. Proses hitungan dilaksanakan seperti hitungan penulangan balok biasa (lihat Persamaan (2.45a) sampai dengan Persamaan (2.53)).

2.5.6 Contoh hitungan

Contoh 2.6 : (mengulang Contoh 2.2)

Suatu kolom beton bertulang berukuran 400 mm x 700 mm, dengan mutu beton $f_c' = 20$ MPa, mutu baja tulangan $f_y = 300$ MPa, mendukung beban-beban yang berupa gaya aksial perlu $P_u = 1680$ kN dan momen perlu $M_u = 470,4$ kN-m.

Rencanakan tulangan longitudinal (tulangan memanjang) kolom, jika dipakai jarak $d_s = 70$ mm dan tersedia batang tulangan D29.

Penyelesaian :

$d_s = 70$ mm, $d = 700 - 70 = 630$ mm; $f'_c = 20$ MPa, jadi $\beta_1 = 0,85$.

$$\text{Persamaan (2.8a): } a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 630}{600 + 300} = 357 \text{ mm.}$$

$$\text{Persamaan (2.9a): } a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1680 \cdot 10^3}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 400} = 380,0905 \text{ mm.}$$

$a_c > a_b$, maka penampang kolom berada pada kondisi beton tekan menentukan, dan nilai $\phi = 0,65$.

$$\text{Persamaan (2.15b): } a_{b2} = \beta_1 \cdot d = 0,85 \cdot 630 = 535,5 \text{ mm} \rightarrow a_c < a_{b2}.$$

Karena $a_{b2} > a_c > a_b$, maka kolom berada pada kondisi beton tekan menentukan dengan tulangan tarik kiri belum leleh (kondisi III pada Gambar 2.16).

$$e = M_u / P_u = 470,4 / 1680 = 0,28 \text{ m} = 280 \text{ mm.}$$

$$\text{Persamaan (2.28): } a_{p2} = \frac{2 \cdot f_y \cdot d_s + 1200 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{2 \cdot 300 \cdot 70 + 1200 \cdot 630}{600 + 300} = 886,667 \text{ mm.}$$

$$\text{Persamaan (2.29a): } R_4 = a_b + a_{p2} = 357 + 886,667 = 1243,667 \text{ mm.}$$

$$\text{Persamaan (2.29b): } R_5 = 2 \cdot a_b \cdot d + a_c \cdot (2e - h + a_{p2}) = 2 \cdot 357 \cdot 630 + 380,0905(2 \cdot 280 - 700 + 886,667) = 733621,0334 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Persamaan (2.29c): } R_6 = a_b \cdot a_c \cdot (2d + 2e - h) = 357 \cdot 380,0905(2 \cdot 630 + 2 \cdot 280 - 700) = 151975385,5 \text{ mm}^3.$$

$$\text{Diperoleh Persamaan (2.30): } a^3 - R_4 \cdot a^2 + R_5 \cdot a - R_6 = 0$$

$$a^3 - 1243,667 \cdot a^2 + 733621,0334 \cdot a - 151975385,5 = 0 \rightarrow f(a) = 0.$$

$$\text{Dicoba: } a_1 = 370 \rightarrow f(a_1) = -140615,476 < 0 \text{ (kurang besar)}$$

$$a_2 = 371 \rightarrow f(a_2) = 83259,31 > 0 \text{ (terlalu besar)}$$

$$\text{Rumus interpolasi: } a = a_1 + \frac{f(a_1) \cdot (a_2 - a_1)}{f(a_2) - f(a_1)} \quad (2.54)$$

$$a = 370 - (-140615,476) \cdot (371 - 370) / (83259,31 + 140615,476) = 370,62810.$$

$$\text{Dicoba: } a_1 = 370,62810 \rightarrow f(a_1) = 31,121 > 0 \text{ (masih besar, diperkecil lagi)}$$

$$a = 370,62810 - (31,121) \cdot (371 - 370,62810) / (83259,31 - 31,121) = 370,627961$$

$$\text{Dicoba: } a_1 = 370,627961 \rightarrow f(a) = 0,008 \approx 0 \text{ (Okey)}$$

Jadi digunakan $a = 370,627961$ mm, dan dengan Persamaan (2.25) diperoleh:

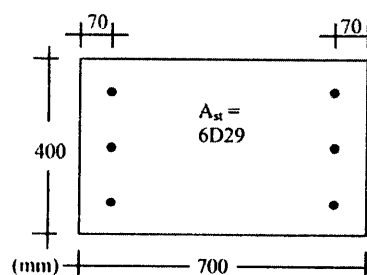
$$A_1 = A_2 = \frac{a(P_u / \phi - 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b)}{(600 + f_y) \cdot a - 600 \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{370,627961 \cdot (1680 \cdot 10^3 / 0,65 - 0,85 \cdot 20 \cdot 370,627961 \cdot 400)}{(600 + 300) \cdot 370,627961 - 600 \cdot 0,85 \cdot 630} = 1944,3806 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jadi dipakai } A_{st,u} = A_1 + A_2 = 2 \cdot 1944,3806 = 3888,7612 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Dikontrol: } \rho_t = A_{st,u} / (b \cdot h) = 3888,7612 / (400 \cdot 700) = 1,389\% > 1\% \text{ (Okey).}$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = 3888,7612 / (1/4 \cdot \pi \cdot 29^2) = 5,89 \rightarrow \text{dipakai 6 batang.}$$

$$\text{Jadi digunakan tulangan total } A_{st} = 6D29 = 3963,119 \text{ mm}^2 > A_{st,u} \text{ (Okey).}$$



Catatan:
n :

Ada selisih nilai ρ_t sebesar 0,011%, yaitu $\rho_t = 1,4\%$ (pada Contoh 2.2 dengan hitungan diagram Suprayogi (1991)) dan $\rho_t = 1,389\%$ (pada Contoh

2.6 dengan cara analisis), tetapi kedua cara tersebut menggunakan tulangan sama ($A_{st} = 6D29$) serta beban pada penampang kolom berada pada kondisi beton tekan menentukan.

Contoh 2.7 : (mengulang Contoh 2.4)

Soal: Kolom pendek berukuran 400 mm x 500 mm dengan mutu beton $f_c' = 35$ MPa, mutu baja tulangan $f_y = 350$ MPa, menahan beban $P_u = 1400$ kN, $M_u = 410$ kN-m. Hitunglah jumlah total tulangan longitudinal yang dipasang pada kolom, jika tersedia batang tulangan D25 dan $\phi 10$.

Penyelesaian :

$$d_s = 40 + 10 + 25/2 = 62,5 \text{ mm} \approx 63 \text{ mm}; d = 500 - 63 = 437 \text{ mm}.$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa, jadi } \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30)/7 = 0,8143.$$

$$\text{Persamaan (2.8a): } a_b = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 0,8143 \cdot 437}{600 + 350} = 224,747 \text{ mm}.$$

$$\text{Persamaan (2.9a): } a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{1400 \cdot 10^3}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 180,9955 \text{ mm}.$$

$a_c < a_b$, maka penampang kolom berada pada kondisi tulangan tarik menentukan.

$$\begin{aligned} \text{Persamaan (2.43a): } \phi \cdot P_{n,b} &= \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b \\ &= 0,65 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 224,747 \cdot 400 \\ &= 1738418,045 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 35 \cdot 400 \cdot 500 = 700000 \text{ N}.$$

Dipilih yang kecil, jadi $P_{u\phi} = 700000 \text{ N} = 700 \text{ kN}$.

Beban $P_u = 1400 \text{ kN} > P_{u\phi}$, maka nilai $\phi = 0,65$.

$$\begin{aligned} \text{Persamaan (2.33): } a_{t1} &= \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} = \frac{600 \cdot 0,8143 \cdot 63}{600 - 350} \\ &= 123,1222 \text{ mm} < a_c. \end{aligned}$$

Jadi: $a_b > a_c > a_{t1}$, maka kolom berada pada kondisi tulangan tarik menentukan dengan tulangan tekan (kanan) sudah leleh (kondisi IV pada Gambar 2.16).

$$e = M_u / P_u = 410 / 1400 = 0,293 \text{ m} = 293 \text{ mm}.$$

$$\begin{aligned} \text{Persamaan (2.35): } A_1 = A_2' &= \frac{0,5 \cdot P_u \cdot (2e - h + a_c)}{\phi \cdot (d - d_s') \cdot f_y} \\ &= \frac{0,5 \cdot 1400 \cdot 10^3 (2 \cdot 293 - 500 + 180,9955)}{0,65 \cdot (437 - 63) \cdot 350} \\ &= 2196,5899 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

Jadi dipakai $A_{st,u} = A_1 + A_2 = 2 \cdot 2196,5899 = 4393,1798 \text{ mm}^2$.

Dikontrol: $\rho_t = A_{st,u} / (b \cdot h) = 4393,1798 / (400 \cdot 500) = 2,197\% > 1\%$ (Okey).

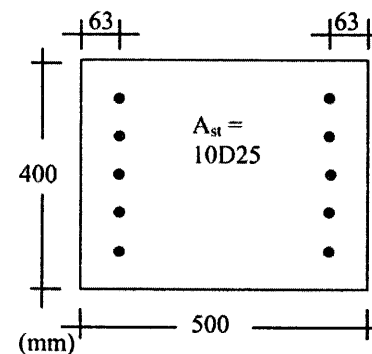
Jumlah tulangan $n = 4393,1798 / (1/4 \cdot \pi \cdot 25^2) = 8,95 \rightarrow$ dipakai 10 batang.

Jadi digunakan tulangan total

$$A_{st} = 10D25 = 4908,739 \text{ mm}^2 > A_{st,u} \text{ (Okey)}.$$

Catatan :

Ada selisih nilai ρ_t sebesar 0,053%, yaitu $\rho_t = 2,25\%$ (pada Contoh 2.4 dengan membuat diagram baru) dan $\rho_t = 2,197\%$ (pada Contoh 2.7 dengan cara analisis), tetapi kedua cara tersebut menggunakan tulangan sama ($A_{st} = 10D25$) serta beban pada penampang kolom berada pada kondisi tulangan tarik menentukan.



2.6 Perencanaan Begel Kolom

2.6.1 Pengertian gaya geser

Faktor kegagalan kolom dapat pula disebabkan oleh ketidakmampuan kolom dalam menerima gaya geser atau gaya lintang yang bekerja pada kolom. Besar gaya geser ini sangat erat kaitannya dengan

besar momen yang bekerja pada kedua ujung kolom, dan mempunyai hubungan menurut persamaan berikut (lihat Gambar 2.18):

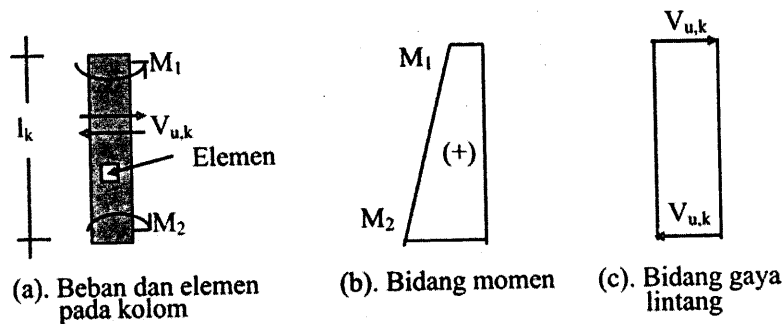
$$V_{u,k} = \frac{M_{u2} - M_{u1}}{\lambda_k} \quad (2.55)$$

dengan :

$V_{u,k}$ = gaya geser atau gaya lintang terfaktor pada kolom, kN.

M_2 dan M_1 = masing-masing adalah momen yang besar dan yang kecil pada kedua ujung kolom, kN-m.

λ_k = tinggi kolom diukur dari as ke as, m.

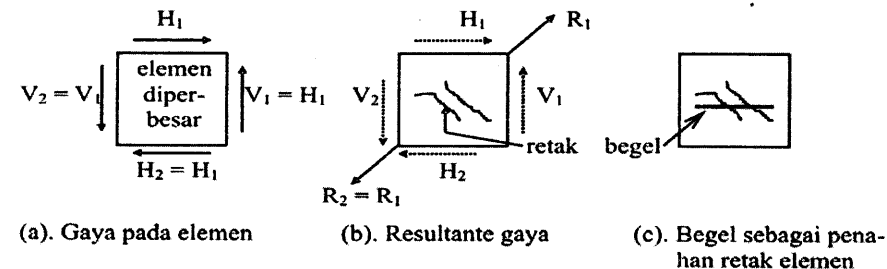


Gambar 2.18 Beban, Bidang Momen dan Bidang Gaya Lintang Kolom

2.6.2 Analisis gaya geser kolom

Jika diambil elemen kolom berbentuk bujur sangkar dengan sisi = a yang sangat kecil pada Gambar 2.18(a), kemudian elemen ini diperbesar, maka akan tampak seperti pada Gambar 2.19.

Pada Gambar 2.19(a) tampak bahwa pada bagian atas dari elemen bekerja gaya geser H_1 dengan arah horizontal ke kanan. Untuk mengimbangi gaya H_1 , maka pada bagian bawah dari elemen tersebut bekerja pula gaya geser H_2 dengan arah horizontal ke kiri yang besarnya sama, artinya $H_2 = H_1$. Karena gaya geser H_1 dan H_2 ini arahnya berlawanan, maka dapat menimbulkan momen (M_1) yang arahnya sesuai dengan arah putaran jarum jam.



Gambar 2.19 Analisis Beban pada Elemen Akibat Gaya Lintang Kolom

Sebagai syarat kesetimbangan pada elemen struktur, maka momen M_1 tersebut harus dilawan oleh momen lain (M_2) yang besarnya sama tetapi berlawanan arah dengan M_1 (berlawanan arah dengan putaran jarum jam). M_2 ini dapat terjadi jika ada gaya geser V_1 dengan arah vertikal ke atas pada bagian kanan elemen, dan V_2 (yang besarnya sama dengan V_1) dengan arah vertikal ke bawah pada bagian kiri elemen.

Perhitungan momen : Momen = gaya x lengan momen.

$$M_1 = H_1 \times a, \text{ dengan } a \text{ merupakan sisi elemen bujur sangkar} \quad (1)$$

$$M_2 = V_1 \times a \quad (2)$$

Karena besar momen $M_2 = M_1$, maka dari Persamaan (1) dan Persamaan (2) diperoleh gaya geser $V_1 = H_1$, bahkan lebih lanjut dapat dipahami bahwa gaya $V_1 = V_2 = H_1 = H_2$.

Pada Gambar 2.19(b), gaya geser V_1 dan H_1 dapat menimbulkan *resultant* gaya R_1 dengan arah miring ke kanan-atas (membuat sudut $\alpha = \pm 45^\circ$), sedangkan gaya geser V_2 dan H_2 menimbulkan *resultant* gaya R_2 dengan arah miring ke kiri-bawah (membuat sudut $\alpha = \pm 45^\circ$).

Hitungan *resultant* gaya :

$$R_1 = \sqrt{V_1^2 + H_1^2} \quad (a)$$

$$R_2 = \sqrt{V_2^2 + H_2^2} \quad (b)$$

Dari Persamaan (a) dan Persamaan (b) di atas, karena $V_1 = V_2 = H_1 = H_2$ maka akan diperoleh bahwa *resultant* $R_2 = R_1$. Kedua *resultant* (R_1

dan R_2) yang arahnya miring, serta saling berlawanan (saling tarik-menarik) ini dapat menyebabkan retak pada elemen yang bersangkutan.

Akibat gaya geser yang bekerja pada kolom seperti yang telah diuraikan pada Gambar 2.19(a) dan Gambar 2.19(b) di atas, akhirnya dapat menimbulkan retak pada elemen struktur seperti tampak pada Gambar 2.19(c). Keadaan ini sangat berbahaya karena dapat menyebabkan kegagalan kolom secara keseluruhan.

Karena retak pada elemen struktur ini diakibatkan oleh gaya geser yang bekerja pada kolom, maka agar tidak terjadi retak, perlu diberi penahan gaya geser dari baja tulangan, misalnya diberi sengkang/begel.

2.6.3 Penahan gaya geser kolom

Sebetulnya gaya geser yang bekerja pada kolom ini dapat ditahan oleh 4 keadaan, yaitu sebagai berikut :

1). Penahan gaya geser oleh serat beton (V_c)

Meskipun beton bersifat getas, tetapi mampu menahan gaya geser yang besarnya dihitung berdasarkan Pasal 13.3.1.2 SNI 03-2847-2002, yaitu:

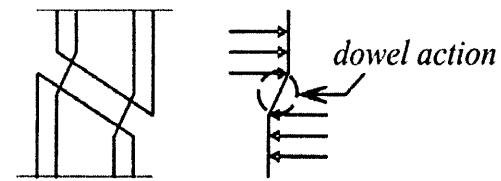
$$V_c = \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14.A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} . b . d \quad (2.56)$$

- dengan :
- V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, N.
 - $N_{u,k}$ = gaya normal atau gaya aksial terfaktor pada kolom, N.
 - A_g = luas bruto penampang kolom, mm².
 - f_c' = kuat tekan beton yang disyaratkan, MPa.
 - b = ukuran lebar penampang kolom, mm.
 - d = ukuran tinggi efektif penampang kolom ($h - d_s$), mm.

2). Penahan gaya geser oleh tulangan begel (V_s)

Fungsi utama dari tulangan sengkang/begel kolom, yaitu untuk mencegah retak beton akibat gaya geser yang bekerja pada kolom, seperti telah diuraikan dengan penjelasan Gambar 2.19(c) pada sub bab 2.6.2. Karena begel ini diikatkan dengan kuat pada tulangan memanjang kolom, maka di samping sebagai penahan gaya geser, begel juga dapat mencegah pergeseran letak tulangan memanjang.

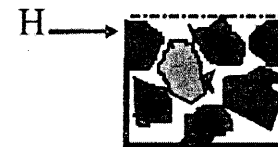
3). Penahan gaya geser oleh gaya potong (*dowel action*) tulangan memanjang kolom



Pada bagian atas dari retakan, bekerja gaya geser ke kanan, pada bagian bawah bekerja gaya geser ke kiri, sehingga timbul gaya potong tulangan (*dowel action*). Gaya potong ini menahan gaya geser kolom.

Gambar 2.20 Gaya Potong Tulangan

4). Penahan gaya geser oleh kekasaran agregat



Gambar 2.21 Gaya Geser Ditahan oleh Kekasaran Agregat

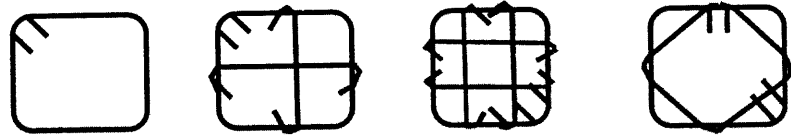
Agregat beton yang permukaannya kasar mempunyai daya rekat lebih kuat daripada agregat yang permukaannya halus. Selain itu, butiran agregat ini saling mengunci dengan butiran agregat di sekelilingnya, sehingga sulit untuk tergelincir (terjadi slip), meskipun ada gaya geser H (lihat Gambar 2.21).

Butir agregat yang sulit untuk slip, berarti tidak mudah terjadi retak beton. Dengan demikian dapat dipahami, bahwa kekasaran agregat tersebut dapat mencegah retak beton, atau berarti dapat menahan gaya geser/gaya lintang kolom.

Menurut Pasal 13.1.1 SNI 03-2847-2002, pada perencanaan penampang yang menahan gaya geser harus didasarkan pada kuat geser nominal (V_n), yang ditahan oleh kuat geser yang disumbangkan beton (V_c) dan kuat geser yang disumbangkan tulangan geser (V_s). Dengan demikian pengaruh kekasaran agregat, gaya tarik dan gaya potong tulangan longitudinal kolom tidak diperhitungkan, sehingga menambah "keamanan" pada perencanaan.

2.6.4 Bentuk begel kolom

Begel yang digunakan pada kolom biasanya dari baja tulangan polos, dan dengan diameter $d_p \geq 10$ mm. Bentuk begel kolom ada berbagai macam seperti terlihat pada Gambar 2.22.



(a). Begel 2 kaki (b). Begel 3 kaki (c). Begel 4 kaki (d) = (c). Begel 4 kaki

Gambar 2.22 Bentuk Begel Kolom

2.6.5 Langkah hitungan

Seperti dijelaskan pada sub bab 2.6.3, untuk keperluan hitungan tulangan geser (hitungan begel) kolom, biasanya penahan gaya geser yang disumbangkan oleh gaya tarik dan gaya potong tulangan serta pengaruh kekasaran agregat tidak diperhitungkan (diabaikan). Jadi, gaya geser nominal kolom dianggap hanya ditahan oleh serat beton dan begel saja, dan dirumuskan seperti berikut :

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.57)$$

dengan : V_n = gaya geser nominal, N.

V_c = gaya geser yang disumbangkan oleh beton, N.

V_s = gaya geser yang ditahan oleh begel, N.

Dari Persamaan (2.56) di atas dapat dihitung nilai V_s berikut :

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c \longrightarrow V_u \text{ harus } \geq \phi \cdot V_n, \text{ diambil } V_u = \phi \cdot V_n \\ &= V_u / \phi - V_c \text{ sehingga diperoleh :} \\ V_s &= \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \end{aligned} \quad (2.58)$$

Untuk lebih jelasnya, prosedur hitungan tulangan geser (begel) kolom dilaksanakan dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1). Dihitung gaya geser perlu kolom ($V_{u,k}$)

$$V_{u,k} = \frac{M_{u2} - M_{u1}}{\lambda_k} \quad (2.55)/diulang$$

dengan :

$V_{u,k}$ = gaya geser perlu kolom, N.

M_{u2} = momen perlu yang besar pada salah satu ujung kolom, N-mm.

M_{u1} = momen perlu yang kecil pada salah satu ujung kolom, N-mm.

λ_k = panjang kolom diukur dari as ke as, mm.

2). Dihitung gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c)

$$V_c = \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot b \cdot d \quad (2.56)/diulang$$

3). Dihitung gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s) dan $V_{s,maks}$

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi} \quad \text{dengan } \phi = 0,75 \quad (2.58)/diulang$$

$$V_{s,maks} = 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (2.59a)$$

$$\text{Syarat: } V_s \leq V_{s,maks} \quad (2.59b)$$

4). Dihitung luas begel perlu ($A_{v,u}$) untuk setiap panjang kolom $S = 1000$ mm, dengan memilih yang terbesar dari nilai A_v berikut:

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} \quad (2.60a)$$

$$A_v = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} \quad (2.60b)$$

$$A_v = \frac{75 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} \quad (2.60c)$$

5). Dipilih begel n kaki dengan diameter d_p , kemudian hitung jarak begel (s)

$$s = \frac{\frac{n}{4} \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot S}{A_{v,u}} \quad (2.61)$$

(Pasal 9.10.5.1: $d_p \geq 10$ mm (untuk $D \leq 32$ mm), $d_p \geq 13$ mm (untuk D36, D44, D56)

6). Dikontrol jarak begel s harus memenuhi syarat berikut:

$$\text{Pasal 9.6.3} \quad : s_n \geq 1,5 \cdot D; \text{ dan } s_n \geq 40 \text{ mm} \quad (2.62a)$$

$$\text{Pasal 9.10.5.2} \quad : s \leq 16 \cdot D; \text{ dan } s \leq 48 \cdot d_p \quad (2.62b)$$

Pasal 13.5.4.1: untuk $V_s < 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, maka $s \leq d/2$
 dan $s \leq 600 \text{ mm}$ (2.62c)

Pasal 13.5.4.3: untuk $V_s > 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$, maka $s \leq d/4$
 dan $s \leq 300 \text{ mm}$ (2.62d)

dengan :

s dan s_n = spasi dan spasi bersih antar tulangan, mm.

D = diameter tulangan memanjang kolom, mm.

dp = diameter tulangan begel (harus $\geq 10 \text{ mm}$)

$d = h - d_s$ = tinggi efektif penampang kolom, mm.

7). Dipilih s yang memenuhi Persamaan (2.62a) sampai dengan Persamaan (2.62d), dan dibulatkan ke bawah kelipatan 5 mm, kemudian Dipakai begel $n \text{ dp} \times s$ (dibaca: begel n kaki dengan diameter x , jaraknya s mm).

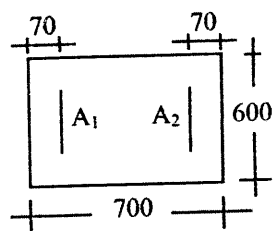
8). Dihitung luas begel terpasang $A_{v,t}$ dengan rumus :

$$A_{v,t} = \frac{\frac{n}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{s} \text{ dengan } A_{v,t} \text{ harus } \geq A_{v,u} \quad (2.63)$$

Skema hitungan begel kolom ini dapat dilihat pada Gambar 2.23.

2.6.6 Contoh hitungan

Contoh 2.8:



Diketahui: Kolom dengan ukuran 600/700
 Tinggi bruto kolom (λ_k) = 3,5 m
 M_u (ujung bawah) = 650 kN-m
 M_u (ujung atas) = -310 kN-m
 Gaya aksial perlu $N_{u,k} = 1200 \text{ kN}$.
 Mutu bahan beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$
 baja $f_y = 300 \text{ MPa}$
 Tulangan memanjang $A_1 = A_2 = 4D29$.

Soal: Hitunglah tulangan begel kolom!

Penyelesaian:

$$\begin{aligned} d &= h - d_s \\ &= 700 - 70 \\ &= 630 \text{ mm} \end{aligned}$$

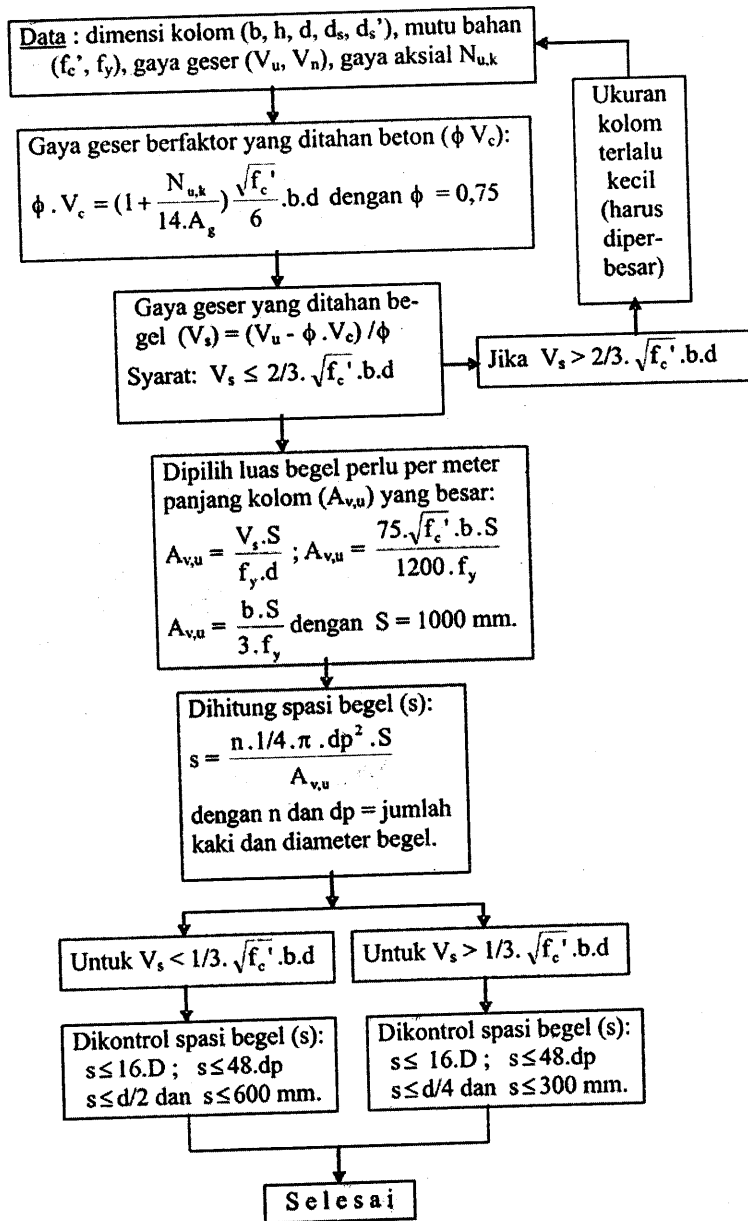
$$\begin{aligned} V_{u,k} &= \frac{M_2 - M_1}{\lambda_k} \\ &= \frac{650 - (-310)}{3,5} \\ &= 274,286 \text{ kN} \\ &= 274286 \text{ N.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d \\ &= \left(1 + \frac{1200 \cdot 10^3}{14 \cdot 600 \cdot 700}\right) \frac{\sqrt{20}}{6} \cdot 600 \cdot 630 \\ &= 339243,456 \text{ N.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_{u,k} - \phi \cdot V_c}{\phi} \\ &= \frac{274286 - 0,75 \cdot 339243,456}{0,75} \\ &= 26471,21 \text{ N.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s,\text{maks}} &= 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= 2/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 600 \cdot 630 \\ &= 1126978,26 \text{ N.} \end{aligned}$$

Karena $V_s < V_{s,\text{maks}}$ maka ukuran kolom sudah cukup.



Gambar 2.23 Skema Hitungan Begel Kolom

$$1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d = 1/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 600 \cdot 630 = 563489,13 \text{ N.}$$

Karena V_s < 1/3 · √f_c' · b · d maka syarat jarak begel: s ≤ d/2 dan s ≤ 600 mm.

$$A_v = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{26471,21 \cdot 1000}{300 \cdot 630} = 140,059 \text{ mm}^2.$$

$$A_v = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{600 \cdot 1000}{3 \cdot 300} = 666,67 \text{ mm}^2.$$

$$A_v = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75 \cdot \sqrt{20} \cdot 600 \cdot 1000}{1200 \cdot 300} = 559,017 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi A_{v,u} = 666,67 mm².

Digunakan begel 2 kaki dengan dp = 10 mm, jarak begel sebagai berikut:

$$s = \frac{\frac{n}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}} = \frac{\frac{2}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{666,67} = 235,62 \text{ mm.}$$

Kontrol jarak begel:

$$s \leq 16 \cdot D = 16 \cdot 29 = 464 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot dp = 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

$$s \leq d/2 = 630/2 = 315 \text{ mm}$$

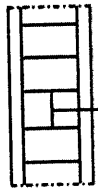
$$s \leq 600 \text{ mm}$$

Dipakai nilai terkecil dan dibulatkan ke bawah, yaitu

$$s = 235 \text{ mm} < 235,62 \text{ mm}$$

Jadi digunakan begel ϕ 10 - 235.

(Dibaca : "Begel 2 kaki berdiameter polos 10 mm dan berjarak 235 mm")

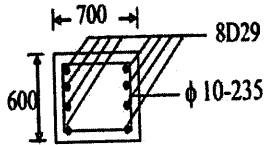


Kontrol luas begel terpasang:

$$A_{v,t} = \frac{\frac{n}{4} \cdot \pi \cdot d_p^2 \cdot S}{s} = \frac{\frac{2}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{235} = 668,42 \text{ mm}^2.$$

$$A_{v,u} = 666,67 \text{ mm}^2.$$

Jadi $A_{v,t} > A_{v,u}$ → berarti aman!



Penulangan kolom

Catatan :

Bila hitungan portal menggunakan program komputer, maka biasanya gaya geser perlu kolom $V_{u,k}$ ini langsung sudah diperoleh.

Jadi Persamaan (2.55), yaitu $V_{u,k} = \frac{M_{u2} - M_{u1}}{\lambda_k}$ tersebut tidak dipakai.

2.7 Soal Latihan

Soal 2.1 :

Kolom 400/600 dengan mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$ dan mutu baja $f_y = 300 \text{ MPa}$, mendukung beban aksial terfaktor $P_u = 900 \text{ kN}$ serta momen terfaktor $M_u = 350 \text{ kNm}$. Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal kolom dengan menggunakan grafik Suprayogi (1991), jika tersedia batang tulangan D22.

Petunjuk: nilai $d_s = \text{tebal pelindung beton} + \text{diameter begel} + 1/2 \cdot \text{diameter tulangan}$

$$d_s = 40 + 10 + 22/2 \approx 60 \text{ mm}$$

Soal 2.2 :

- 1). Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal kolom pada Soal 2.1 dengan membuat diagram interaksi kolom tanpa satuan (ρ sebesar 1%, 2% dan 3%).
- 2). Hitung pula tulangan longitudinal tersebut jika digunakan cara analisis.
- 3). Bandingkan ketiga hasil hitungan tersebut di atas.

Soal 2.3 :

- 1). Buatlah diagram interaksi kuat rencana tanpa satuan dengan rasio tulangan 1%, 2% dan 3% dari kolom pendek berukuran 450 mm x 450 mm dengan mutu beton $f_c' = 27,5 \text{ MPa}$, mutu baja tulangan $f_y = 340 \text{ MPa}$, serta jarak $d_s = 60 \text{ mm}$.
- 2). Sebuah kolom menahan beban $P_u = 1000 \text{ kN}$, $M_u = 250 \text{ kNm}$, dan tersedia batang tulangan D22. Dengan diagram pada item 1) di atas, hitung dan gambarkan tulangan longitudinal yang harus dipasang pada kolom.
- 3). Kolom yang lain menahan beban $P_u = 1000 \text{ kN}$, $M_u = 450 \text{ kNm}$, dan tersedia batang tulangan D22. Tentukan dimensi dan tulangan dengan menggunakan diagram pada item 1, jika kolom direncanakan dengan bentuk berikut:
 - a). Bujur sangkar
 - b). Persegi panjang.

Soal 2.4 :

Kolom 400/400 dengan tulangan D22 dan begel $\phi 10$, $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, hanya menahan beban $P_u = 1750 \text{ kN}$. Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal kolom dengan menggunakan diagram Suprayogi (1991) serta dengan cara analisis.

Soal 2.5 :

Kolom 500/500 mendukung beban aksial terfaktor $P_u = 1800 \text{ kN}$ dan momen terfaktor $M_u = 350 \text{ kNm}$, tersedia batang tulangan D29 serta $\phi 10$.

Jika kolom dibuat dari beton dengan mutu $f'_c = 34$ MPa, $f_y = 360$ MPa, hitung dan gambarlah tulangan longitudinal kolom dengan cara:

- Membuat diagram interaksi kolom tanpa satuan (ρ sebesar 1%, 2% dan 3%).
- Analisis.

Soal 2.6 :

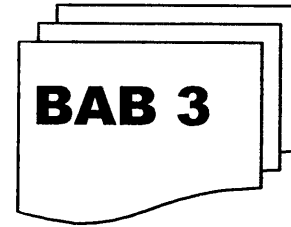
Suatu kolom pendek berukuran 550/550 mendukung beban aksial dan momen akibat beban mati (D), beban hidup (L) dan beban gempa (E) seperti tabel berikut:

Jenis beban	Beban Mati (D)	Beban Hidup (L)	Gempa dari Kiri (E ⁺)	Gempa dari Kanan (E ⁻)
Gaya aksial P (kN)	-310	-109	615	-610
Momen M (kNm)	-15	-5	390	-375
Gaya geser V (kN)	9	4	-280	265

Direncanakan mutu beton $f'_c = 20$ MPa, baja $f_y = 300$ MPa, tulangan D29 dan $\phi 10$.

- Hitunglah jumlah tulangan longitudinal yang harus dipasang pada kolom dengan menggunakan grafik Suprayogi (1991).
- Hitung begel kolom dan gambarkan pada penampang kolom.

(Petunjuk: Ditinjau 6 jenis beban terfaktor, yaitu: $U = 1,4.D$; $U = 1,2.D + 1,6.L$; $U = 1,2.D + L + E^+$; $U = 1,2.D + L + E^-$; $U = 0,9.D + E^+$ dan $U = 0,9.D + E^-$, sehingga diperoleh 6 hasil hitungan kemudian dipilih yang terbesar).



BAB 3

PERENCANAAN TULANGAN PADA KOLOM PANJANG

3.1 Batas Kelangsingan Kolom

Pada Bab 2.1 telah dijelaskan, bahwa kolom dapat dibedakan menjadi 2 macam, yaitu kolom pendek dan kolom panjang. Perbedaan ini ditinjau dari rasio kelangsingan kolom, yaitu nilai perbandingan ukuran antara pendek atau panjangnya kolom (dinyatakan dengan: $k \cdot \lambda_{n,k}$) terhadap dimensi lateral (dinyatakan dengan r atau $\sqrt{I/A}$).

Istilah kolom pendek sering disebut dengan kolom gemuk atau kolom tidak langsing, sedangkan kolom panjang sering disebut dengan kolom kurus atau kolom langsing. Kegagalan pada kolom pendek, biasanya terjadi karena hancurnya material beton atau baja tulangan. Tetapi kegagalan pada kolom panjang, biasanya terjadi karena tertekuknya batang sehingga patah.

Dalam hal perilaku deformasi kolom akibat menahan beban horizontal, kolom dibedakan menjadi 2 macam, yaitu: kolom tidak dapat bergoyang dan kolom dapat bergoyang. Pada sub bab 2.1 juga menyebutkan bahwa untuk menentukan batasan suatu kolom (baik kolom yang tidak dapat bergoyang ataupun kolom yang dapat bergoyang), apakah kolom tersebut termasuk jenis kolom pendek atau kolom panjang, SNI 03-2847-2002 memberikan suatu batas yang tegas, yaitu kolom dimasukkan dalam jenis kolom pendek jika dipenuhi syarat berikut:

1). Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang (Pasal 12.12.2)

$$\frac{k \cdot \lambda_{n,k}}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_{u1}}{M_{u2}} \right) \quad (2.1a)/diulang$$

$$\text{dengan suku } [34 - 12 \cdot (M_{u1}/M_{u2})] \leq 40 \quad (3-1a)$$

M_1/M_2 bernilai positif jika kolom melentur dengan kelengkungan tunggal, dan bernilai negatif jika dengan kelengkungan ganda (3-1b)

2). Untuk kolom yang dapat bergoyang (Pasal 12.13.2)

$$\frac{k \cdot \lambda_{n,k}}{r} \leq 22 \quad (2.1b)/diulang$$

$$r = \sqrt{I/A} \quad (2.1c)/diulang$$

dengan:

k = faktor panjang efektif kolom.

$\lambda_{n,k}$ = panjang bersih kolom, m.

r = radius girasi atau jari-jari inersia penampang kolom, m.

= $0,3 \cdot h$ (jika kolom berbentuk persegi), m.

= $0,25 \times$ diameter kolom (jika kolom berbentuk bulat), m.

M_{u1} dan M_{u2} = momen yang kecil dan yang besar pada ujung kolom, kNm.

I dan A = momen inersia dan luas penampang kolom, m^4 dan m^2 .

Jika persyaratan pada Persamaan (2.1a) atau Persamaan (2.1b) tidak dipenuhi, maka kolom tersebut termasuk jenis kolom panjang.

3.2 Faktor Panjang Efektif Kolom (k)

Faktor panjang efektif kolom (k) ini sangat dipengaruhi oleh derajat hambatan pada ujung-ujung kolom (ψ). Derajat hambatan ψ dirumuskan sebagai berikut (Pasal 12.11.6 SNI 03-2847-2002):

$$\psi = \frac{\Sigma(E_c \cdot I_k / \lambda_{n,k})}{\Sigma(E_c \cdot I_b / \lambda_{n,b})} \quad (3.2a)$$

Jika ujung kolom berupa : jepit, maka nilai $\psi = 0$ (3.2b)

sendi, maka nilai $\psi = 10$ (3.2c)

bebas, maka nilai $\psi = \infty$ (3.2d)

dengan :

ψ = derajat hambatan pada ujung kolom.

E_c = modulus elastis beton = $4700 \sqrt{f'_c}$, MPa (Pasal 10.5).

I_b = momen inersia balok, diambil = $0,35 \cdot I_{bruto,balok}$, mm^4 (Pasal 12.11).

I_k = momen inersia kolom, diambil $I_k = 0,70 \cdot I_{bruto,kolom}$, mm^4 (Pasal 12.11).

$\lambda_{n,k}$ = panjang bebas atau panjang bersih kolom, mm.

$\lambda_{n,b}$ = panjang bebas atau panjang bersih balok, mm.

Nilai k ini dibedakan 2 macam, yaitu untuk jenis kolom yang tidak dapat bergoyang dan jenis kolom yang dapat bergoyang.

3.2.1 Faktor k pada kolom tidak dapat bergoyang

Bentuk lenturan batang dan gambar momen pada kolom dari suatu portal yang tidak dapat bergoyang dilukiskan seperti pada Gambar 3.1.

Nilai k pada kolom yang tidak dapat bergoyang selalu ≤ 1 , dan diambil nilai k yang kecil dari persamaan berikut:

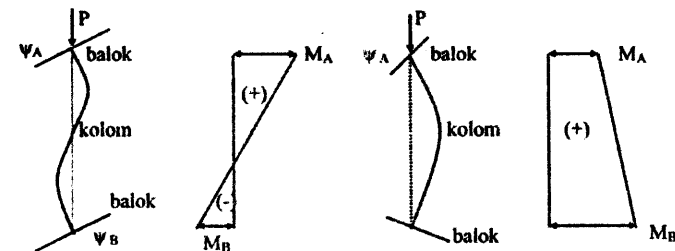
$$k = 0,7 + 0,05 \cdot (\psi_A + \psi_B) \quad \text{dengan } k \leq 1 \quad (3.3a)$$

$$k = 0,85 + 0,05 \cdot \psi_{\min} \quad \text{dengan } k \leq 1 \quad (3.3b)$$

dengan :

ψ_A dan ψ_B = derajat hambatan pada ujung atas dan ujung bawah kolom.

ψ_{\min} = nilai ψ yang kecil dari ψ_A atau ψ_B



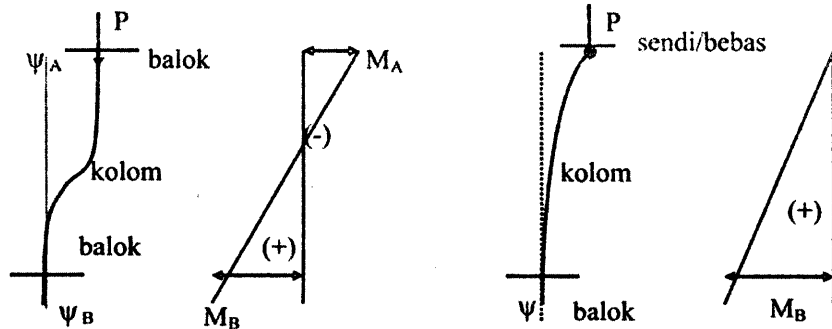
(a). Lenturan dan bidang momen dengan kelengkungan ganda

(b). Lenturan dan bidang momen dengan kelengkungan tunggal

Gambar 3.1 Bentuk Lenturan dan Bidang Momen pada Kolom yang Tidak Dapat Bergoyang

3.2.2 Faktor k pada kolom dapat bergoyang

Bentuk lenturan batang dan gambar momen pada kolom dari suatu portal yang tidak dapat bergoyang dilukiskan seperti pada Gambar 3.2.



(a). Lenturan dan bidang momen dengan kelengkungan ganda
(b). Lenturan dan bidang momen dengan kelengkungan tunggal

Gambar 3.2 Bentuk Lenturan dan Bidang Momen pada Kolom yang Dapat Bergoyang

Nilai k untuk keadaan kolom dapat bergoyang bisa lebih besar dari 1, bergantung pada hasil hitungan. Pada keadaan kolom dapat bergoyang ini ditinjau 2 hal, yaitu :

- 1). Jika kedua ujung kolom terjepit, maka nilai k dihitung sebagai berikut:

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{jika } \psi_m < 2,0 \quad (3.4a)$$

$$k = 0,9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad \text{jika } \psi_m \geq 2,0 \quad (3.4b)$$

dengan ψ_m = nilai rata-rata dari ψ_A dan ψ_B .

- 2). Jika satu ujung kolom terjepit dan ujung lainnya sendi/bebas, maka nilai k dihitung sebagai berikut :

$$k = 2,0 + 0,3 \cdot \psi \quad (3.4c)$$

dengan ψ = derajat hambatan pada ujung yang terjepit.

3.3 Beban Tekuk Atau Beban Kapasitas Tekan P_c

Pada kolom panjang, perlu dipertimbangkan bahaya tertekuknya batang kolom. Besar beban tekuk atau beban kapasitas tekan P_c ini menurut Euler dihitung dengan rumus berikut :

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot \lambda_{n,k})^2}$$

dengan :

P_c = beban tekuk Euler atau beban kapasitas tekan kolom, N.

$\lambda_{n,k}$ = panjang bersih atau panjang bebas kolom, mm.

Menurut Pasal 12.12.3 SNI 03-2847-2002, nilai EI pada Persamaan (3.5) boleh ditentukan dengan memilih salah satu dari 2 macam rumus EI berikut :

$$EI = \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{st}}{1 + \beta_d} \quad (3.6a)$$

$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \quad (3.6b)$$

Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang:

$$\beta_d = \frac{\text{beban tetap aksial terfaktor maksimal}}{\text{beban aksial terfaktor maksimal dari kombinasi beban yang sama}} \quad (3.6c)$$

Untuk kolom yang dapat bergoyang:

$$\beta_d = \frac{\text{gaya lintang tetap terfaktor maksimal}}{\text{gaya lintang terfaktor maksimal dari kombinasi beban yang sama}} \quad (3.6d)$$

dengan :

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \quad \text{atau}$$

$$E_c = W_c^{1,5} \cdot 0,043 \cdot \sqrt{f_c'} \quad (\text{Pasal 1.5}) \quad (3.7a)$$

$$W_c = \text{berat beton normal} = (1500 \sim 2500) \text{ kg/m}^3.$$

E_c = modulus elastisitas beton, MPa.

E_s = modulus elastisitas baja tulangan = 2.10^5 MPa.

$$I_g = I_{bruto, kolom} = (1/12).b.h^3 \quad (3.7b)$$

$$I_{st} = A_{st} \cdot \left(\frac{h - 2.d_s}{2} \right)^2 \quad (3.7c)$$

Catatan : Jika pada Persamaan (3.6c) hanya ada beban mati dan beban hidup saja, maka faktor bebannya $1,2.P_D$ dan $1,6.P_L$, jadi : β_d

$$= \frac{1,2.P_D}{1,2.P_D + 1,6.P_L}$$

3.4 Pembesaran Dan Faktor Pembesaran Momen

3.4.1 Pembesaran momen

Untuk menghindari bahaya tekuk pada kolom panjang, maka dalam perencanaan tulangan longitudinal dilaksanakan dengan cara memperbesar momen rencana kolom. Pembesaran momen dilaksanakan dengan memberikan faktor pembesaran momen (δ_b atau δ_s) pada momen terfaktor (M_u), sehingga berubah menjadi momen terfaktor yang diperbesar (M_c).

Nilai momen M_c dihitung dengan rumus berikut :

- 1). Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang (Pasal 12.12.3 SNI 03-2847-2002):

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} \text{ atau}$$

$$M_c = \delta_b \cdot P_u \cdot (15 + 0,03.h) \quad (3.8a)$$

dipilih yang besar

(Pada SNI 03-2847-2002, δ_b ini ditulis sebagai δ_{ns})

- 2). Untuk kolom yang dapat bergoyang (Pasal 12.13.3 SNI 03-2847-2002): Momen M_1 dan M_2 harus diambil sebesar

$$M_{1c} = M_{1b} + \delta_s \cdot M_{1s} \quad (3.8b)$$

$$M_{2c} = M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad (3.8c)$$

dengan :

M_c = momen terfaktor yang diperbesar, N-mm.

δ_b = faktor pembesaran momen untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan ke samping, atau faktor pembesaran momen untuk rangka yang tidak dapat bergoyang. *Subscript b* berarti *braced* (dikekang).

δ_s = faktor pembesaran momen untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping, atau faktor pembesaran momen untuk rangka yang dapat bergoyang. *Subscript s* berarti *sway* (bergoyang).

M_{2b} = momen yang besar pada salah satu ujung kolom yang tidak menimbulkan goyangan, N-mm.

M_{1s} dan M_{2s} = momen yang kecil dan yang besar pada salah satu ujung kolom yang menimbulkan goyangan, N-mm.

h = tinggi penampang kolom yang ditinjau, mm.

P_u = beban aksial perlu atau beban aksial terfaktor pada kolom, N.

3.4.2 Faktor pembesaran momen

Faktor pembesaran momen dihitung menurut rumus berikut :

- 1). Untuk kolom yang tidak dapat bergoyang (Pasal 12.12.3 SNI 03-2847-2002):

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75.P_c}} \geq 1,0 \quad (3.9a)$$

Jika ada beban transversal di antara tumpuannya, $C_m = 1$

Tanpa beban transversal, $C_m = (0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}}) \geq 0,4$

- 2). Untuk kolom yang dapat bergoyang (Pasal 12.13.4.3 SNI 03-2847-2002):

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75.\Sigma P_c}} \geq 1,0 \quad (3.9d)$$

dengan :

M_{1b} dan M_{2b} = momen yang kecil dan yang besar pada salah satu ujung kolom yang tidak menimbulkan goyangan, N-mm.

ΣP_u = jumlah seluruh beban vertikal terfaktor yang ada pada suatu tingkat, kN.

ΣP_c = jumlah seluruh kapasitas tekan kolom yang ada pada suatu tingkat, kN.

3.5 Langkah Hitungan

Hitungan tulangan longitudinal kolom secara garis besar dilaksanakan dengan langkah berikut :

- 1). Dihitung derajat hambatan pada ujung-ujung kolom (ψ) dengan Persamaan (3.2a) sampai dengan Persamaan (3.2d).
- 2). Dihitung faktor panjang efektif kolom k dengan Persamaan (3.3a) sampai dengan Persamaan (3.4c).
- 3). Dihitung panjang efektif kolom = $k.l_u$, kemudian ditentukan jenis kolom pendek atau kolom panjang dengan Persamaan (2.1a) dan Persamaan (2.1b).

Kolom termasuk jenis kolom pendek jika memenuhi syarat berikut :

$$\frac{k.\lambda_{n,k}}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \rightarrow \text{untuk kolom tidak dapat bergoyang.}$$

$$\frac{k.\lambda_{n,k}}{r} \leq 22 \rightarrow \text{untuk kolom dapat bergoyang.}$$

- 4). Dihitung tulangan memanjang kolom

Jika kolom termasuk jenis kolom pendek, tulangan longitudinal kolom langsung dihitung dengan menggunakan salah satu dari 3 cara, yaitu dengan Diagram Suprayogi (1991) seperti pada sub bab 2.3, dengan membuat diagram interaksi kolom seperti pada sub bab 2.4, atau dengan cara analitis seperti pada sub bab 2.5.

Jika kolom termasuk jenis kolom panjang, tulangan longitudinal kolom dihitung sebagai berikut:

- a). Dihitung EI dengan Persamaan (3.6a) sampai dengan Persamaan (3.7c).
- b). Dihitung beban tekuk P_c dengan Persamaan (3.5).
- c). Dihitung faktor pembesaran momen δ_b atau δ_s dengan Persamaan (3.9a) sampai dengan Persamaan (3.9d).
- d). Dihitung pembesaran momen M_c dengan Persamaan (3.8a) sampai dengan Persamaan (3.8c).
- e). Dihitung tulangan longitudinal kolom dengan menggunakan salah satu dari 3 cara, yaitu dengan Diagram Suprayogi (1991) seperti pada sub bab 2.3, dengan membuat diagram interaksi kolom seperti pada sub bab 2.4, atau dengan cara analisis seperti pada sub bab 2.5.

3.6 Contoh Hitungan

Contoh 3.1 :

Kolom tidak dapat bergoyang berukuran 400 x 400 dengan faktor panjang efektif $k = 1$, hanya menahan beban mati $P_D = 800$ kN, dan beban hidup $P_L = 400$ kN. Momen perlu pada ujung-ujung kolom, yaitu $M_{u1} = 21$ kN-m dan $M_{u2} = 103$ kN-m. Mutu bahan dipakai $f'_c = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa, dan beban kritis kolom $P_c = 9200$ kN.

Hitunglah jumlah tulangan yang dipasang pada kolom, jika :

- a). Panjang bersih kolom, $\lambda_{n,k} = 3,5$ m.
- b). Panjang bersih kolom, $\lambda_{n,k} = 4,5$ m.

Penyelesaian :

Jari-jari inersia kolom $r = 0,3.h = 0,3.400 = 120$ mm = 0,12 m.

- a). Untuk panjang bersih $\lambda_{n,k} = 3,50$ m.

$$(k.\lambda_{n,k})/r = (1.3,50)/0,12 = 29,17.$$

$$34 - 12 (M_{u1} / M_{u2}) = 34 - 12.(21/103) = 31,55.$$

Karena $(k \cdot \lambda_{n,k} / r) < \{34 - 12 \cdot (M_{u1} / M_{u2})\}$, maka termasuk kolom pendek.

$$P_u = 1,2 P_D + 1,6 P_L$$

$$= 1,2 \cdot 800 + 1,6 \cdot 400 = 1600 \text{ kN.}$$

Dihitung dengan diagram Suprayogi (1991):

$$g = \frac{h - 2 \cdot d_s}{h} = \frac{400 - 2 \cdot 60}{400} = 0,70.$$

Dipilih diagram dengan $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, dan nilai $g = 0,70$.

$$K = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{1600 \cdot 10^3}{20 \cdot 400 \cdot 400} = 0,50$$

$$L = \frac{M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{103 \cdot 10^6}{20 \cdot 400 \cdot 400^2} = 0,08$$

} Dari diagram diperoleh :
} $\rho_t = 1,8 \%$.

Luas tulangan total $A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h = 1,8\% \cdot 400 \cdot 400 = 2880 \text{ mm}^2$.
Digunakan tulangan $A_{st} = 8D22 = 3041,06 \text{ mm}^2 > A_{st,u} \rightarrow$ aman!
Jadi dipasang tulangan $A_s = A_s' = 4D22$.

b). Untuk panjang bersih $\lambda_u = 4,50 \text{ m}$.

$$(k \cdot \lambda_{n,k}) / r = (1,4 \cdot 50) / 0,12 = 37,50.$$

$$34 - 12 \cdot (M_{u1} / M_{u2}) = 34 - 12 \cdot (21 / 103) = 31,55.$$

$(k \cdot \lambda_{n,k} / r) > \{34 - 12 \cdot (M_{u1} / M_{u2})\} \rightarrow$ jadi termasuk kolom panjang.

$$C_m = \left(0,6 - 0,4 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) = \left(0,6 - 0,4 \cdot \frac{21}{103} \right) = 0,682.$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 \cdot P_c}} = \frac{0,682}{1 - \frac{1600}{0,75 \cdot 9200}} = 0,888.$$

Karena $\delta_b < 1,0 \rightarrow$ maka dipakai $\delta_b = 1,0$.

$$M_c = \delta_b \cdot P_u (15 + 0,03 \cdot h) = 1 \cdot 1600 \cdot (15 + 0,03 \cdot 400)$$

$$= 43200 \text{ kN-mm} = 43,2 \text{ kN-m.}$$

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} = 1 \cdot 103 = 103 \text{ kN-m.}$$

Dipakai $M_c = 103 \text{ kN-m}$ (yang besar).

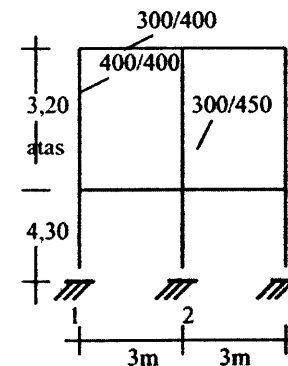
Karena $M_c = M_u = 103 \text{ kN-m}$, maka seperti pada soal a), diperoleh berikut :

$$\text{Luas tulangan total } A_{st,u} = 2880 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Digunakan tulangan } A_{st} = 8D22 = 3041,06 \text{ mm}^2 > A_{st,u} \rightarrow \text{aman!}$$

$$\text{Jadi dipasang tulangan } A_s = A_s' = 4D22.$$

Contoh 3.2 :



Portal dengan ukuran tergambar, hanya menahan beban mati dan beban hidup saja. Kolom tepi (K1) dan kolom tengah (K2) ujung atas. lantai bawah mendukung beban sebagai berikut:

K1	$P_D = 37,10 \text{ kN}$ $V_D = 10,15 \text{ kN}$	$P_L = 10,60 \text{ kN}$ $V_L = 5,70 \text{ kN}$
K2	$P_D = 62,60 \text{ kN}$ $V_D = 6,30 \text{ kN}$	$P_L = 21,00 \text{ kN}$ $V_L = 3,20 \text{ kN}$

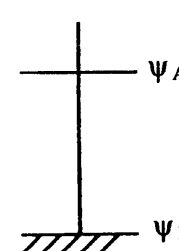
Mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$, baja $f_y = 300 \text{ MPa}$.

Soal : a). Hitunglah faktor pembesaran momen (δ_s) pada kolom lantai bawah!

b). Hitung jumlah tulangan yang dipakai pada Kolom 2 (lantai bawah)!

Penyelesaian :

a). Faktor pembesaran momen δ_s pada lantai bawah



$$I_k = 0,70 \cdot I_{bruto} \text{ kolom}$$

$$= 0,70 \cdot 1 / 12 \cdot 0,4 \cdot 0,4^3$$

$$= 1,493 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_b = 0,35 \cdot I_{bruto} \text{ balok}$$

$$= 0,35 \cdot 1 / 12 \cdot 0,3 \cdot 0,45^3$$

$$= 7,973 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Panjang bersih kolom (λ_{nk}) :

$$\text{Lantai 2 : } \lambda_{n,k2} = 3,2 - \frac{0,4 + 0,45}{2} = 2,775 \text{ m.}$$

$$\text{Lantai 1 : } \lambda_{n,k1} = 4,3 - 0,45/2 = 4,037 \text{ m.}$$

Panjang bersih balok : $\lambda_{n,bkiri} = \lambda_{n,bkanan} = 3 - 0,4 = 2,6 \text{ m.}$

$$\begin{aligned} \psi_A &= \frac{\sum(E_c \cdot I_k / \lambda_{n,k})}{\sum(E_c \cdot I_b / \lambda_{n,b})} \\ &= \frac{E_c \cdot (1,493 \cdot 10^{-3} / 2,775 + 1,493 \cdot 10^{-3} / 4,037)}{E_c \cdot (7,973 \cdot 10^{-4} / 2,6 + 7,973 \cdot 10^{-4} / 2,6)} = 1,48. \end{aligned}$$

$\psi_B = 0$ (ujung bawah berupa jepit)

$$\psi_m = (\psi_A + \psi_B) / 2 = (1,48 + 0) / 2 = 0,74.$$

Karena $\psi_m < 2$ maka dipakai rumus k sebagai berikut:

$$\begin{aligned} k &= \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \\ &= \frac{20 - 0,74}{20} \sqrt{1 + 0,74} = 1,27. \end{aligned}$$

Menentukan kolom pendek / panjang pada kolom Lantai 1 :

$$r = 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 400 = 120 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

$$k \cdot \lambda_{n,k} / r = \frac{1,27 \cdot 4,037}{0,12} = 42,725 > 22 \text{ (kolom panjang)}$$

Menghitung P_c pada Kolom 2 :

$$\begin{aligned} \beta_d &= \frac{1,2 \cdot V_D}{1,2 \cdot V_D + 1,6 \cdot V_L} \\ &= \frac{1,2 \cdot 6,3}{1,2 \cdot 6,3 + 1,6 \cdot 3,2} = 0,596. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{20} = 21019,04 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_g &= I_{kolom} \\ &= \frac{1}{12} \cdot 400 \cdot 400^3 = 2,133 \cdot 10^9 \text{ mm}^4. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \cdot 21019,04 \cdot 2,133 \cdot 10^9}{1 + 0,596} \\ &= 11236,494 \cdot 10^9 \text{ N.mm}^2 = 11236,494 \cdot 10^6 \text{ kN.mm}^2. \\ P_{c2} &= \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot \lambda_{n,k})^2} = \frac{\pi^2 \cdot 11236,494 \cdot 10^6}{(1,27 \cdot 4,037 \cdot 10^3)^2} = 4218,962 \text{ kN.} \\ P_{u2} &= 1,2 \cdot P_D + 1,6 \cdot P_L \\ &= 1,2 \cdot 62,6 + 1,6 \cdot 21 = 75,12 + 33,60 = 108,72 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Menghitung P_u dan P_c pada Kolom 1 :

Dengan cara sama, diperoleh hasil berikut :

$\psi_B = 0$ dan $\psi_A = 2,961$ serta $k = 1,458$.

$$P_{u1} = 1,2 \cdot 37,10 + 1,6 \cdot 10,60 = 61,48 \text{ kN.}$$

$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot 10,15}{1,2 \cdot 10,15 + 1,6 \cdot 5,7} = 0,572.$$

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \cdot 21019,04 \cdot 2,133 \cdot 10^9}{1 + 0,572} \\ &= 11408,044 \cdot 10^9 \text{ N.mm}^2 \\ &= 11408,044 \cdot 10^6 \text{ kN.mm}^2. \\ P_{c1} &= \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot \lambda_{n,k})^2} \\ &= \frac{\pi^2 \cdot 11408,044 \cdot 10^6}{(1,458 \cdot 4,037 \cdot 10^3)^2} = 3249,963 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Menghitung faktor pembesar momen δ_s :

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75 \cdot \Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{2.61,48 + 108,72}{0,75 \cdot (2.3249,963 + 4218,962)}} = 1,030.$$

Jadi diperoleh faktor pembesar momen pada lantai bawah $\delta_s = 1,03$.

b). Menghitung tulangan untuk Kolom 2

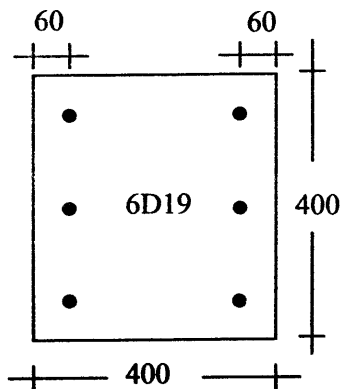
Catatan: Untuk portal simetris yang hanya bekerja beban mati dan beban hidup saja, maka momen pada kolom di tengah = 0. Jadi, momen pada Kolom 2 (kolom tengah) = 0.

Diambil $d_s = 60$ mm, sehingga $g = (400 - 2 \cdot 60)/400 = 0,70$.

Dipakai diagram Suprayogi (1991) dengan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa dan $g = 0,7$.

$$K = \frac{P_u}{f_c' \cdot b \cdot h} = \frac{108,72 \cdot 10^3}{20 \cdot 400 \cdot 400} = 0,034.$$

$$L = \frac{\delta_s \cdot M_u}{f_c' \cdot b \cdot h^2} = \frac{1,03 \cdot 0}{20 \cdot 400 \cdot 400^2} = 0.$$



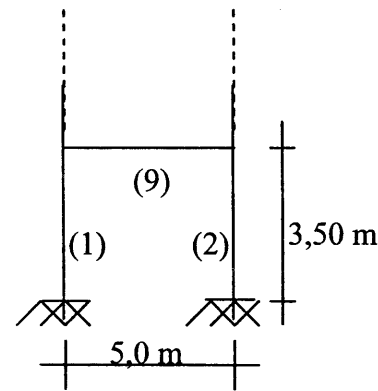
Dari diagram Suprayogi (1991), diperoleh $\rho_t < 1\%$, dan dipakai $\rho_t = 1\%$.

$$A_{st,u} = \rho_t \cdot b \cdot h = 1\% \cdot 400 \cdot 400 = 1600 \text{ mm}^2.$$

Dipakai $A_{st} = 6D19 = 1701,17 \text{ mm}^2 > A_{st,u}$ (aman).

Jadi dipakai $A_s = A_s' = 3D19$.

Contoh 3.3 :



Lantai pertama dari suatu portal lintang gedung beton bertulang seperti pada gambar di samping, menggunakan mutu beton $f_c' = 33$ MPa, mutu baja $f_y = 390$ MPa.

Dimensi balok 400/600 dengan bentang (as-as) 6,0 m, kolom 500/500 dengan panjang (as-as) 3,60 m, tersedia tulangan D29 dan dp10.

Hasil hitungan beban pada kolom K1 dan K2 diperoleh seperti pada tabel berikut:

Jenis beban (satuan)	Kolom K1		Kolom K2		
	Ujung atas	Ujung bawah	Ujung atas	Ujung bawah	
Gaya aksial : P_D (kN)	-130	-145	-130	-145	
	P_L	-74	-74	-74	
	$P_E^{(+)}$	245	245	-245	-245
Momen : M_D (kNm)	57	-28	-57	28	
	M_L	28	-15	-28	15
	$M_E^{(+)}$	-270	135	-270	135
Gaya geser : V_D (kN)	-24	-24	24	24	
	V_L	-13	13	13	13
	$V_E^{(+)}$	116	116	116	116

Soal : 1). Hitung dan gambarlah tulangan longitudinal kolom K2, jika direncanakan terhadap beban mati, beban hidup dan beban gempa positif (dari kiri ke kanan, $E^{(+)}$). (Pada arah bujur sudah diperoleh tulangan $A_{st,b} = 6D29$).

2). Gambarkan diagram interaksi kolom dengan kuat rencana dari hasil hitungan Soal 1.

3). Dengan beban P_u pada Soal 1), berapa besar momen maksimal yang dapat ditahan oleh kolom ?

4). Hitung dan gambarkan penulangan begel kolom K2, jika direncanakan terhadap beban sesuai Soal 1).

Penyelesaian :

1). Hitungan tulangan longitudinal kolom K2

Kolom direncanakan terhadap beban gempa positif, jadi digunakan kombinasi beban terfaktor $U = 1,2.D + 1,0.L + 1,0.E^+$. Hasil hitungan beban terfaktor seperti pada tabel berikut:

Kombinasi beban terfaktor (U)	Kolom K1		Kolom K2	
	Uj. atas	Uj. bawah	Uj. atas	Uj. bawah
$P_u = 1,2.P_D + 1,0.P_L + 1,0.P_E$	13,0	-3,0	-475,0	-493,0
$M_u = 1,2.M_D + 1,0.M_L + 1,0.M_E$	-173,6	86,4	-366,4	183,6
$V_u = 1,2.V_D + 1,0.V_L + 1,0.V_E$	74,2	74,2	157,8	157,8

$$\text{Panjang bersih kolom } \lambda_{n,k} = 3,6 - 0,6/2 = 3,30 \text{ m.}$$

$$\text{Panjang bersih balok } \lambda_{n,b} = 6,0 - 2,0,5/2 = 5,50 \text{ m.}$$

$$I_k = 0,70.1/12.0,5.0,5^3 = 3,6458.10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$I_b = 0,35.1/12.0,4.0,6^3 = 2,52.10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\psi_A = \frac{\sum(E_c \cdot I_k / \lambda_{n,k})}{\sum(E_c \cdot I_b / \lambda_{n,b})} = \frac{E_c \cdot 3,6458.10^{-3} / 3,3}{E_c \cdot 2,52.10^{-3} / 5,5} = 2,4112.$$

$$\psi_B = 0 \text{ (perletakan berupa jepit).}$$

$$\psi_m = (\psi_A + \psi_B) / 2 = (2,4112 + 0) / 2 = 1,2056.$$

Karena $\psi_m < 2$, maka

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \cdot \sqrt{1 + \psi_m} = \frac{20 - 1,2056}{20} \cdot \sqrt{1 + 1,2056} = 1,3956$$

$$r = 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 500 = 150 \text{ mm}$$

$$= 0,15 \text{ m.}$$

$$\frac{k \cdot \lambda_{n,k}}{r} = \frac{1,3956 \cdot 3,3}{0,15} = 30,7032 > 22 \text{ (termasuk kolom panjang).}$$

Kolom K1 (ditinjau ujung atas):

$$\beta_d = \frac{1,2 \cdot V_D}{1,2 \cdot V_D + 1,0 \cdot V_L + 1,0 \cdot V_E^{(+)}} = \frac{1,2 \cdot 62}{20,6} = 3,612.$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{33} = 26999,444 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_g = 1/12.0,5.0,5^3 = 5,20833.10^{-3} \text{ m}^4 = 5,20833.10^9 \text{ mm}^4.$$

$$\begin{aligned} EI &= \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0,4 \cdot 26999,444 \cdot 5,20833 \cdot 10^9}{1 + 3,612} \\ &= 12196,185 \cdot 10^9 \text{ Nmm}^2 \\ &= 12196,185 \cdot 10^6 \text{ kN-mm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cl} &= \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot \lambda_u)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \cdot 12196,185 \cdot 10^6}{(1,3956 \cdot 3,3 \cdot 10^3)^2} = 5675,106 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Kolom K2 (ditinjau ujung atas):

$$\begin{aligned} \beta_d &= \frac{1,2 \cdot V_D}{1,2 \cdot V_D + 1,0 \cdot V_L + 1,0 \cdot V_E^{(+)}} \\ &= \frac{1,2 \cdot 62}{225,4} = 0,330. \end{aligned}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f_c'} = 4700 \cdot \sqrt{33} = 26999,444 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_g = 1/12.0,5.0,5^3 = 5,20833.10^{-3} \text{ m}^4 = 5,20833.10^9 \text{ mm}^4.$$

$$EI = \frac{0,4.E_c.I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0,4.26999,444.5,20833.10^9}{1 + 0,33}$$

$$= 42292,335.10^9 \text{ Nmm}^2$$

$$= 42292,335.10^6 \text{ kN-mm}^2.$$

$$P_{c2} = \frac{\pi^2.EI}{(k.\lambda_{n,k})^2} = \frac{\pi^2.42292,335.10^6}{(1,3956.3,3.10^3)^2} = 19679,389 \text{ kN}.$$

$$\Sigma P_u = P_{u1} + P_{u2} = 13 - 475 = -462 \text{ kN (tekan)}.$$

$$\Sigma P_c = P_{c1} + P_{c2} = 5675,106 + 19679,389 = 25354,495 \text{ kN}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{0,75.\Sigma P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{462}{0,75.25354,495}} = 1,025.$$

Pada Kolom K2, momen yang besar adalah momen pada ujung atas.

Jadi kolom K2 direncanakan dengan beban $P_{u,K2,atas} = 475 \text{ kN}$ dan

$$M_c = M_{2b} + \delta_s . M_{u,K2,atas}$$

$$\text{Momen } M_c = M_{2b} + \delta_s . M_{u,K2,atas} = 0 + 1,025.366,4 = 375,56 \text{ kNm}.$$

Hitungan tulangan longitudinal dilaksanakan dengan cara analisis :

$$d_s = 40 + 10 + 29/2 = 64,5 \text{ mm} \approx 65 \text{ mm}; d = 500 - 65 = 435 \text{ mm}.$$

$$f_c' = 33 \text{ MPa, jadi } \beta_1 = 0,85 - 0,05.(f_c' - 30)/7 = 0,8286.$$

$$\text{Persamaan (2.7a): } a_b = \frac{600.\beta_1.d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600.0,8286.435}{600 + 390} = 218,449 \text{ mm}.$$

$$\text{Persamaan (2.8): } a_c = \frac{P_u}{\phi.0,85.f_c'.b}$$

$$= \frac{475.10^3}{0,714.0,85.33.500} = 47,434 \text{ mm}.$$

$a_c < a_b$, maka penampang kolom berada pada kondisi tulangan tarik menentukan.

$$\text{Nilai } \phi : 0,10.f_c'.b.h = 0,10.33.500.500 = 825000 \text{ N}.$$

$$\phi.P_{n,b} = \phi.0,85.f_c'.a_b.b$$

$$= 0,65.0,85.33.218,449.500$$

$$= 1941298,374 \text{ N}$$

Dipilih yang kecil, jadi $P_{u\phi} = 825000 \text{ N} = 825 \text{ kN}$.

$$P_{u,K2} = 475 \text{ kN} < P_{u\phi}, \text{ maka nilai}$$

$$\phi = 0,80 - \frac{0,15.P_u}{.P_{u\phi}} = 0,80 - \frac{0,15.475}{825} = 0,714.$$

$$\text{Persamaan (2.33): } a_{t1} = \frac{600.\beta_1.d_s'}{600 - f_y}$$

$$= \frac{600.0,8286.65}{600 - 390} = 153,883 \text{ mm} > a_c.$$

$$\text{Persamaan (2.44): } a_{t2} = \beta_1.d_s$$

$$= 0,8286.65 = 53,859 \text{ mm} > a_c.$$

Karena $a_c < a_{t2}$, maka penampang kolom berada pada kondisi tulangan tarik menentukan tanpa tulangan tekan (Kondisi VI pada Gambar 2.16, sub bab 2.5.5. Proses hitungan dilaksanakan seperti hitungan balok.

$$K = M_c / (\phi . b . d^2)$$

$$= 375,56.10^6 / (0,80.500.435^2) = 4,9618 \text{ MPa}.$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,8286 \cdot 33 \cdot (600 + 390 - 225 \cdot 0,8286)}{(600 + 390)^2} = 8,5751 \text{ MPa.}$$

Karena $K < K_{maks}$ maka dihitung sebagai tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 4,9618}{0,85 \cdot 33}} \right) \cdot 435 = 85,314 \text{ mm.}$$

$$A_s = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y = 0,85 \cdot 33 \cdot 85,314 \cdot 500 / 390 = 3068,023 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' > 31,36 \text{ MPa, maka } A_s = (\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d) / (4 \cdot f_y)$$

$$= \sqrt{33} \cdot 500 \cdot 435 / (4 \cdot 390) = 800,925 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi $A_{s,u} = A_{s,u}' = 3068,023 \text{ mm}^2$.

Jumlah tulangan $n = 3068,023 / (1/4 \cdot \pi \cdot 25^2) = 4,644 \rightarrow$ dipakai 5 batang.

Dipakai $A_s = A_s' = 5D29 = 3302,599 \text{ mm}^2 > A_{s,u}$ (Okey) $\rightarrow A_{st} = A_s + A_s'$

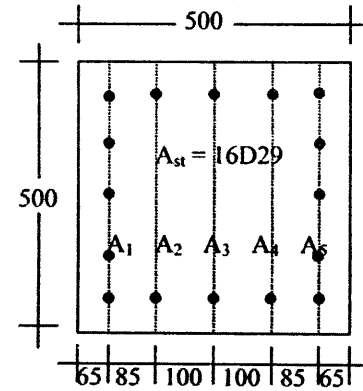
Jadi digunakan tulangan total pada arah lintang

$$A_{st,l} = 10D29 = 6605,198 \text{ mm}^2.$$

Dari soal diketahui tulangan arah bujur $A_{st,b} = 6D29$.

Jadi tulangan totalnya $A_{st} = (10+6)D29 = 16D29 = 10568,318 \text{ mm}^2$.

2). Pembuatan diagram interaksi kolom



$$A_1 = A_5 = 5D29 = 3302,599 \text{ mm}^2.$$

$$A_2 = A_3 = A_4 = 2D29 = 1321,040$$

$$A_{st} = 16D29 = 10568,318 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' = 33 \text{ MPa} = 0,033 \text{ kN/mm}^2.$$

$$f_y = 390 \text{ MPa} = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 200 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 0,39 / 200 = 1,95 \cdot 10^{-3}.$$

(a). Tinjauan beban sentris

$$P_0 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

$$= 0,85 \cdot 0,033 \cdot (500 \cdot 500 - 10568,318) + 10568,318 \cdot 0,39$$

$$= 10837,703 \text{ kN.}$$

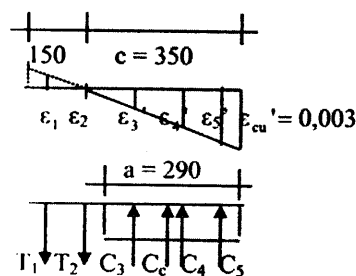
$$P_{n,max} = 0,8 \cdot P_0$$

$$= 0,8 \cdot 10837,703 = 8670,162 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot P_0 = 0,65 \cdot 10837,703 = 7044,507 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,65 \cdot 8670,162 = 5635,605 \text{ kN.}$$

(b). Tinjauan beton tekan menentukan (terjadi jika $c > c_b$)



$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot (500 - 65)}{600 + 390} = 264 \text{ mm.}$$

Diambil $c = 350 \text{ mm} (> c_b)$.

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,8286 \cdot 350 = 290 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_1 = (150 - 65) \cdot 0,003 / 350 = 7,286 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y.$$

$$f_1 = \epsilon_1 \cdot E_s = 7,286 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,146 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_2' &= \frac{150-150}{350} \cdot 0,003 = 0 \quad \rightarrow \quad f_2' = 0. \\ \varepsilon_3' &= \frac{350-250}{350} \cdot 0,003 = 8,571 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_3' = 8,571 \cdot 10^{-4} \cdot 200 \\ &= 0,171 \text{ kN/mm}^2. \\ \varepsilon_4' &= \frac{350-150}{350} \cdot 0,003 = 1,714 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_4' = 1,714 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \\ &= 0,343 \text{ kN/mm}^2. \\ \varepsilon_5' &= \frac{350-65}{350} \cdot 0,003 = 2,443 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_5' = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2. \end{aligned}$$

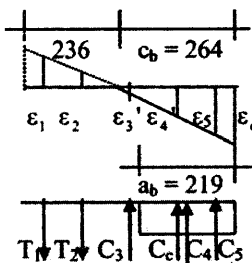
Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -3302,599 \cdot 0,146 = -482,18$	-0,185	89,203
$-T_2 = -1321,04 \cdot 0 = 0,00$	-0,100	0,000
$C_3 = 1321,04 \cdot 0,171 = 225,90$	0,000	0,000
$C_c = 0,85 \cdot 0,033 \cdot 290 \cdot 500 = 4067,25$	0,105	427,061
$C_4 = 1321,04 \cdot 0,343 = 453,12$	0,100	45,312
$C_5 = 3302,599 \cdot 0,39 = 1288,01$	0,185	238,282
Jumlah $P_n = 5552,10$	$M_n =$	799,858

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 5552,10 = 3608,865 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 799,858 = 519,908 \text{ kN-m.}$$

(c). Tinjauan pada keadaan seimbang (terjadi pada nilai $c_b = 264 \text{ mm}$)

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0,8286 \cdot 264 = 219 \text{ mm.}$$



$$\varepsilon_1 = \frac{236-65}{264} \cdot 0,003 = 1,95 \cdot 10^{-3} = \varepsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_2 = \frac{236-150}{264} \cdot 0,003 = 9,773 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_y$$

$$f_2 = 9,773 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,1955 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_3' = \frac{264-250}{264} \cdot 0,003 = 1,591 \cdot 10^{-4} < \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_3' = 1,591 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,032 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_4' = \frac{264-150}{264} \cdot 0,003 = 1,2955 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_4' = 1,2955 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0,259 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_5' = \frac{264-65}{264} \cdot 0,003 = 2,261 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y \quad \rightarrow \quad f_5' = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

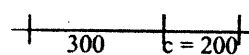
Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -3302,599 \cdot 0,39 = -1288,01$	-0,185	238,282
$-T_2 = -1321,04 \cdot 0,1955 = -258,26$	-0,100	25,826
$C_3 = 1321,04 \cdot 0,032 = 42,27$	0,000	0,000
$C_c = 0,85 \cdot 0,033 \cdot 219 \cdot 500 = 3071,48$	0,1405	431,543
$C_4 = 1321,04 \cdot 0,259 = 342,15$	0,100	34,215
$C_5 = 3302,599 \cdot 0,39 = 1288,01$	0,185	238,282
Jumlah $P_n = 3197,64$	$M_n =$	968,148

$$\phi \cdot P_{n,b} = 0,65 \cdot 3197,64 = 2078,466 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_{n,b} = 0,65 \cdot 968,148 = 629,296 \text{ kN-m.}$$

(d). Keadaan tulangan tarik menentukan (terjadi pada $c < c_b$)

$$\text{Diambil } c = 200 \text{ mm, sehingga } a = \beta_1 \cdot c = 0,8286 \cdot 200 = 166 \text{ mm.}$$



$$\varepsilon_1 = \frac{300-65}{200} \cdot 0,003 = 3,525 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y$$

$$f_1 = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\varepsilon_2 = \frac{300-150}{200} \cdot 0,003 = 2,25 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_y$$

$$f_2 = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_3 = \frac{300 - 250}{200} \cdot 0,003 = 7,5 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y \rightarrow f_3' = 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,15 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_4' = \frac{200 - 150}{200} \cdot 0,003 = 7,5 \cdot 10^{-4} < \epsilon_y \rightarrow f_4' = 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot 200 = 0,15 \text{ kN/mm}^2.$$

$$\epsilon_5' = \frac{200 - 65}{200} \cdot 0,003 = 2,025 \cdot 10^{-3} > \epsilon_y \rightarrow f_5' = f_y = 0,39 \text{ kN/mm}^2.$$

Gaya (kN)	Lengan ke pusat (m)	Momen (kN-m)
$-T_1 = -3302,599 \cdot 0,39 = -1288,01$	-0,185	238,282
$-T_2 = -1321,04 \cdot 0,39 = -515,21$	-0,100	51,521
$-T_3 = -1321,04 \cdot 0,15 = -198,16$	0,000	0,000
$C_c = 0,85 \cdot 0,033 \cdot 166 \cdot 500 = 2328,15$	0,167	388,801
$C_4 = 1321,04 \cdot 0,15 = 198,16$	0,100	19,816
$C_5 = 3302,599 \cdot 0,39 = 1288,01$	0,185	238,282
Jumlah $P_n = 1812,94$	$M_n =$	936,702

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 1812,94 = 1178,411 \text{ kN, dan}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 936,702 = 608,856 \text{ kN-m (titik A).}$$

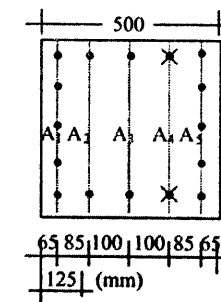
Batas struktur boleh dianggap hanya menahan momen lentur, pada :

$$P_{u\phi} = 0,10 \cdot f_c' \cdot b \cdot h = 0,10 \cdot 0,033 \cdot 500 \cdot 500 = 825 \text{ kN.}$$

$$P_{u\phi} = \phi \cdot P_{n,b} = 2078,466 \text{ kN}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $P_{u\phi} = 825 \text{ kN.}$

(e). Tinjauan keadaan beban $P_n = 0$



Pada keadaan ini dihitung seperti balok.

$$\text{Tulangan tarik} = A_1 + A_2 + A_3 = 9D29 = 5944,679 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Tulangan tekan} = A_5 = 5D29 = 3302,599 \text{ mm}^2.$$

(A_4 diabaikan, dianggap dekat dengan garis netral).

$$d_s = (5D \cdot 65 + 2D \cdot 150 + 2D \cdot 250) / 9D = 125 \text{ mm;}$$

$$d_s' = 65 \text{ mm.}$$

$$a = (A_s - A_s') \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$= (5944,679 - 3302,599) \cdot 390 / (0,85 \cdot 33 \cdot 500)$$

$$= 73,470 \text{ mm.}$$

$$a_{\text{min,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,8286 \cdot 65}{600 - 390} = 153,883 \text{ mm.}$$

Karena $a < a_{\text{min,leleh}}$ maka tulangan tekan belum leleh.

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{600 \cdot 3302,599 - 5944,679 \cdot 390}{1,7 \cdot 33 \cdot 500} = -12,0095$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,8286 \cdot 3302,599 \cdot 65}{0,85 \cdot 33 \cdot 500} = 7609,612$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p$$

$$= \sqrt{12,0095^2 + 7609,612} + 12,0095 = 100,065 \text{ mm.}$$

$$f_s' = 600 \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right)$$

$$= 600 \left(\frac{100,065 - 0,8286 \cdot 65}{100,065} \right) = 277,056 \text{ MPa.}$$

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d-a/2)$$

$$= 0,85 \cdot 33 \cdot 100 \cdot 0,65 \cdot 500 (375 - 100,065/2)$$

$$= 456063167,3 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d_s')$$

$$= 3302,599 \cdot 277,056 (375 - 65)$$

$$= 283651509,3 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns}$$

$$= 739714676,6 \text{ Nmm}$$

$$= 739,715 \text{ kN-m.}$$

Nilai kuat rencana:

$$\phi = 0,65 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,65 \cdot 739,715 = 480,815 \text{ kN-m (titik B)}$$

$$\phi = 0,80 \longrightarrow \phi \cdot M_n = 0,80 \cdot 739,715 = 591,772 \text{ kN-m (titik C)}$$

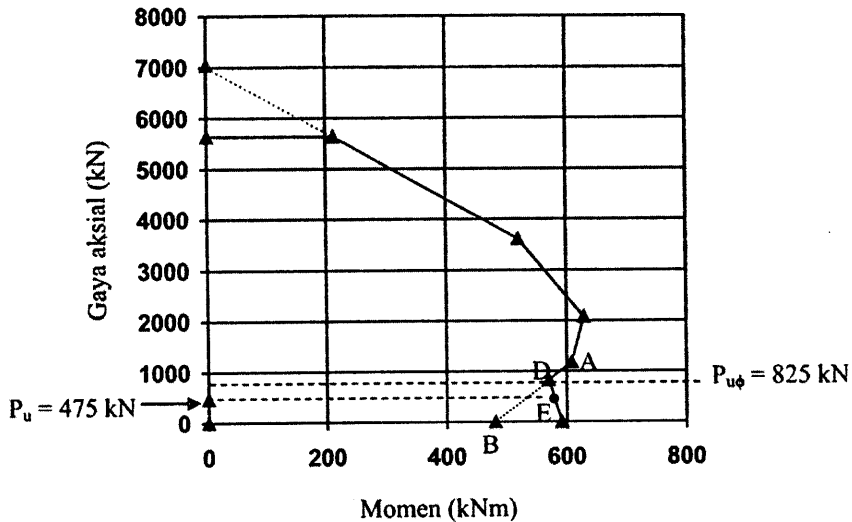


Diagram interaksi kolom kuat rencana

3). Momen maksimal yang dapat ditahan kolom jika $P_u = 475 \text{ kN}$

Dari gambar diagram interaksi kuat rencana dapat diketahui bahwa garis horizontal melalui $P_{u\phi}$ memotong garis AB di titik D, jadi $P_D = P_{u\phi} = 825 \text{ kN}$. Besar momen M_D dihitung dengan interpolasi linier berikut:

$$M_D = M_B + (M_A - M_B) \cdot (P_D - P_B) / (P_A - P_B)$$

$$= 480,815 + (608,856 - 480,815) \cdot (825 - 0) / (1178,411 - 0)$$

$$= 570,456 \text{ kNm.}$$

Selanjutnya garis horizontal dari $P_u = 475 \text{ kN}$ memotong garis DC di titik E. Besar momen M_E dihitung berikut:

$$M_E = M_D + (M_C - M_D) \cdot (P_D - P_E) / (P_D - P_C)$$

$$= 570,456 + (591,772 - 570,456) \cdot (825 - 475) / (825 - 0)$$

$$= 579,499 \text{ kNm.}$$

Jadi dengan $P_u = 475 \text{ kN}$, besar momen maksimal yang dapat ditahan oleh kolom adalah $M_r = M_E = 579,499 \text{ kNm}$ (lebih besar dari $M_c = 375,56 \text{ kNm}$) \longrightarrow aman !

4). Hitungan tulangan geser/begel kolom K2

Hasil hitungan gaya geser terfaktor pada kolom K2, $V_u = 157,8 \text{ kN}$.

$$V_c = \left(1 + \frac{N_{u,k}}{14 \cdot A_g}\right) \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d$$

$$= \left(1 + \frac{475 \cdot 10^3}{14 \cdot 500 \cdot 500}\right) \frac{\sqrt{33}}{6} \cdot 500 \cdot 435$$

$$= 236501,59 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi \cdot V_c}{\phi}$$

$$= \frac{157,8 \cdot 10^3 - 0,75 \cdot 236501,59}{0,75}$$

$$= -26101,59 \text{ N}$$

Karena $V_s < 0$ maka dipakai begel minimal dengan luas per meter panjang seperti berikut:

$$A_v = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y}$$

$$= \frac{500 \cdot 1000}{3 \cdot 390}$$

$$= 427,35 \text{ mm}^2.$$

$$A_v = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y}$$

$$= \frac{75 \cdot \sqrt{33} \cdot 500 \cdot 1000}{1200 \cdot 390} = 460,301 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi $A_{v,u} = 460,301 \text{ mm}^2$.

$$\text{Dihitung jarak begel: } s = \frac{\frac{n}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot S}{A_{v,u}}$$

$$= \frac{2/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{460,301}$$

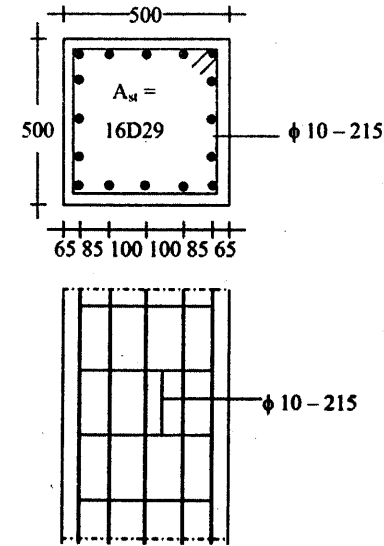
$$= 341,25 \text{ mm}.$$

$$s \leq (16 \cdot D = 16 \cdot 29 = 464 \text{ mm}) \quad s \leq (48 \cdot dp = 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}).$$

$$s \leq (d/2 = 435/2 = 217,5 \text{ mm}) \quad s \leq 600 \text{ mm}.$$

Dipilih jarak begel yang paling kecil, yaitu $s = 215 \text{ mm} < 217,5 \text{ mm}$.

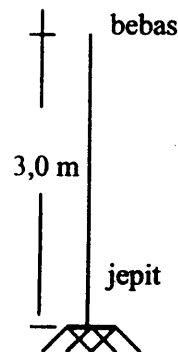
Jadi digunakan begel kolom $\phi 10 - 215$.



Gambar penulangan kolom K2

3.7 Soal Latihan

Soal 3.1 :



Kolom 400/400 dapat bergoyang, ujung bawah jepit dan ujung atas bebas, panjang bersih kolom = 3 m, seperti gambar di samping.

Mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$, mutu baja $f_y = 300 \text{ MPa}$.

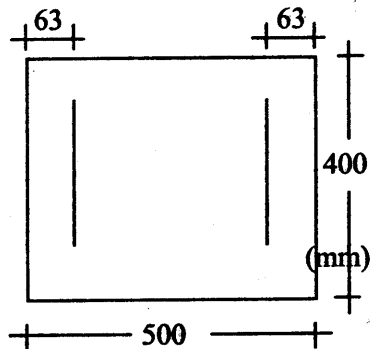
Beban yang bekerja pada kolom, yaitu $M_u = 150 \text{ kNm}$, $P_u = 625 \text{ kN}$, dan $V_u = 110 \text{ kN}$. Tersedia tulangan D22 dan $\phi 10$.

- Tentukan apakah kolom tersebut termasuk jenis kolom panjang atau kolom pendek.
- Hitung jumlah tulangan longitudinal kolom jika $P_c = 4650 \text{ kN}$, dengan menggunakan grafik Suprayogi (1991).

- c). Hitung pula tulangan geser (begel) yang digunakan pada kolom.
 d). Dari hasil hitungan di atas, gambarkan penulangan kolom.

Soal 3.2 : Ulangi hitungan tulangan longitudinal kolom pada Soal 3.1 dengan menggunakan cara analisis, kemudian bandingkan kedua hasil tersebut.

Soal 3.3 :



Empat buah kolom panjang pada satu lantai (K1, K2, K3 dan K4) berukuran 400/500 seperti gambar di samping, dibuat dari beton bertulang dengan $f'_c = 35$ MPa dan $f_y = 350$ MPa. Kolom K1 bekerja beban $P_{u1} = 2870$ kN dengan $M_{u1} = 220$ kNm, sedangkan Kolom K2 bekerja beban $P_{u2} = 1050$ kN dengan $M_{u2} = 400$ kNm.

Jumlah gaya aksial keempat kolom, $\sum P_u = 7280$ kN, dan $\sum P_c = 67500$ kN. Hasil hitungan untuk pembuatan diagram interaksi kolom tanpa satuan dengan rasio tulangan 1%, 2% dan 3% diperoleh data pada tabel berikut:

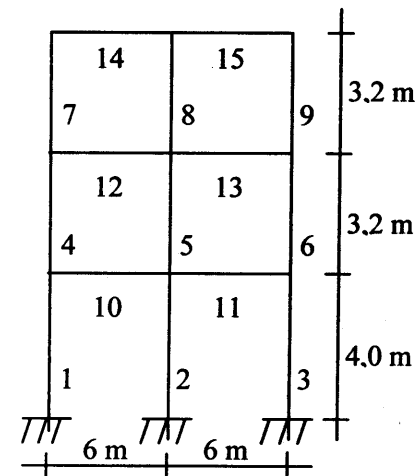
Jenis tinjauan	Nilai $\rho = 1\%$		Nilai $\rho = 2\%$		Nilai $\rho = 3\%$	
	Q	R	Q	R	Q	R
1. Beban sentris, Q_0 Q_{maks}	0,6120 0,4896	- -	0,6715 0,5372	- -	0,7309 0,5847	- -
2. Beton tekan menentukan, nilai $c = 350$ mm	0,3336	0,0850	0,3523	0,1024	0,3709	0,1197
3. Kondisi <i>balance</i> $c_b = 276$ mm	0,2486	0,0927	0,2486	0,1170	0,2486	0,1413
4. Tulangan tarik menentukan, $c = 200$ mm Nilai Q_0	0,1801 0,1000	0,0850 -	0,1801 0,1000	0,1093 -	0,1801 0,1000	0,1336 -
5. Beban $P_u = 0$; $\phi = 0,65$ $\phi = 0,80$	- -	0,0381 0,0469	- -	0,0529 0,0651	- -	0,0773 0,0952

- Soal : a). Tentukan nilai δ_s (faktor pembesar momen).
 b). Gambarkan diagram interaksi kolom tanpa satuan sesuai tabel di atas.
 c). Hitung dan gambarkan letak tulangan longitudinal pada kolom K1 dengan memakai diagram interaksi pada Soal b.
 d). Apakah dimensi Kolom K2 cukup? Tentukan dimensi kolom K2 (dengan $h = 600$ mm), kemudian hitung dan gambarkan tulangan longitudinalnya!
 e). Tentukan pula dimensi kolom K2 jika berbentuk bujur sangkar, hitung dan gambarkan tulangan longitudinalnya.

Soal 3.4 :

Ulangi hitungan tulangan longitudinal kolom K2 dengan cara analisis pada Soal 3.3 di atas, baik untuk kolom persegi panjang maupun kolom bujur sangkar.

Soal 3.5 :



Portal dengan nomor batang dan ukuran (asas) pada gambar di samping, direncanakan dengan mutu beton $f'_c = 32$ MPa, baja $f_y = 320$ MPa, tulangan D25 dan $\phi 10$. Dimensi balok portal 300/500, kolom 450/450. Portal diperhitungkan dengan arah gempa positif (ke kanan), dengan $U = 1,2.D + L + E^{(+)}$. Hasil hitungan gaya dalam diperoleh nilai seperti pada tabel berikut:

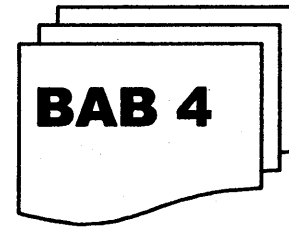
Jenis gaya Dalam		Kolom 1		Kolom 2		Kolom 3	
		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
Momen Lentur (kNm)	D	-41,20	20,10	0,00	0,00	41,20	-20,10
	L	-10,20	5,70	0,00	0,00	10,20	-5,70
	E ⁺	76,30	-150,10	115,20	-210,30	76,30	-150,10
Gaya Aksial (kN)	D	361,20	381,40	620,20	640,40	361,20	381,40
	L	52,80	52,80	90,30	90,30	52,80	52,80
	E ⁺	-82,00	-82,00	0,00	0,00	82,00	82,00
Gaya Geser (kN)	D	-21,50	-21,50	0,00	0,00	21,50	21,50
	L	-4,20	-4,20	0,00	0,00	4,20	4,20
	E ⁺	64,75	64,75	81,20	81,20	64,75	64,75

- Soal : (a). Tentukan Kolom 3 termasuk kolom panjang atau pendek !
 (b). Jika diketahui beban kritis $P_{c1} = 1328,435$ kN dan $P_{c2} = 4175,523$ kN, hitunglah berapa besar beban P_{c3} serta faktor pembesaran momen δ_s !
 (c). Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal serta begel Kolom 3 tersebut (hitungannya tulangan longitudinal kolom digunakan cara analisis).

Soal 3.6 :

Ulangi hitungan pada Soal 3.5, jika diperhitungkan terhadap beban berikut:

- Beban mati saja, dengan beban terfaktor $U = 1,4.D$.
- Beban mati dan beban hidup, dengan beban terfaktor $U = 1,2.D + 1,6.L$.
- Bandingkan/buatlah kesimpulan antara hasil hitungan pada Soal 3.4 dan Soal 3.5.



FONDASI

4.1 Pengenalan Fondasi

4.1.1 Pengertian fondasi

Secara garis besar, struktur bangunan dibagi menjadi 2 bagian utama, yaitu struktur bangunan di dalam tanah dan struktur bangunan di atas tanah. Struktur bangunan di dalam tanah sering disebut struktur bawah, sedangkan struktur bangunan di atas tanah sering disebut struktur atas. Struktur bawah dari suatu bangunan lazim disebut fondasi, yang bertugas untuk memikul bangunan di atasnya. Seluruh muatan (beban) dari bangunan, termasuk beban-beban yang bekerja pada bangunan dan berat fondasi sendiri, harus dipindahkan atau diteruskan oleh fondasi ke tanah dasar dengan sebaik-baiknya.

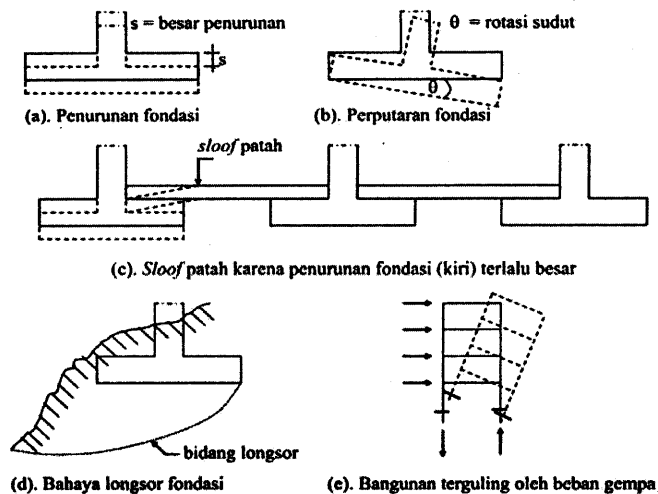
Karena fondasi harus memikul bangunan beserta beban-beban yang bekerja pada bangunan, maka dalam perencanaan fondasi harus diperhitungkan dengan cermat terhadap 2 macam beban, yaitu beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi merupakan beban vertikal dengan arah dari atas ke bawah, dan berasal dari dalam struktur bangunan, baik berupa beban mati (berat sendiri bangunan) maupun beban hidup (orang dan peralatan di dalam bangunan). Sedangkan beban lateral merupakan beban horizontal dengan arah dari kiri ke kanan atau dari kanan ke kiri dan berasal dari luar struktur bangunan, baik berupa beban yang diakibatkan oleh angin maupun beban yang diakibatkan oleh gempa.

Dari uraian di atas dapatlah dipahami, bahwa fondasi merupakan bagian yang paling penting dari struktur bangunan, karena jika terjadi kegagalan/kerusakan pada fondasi, maka dapat berakibat pada kerusakan bangunan di atasnya, atau bahkan robohnya struktur bangunan secara keseluruhan.

4.1.2 Persyaratan fondasi

Struktur fondasi dari suatu bangunan harus direncanakan sedemikian rupa sehingga proses pemindahan beban bangunan ke tanah dasar dapat berlangsung dengan baik dan aman. Untuk keperluan tersebut, pada perencanaan fondasi harus mempertimbangkan beberapa persyaratan berikut (lihat Gambar 4.1):

- 1). Fondasi harus cukup kuat untuk mencegah penurunan (*settlement*) dan perputaran (rotasi) yang berlebihan (lihat Gambar 4.1(a) dan Gambar 4.1(b)).
- 2). Tidak terjadi penurunan setempat yang terlalu besar bila dibandingkan dengan penurunan fondasi di dekatnya (lihat Gambar 4.1(c)).
- 3). Cukup aman terhadap bahaya longsor (lihat Gambar 4.1(d)).
- 4). Cukup aman terhadap bahaya guling (lihat Gambar 4.1(e)).



Gambar 4.1 Pertimbangan Keamanan Fondasi

4.1.3 Daya dukung tanah

Jenis dan besar-kecilnya ukuran fondasi sangat ditentukan oleh kekuatan/daya dukung tanah di bawah fondasi tersebut. Sebagai contoh untuk jenis fondasi telapak tunggal, semakin kuat daya dukung tanah, semakin kecil ukuran fondasi yang akan direncanakan. Sebaliknya, semakin lemah daya dukung tanah, semakin besar ukuran fondasi yang akan direncanakan. Untuk tanah dengan daya dukung yang lemah ini, sebaiknya digunakan jenis fondasi lain, misalnya fondasi sumuran atau bahkan digunakan tiang pancang.

Kekuatan/daya dukung tanah pada umumnya dapat diketahui melalui berbagai usaha berikut:

- 1). Peraturan bangunan setempat yang dikeluarkan oleh lembaga terkait.
- 2). Pengalaman tentang pembuatan fondasi yang sudah ada, atau keterangan yang berkaitan dengan fondasi di sekitarnya.
- 3). Hasil pemeriksaan/pengujian tanah, baik pengujian di laboratorium maupun pengujian di lapangan.

Penentuan kekuatan/daya dukung tanah yang tepat dan pasti, merupakan permasalahan yang tidak mudah. Sebagai contoh, misalnya dijumpai lapisan tanah keras pada kedalaman 4 m di bawah permukaan tanah. Setelah diteliti lebih seksama, ternyata lapisan tanah keras tersebut hanya setebal 10 cm, dan di bawahnya dijumpai lapisan tanah yang sangat lunak.

Kesulitan dalam menentukan daya dukung tanah secara tepat ini disebabkan oleh beberapa kemungkinan, misalnya:

- 1). Jenis lapisan tanah di bawah permukaan tanah memiliki variasi yang sangat banyak. Variasi jenis lapisan tanah ini bergantung pada sumber geologi tanah, cara perpindahan tanah, dan mekanisme sedimentasi.
- 2). Sifat fisik tanah setelah dibebani sering di luar perkiraan semula, dan memerlukan biaya mahal jika harus diadakan uji coba.
- 3). Adanya penurunan tanah akibat konsolidasi butir-butir tanah yang ditimbulkan oleh getaran (gempa bumi, lalu lintas, alat pematik dan sebagainya).

Sebagai langkah praktis untuk keperluan perencanaan fondasi, pada umumnya jenis tanah berikut dapat dipakai sebagai perkiraan daya dukung tanah, yaitu:

- 1). Jenis tanah cadas/batuan: daya dukungnya baik sekali.
- 2). Jenis tanah kerikil/batu: daya dukungnya baik.
- 3). Jenis tanah pasir/*silt*: daya dukungnya meragukan (hati-hati).

Pada tanah pasir, jika dalam kondisi jenuh air dan menerima getaran (misalnya oleh gempa), maka butir-butirnya saling memisahkan diri/ saling lepas sehingga daya dukungnya nol (kecil sekali). Peristiwa ini disebut *liquefaction* yang sangat berbahaya bagi bangunan.

- 4). Jenis tanah liat: daya dukungnya sangat meragukan (sangat hati-hati).
Sifat tanah liat, yaitu pada keadaan kering menjadi keras, tetapi pada keadaan basah menjadi lunak (daya dukungnya menurun). Di samping itu, jika terjadi getaran (oleh gempa atau kereta api yang lewat) pada tanah liat basah, maka sifat getaran tersebut dapat berubah menjadi getaran harmonis. Getaran harmonis ini sangat membahayakan bangunan (terutama gedung bertingkat), karena dapat memperbesar amplitudo (pergeseran horizontal) pada lantai tingkat.

4.1.4 Jenis fondasi

Berdasarkan letak kedalaman tanah kuat yang digunakan sebagai pendukung fondasi, maka fondasi digolongkan menjadi 3 jenis, yaitu: fondasi dangkal, fondasi sedang, dan fondasi dalam.

a). **Fondasi dangkal.** Kedalaman tanah kuat untuk fondasi dangkal diperkirakan sampai mencapai 3,00 m di bawah permukaan tanah. Yang termasuk golongan fondasi dangkal, yaitu (lihat Gambar 4.2):

- 1). Fondasi *Staal* atau Fondasi Lajur

Fondasi *Staal* dibuat dari pasangan bata atau pasangan batu kali, dengan kedalaman tanah kuat sampai 1,50 m di bawah permukaan tanah. Jika kedalaman tanah kuat sampai 2,00 m, dapat pula digunakan Fondasi *Staal* yang diletakkan di atas timbunan pasir yang dipadatkan secara berlapis setiap ± 20 cm. Bentuk fondasi *Staal* dapat dilihat pada Gambar 4.2(a) dan Gambar 4.2(b).

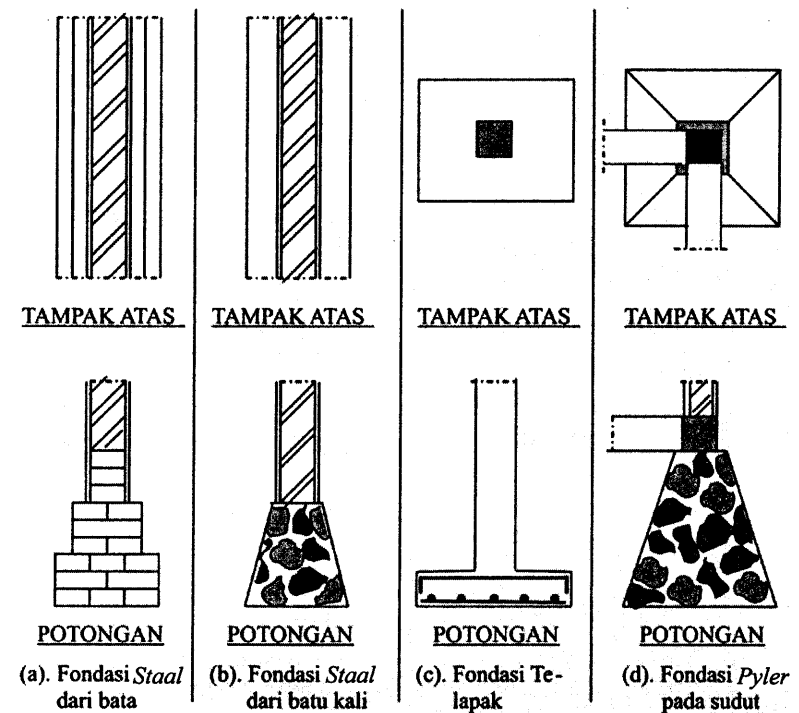
- 2). Fondasi Telapak (*Foot Plate*)

Fondasi Telapak dibuat dari beton bertulang, dengan kedalaman tanah kuat sampai mencapai 2,00 m di bawah permukaan tanah. Bentuk fondasi telapak dapat dilihat pada Gambar 4.2(c).

- 3). Fondasi *Pylor*

Fondasi *Pylor* dibuat dari pasangan batu kali, berbentuk piramida terpancung.

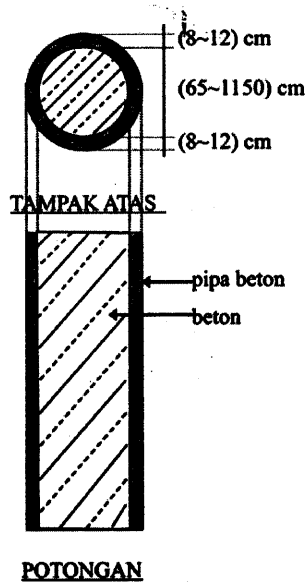
Fondasi ini biasanya dipasang pada sudut-sudut bangunan dan pada pertemuan tembok-tembok dengan jarak $\pm 2,50$ sampai dengan 3,50 m, dengan kedalaman tanah kuat 2,50 m sampai dengan 3,00 m di bawah permukaan tanah. Di atas fondasi *Pylor* ini dipasang balok *sloof*. Bentuk fondasi *Pylor* dapat dilihat pada Gambar 4.2(d).



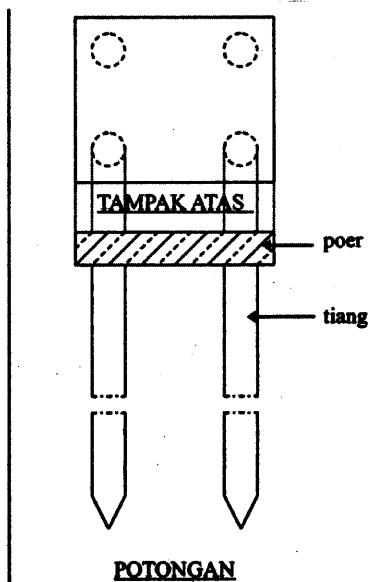
Gambar 4.2 Fondasi *Staal*, Telapak dan *Pylor*

b). **Fondasi sedang.** Kedalaman tanah kuat untuk fondasi sedang diperkirakan sampai mencapai 4,00 m di bawah permukaan tanah. Fondasi yang cocok pada kedalaman ini ialah Fondasi Sumuran (lihat Gambar 4.3). Fondasi Sumuran dibuat dari pipa beton biasa atau pipa beton bertulang dengan tebal dinding berkisar antara 8 cm sampai 12 cm dimasukkan ke dalam tanah, kemudian diisi dengan campuran adukan beton. Ukuran diameter pipa bagian dalam berkisar antara 65 cm sampai 150 cm, dan bergantung dari hasil hitungan. Fondasi Sumuran dipasang pada sudut-sudut bangunan seperti Fondasi *Pylor*.

c). **Fondasi dalam.** Kedalaman tanah kuat untuk fondasi dalam minimal mencapai 4,50 m di bawah permukaan tanah. Fondasi yang cocok pada kedalaman ini ialah Fondasi Tiang Pancang (lihat Gambar 4.4). Fondasi tiang pancang dibuat dari bahan kayu, besi profil, pipa baja maupun beton bertulang, yang dapat dipancang sampai kedalaman $\pm 60,00$ m di bawah permukaan tanah.



Gambar 4.3 Fondasi Sumuran



Gambar 4.4 Fondasi Tiang Pancang

4.2 Fondasi Telapak

4.2.1 Macam-macam fondasi telapak

Secara garis besar, fondasi telapak dapat dibedakan menjadi 5 macam, yaitu sebagai berikut:

1). Fondasi dinding

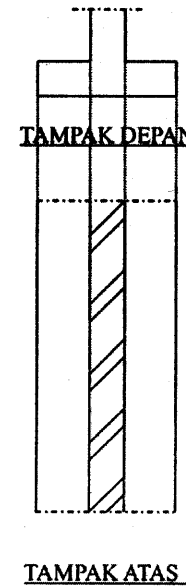
Fondasi dinding ini sering disebut fondasi lajur (lihat Gambar 4.5).

2). Fondasi telapak tunggal

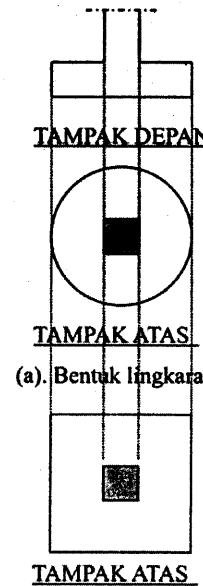
Fondasi telapak tunggal sering disebut dengan fondasi kolom tunggal, artinya setiap kolom mempunyai fondasi sendiri-sendiri. Fondasi telapak tunggal dapat berbentuk bujur sangkar, lingkaran, dan persegi panjang (lihat Gambar 4.6).

3). Fondasi gabungan

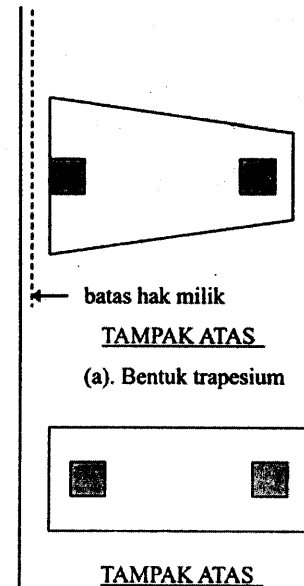
Jika letak kolom relatif dekat, fondasinya digabung menjadi satu. Bentuk fondasi berupa persegi panjang atau trapesium (Gambar 4.7(a) dan Gambar 4.7(b)).



Gambar 4.5 Fondasi Dinding



Gambar 4.6 Fondasi Telapak Tunggal



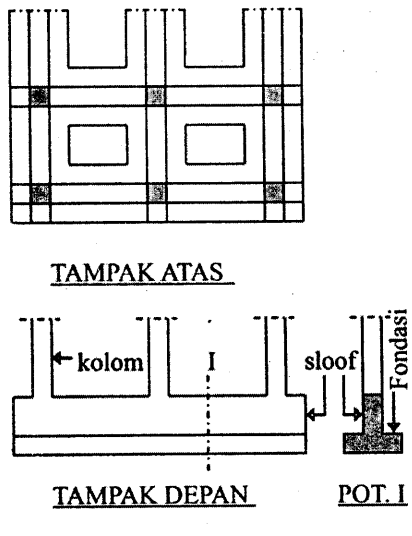
Gambar 4.7 Fondasi Gabungan

4). Fondasi telapak menerus

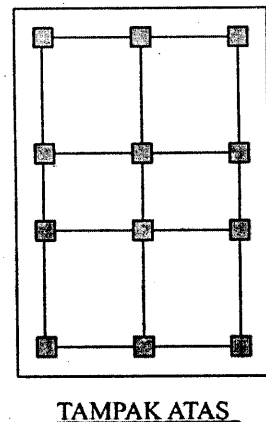
Jika letak kolom berdekatan dan daya dukung tanah relatif kecil, lebih baik dibuat fondasi telapak menerus. Agar kedudukan kolom lebih kokoh dan kuat, maka antara kolom satu dan lainnya dijepit oleh balok *sloof*. Balok *sloof* dicor bersamaan dengan fondasi (lihat Gambar 4.8).

5). Fondasi mat

Fondasi mat sering disebut fondasi pelat, dipasang di bawah seluruh bangunan, karena daya dukung tanahnya sangat kecil (lihat Gambar 4.9).



Gambar 4.8 Fondasi Telapak Menerus



Gambar 4.9 Fondasi Mat

4.2.2 Kerusakan fondasi

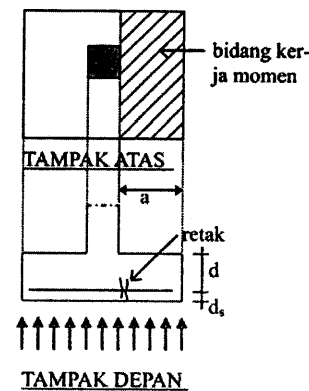
Kegagalan/kerusakan fondasi selalu diawali oleh terjadinya retak pada beton. Keadaan ini terjadi karena fondasi tidak mampu menahan beban yang berupa momen lentur dan/atau gaya geser. Ketidakmampuan fondasi dalam hal menahan momen lentur akan berakibat pada pelelehan baja tulangan, sehingga bersifat liat (*ductile*), sedangkan ketidakm-

puan fondasi dalam hal menahan beban geser akan berakibat pada hancurnya material beton, sehingga bersifat getas (*brittle*).

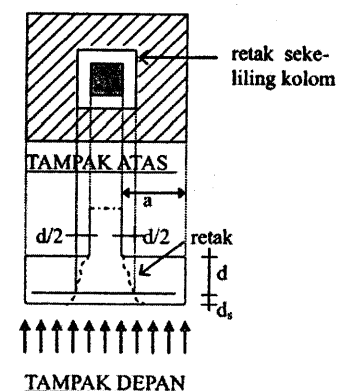
Berdasarkan pertimbangan di atas, suatu hal yang penting untuk diperhatikan pada perencanaan fondasi, yaitu retak yang diakibatkan oleh beban geser harus dihindari (tidak boleh terjadi), sebelum retak oleh momen lentur terbentuk. Hal ini dapat dilaksanakan dengan memberikan faktor reduksi kekuatan pada beban geser yang lebih kecil daripada faktor reduksi kekuatan pada momen lentur, yaitu faktor $\phi = 0,75$ pada geser nominal, dan $\phi = 0,80$ pada momen nominal.

a). Kerusakan akibat momen lentur. Beban yang bekerja pada fondasi berasal dari tekanan tanah di bawah fondasi. Jika tulangan tidak mampu menahan momen lentur yang bekerja pada fondasi, maka akan terjadi retak beton pada momen terbesar (umumnya di bagian tengah fondasi) dengan arah vertikal ke atas (lihat Gambar 4.10). Kerusakan oleh momen umumnya terjadi jika nilai a/d cukup besar.

b). Kerusakan akibat gaya geser 2 arah. Gaya geser 2 arah ini sering disebut gaya geser pons (*punching shear*), yang berakibat terjadi retak miring di sekeliling kolom dengan jarak $\pm d/2$ seperti tampak pada Gambar 4.11. Kerusakan oleh geser pons umumnya terjadi jika nilai a/d sedang.

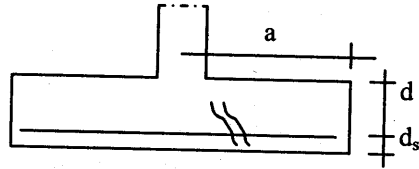


Gambar 4.10 Kerusakan Fondasi oleh Momen



Gambar 4.11 Kerusakan Fondasi oleh Geser Pons

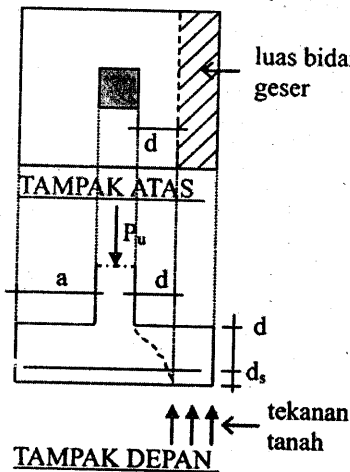
c). Kerusakan akibat momen setelah terjadi retak miring. Pada keadaan ini, mula-mula terjadi retak miring pada daerah beton tarik (pada bagian bawah).



Gambar 4.12 Kerusakan Fondasi oleh Momen Setelah Retak Miring

Keadaan ini dijumpai jika nilai a/d cukup kecil, tetapi mutu betonnya cukup baik/tinggi.

d). Kerusakan akibat gaya geser 1 arah. Pada keadaan ini, mula-mula terjadi retak miring pada daerah beton tarik, seperti keadaan c) di atas.



Gambar 4.13 Kerusakan Fondasi oleh Gaya Geser 1 Arah

Karena daerah beton tekan (bagian atas) cukup kuat (mutu beton cukup tinggi), maka retak miring tersebut tidak dapat menjalar ke bagian beton tekan, akhirnya tulangan fondasi menjadi leleh (lihat Gambar 4.12). Ke-

Akibat kombinasi beban vertikal, yaitu P_u kolom (ke bawah) dan gaya geser oleh tekanan tanah (ke atas), maka retak miring ini dapat menjalar ke atas, sehingga luas daerah beton tekan mengecil/berkurang. Karena luas daerah beton tekan mengecil, maka beton tidak mampu menahan beban geser dari tekanan tanah, akhirnya beton tekan tersebut akan runtuh. Kerusakan oleh geser 1 arah dijumpai jika nilai a/d cukup kecil, dan mutu betonnya kurang baik.

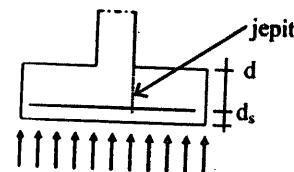
4.3 Perencanaan Fondasi Telapak

4.3.1 Cara perencanaan

Peraturan untuk perencanaan fondasi telapak tercantum pada Pasal 13.12 dan Pasal 17 SNI 03-2847-2002. Perencanaan fondasi harus mencakup segala aspek agar terjamin keamanannya sesuai dengan persyaratan yang berlaku, misalnya: penentuan dimensi telapak fondasi, tebal fondasi, dan jumlah/jarak tulangan yang harus dipasang pada fondasi.

Secara garis besar, perencanaan fondasi yang lengkap harus memuat 5 kriteria berikut:

- 1). Menentukan ukuran fondasi
Ukuran panjang dan lebar telapak fondasi harus ditetapkan sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi pada dasar fondasi tidak melampaui daya dukung tanah di bawahnya.
- 2). Mengontrol kuat geser 1 arah
Gaya geser 1 arah yang bekerja pada dasar fondasi dapat mengakibatkan retak fondasi pada jarak $\pm d$ dari muka kolom, dengan d adalah tebal efektif fondasi.
- 3). Mengontrol kuat geser 2 arah
Akibat gaya geser 2 arah (geser pons), maka fondasi akan retak di sekeliling kolom dengan jarak $\pm d/2$ dari muka kolom.
- 4). Menghitung tulangan fondasi



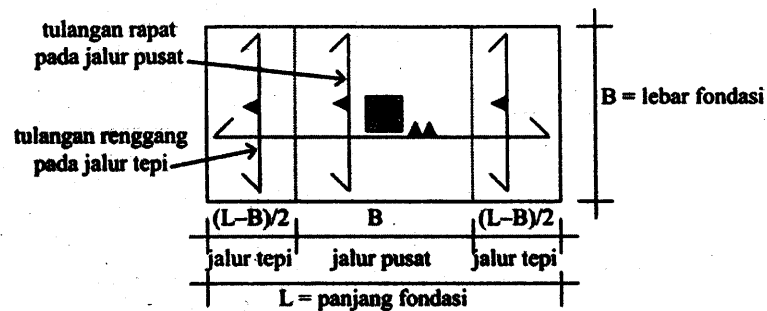
Gambar 4.14 Tekanan Tanah pada Pondasi

Beban yang bekerja pada fondasi berupa beban vertikal dengan arah ke atas yang disebabkan oleh tekanan tanah di bawah fondasi. Tulangan fondasi dihitung berdasarkan besar momen maksimal yang terjadi pada fondasi, dengan asumsi bahwa fondasi dianggap sebagai pelat yang dijepit oleh bagian tepi kolom (lihat Gambar 4.14).

Menurut Pasal 17.4.3 SNI 03-2847-2002, untuk fondasi berbentuk bujur sangkar, tulangan harus dipasang tersebar merata pada seluruh lebar fondasi telapak.

Jika fondasi berbentuk persegi panjang, pemasangan tulangan diatur berdasarkan Pasal 17.4.4 SNI 03-2847-2002 seperti berikut (lihat Gambar 4.15):

- a). Untuk tulangan sejajar sisi panjang (Pasal 17.4.4.1): tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar fondasi telapak.



Gambar 4.15 Pemasangan Tulangan pada Fondasi Persegi Panjang

- b). Untuk tulangan sejajar sisi pendek (Pasal 17.4.4.2): ditentukan jalur pusat (jalur bujur sangkar yang berpusat di sumbu kolom dengan sisi = lebar fondasi) dan jalur tepi (di luar jalur pusat), kemudian dipasang tulangan pada jalur pusat lebih rapat daripada jalur tepi, dengan luas tulangan:

$$A_{s,pusat} = (2 \cdot B \cdot A_{s,u}) / (L + B) \quad (4.1a)$$

$$A_{s,tepi} = A_{s,u} - A_{s,pusat} \quad (4.1b)$$

- 5). Mengontrol kuat dukung fondasi

Fondasi harus mampu mendukung semua beban yang bekerja pada bangunan di atasnya. Oleh karena itu disyaratkan bahwa beban aksial terfaktor pada kolom (P_u) tidak boleh melampaui kuat dukung dari fondasi ($\overline{P_u}$), yang dirumuskan:

$$P_u \leq \overline{P_u} \quad (4.2a)$$

$$\overline{P_u} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \text{ dengan } \phi = 0,7 \text{ (Pasal 12.17.1)} \quad (4.2b)$$

dengan:

$$P_u = \text{ gaya aksial terfaktor (pada kolom), N.}$$

$$\overline{P_u} = \text{ kuat dukung fondasi yang dibebani, N.}$$

$$f'_c = \text{ mutu beton yang disyaratkan, MPa.}$$

$$A_1 = \text{ luas daerah yang dibebani, mm}^2.$$

4.3.2 Langkah hitungan

- a). Menentukan ukuran fondasi.

Ukuran fondasi ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\sigma = \frac{P_{u,k}}{B \cdot L} + \frac{M_{u,x}}{1/6 \cdot B \cdot L^2} + \frac{M_{u,y}}{1/6 \cdot L \cdot B^2} + q \leq \overline{\sigma}_t \quad (4.3a)$$

$$q = (h_f \times \gamma_c) + (h_t \times \gamma_t) \quad (4.3b)$$

dengan:

σ = tegangan yang terjadi pada dasar fondasi, kPa atau kN/m².

$\overline{\sigma}_t$ = daya dukung tanah, kPa atau kN/m².

$P_{u,k}$ = beban aksial terfaktor pada kolom, kN.

B dan L = ukuran lebar dan panjang fondasi, m.

$M_{u,x}$ dan $M_{u,y}$ = momen terfaktor kolom searah sumbu X dan sumbu Y, kNm.

q = beban terbagi rata akibat berat sendiri fondasi ditambah berat tanah di atas fondasi, kN/m².

h_f = tebal fondasi ≥ 150 mm (Pasal 17.7 SNI 03-2847-2002).

h_t = tebal tanah di atas fondasi, m.

γ_c dan γ_t = berat per volume dari beton dan tanah, kN/m³.

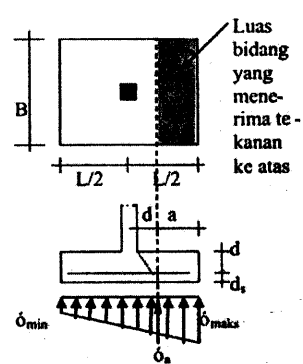
Setelah B dan L ditetapkan, kemudian dihitung nilai tegangan maksimal dan minimal yang terjadi pada tanah dasar dengan rumus berikut:

$$\sigma_{maks} = \frac{P_{u,k}}{B.L} + \frac{M_{u,x}}{1/6.B.L^2} + \frac{M_{u,y}}{1/6.L.B^2} + q \quad (4.3c)$$

$$\sigma_{min} = \frac{P_{u,k}}{B.L} - \frac{M_{u,x}}{1/6.B.L^2} - \frac{M_{u,y}}{1/6.L.B^2} + q \quad (4.3d)$$

b). Mengontrol kuat geser 1 arah.

Kuat geser 1 arah dikontrol dengan cara sebagai berikut:



- 1). Dihitung gaya geser (V_u) akibat tekanan tanah ke atas

$$V_u = a.B. \left(\frac{\sigma_{maks} + \sigma_a}{2} \right) \quad (4.4a)$$

$$\sigma_a = \sigma_{min} + \frac{(L-a).(\sigma_{maks} - \sigma_{min})}{L} \quad (4.4b)$$

- 2). Dihitung gaya geser yang dapat ditahan oleh beton (V_c) (Pasal 13.3.1.1)

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6}.B.d \quad (4.4c)$$

$$\text{dan } \sqrt{f_c'} \text{ harus } \leq 25/3 \text{ MPa (Pasal 13-1-2)} \quad (4.4d)$$

- 3). Dikontrol: V_u harus $\leq \phi.V_c$ dengan $\phi = 0,75$ (4.5)

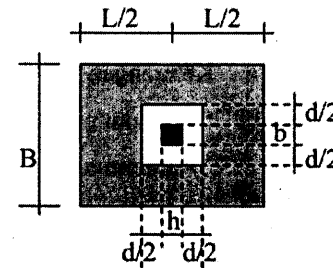
c). Mengontrol kuat geser 2 arah.

Kuat geser 2 arah (geser pons) dikontrol dengan cara sebagai berikut:

- 1). Dihitung gaya geser pons terfaktor (V_u)

$$V_u = \{B.L - (b+d).(h+d)\} \cdot \left(\frac{\sigma_{maks} + \sigma_{min}}{2} \right) \quad (4.6)$$

- 2). Dihitung gaya geser yang ditahan oleh beton (V_c) dengan memilih yang terkecil dari nilai V_c berikut (Pasal 13.12.2.1):



$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{6} \quad (4.7a)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{12} \quad (4.7b)$$

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d \quad (4.7c)$$

dengan :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom, daerah beban terpusat, atau daerah reaksi (lihat Gambar 4.16).

b_0 = keliling dari penampang kritis pada fondasi.

$$= 2 \cdot \{(b+d) + (h+d)\}, \text{ dalam mm.}$$

α_s = suatu konstanta yang digunakan untuk menghitung V_c , yang nilainya bergantung pada letak fondasi (lihat Gambar 4.17).

= 40 untuk fondasi kolom dalam.

= 30 untuk fondasi kolom tepi.

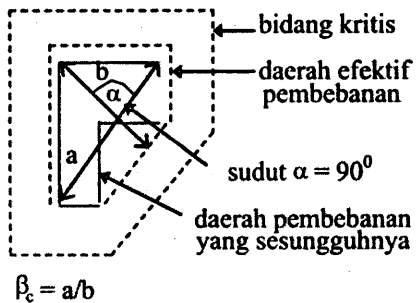
= 20 untuk fondasi kolom sudut.

- 3). Dikontrol: V_u harus $\leq \phi.V_c$ dengan $\phi = 0,75$ (4.5)/diulang

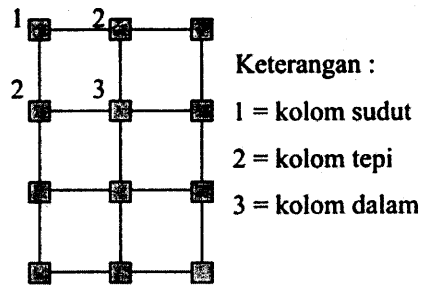
d). Menghitung tulangan fondasi.

Menurut Pasal 17.4.3 SNI 03-2847-2002, untuk fondasi telapak satu arah dan fondasi telapak bujur sangkar, tulangan harus tersebar merata pada seluruh lebar fondasi telapak. Untuk fondasi telapak persegi panjang (lihat Pasal 17.4.4 SNI 03-2847-2002), tulangan yang sejajar sisi panjang harus tersebar merata pada seluruh lebar fondasi, sedangkan tulangan yang sejajar sisi pendek dibagi menjadi 2 bagian, yaitu tulangan pada

jalur pusat (dipasang lebih rapat) dan tulangan pada jalur tepi (dipasang lebih renggang).



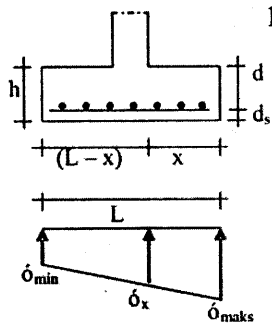
Gambar 4.16 Nilai β_c untuk Daerah Pembebanan yang Bukan Persegi



Gambar 4.17 Letak Kolom pada Denah Gedung

Dalam praktik di lapangan, biasanya fondasi dicor langsung di atas tanah, jadi selalu berhubungan dengan tanah. Menurut Pasal 9.7.1 SNI 03-2847-2002, selimut beton yang selalu berhubungan dengan tanah diambil minimal 75 mm.

Pada fondasi telapak bujur sangkar, cukup dihitung tulangan satu arah saja, dan untuk arah lainnya dibuat sama dengan arah pertama. Perhitungan tulangan sebaiknya dilaksanakan pada tulangan yang menempel di atas, yaitu dengan nilai $d_s = 75 + D + D/2$. Pada fondasi telapak persegi panjang, perhitungan tulangan dilaksanakan seperti berikut:



1). Hitungan tulangan sejajar sisi panjang, dilaksanakan dengan urutan:

a). Dihitung σ_x = tegangan tanah pada jarak x

$$\sigma_x = \sigma_{\min} + \frac{L-x}{L} \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \quad (4.8a)$$

b). Dihitung momen yang terjadi pada fondasi (M_u)

$$M_u = 1/2 \cdot \sigma_x \cdot x^2 + 1/3 \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_x) \cdot x^2 \quad (4.8b)$$

c). Dihitung faktor momen pikul K dan K_{\max}

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \text{ dengan } b = 1000 \text{ mm}, \phi = 0,8 \quad (4.9a)$$

$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2} \quad (4.9b)$$

$$\text{Syarat : } K \text{ harus } \leq K_{\max} \quad (4.9c)$$

d). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen (a)

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (4.10)$$

e). Dihitung $A_{s,u}$ dengan rumus :

$$A_{s,u} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} \text{ dengan } b = 1000 \text{ mm} \quad (4.11a)$$

$$\text{Jika } f_c' \leq 31,36 \text{ MPa maka } A_{s,u} \geq 1,4 \cdot b \cdot d / f_y \quad (4.11b)$$

$$\text{Jika } f_c' > 31,36 \text{ MPa maka } A_{s,u} \geq \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d / (4 \cdot f_y) \quad (4.11c)$$

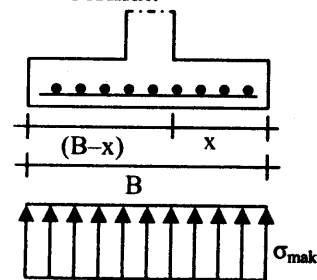
f). Dihitung jarak tulangan (s)

$$s = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S) / A_{s,u} \text{ dengan } S = 1000 \text{ mm} \quad (4.12a)$$

$$\text{Pasal 12.5.4: } s \leq 2 \cdot h \text{ dan } s \leq 450 \text{ mm} \quad (4.12b)$$

g). Digunakan tulangan $D_x - s$, luasnya $A_s = (1/4 \cdot \pi \cdot x^2 \cdot S) / s \quad (4.13)$

2). Hitungan tulangan sejajar sisi pendek, dilaksanakan dengan urutan berikut:



a). Diambil nilai tegangan tanah maksimal (σ_{\max}) dari Persamaan (4.3c).

b). Dihitung momen pada fondasi (M_u)
 $M_u = 1/2 \cdot \sigma_{\max} \cdot x^2 \quad (4.14)$

c). Dihitung nilai K, a, dan $A_{s,u}$ dengan Persamaan (4.9a) sampai dengan Persamaan (4.11c).

d). Untuk jalur pusat selebar B:

$$(1). \text{ Dihitung: } A_{s,\text{pusat}} = (2 \cdot B \cdot A_{s,u}) / (L + B) \quad (4.1a) / \text{diulang}$$

(2). Dihitung jarak tulangan (s)
 $s = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S) / A_{s, \text{pusat}}$ dengan $S = 1000$ mm (4.15)

Pasal 12.5.4: $s \leq 2 \cdot h$ dan $s \leq 450$ mm (4.12b)/diulang

(3). Digunakan tulangan $Dx - s$,
 luasnya $A_s = (1/4 \cdot \pi \cdot x^2 \cdot S) / s$ (4.13)/diulang

e). Untuk jalur tepi selebar $(L - B)/2$:

(1). Dihitung: $A_{s, \text{tepi}} = A_{s, u} - A_{s, \text{pusat}}$ (4.1b) /diulang

(2). Dihitung jarak tulangan (s')
 $s' = (1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S) / A_{s, \text{pusat}}$ dengan $S = 1000$ mm (4.16)
 s' harus memenuhi Persamaan (4.12b).

(3). Digunakan tulangan $Dx - s'$,
 luasnya $A_s = (1/4 \cdot \pi \cdot x^2 \cdot S) / s'$ (4.13)/diulang

Pada penulangan fondasi perlu dikontrol panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d atau λ_{dh}) dengan rumus berikut:

1). Panjang penyaluran tulangan tarik

Pasal 14.2.3 SNI 03-2847-2002 memberikan persamaan untuk panjang penyaluran tulangan tarik seperti berikut:

$$\lambda_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot (\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{10 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot \left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \quad (4.17a)$$

$$\alpha \cdot \beta \leq 1,7 ; (c + K_{tr})/d_b \leq 2,5 \text{ dan } \sqrt{f_c'} \leq 25/3 \cdot \text{MPa} \quad (4.17b)$$

dengan:

λ_d = panjang penyaluran, mm. λ_d harus ≥ 300 mm (4.17c)

d_b = diameter batang tulangan, mm.

α = faktor lokasi penulangan

= 1,3 jika tulangan berada di atas beton setebal ≥ 300 mm (4.17d)

= 1,0 untuk tulangan lain (4.17e)

β = faktor pelapis

= 1,5 jika batang atau kawat tulangan berlapis epoksi dengan selimut beton kurang dari $3 \cdot d_b$ atau spasi bersih kurang dari $6 \cdot d_b$ (4.17f)

= 1,2 jika batang atau kawat tulangan berlapis epoksi lainnya (4.17g)

= 1,0 jika tulangan tanpa pelapis (4.17h)

γ = faktor ukuran batang tulangan

= 0,8 jika digunakan tulangan D-19 atau yang lebih kecil (4.17i)

= 1,0 jika digunakan tulangan D-22 atau lebih besar (4.17j)

λ = faktor beton agregat ringan

= 1,3 jika digunakan beton agregat ringan (4.17k)

= $\sqrt{f_c'} / (1,8 \cdot f_{ct})$ tetapi tidak kurang dari 1,0 (4.17l)

(f_{ct} adalah kuat tarik belah rata-rata beton agregat ringan, MPa).

= 1,0 jika digunakan beton normal (4.17m)

c = spasi antar tulangan atau dimensi selimut beton (diambil nilai terkecil), mm.

K_{tr} = faktor tulangan sengkang, $K_{tr} = \frac{A_{tr} \cdot f_{yt}}{10 \cdot s \cdot n}$ (4.17n)

(untuk penyederhanaan, boleh dipakai $K_{tr} = 0$ (Pasal 14.2.4)).

A_{tr} = luas penampang total dari semua tulangan transversal yang berada dalam rentang daerah berspasi s dan yang memotong bidang belah potensial melalui tulangan yang disalurkan, mm.

f_{yt} = kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan transversal, MPa.

s = spasi maksimal sumbu-ke-sumbu tulangan transversal yang dipasang di sepanjang λ_d , mm.

n = jumlah batang atau kawat yang disalurkan di sepanjang bidang belah.

Persamaan (4.17a) di atas boleh disederhanakan dengan mengambil nilai batas bawah untuk parameter c dan K_{tr} yang umum, seperti pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Persamaan untuk Panjang Penyaluran Tulangan Tarik
(Pasal 14.2.2)

Kondisi	Batang D-19 dan lebih kecil atau kawat ulir	Batang D-22 atau lebih besar
Spasi bersih batang-batang yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari d_b , selimut beton bersih tidak kurang dari d_b , dan sengkang atau sengkang ikat yang dipasang di sepanjang λ_d tidak kurang dari persyaratan minimal sesuai peraturan atau Spasi bersih batang-batang yang disalurkan atau disambung tidak kurang dari $2 \cdot d_b$ dan selimut beton bersih tidak kurang dari d_b	$\lambda_d = \frac{12 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot d_b$	$\lambda_d = \frac{3 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot d_b$
Kasus-kasus yang lain	$\lambda_d = \frac{18 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{25 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot d_b$	$\lambda_d = \frac{9 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot d_b$

Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002 juga membolehkan menggunakan reduksi panjang penyaluran apabila luasan tulangan terpasang pada

komponen lentur melebihi luasan tulangan yang dibutuhkan dari analisis, dengan memakai faktor pengali luas tulangan f berikut:

a). Struktur tidak direncanakan tahan gempa, $f = \frac{A_{s,u}}{A_{s,terpasang}}$ (4.18a)

b). Struktur direncanakan tahan gempa, $f = 1,0$ (4.18b)

2). Panjang penyaluran tulangan tekan

Panjang penyaluran untuk tulangan yang berada pada kondisi tekan diberi notasi sama dengan panjang penyaluran untuk tulangan tarik, yaitu λ_d , tetapi nilainya lebih kecil (minimal 200 mm). Panjang penyaluran tulangan untuk tulangan tekan dihitung berdasarkan Pasal 14.3 SNI 03-2847-2002, dengan persamaan berikut :

$$\lambda_d = \lambda_{db} \times f \text{ dan } \lambda_d \geq 200 \text{ mm} \quad (4.19a)$$

$$\lambda_{db} = \frac{d_b \cdot f_y}{4 \cdot \sqrt{f_c'}} \quad (4.19b)$$

$$\lambda_{db} \text{ harus } \geq 0,04 \cdot d_b \cdot f_y \quad (4.19c)$$

dengan :

λ_d = panjang penyaluran tulangan, mm.

λ_{db} = panjang penyaluran dasar, mm.

f = faktor pengali

$$= \frac{A_{s,u}}{A_{s,terpasang}} \text{ jika jumlah tulangan terpasang melebihi } (4.19d)$$

kebutuhan.

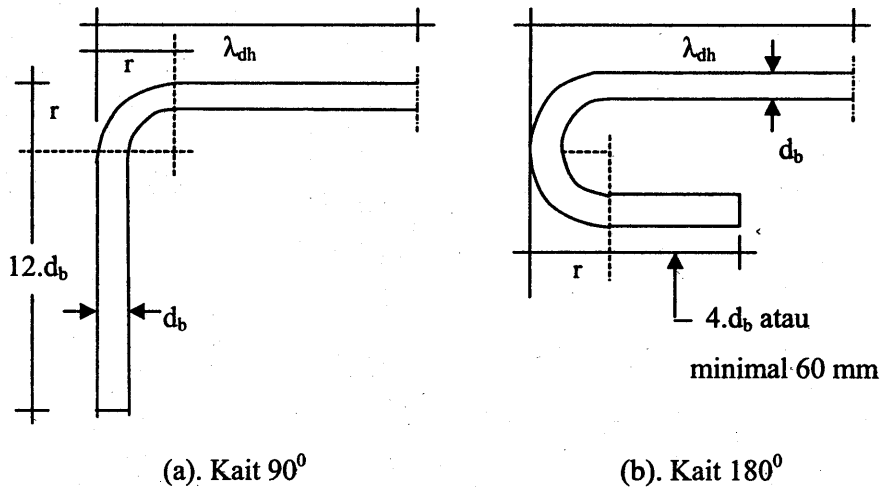
$$= 0,75 \text{ jika tulangan dilingkupi sengkang D-13 dan } (4.19e)$$

Berspasi sumbu-ke-sumbu ≤ 100 mm.

3). Angkur (kait) tulangan

Kait tulangan digunakan sebagai angkur tambahan pada suatu keadaan apabila daerah angkur yang tersedia pada elemen struktur tidak mencukupi kebutuhan panjang penyaluran tulangan lurus. Panjang penyaluran tulangan kait diberi notasi dengan λ_{dh} . Bentuk

kait standar yang biasa digunakan pada struktur beton ada 2 macam, yaitu kait 90° dan kait 180° seperti terlukis pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Kait Tulangan Standar

Pada Gambar 4.18, jari-jari luar bengkokan tulangan (r) ditentukan berikut (Pasal 14.5.3 SNI 03-2847-2002):

- 1). Untuk diameter 10 mm hingga 25 mm, $r \geq 4.d_b$ (4.20a)
- 2). Untuk diameter 29 mm hingga 36 mm, $r \geq 5.d_b$ (4.20b)
- 3). Untuk diameter 43 mm hingga 57 mm, $r \geq 6.d_b$ (4.20c)

Panjang penyaluran minimal yang dibutuhkan untuk tulangan kait ini lebih kecil daripada panjang penyaluran tulangan tekan, yaitu 150 mm. Menurut Pasal 14.5.1 SNI 03-2847-2002, panjang penyaluran tulangan kait ditentukan berdasarkan persamaan berikut:

$$\lambda_{dh} = \lambda_{hb} \cdot \beta \cdot \lambda \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (4.21a)$$

$$\lambda_{dh} \geq 8.d_b \text{ dan } \lambda_{dh} \geq 150 \text{ mm} \quad (4.21b)$$

$$\lambda_{hb} = 100.d_b / \sqrt{f'_c} \quad (4.21c)$$

dengan :

λ_{dh} = panjang penyaluran tulangan kait, mm.

λ_{hb} = panjang penyaluran dasar, mm.

β = faktor tulangan berlapis epoksi = 1,2 (4.21d)

λ = faktor beton agregat ringan = 1,3 (4.21e)

f = faktor tulangan lebih = $A_{s,u} / A_{s,terpasang}$ (4.21f)

(jika penjangkaran atau penyaluran f_y tidak khusus diperlukan).

f_1 = faktor kuat leleh batang tulangan = $f_y / 400$ (4.21g)

f_2 = faktor selimut beton = 0,7 (4.21h)

(jika batang $\leq D-36$ dengan tebal selimut samping ≥ 60 mm, kait 90° dan selimut pada perpanjangan kaitan ≥ 50 mm).

f_3 = faktor sengkang atau sengkang ikat = 0,8 (4.21i)

(jika batang $\leq D-36$ dengan kait yang secara vertikal atau horizontal tercakup di dalam sengkang atau sengkang ikat yang dipasang sepanjang panjang penyaluran λ_{dh} dengan spasi ≤ 3 x diameter batang kait).

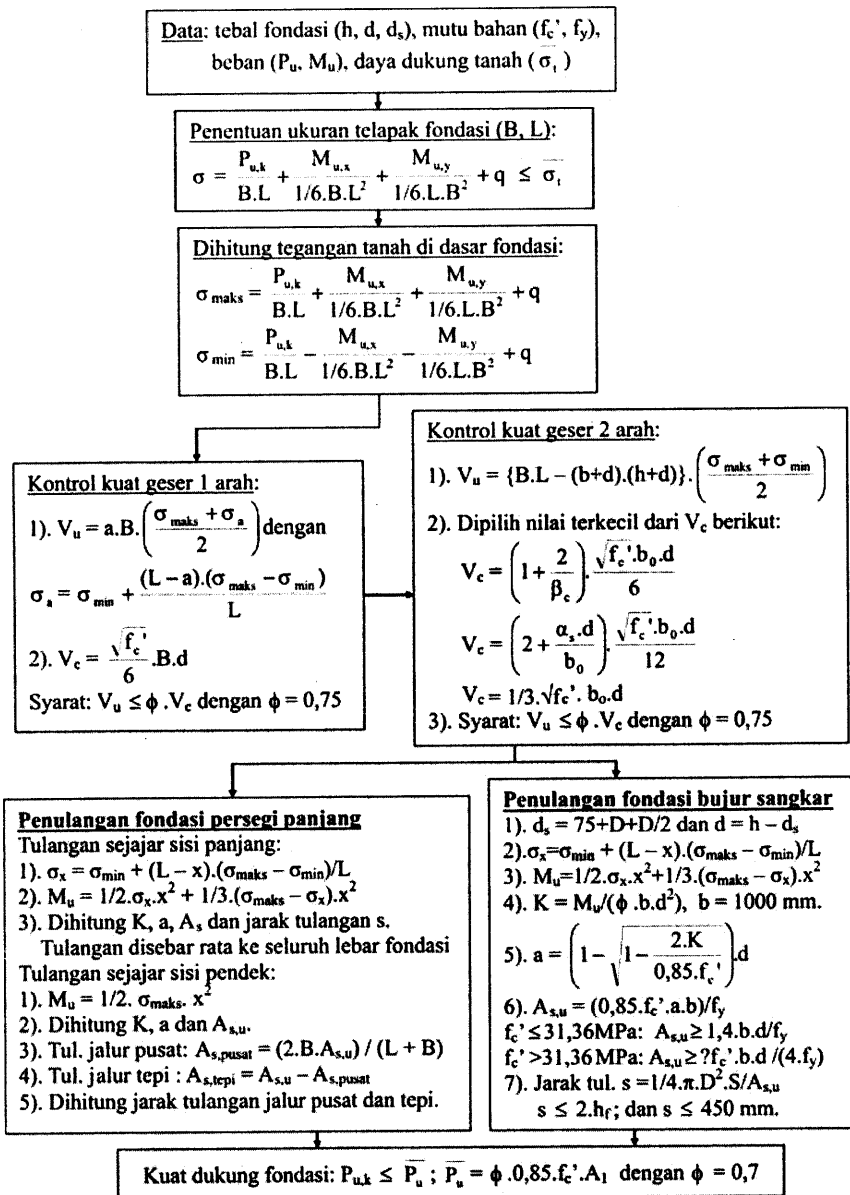
e). Mengontrol kuat dukung fondasi.

Kuat dukung fondasi dikontrol dengan persamaan berikut (Pasal 12.17.1 SNI 03-2847-2002):

$$P_{u,k} \leq \overline{P}_u \quad (4.2a)/diulang$$

$$\overline{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \text{ dengan } \phi = 0,7 \quad (4.2b)/diulang$$

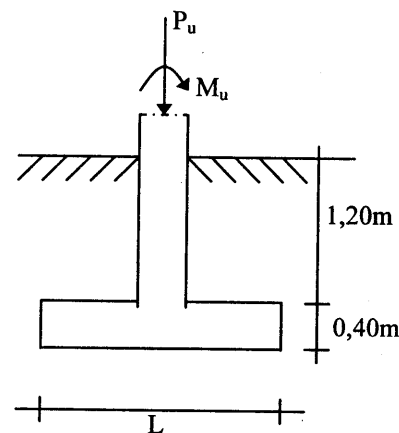
Agar lebih jelas dalam perencanaan fondasi, maka langkah hitungannya dilukiskan dalam bentuk skema pada Gambar 4.19.



Gambar 4.19 Skema Hitungan Fondasi

4.4 Contoh Hitungan

Contoh 4.1 :



Kolom tepi 400 mm x 400 mm menahan beban mati $P_D = 200$ kN, beban hidup $P_L = 90$ kN, dan momen terfaktor $M_u = 15$ kNm.

Tebal tanah di atas fondasi $h_t = 1,20$ m, berat tanah $\gamma_t = 17,2$ kN/m³, dan daya dukung tanah $\bar{\sigma}_t = 105$ kPa. Tebal fondasi $h_f = 0,40$ m, berat beton $\gamma_c = 24$ kN/m³, mutu bahan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 300$ MPa, dan tersedia tulangan D19. Jika digunakan lebar fondasi $B = 2,00$ m, rencanakan fondasi tersebut !

Penyelesaian:

$$q = \text{berat fondasi} + \text{berat tanah}$$

$$= h_f . \gamma_c + h_t . \gamma_t$$

$$= 0,4 . 24 + 1,2 . 17,2 = 30,24 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_{u,k} = 1,2 . P_D + 1,6 . P_L$$

$$= 1,2 . 200 + 1,6 . 90 = 384 \text{ kN.}$$

a). Menentukan ukuran fondasi

$$\text{Tegangan tanah maksimal, } \sigma_{maks} = \frac{P_{u,k}}{B.L} + \frac{M_{u,x}}{1/6.B.L^2} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{384}{2.L} + \frac{15}{1/6.2.L^2} + 30,24 \leq 105$$

$$(105 - 30,24).L^2 - 192.L - 45 \geq 0$$

$$L_{1,2} = \frac{192 \pm \sqrt{(-192)^2 - 4.74,76.(-45)}}{2.74,76}$$

$$= \frac{192 \pm 224,323}{149,52}$$

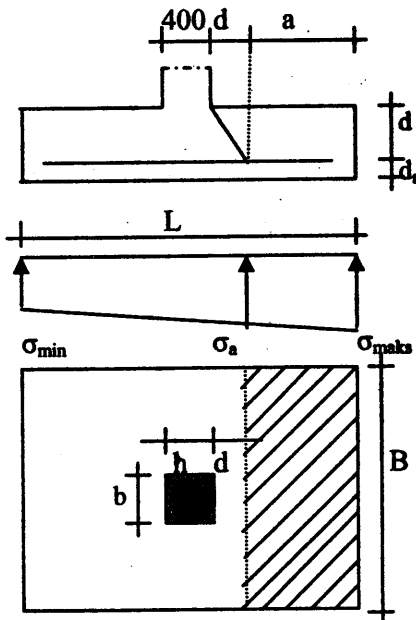
Diperoleh $L = (192 + 224,323)/149,52 = 2,78$ m, dipakai $L = 2,80$ m.

Tegangan yang terjadi pada tanah:

$$\sigma_{maks} = \frac{384}{2,2,8} + \frac{15}{1/6 \cdot 2,2,8^2} + 30,24 = 104,551 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_t \text{ (aman).}$$

$$\sigma_{min} = \frac{384}{2,2,8} - \frac{15}{1/6 \cdot 2,2,8^2} + 30,24 = 93,072 \text{ kN/m}^2$$

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$$d_s = 75 + 19/2 = 84,5 \text{ mm} \approx 85 \text{ mm.}$$

$$d = 400 - 85 = 315 \text{ mm.}$$

$$a = L/2 - h_k/2 - d = 2800/2 - 400/2 - 315 = 885 \text{ mm} = 0,885 \text{ m.}$$

$$\sigma_a = \sigma_{min} + (L - a) \cdot (\sigma_{maks} - \sigma_{min}) / L = 93,072 + (2,8 - 0,885) \cdot (104,551 - 93,072) / 2,8 = 100,923 \text{ kN/m}^2.$$

$$\rightarrow 1 \text{ kPa} = 1 \text{ kN/m}^2.$$

Gaya tekan ke atas dari tanah (V_u):

$$V_u = a \cdot B \cdot (\sigma_{maks} + \sigma_a) / 2 = 0,885 \cdot 2 \cdot (104,551 + 100,923) / 2 = 181,844 \text{ kN.}$$

Gaya geser yang dapat ditahan beton ($\phi \cdot V_c$):

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot B \cdot d \\ &= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{20}}{6} \cdot 2000 \cdot 315 \\ &= 352180,707 \text{ N} = 352,181 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Jadi ($V_u = 181,844 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 352,181 \text{ kN}$) \rightarrow (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)

Dimensi kolom, $b = h = 400$ mm.

$$b + d = h + d = 400 + 315 = 715 \text{ mm} = 0,715 \text{ m.}$$

Gaya tekan ke atas (gaya geser pons):

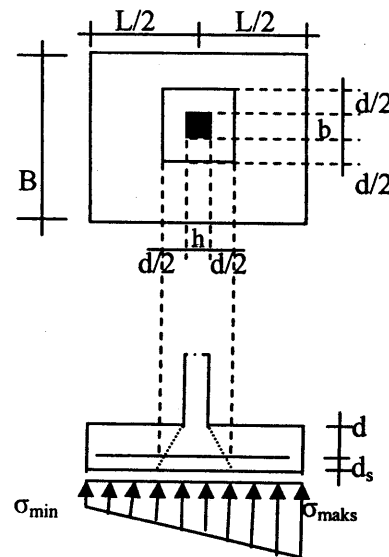
$$V_u = \{B \cdot L - (b + d) \cdot (h + d)\} \cdot \left(\frac{\sigma_{maks} + \sigma_{min}}{2} \right) = \{2,2,80 - 0,715 \cdot 0,715\} \cdot \frac{104,551 + 93,072}{2}$$

$$= 502,829 \text{ kN.}$$

$$\beta_c = h_k / b_k = 400 / 400 = 1,0.$$

$$b_o = 2 \cdot \{(b_k + d) + (h_k + d)\} = 2 \cdot (715 + 715) = 2860 \text{ mm.}$$

Gaya geser yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$):



$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= (1 + 2/1,0) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315}{6} \\ &= 2014473,641 \text{ N} = 2014,474 \text{ kN.} \end{aligned}$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \rightarrow \alpha_s = 30$$

(kolom tepi)

$$\begin{aligned} &= (2 + 30 \cdot 315 / 2860) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315}{12} \\ &= 1780860,439 \text{ N} = 1780,860 \text{ kN.} \end{aligned}$$

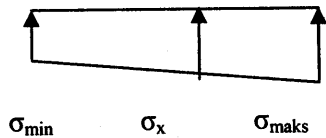
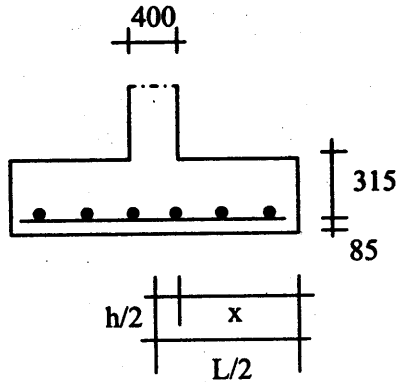
$$\begin{aligned} V_c &= 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \\ &= 1/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315 \\ &= 1342982,427 \text{ N} = 1342,982 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Dipilih V_c yang terkecil, jadi $\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 1342,982 = 1007,237 \text{ kN.}$

Jadi ($V_u = 502,829 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 1007,237 \text{ kN}$) \rightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi

Tulangan sejajar sisi panjang:



$$d_s = 75 + 19/2 = 84,5 \text{ mm} \approx 85 \text{ mm.}$$

$$d = h_f - d_s = 400 - 85 = 315 \text{ mm.}$$

$$x = L/2 - h_k/2 \\ = 2,80/2 - 0,400/2 \\ = 1,20 \text{ m.}$$

$$\sigma_x = \sigma_{\min} + (L - x) \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / L \\ = 93,072 + (2,8 - 1,2) \cdot (104,551 - 93,072) / 2,8 = 99,631 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_u = 1/2 \cdot \sigma_x \cdot x^2 + 1/3 \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_x) \cdot x^2 \\ = 1/2 \cdot 99,631 \cdot 1,2^2 + 1/3 \cdot (104,551 - 99,631) \cdot 1,2^2 \\ = 74,096 \text{ kNm.}$$

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \\ = 74,096 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 315^2) = 0,9334 \text{ MPa.}$$

$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2} \\ = \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot (60 + 300 - 225 \cdot 0,85) \cdot 20}{(600 + 300)^2} \\ = 5,6897 \text{ MPa.}$$

Jadi $K < K_{\max}$ (memenuhi syarat).

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \\ = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,9334}{0,85 \cdot 20}} \right) \cdot 315 = 17,798 \text{ mm.}$$

$$A_{s,u} = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \\ = 0,85 \cdot 20 \cdot 17,798 \cdot 1000 / 300 = 1008,553 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa: } A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 315 / 300 = 1470 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 1470 \text{ mm}^2$.

$$\text{Jarak tulangan, } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} \\ = 1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000 / 1470 = 192,877 \text{ mm.}$$

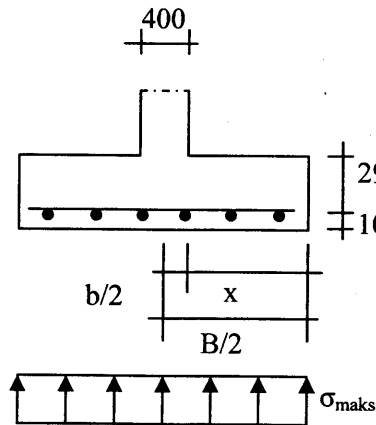
$$s \leq (2 \cdot h_f = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 190 \text{ mm} < 192,877 \text{ mm}$.

Jadi dipakai tulangan D19 - 190 = $1492,257 \text{ mm}^2 > A_{s,u} = 1470 \text{ mm}^2$ (Okey).

Tulangan sejajar sisi pendek



$$d_s = 75 + 19 + 19/2 = 103,5 \text{ mm} \approx 105 \text{ mm.}$$

$$d = h_f - d_s = 400 - 105 = 295 \text{ mm.}$$

$$x = B/2 - b_k/2 = 2,0/2 - 0,40/2 = 0,80 \text{ m.}$$

$$M_u = 1/2 \cdot \sigma_{\max} \cdot x^2 \\ = 1/2 \cdot 104,551 \cdot 0,8^2 = 33,456 \text{ kNm.}$$

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \\ = 33,456 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 295^2) \\ = 0,4806 \text{ MPa}$$

Jadi $K < K_{\max} = 5,6897 \text{ MPa}$ (Okey).

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,4806}{0,85 \cdot 20}} \right) \cdot 295 = 8,461 \text{ mm.}$$

$$A_{s,u} = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \\ = 0,85 \cdot 20 \cdot 8,461 \cdot 1000 / 300 = 479,457 \text{ mm}^2.$$

$f_c' < 31,36 \text{ MPa:}$

$$A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 295 / 300 = 1376,667 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 1376,667 \text{ mm}^2$.

Untuk jalur pusat selebar $B = 2 \text{ m}$:

$$A_{s,pusat} = (2 \cdot B \cdot A_{s,u}) / (L + B)$$

$$= 2.2.1376,667 / (2,8+2) = 1147,223 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,\text{pusat}}$$

$$= 1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000 / 1147,223$$

$$= 247,144 \text{ mm.}$$

$$s \leq (2 \cdot h_f = 2.400 = 800 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 240 \text{ mm} < 247,144 \text{ mm}$.

Jadi dipakai tulangan D19-240

$$= 1181,370 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{pusat}} = 1147,223 \text{ mm}^2 \text{ (Okey).}$$

Untuk jalur tepi (di luar jalur pusat):

$$A_{s,\text{tepi}} = A_{s,u} - A_{s,\text{pusat}} = 1376,667 - 1147,223 = 229,444 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jarak tulangan, } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,\text{tepi}}$$

$$= 1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000 / 229,444$$

$$= 1235,721 \text{ mm.}$$

$$s \leq (2 \cdot h_f = 2.400 = 800 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 450 \text{ mm}$.

Jadi dipakai tulangan D19 - 450

$$= 630,064 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{tepi}} = 229,444 \text{ mm}^2 \text{ (Okey).}$$

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

λ_d diperhitungkan terhadap tulangan yang sejajar sisi pendek (lebih aman).

$$\text{Rumus: } \lambda_d = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{(\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \text{ dan } \lambda_d \text{ harus } \geq 300 \text{ mm.}$$

$\alpha = 1,0$ (beton segar di bawah tulangan hanya 75 mm < 300 mm).

$\beta = 1,0$ jika tulangan tanpa pelapis epoksi $\longrightarrow \alpha \cdot \beta = 1 < 1,7$ (Okey).

$\gamma = 0,8$ (digunakan tulangan D19).

$\lambda = 1,0$ (digunakan beton normal).

$c = 75 \text{ mm}$ ($< s = 230 \text{ mm}$).

$K_{tr} = 0$ (untuk penyederhanaan: Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002)

$(c + K_{tr})/d_b = (75+0)/19 = 3,95 > 2,5 \longrightarrow$ dipakai $(c + K_{tr})/d_b = 2,5$.

$$\lambda_d = 9.300.1.1.0.8.1.19 / (10 \cdot \sqrt{20} \cdot 2,5) = 367,07 \text{ mm} > 300 \text{ mm.}$$

Digunakan $\lambda_d = 370 \text{ mm} = 0,37 \text{ m}$.

Panjang tersedia $\lambda_t = B/2 - b_k/2 - 75$

$$= 2000/2 - 400/2 - 75$$

$$= 725 \text{ mm} = 0,725 \text{ m.}$$

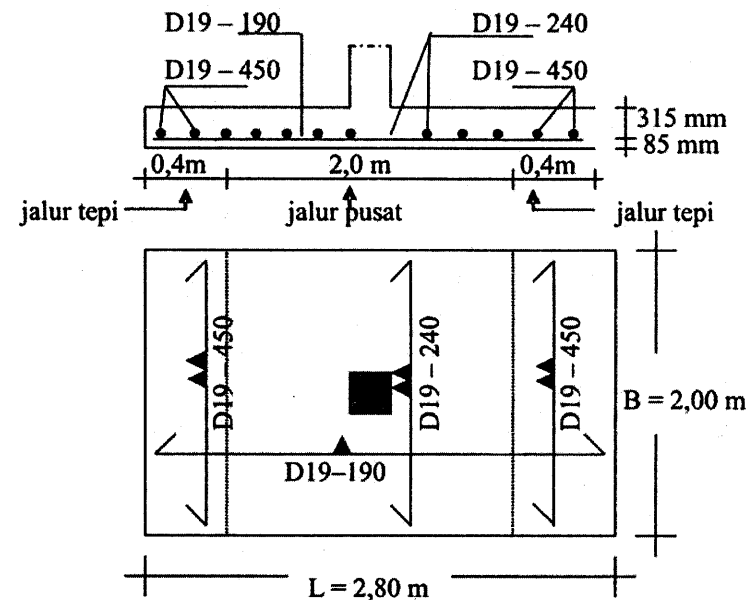
Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

e). Kuat dukung fondasi

$$\bar{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1$$

$$= 0,7 \cdot 0,85 \cdot 20.400.400 = 1904000 \text{ N} = 1904 \text{ kN.}$$

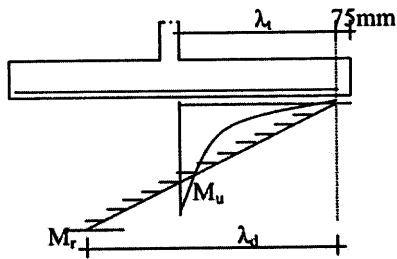
$$P_{u,k} = 384 \text{ kN} < \bar{P}_u = 1904 \text{ kN} \longrightarrow \text{aman.}$$



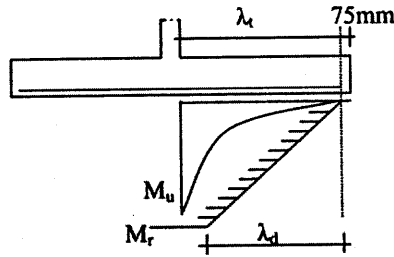
Gambar Penulangan Fondasi

Catatan:

- 1). Jika panjang penyaluran $\lambda_d >$ panjang tersedia λ_t , maka momen perlu (momen terfaktor) M_u tidak terselimuti/terlindungi oleh momen rencana M_r , sehingga fondasi bisa retak (lihat Gambar 4.20).
- 2). Jika hasil hitungan diperoleh $\lambda_d >$ λ_t , maka telapak fondasi diperpanjang sedemikian rupa sehingga $\lambda_d \leq \lambda_t$, agar M_u terlindungi oleh M_r (lihat Gambar 4.21).



Gambar 4.20 M_u Fondasi Tidak Terlindungi oleh M_r ($\lambda_d > \lambda_t$)



Gambar 4.21 M_u Fondasi Terlindungi oleh M_r ($\lambda_d \leq \lambda_t$)

Contoh 4.2:

Jika fondasi pada Contoh 4.1 di atas dibuat bentuk bujur sangkar, maka rencanakan fondasi tersebut!
(Petunjuk: Gunakan ukuran fondasi kelipatan dari 5 cm).

Penyelesaian:

Dari Contoh 4.1 diperoleh: $q = 30,24 \text{ kN/m}^2$ dan $P_{u,k} = 384 \text{ kN}$.

a). Menentukan ukuran fondasi

$$\text{Tegangan tanah maksimal, } \sigma_{\text{maks}} = \frac{P_{u,k}}{B.L} + \frac{M_{u,x}}{1/6.B.L^2} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{384}{B^2} + \frac{15}{1/6.B^3} + 30,24 \leq 105$$

$$(105 - 30,24).B^3 - 384.B - 6.15 \geq 0 \longrightarrow 74,76.B^3 - 384.B - 90 \geq 0$$

Dicoba: $B_1 = 2,50 \text{ m} \longrightarrow f(B_1) = 118,125 > 0$ (terlalu besar)
 $B_2 = 2,30 \text{ m} \longrightarrow f(B_2) = -63,59508 < 0$ (agak terlalu kecil)

Dengan interpolasi linear: $B = B_1 - \frac{f(B_1) \cdot (B_2 - B_1)}{f(B_2) - f(B_1)}$

$$B = 2,5 - \frac{(118,125) \cdot (2,3 - 2,5)}{(-63,59508 - 118,125)} = 2,37$$

Dicoba: $B_1 = 2,37 \text{ m} \longrightarrow f(B_1) = -4,8709 < 0$ (diperbesar lagi)
 $B_2 = 2,38 \text{ m} \longrightarrow f(B_2) = 3,9399 \approx 0$ (Okey)

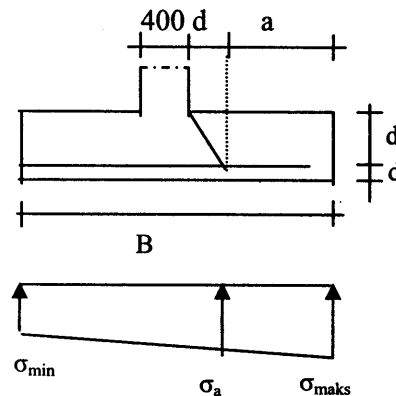
Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 2,40 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Tegangan yang terjadi pada tanah:

$$\sigma_{\text{maks}} = \frac{384}{2,4 \cdot 2,4} + \frac{15}{1/6 \cdot 2,4^3} + 30,24 = 103,417 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_t \text{ (aman).}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{384}{2,4 \cdot 2,4} - \frac{15}{1/6 \cdot 2,4^3} + 30,24 = 90,396 \text{ kN/m}^2$$

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$$d_s = 75 + 19/2 = 84,5 \text{ mm} \approx 85 \text{ mm.}$$

$$d = 400 - 85 = 315 \text{ mm.}$$

$$a = B/2 - b/2 - d = 2400/2 - 400/2 - 315 = 685 \text{ mm} = 0,685 \text{ m.}$$

$$\sigma_a = \sigma_{\text{min}} + (B - a) \cdot (\sigma_{\text{maks}} - \sigma_{\text{min}}) / B$$

$$= 90,396 + (2,4 - 0,685) \cdot (103,417 - 90,396) / 2,4$$

Diperoleh $\sigma_a = 99,701 \text{ kN/m}^2$.

Gaya tekan ke atas dari tanah (V_u):

$$V_u = a \cdot B \cdot (\sigma_{\text{maks}} + \sigma_a) / 2$$

$$= 0,685 \cdot 2,4 \cdot (103,417 + 99,701) / 2 = 166,963 \text{ kN.}$$

Gaya geser yang dapat ditahan beton ($\phi \cdot V_c$):

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot B \cdot d \\ &= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{20}}{6} \cdot 2400 \cdot 315 \\ &= 422616,848 \text{ N} = 422,617 \text{ kN}.\end{aligned}$$

Jadi ($V_u = 166,963 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 422,617 \text{ kN}$) \longrightarrow (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)

Dimensi kolom, $b = h = 400 \text{ mm}$.

$$b + d = h + d = 400 + 315 = 715 \text{ mm} = 0,715 \text{ m}.$$

Gaya tekan ke atas (gaya geser pons):

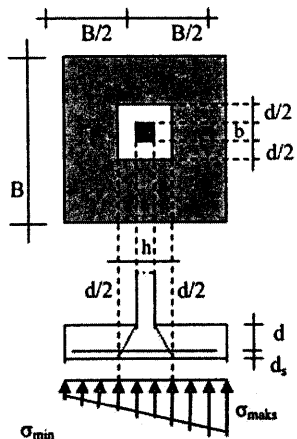
$$\begin{aligned}V_u &= \{B^2 - (b+d) \cdot (h+d)\} \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{maks}} + \sigma_{\text{min}}}{2}\right) \\ &= \{2,40^2 - 0,715 \cdot 0,715\} \cdot \frac{103,417 + 90,396}{2} \\ &= 508,640 \text{ kN}.\end{aligned}$$

$$\beta_c = h_k / b_k = 400 / 400 = 1,0 \text{ dan}$$

$$b_o = 2 \cdot \{(b + d) + (h + d)\}$$

$$= 2 \cdot (715 + 715) = 2860 \text{ mm}.$$

Gaya geser yang ditahan beton ($\phi \cdot V_c$):



$$\begin{aligned}V_c &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= (1 + 2/1) \cdot \sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315 / 6 \\ &= 2014473,641 \text{ N} = 2014,474 \text{ kN}.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{12} \rightarrow \alpha_s = 30 \text{ (kolom tepi)} \\ &= (2 + 30 \cdot 315 / 2860) \cdot \sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315 / 12\end{aligned}$$

$$= 1780860,439 \text{ N} = 1780,860 \text{ kN}.$$

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

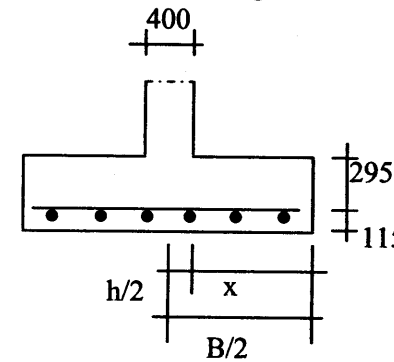
$$= 1/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 2860 \cdot 315$$

$$= 1342982,427 \text{ N} = 1342,982 \text{ kN}.$$

Dipilih V_c yang terkecil, jadi $\phi \cdot V_c = 0,75 \cdot 1342,982 = 1007,237 \text{ kN}$.

Jadi ($V_u = 508,640 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 1007,237 \text{ kN}$) \longrightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi



$$d_s = 75 + 19 + 19/2 = 103,5 \text{ mm} \approx 105 \text{ mm}.$$

$$d = h_f - d_s = 400 - 105 = 295 \text{ mm}.$$

$$x = B/2 - h/2 = 2,40/2 - 0,40/2 = 1,0 \text{ m}.$$

$$\sigma_x = \sigma_{\text{min}} + (B - x) \cdot (\sigma_{\text{maks}} - \sigma_{\text{min}}) / B$$

$$= 90,396 + (2,4 - 1,0) \cdot$$

$$(103,417 - 90,396) / 2,4$$

$$= 97,992 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_u = 1/2 \cdot \sigma_x \cdot x^2 + 1/3 \cdot (\sigma_{\text{maks}} - \sigma_x) \cdot x^2$$

$$= 1/2 \cdot 97,992 \cdot 1^2 + 1/3 \cdot (103,417$$

$$- 97,992) \cdot 1^2$$

$$= 50,804 \text{ kNm}.$$

σ_{min} σ_x σ_{maks}

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 50,804 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 295^2) = 0,72973 \text{ MPa}.$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f'_c}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot (600 + 300 - 225 \cdot 0,85) \cdot 20}{(600 + 300)^2}$$

$$= 5,6897 \text{ MPa}.$$

Jadi $K < K_{maks}$ (memenuhi syarat).

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,72973}{0,85 \cdot 20}} \right) \cdot 295$$

$$= 12,947 \text{ mm.}$$

$$A_{s,u} = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y$$

$$= 0,85 \cdot 20 \cdot 12,947 \cdot 1000 / 300$$

$$= 733,663 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa:}$$

$$A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 295 / 300 = 1376,667 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 1376,667 \text{ mm}^2$.

$$\text{Jarak tulangan, } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} = 1/4 \cdot \pi \cdot 19^2 \cdot 1000 / 1376,667$$

$$= 205,953 \text{ mm.}$$

$$s \leq (2 \cdot h_f = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 205 \text{ mm} < 205,953 \text{ mm}$.

Jadi dipakai tulangan D19 - 205 = $1383,067 \text{ mm}^2 > A_{s,u}$
 $= 1376,667 \text{ mm}^2$ (Okey).

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

Digunakan $\lambda_d = 370 \text{ mm} = 0,37 \text{ m}$ (lihat Contoh IV.1).

$$\text{Panjang tersedia } \lambda_t = B/2 - b_k/2 - 75$$

$$= 2400/2 - 400/2 - 75$$

$$= 925 \text{ mm} = 0,925 \text{ m.}$$

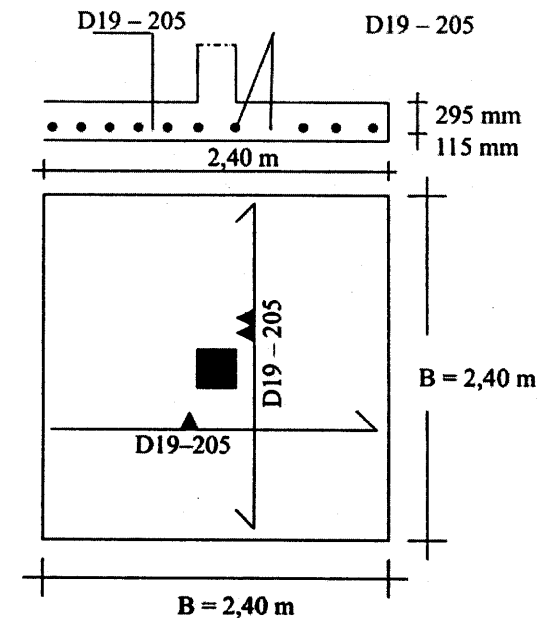
Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

e). Kuat dukung fondasi

$$\bar{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_k$$

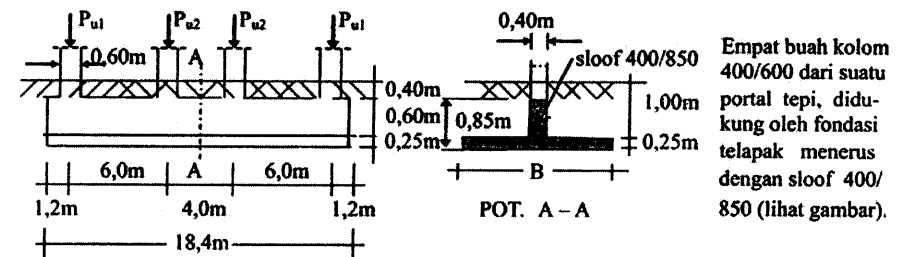
$$= 0,7 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 400 = 1904000 \text{ N} = 1904 \text{ kN.}$$

$$P_{u,k} = 384 \text{ kN} < \bar{P}_u = 1904 \text{ kN} \rightarrow \text{aman.}$$



Gambar penulangan fondasi

Contoh 4.3 :



Empat buah kolom 400/600 dari suatu portal tepi, didukung oleh fondasi telapak menerus dengan sloof 400/850 (lihat gambar).

Fondasi hanya diperhitungkan terhadap beban mati dan beban hidup saja, dengan beban aksial terfaktor yang bekerja pada kolom, yaitu $P_{u1} = 470 \text{ kN}$, dan $P_{u2} = 840 \text{ kN}$. Mutu beton $f_c' = 20 \text{ MPa}$, baja = 300 MPa , berat beton 24 kN/m^3 , berat tembok 18 kN/m^3 , berat tanah di atas fondasi $17,2 \text{ kN/m}^3$, dan daya dukung tanah 150 kPa . Di atas sloof ada dinding 1/2 batu setinggi 4 m, dan tersedia tulangan D10 dan D8.

Soal : Rencanakan fondasi tersebut !

Penyelesaian :

a). Menentukan ukuran fondasi

Beban perlu P_u : → Akibat beban mati dan hidup, $U = 1,2.D + 1,6.L$.
 Beban aksial kolom $\sum P_{u,k} = 2.(P_{u1} + P_{u2}) = 2.(470 + 840) = 2620,000 \text{ kN}$
 Berat sloof $18,4 \text{ m} = 1,2.P_D = 1,2.\{0,4.(0,85 - 0,25), 18,4, 24\} = 127,181 \text{ kN}$
 Berat dinding setinggi $4 \text{ m} = 1,2.\{0,15.(18,4 - 4,0, 6), 4, 18\} = 207,360 \text{ kN (+)}$
 $P_u = 2954,541 \text{ kN}$

$q = \text{berat fondasi} + \text{berat tanah di atas fondasi}$
 $= 0,25, 24 + 1,0, 17, 2 = 23, 2 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{maks} = \frac{P_u}{B.L} + q \leq \bar{\sigma}_t \rightarrow \frac{2954,541}{B, 18,4} + 23,2 \leq 150$

$B \geq \left(\frac{2954,541}{18,4.(150 - 23,2)} = 1,27 \right) \rightarrow \text{dipakai } B = 1,30 \text{ m}$

λ_d harus $\geq 300 \text{ mm}$, jadi B harus $\geq \{b_{sloof} + 2.(\lambda_d + \text{lapis lindung beton})\}$

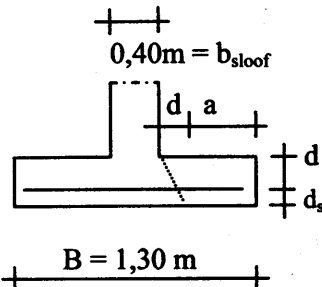
$B \geq \{0,4 + 2(0,3 + 0,075) = 1,15 \text{ m}\}$

Dipilih yang besar, jadi $B = 1,30 \text{ m}$.

Tegangan yang terjadi pada tanah:

$\sigma = \frac{2954,541}{1,3, 18,4} + 23,2 = 146,718 \text{ kPa} < \bar{\sigma}_t = 150 \text{ kPa (aman)}$

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$d_s = 75 + 10/2 = 80 \text{ mm}$
 $d = 250 - 80 = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m}$
 $a = B/2 - b_{sloof}/2 - d$
 $= 1,3/2 - 0,4/2 - 0,17$
 $= 0,28 \text{ m}$

Gaya geser oleh tekanan tanah ke atas (V_u):

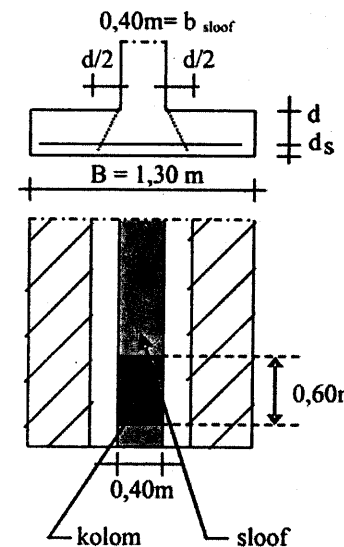
$V_u = a.L_{sloof}.\sigma$
 $= 0,28.18,4.146,718 = 755,891 \text{ kN}$

Gaya geser yang dapat ditahan oleh beton ($\phi.V_c$):

$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot L_{sloof} \cdot d$
 $= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{20}}{6} \cdot 18400 \cdot 170$
 $= 1748605,16 \text{ N} = 1748,605 \text{ kN}$

Jadi ($V_u = 755,891 \text{ kN}$) $<$ ($\phi.V_c = 1748,605 \text{ kN}$) → (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)



Panjang fondasi $L = 18,4 \text{ m} = 18400 \text{ mm}$.

$d_s = 80 \text{ mm} = 0,08 \text{ m}$;

$d = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m}$.

Gaya geser pons,

$V_u = (B - d/2 - b_{sloof} - d/2).L_{sloof}.\sigma$

$V_u = (1,3 - 0,17/2 - 0,40 - 0,17/2).18,4.146,718$
 $= 1970,716 \text{ kN}$

b_o = keliling penampang kritis

$= 2. \{(d/2 + b_{sloof} + d/2) + L\}$

$= 2. \{(170/2 + 400 + 170/2) + 18400\}$

$= 37940 \text{ mm}$.

$\alpha_s = 2.(30 + 20) = 100$ → portal tepi,

berarti ada kolom tepi dan kolom sudut.

Gaya geser yang ditahan oleh beton ($\phi.V_c$):

$\phi.V_c = \phi \cdot 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$

$= 0,75 \cdot 1/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 37940 \cdot 170$

$= 7211095,621 \text{ N} = 7211,096 \text{ kN}$.

$\beta_c = L_{sloof} / b_{sloof} = 18,4 / 0,4 = 46$.

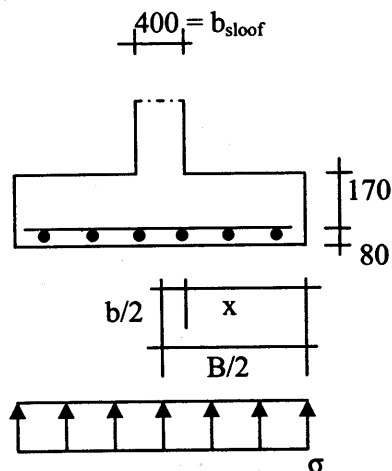
$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= \phi \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{6} \\ &= 0,75 \cdot \left(1 + \frac{2}{46}\right) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 37940 \cdot 170}{6} \\ &= 3762310,759 \text{ N} = 3762,311 \text{ kN.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= \phi \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{12} \\ &= 0,75 \cdot \left(2 + \frac{100 \cdot 170}{37940}\right) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 37940 \cdot 170}{12} \\ &= 4413327,367 \text{ N} = 4413,327 \text{ kN.}\end{aligned}$$

Dipilih yang terkecil, yaitu $\phi \cdot V_c = 3762,311 \text{ kN}$.

Jadi ($V_u = 1970,716 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 3762,311 \text{ kN}$) \longrightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi



$$\begin{aligned}x &= B/2 - b_{\text{sloof}}/2 = 1,30/2 - 0,40/2 \\ &= 0,45 \text{ m.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 1/2 \cdot \sigma \cdot x^2 \\ &= 1/2 \cdot 146,718 \cdot 0,45^2 \\ &= 14,8552 \text{ kNm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K &= M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \\ &= 14,8552 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 170^2) \\ &= 0,64253 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Jadi $K < K_{\text{maks}} = 5,6897 \text{ MPa}$ (Okey).

$$\begin{aligned}a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \cdot f_c'}}\right) \cdot d \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,64253}{0,85 \cdot 20}}\right) \cdot 170 \\ &= 6,552 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan pokok : } A_{s,u} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \\ &= 0,85 \cdot 20 \cdot 6,552 \cdot 1000 / 300 = 371,28 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_c' < 31,36 \text{ MPa : } A_{s,u} &= 1,4 \cdot b \cdot d / f_y \\ &= 1,4 \cdot 1000 \cdot 170 / 300 = 793,333 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 793,333 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan, } s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} \\ &= 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000 / 793,333 = 99,00 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$s \leq (2 \cdot h = 2 \cdot 250 = 500 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 95 \text{ mm} < 99,0 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \\ &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{95} = 826,735 \text{ mm}^2 > A_{s,u} \text{ (Okey).}\end{aligned}$$

$$\text{Tulangan bagi : } A_{sb} = 20\% \cdot A_{s,u} = 20\% \cdot 793,333 = 158,667 \text{ mm}^2.$$

$$A_{sb} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 250 = 500 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi $A_{sb,u} = 500 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan : } s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{sb,u} \\ &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{500} = 100,531 \text{ mm.}\end{aligned}$$

$$s \leq (5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1250 \text{ mm}).$$

Dipilih yang kecil, jadi $s = 100 \text{ mm} < 100,531 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \\ &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{100} = 502,655 \text{ mm}^2 > A_{sb,u} \text{ (Okey).}\end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan pokok $A_s = D10 - 95 = 826,735 \text{ mm}^2$.

tulangan bagi $A_{sb} = D8 - 100 = 502,655 \text{ mm}^2$.

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

$$\text{Rumus: } \lambda_d = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{(\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b \text{ dan } \lambda_d \text{ harus } \geq 300 \text{ mm.}$$

$\alpha = 1,0$ (beton segar di bawah tulangan hanya 75 mm < 300 mm).
 $\beta = 1,0$ jika tulangan tanpa pelapis epoksi $\rightarrow \alpha \cdot \beta = 1 < 1,7$ (Okey).
 $\gamma = 0,8$ (digunakan tulangan D10 < D19).
 $\lambda = 1,0$ (digunakan beton normal)
 $c = 75$ mm (< s = 230 mm).

$K_{tr} = 0$ (untuk penyederhanaan: Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002)
 $(c + K_{tr})/d_b = (75+0)/10 = 7,5 > 2,5 \rightarrow$ dipakai $(c + K_{tr})/d_b = 2,5$.
 $\lambda_d = 9.300.1.1.0.8.1.10 / (10. \sqrt{20} .2,5) = 193,196$ mm < 300 mm.

Digunakan $\lambda_d = 300$ mm = 0,30 m.

Panjang tersedia $\lambda_t = B/2 - b_k/2 - 75$
 $= 1300/2 - 400/2 - 75 = 375$ mm
 $= 0,375$ m.

Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

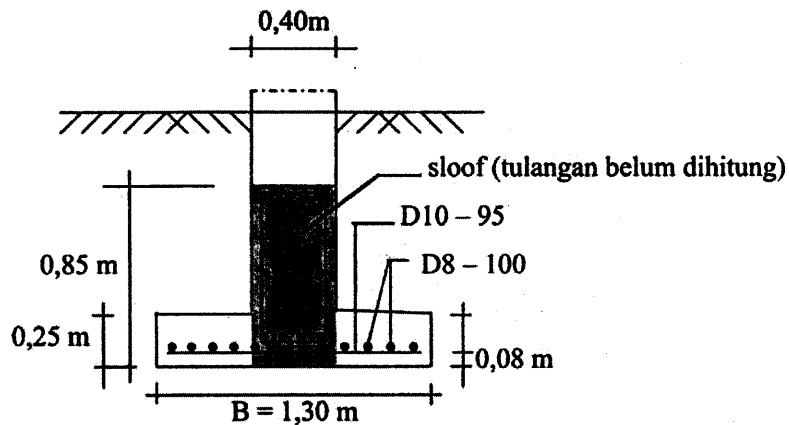
e). Kuat dukung fondasi :

$A_1 =$ penampang kritis yang dibebani = $b_{sloof} \times L_{sloof}$

$\overline{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_1 = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 20 \cdot 400 \cdot 18400$

$= 87584000$ N = 87584 kN.

$P_{u,k} = 2954,541$ kN < $\overline{P}_u = 87584$ kN \rightarrow aman.



Gambar penulangan

Tinjauan akibat beban mati dan beban gempa $E^{(-)}$ ($U = 0,9.D + E^{(-)}$):
 Dari tabel beban terfaktor diperoleh: $P_{u,k} = 233,56$ kN dan $M_{u,k}^{(+)} = 198,88$ kNm.

Tegangan tanah maksimal, $\sigma_{maks} = \frac{233,56}{B^2} + \frac{198,88}{1/6 \cdot B^3} + 28,975 \leq 100$

$(100 - 28,975) \cdot B^3 - 233,56 \cdot B - 6 \cdot 198,88 \geq 0 \rightarrow 71,025 \cdot B^3 - 233,56 \cdot B - 1193,28 \geq 0$

Dicoba: $B_1 = 2,95$ m $\rightarrow f(B_1) = -58,9016 < 0$ (agak terlalu kecil)

$B_2 = 3,00$ m $\rightarrow f(B_2) = 23,715 > 0$ (agak terlalu besar) (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 3,0$ m (kelipatan 5 cm).

Tinjauan panjang penyaluran tulangan (λ_d) :

λ_d harus ≥ 300 mm, jadi B harus $\geq \{b_{sloof} + 2 \cdot (\lambda_d + \text{lapis lindung beton})\}$

$B \geq \{0,5 + 2(0,3 + 0,075) = 1,25$ m}

Dari keenam tinjauan beban terfaktor dan satu tinjauan panjang penyaluran tegangan tulangan di atas, dipilih ukuran fondasi yang paling besar, yaitu $B = 3,25$ m (dari beban terfaktor $U = 1,2.D + L + E^{(-)}$).

Jadi dipakai ukuran fondasi 3,25 m x 3,25 m (bujur sangkar).

Tegangan yang terjadi pada tanah :

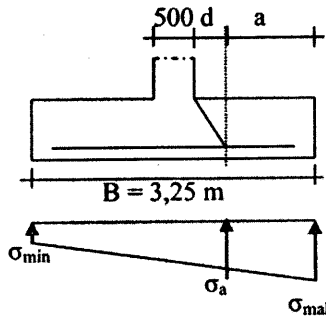
$\sigma_{maks} = \frac{352,36}{3,25^2} + \frac{206,14}{1/6 \cdot 3,25^3} + 28,975$

$= 98,3645$ kN/m² < ($\sigma_t = 100$ kPa) (aman).

$\sigma_{min} = \frac{352,36}{3,25^2} - \frac{206,14}{1/6 \cdot 3,25^3} + 28,975$

$= 26,3046$ kN/m².

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$$d_s = 75 + 16/2 = 83 \text{ mm.}$$

$$d = 400 - 83 = 317 \text{ mm.}$$

$$a = B/2 - b/2 - d$$

$$= 3250/2 - 500/2 - 317 = 1058 \text{ mm}$$

$$= 1,058 \text{ m.}$$

$$\sigma_a = \sigma_{\min} + (B - a) \cdot (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / B$$

$$= 26,3046 + (3,25 - 1,058) \cdot (98,3645 - 26,3046) / 3,25$$

Diperoleh $\sigma_a = 74,906 \text{ kN/m}^2$.

Gaya tekan ke atas dari tanah (V_u):

$$V_u = a \cdot B \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_a) / 2$$

$$= 1,058 \cdot 3,25 \cdot (98,3645 + 74,906) / 2 = 297,895 \text{ kN.}$$

Gaya geser yang dapat ditahan beton ($\phi \cdot V_c$):

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot B \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{25}}{6} \cdot 3250 \cdot 317 = 643906,25 \text{ N} = 643,906 \text{ kN.}$$

Jadi ($V_u = 297,895 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 643,906 \text{ kN}$) → (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)

Dimensi kolom, $b = h = 500 \text{ mm}$.

$b + d = h + d = 500 + 317 = 817 \text{ mm} = 0,817 \text{ m}$.

Gaya tekan ke atas (gaya geser pons):

$$V_u = \{B^2 - (b+d) \cdot (h+d)\} \cdot \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \right)$$

$$= \{3,25^2 - 0,817 \cdot 0,817\} \cdot \frac{98,3645 + 26,3046}{2}$$

$$= 611,228 \text{ kN.}$$

$\beta_c = h_k / b_k = 500 / 500 = 1,0$ dan

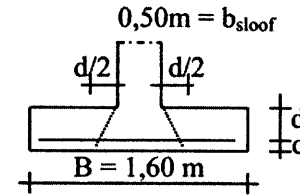
$b_o = 2 \cdot \{(b + d) + (h + d)\} = 2 \cdot (817 + 817) = 3268 \text{ mm}$.

$$= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{20}}{6} \cdot 1000 \cdot 170$$

$$= 95032,889 \text{ N} = 95,033 \text{ kN.}$$

Jadi ($V_u = 41,656 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 95,033 \text{ kN}$) → (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)



Panjang fondasi $L = 13,5 \text{ m} = 13500 \text{ mm}$.

$d_s = 80 \text{ mm} = 0,08 \text{ m}$;

$d = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m}$.

Gaya geser pons,

$$V_u = (B - d/2 - b_{\text{sloof}} - d/2) \cdot L \cdot (\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 2$$

$$V_u = (1,6 - 0,17/2 - 0,50 - 0,17/2) \cdot 13,5.$$

$$(109,62 + 99,291) / 2$$

$$V_u = 1311,439 \text{ kN.}$$

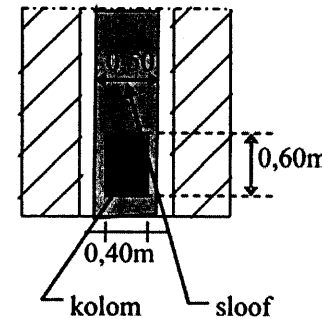
$b_o =$ keliling penampang kritis

$$= 2 \cdot \{(d/2 + b_{\text{sloof}} + d/2) + L\}$$

$$= 2 \cdot \{(170/2 + 500 + 170/2) + 13500\}$$

$$= 28340 \text{ mm.}$$

$\alpha_s = 2,30 + 40 = 100$ → portal tengah, berarti ada kolom tepi dan kolom dalam.



Gaya geser yang ditahan oleh beton ($\phi \cdot V_c$):

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 1/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot 1/3 \cdot \sqrt{20} \cdot 28340 \cdot 170$$

$$= 5386464,151 \text{ N} = 5386,464 \text{ kN.}$$

$$\beta_c = L_{\text{sloof}} / b_{\text{sloof}} = 13,5 / 0,5 = 27.$$

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d}{6}$$

$$= 0,75 \cdot \left(1 + \frac{2}{27} \right) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 28340 \cdot 170}{6}$$

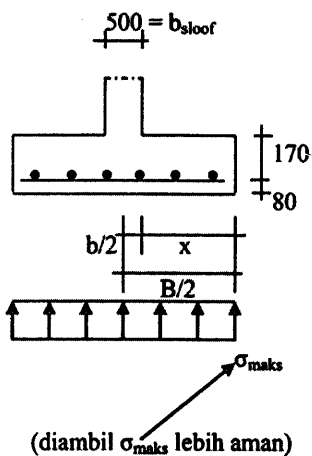
$$= 2892730,748 \text{ N} = 2892,731 \text{ kN.}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_c &= \phi \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} \right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{12} \\ &= 0,75 \cdot \left(2 + \frac{100 \cdot 170}{28340} \right) \cdot \frac{\sqrt{20} \cdot 28340 \cdot 170}{12} \\ &= 3501011,632 \text{ N} = 3501,012 \text{ kN}.\end{aligned}$$

Dipilih yang terkecil, yaitu $\phi \cdot V_c = 2892,731 \text{ kN}$.

Jadi ($V_u = 1311,439 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 2892,731 \text{ kN}$) \longrightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi



$$x = B/2 - b_{\text{sloof}}/2 = 1,6/2 - 0,5/2 = 0,55 \text{ m}.$$

$$\begin{aligned}M_u &= 1/2 \cdot \sigma_{\text{maks}} \cdot x^2 \\ &= 1/2 \cdot 109,62 \cdot 0,55^2 = 16,580 \text{ kNm}.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K &= M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \\ &= 16,58 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 170^2) \\ &= 0,7171 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Jadi $K < K_{\text{maks}} = 5,6897 \text{ MPa}$ (Okey).

$$\begin{aligned}a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,7171}{0,85 \cdot 20}} \right) \cdot 170 = 7,329 \text{ mm}.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tulangan pokok } A_{s,u} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \\ &= 0,85 \cdot 20 \cdot 7,329 \cdot 1000 / 300 = 415,31 \text{ mm}^2.\end{aligned}$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa}: A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 170 / 300 = 793,333 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 793,333 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan, } s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} \\ &= 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000 / 793,333 = 99,00 \text{ mm}.\end{aligned}$$

$$s \leq (2 \cdot h_f = 2 \cdot 250 = 500 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm}.$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 95 \text{ mm} < 99,0 \text{ mm}$.

$$\text{Luas tulangan} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s}$$

$$= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{95} = 826,735 \text{ mm}^2 > A_{s,u} \text{ (Okey)}.$$

$$\text{Tulangan bagi: } A_{sb} = 20\% \cdot A_{s,u} = 20\% \cdot 793,333 = 158,667 \text{ mm}^2.$$

$$A_{sb} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 250 = 500 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi $A_{sb,u} = 500 \text{ mm}^2$.

$$\text{Jarak tulangan: } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{sb,u}$$

$$= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{500} = 100,531 \text{ mm}.$$

$$s \leq (5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1250 \text{ mm}).$$

Dipilih yang kecil, jadi $s = 100 \text{ mm} < 100,531 \text{ mm}$.

$$\text{Luas tulangan} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s}$$

$$= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{100} = 502,655 \text{ mm}^2 > A_{sb,u} \text{ (Okey)}.$$

$$\text{Jadi digunakan tulangan pokok } A_s = D10 - 95 = 826,735 \text{ mm}^2.$$

$$\text{tulangan bagi } A_{sb} = D8 - 100 = 502,655 \text{ mm}^2.$$

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

$$\text{Rumus: } \lambda_d = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{(\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \text{ dan } \lambda_d \text{ harus } \geq 300 \text{ mm}.$$

$$\alpha = 1,0 \text{ (beton segar di bawah tulangan hanya } 75 \text{ mm} < 300 \text{ mm)}.$$

$$\beta = 1,0 \text{ jika tulangan tanpa pelapis epoksi } \longrightarrow \alpha \cdot \beta = 1 < 1,7 \text{ (Okey)}.$$

$$\gamma = 0,8 \text{ (digunakan tulangan } D10 < D19).$$

$$\lambda = 1,0 \text{ (digunakan beton normal)}$$

$$c = 75 \text{ mm} (< \text{spasi tulangan } s = 95 \text{ mm}).$$

$$K_{tr} = 0 \text{ (untuk penyederhanaan: Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002)}$$

$$(c + K_{tr})/d_b = (75+0)/10 = 7,5 > 2,5 \longrightarrow \text{dipakai } (c + K_{tr})/d_b = 2,5.$$

$$\lambda_d = 9.300.1.1.0,8.1.10 / (10. \sqrt{20} .2,5) = 193,196 \text{ mm} < 300 \text{ mm}.$$

Digunakan $\lambda_d = 300 \text{ mm} = 0,30 \text{ m}$.

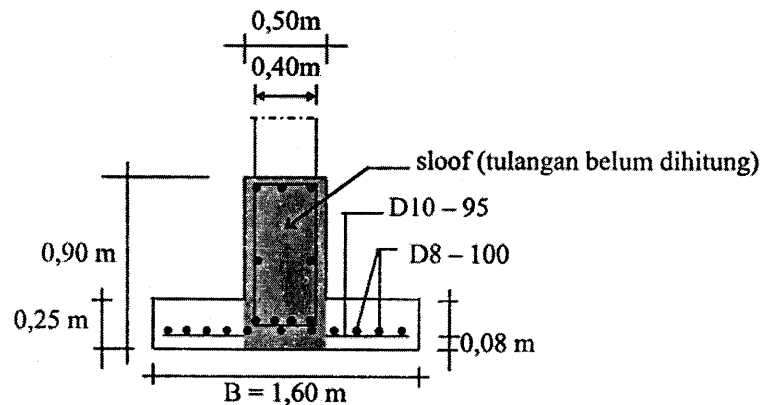
$$\begin{aligned} \text{Panjang tersedia } \lambda_t &= B/2 - b_{\text{sloof}}/2 - 75 \\ &= 1600/2 - 500/2 - 75 = 475 \text{ mm} = 0,475 \text{ m}. \end{aligned}$$

Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

e). Kuat dukung fondasi

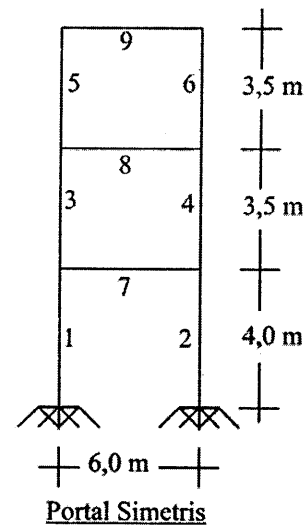
$$\begin{aligned} \bar{P}_u &= \phi .0,85.f_c'.A_1 \\ &= 0,7.0,85.20.13500.500 \\ &= 80325000 \text{ N} = 80325 \text{ kN}. \end{aligned}$$

$$P_{u,k} = 1847,992 \text{ kN} < \bar{P}_u = 80325 \text{ kN} \longrightarrow \text{aman.}$$



Gambar penulangan

Contoh 4.5 :



Portal beton bertulang (simetris) dengan dimensi balok 300/500, kolom 500/500, mutu beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$, baja $f_y = 390 \text{ MPa}$. Hasil hitungan beban mati (D), beban hidup (L) dan beban gempa (dari kiri $E^{(+)}$ dan dari kanan $E^{(-)}$) diperoleh seperti tabel berikut:

Balok 7 :

Jenis beban	Ujung kiri	Lapangan	Ujung kanan
M_D (kN-m)	-65,38	38,12	-65,38
M_L (kN-m)	-21,32	12,43	-21,32
$M_E^{(+)}$ (kN-m)	117,52	0	-117,52
$M_E^{(-)}$ (kN-m)	-117,52	0	117,52
V_D (kN)	69,00	0	-69,00
V_L (kN)	22,00	0	-22,00
$V_E^{(+)}$ (kN)	-39,16	-39,16	-39,16
$V_E^{(-)}$ (kN)	39,16	39,16	39,16

Kolom 1 dan Kolom 2 :

Jenis beban dan satuan	Kolom 1		Kolom 2	
	Ujung atas	Ujung bawah	Ujung atas	Ujung bawah
P_D (kN)	202,00	216,00	202,00	216,00
P_L (kN)	54,00	54,00	54,00	54,00
$P_E^{(+)}$ (kN)	-39,16	-39,16	39,16	39,16
$P_E^{(-)}$ (kN)	39,16	39,16	-39,16	-39,16
M_D (kN-m)	-33,20	11,60	33,20	-11,60
M_L (kN-m)	-7,57	3,78	7,57	-3,78
$M_E^{(+)}$ (kN-m)	49,80	-188,44	49,80	-188,44
$M_E^{(-)}$ (kN-m)	-49,80	188,44	-49,80	188,44
V_D (kN)	8,17	8,17	8,17	8,17
V_L (kN)	2,84	2,84	2,84	2,84
$V_E^{(+)}$ (kN)	-59,4	-59,4	59,4	59,4
$V_E^{(-)}$ (kN)	59,4	59,4	-59,4	-59,4

Diketahui pula berat beton 25 kN/m^3 , berat tanah di atas fondasi $17,25 \text{ kN/m}^3$, dan daya dukung tanah pada kedalaman $1,5 \text{ m} = 100 \text{ kPa}$. Untuk kolom digunakan tulangan total $A_{st} = 12D22$ dan begel $2 \phi 10 - 220$.

Soal : Rencanakan fondasi untuk Kolom 1, jika digunakan fondasi telapak setempat (bujur sangkar) dengan tebal $0,40 \text{ m}$ dan tersedia tulangan D16.

Penyelesaian:

Dibuat tabel beban terfaktor (P_u dan M_u) pada ujung bawah kolom berikut:

Jenis beban terfaktor (U)	Kolom 1 ujung bawah		Kolom 2 ujung bawah	
	P_u (kN)	M_u (kNm)	P_u (kN)	M_u (kNm)
1,4.D	302,40	16,24	302,40	-16,24
1,2.D + 1,6.L	345,60	19,97	345,60	-19,97
1,2.D + L + E ⁽⁺⁾	274,04	-170,74	352,36	206,14
1,2.D + L + E ⁽⁻⁾	352,36	206,14	274,04	-170,74
0,9.D + E ⁽⁺⁾	155,24	-178,00	233,56	198,88
0,9.D + E ⁽⁻⁾	233,56	198,88	155,24	-178,00

a). Menentukan ukuran fondasi Kolom 1

Tinjauan akibat beban mati (U = 1,4.D):

Dari tabel beban terfaktor diperoleh:

$P_{u,k} = 302,24 \text{ kN}$ dan

$M_{u,k} = 16,24 \text{ kNm}$.

Tebal tanah di atas fondasi, $h_t = 1,5 - 0,40 = 1,10 \text{ m}$.

$q = \text{berat fondasi} + \text{berat tanah}$

$= h_f \cdot \gamma_c + h_t \cdot \gamma_t$

$= 0,40 \cdot 25 + 1,10 \cdot 17,25 = 28,975 \text{ kN/m}^2$.

Tegangan tanah maksimal,

$$\sigma_{\text{maks}} = \frac{P_{u,k}}{B^2} + \frac{M_{u,x}}{1/6 \cdot B^3} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{302,4}{B^2} + \frac{16,24}{1/6 \cdot B^3} + 28,975 \leq 100$$

$$(100 - 28,975) \cdot B^3 - 302,4 \cdot B - 6 \cdot 16,24 \geq 0 \rightarrow 71,025 \cdot B^3 - 302,4 \cdot B - 97,44 \geq 0$$

Dicoba: $B_1 = 2,30 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = 71,2412 > 0$ (terlalu besar)

$B_2 = 2,20 \text{ m} \rightarrow f(B_2) = -6,4058 < 0$ (agak terlalu kecil)

Dengan interpolasi linear:

$$B = 2,3 - (71,2412) \cdot (2,2 - 2,3) / (-6,4058 - 71,2412) = 2,2082$$

Dicoba: $B_1 = 2,2082 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = -0,3974 \approx 0$ (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 2,25 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Tinjauan akibat beban mati dan beban hidup (U = 1,2.D + 1,6.L):

Dari tabel beban terfaktor diperoleh: $P_{u,k} = 345,60 \text{ kN}$ dan $M_{u,k} = 19,97 \text{ kNm}$.

$$\text{Tegangan tanah maksimal, } \sigma_{\text{maks}} = \frac{345,6}{B^2} + \frac{19,97}{1/6 \cdot B^3} + 28,975 \leq 100$$

$$(100 - 28,975) \cdot B^3 - 345,6 \cdot B - 6 \cdot 19,97 \geq 0 \rightarrow 71,025 \cdot B^3 - 345,6 \cdot B - 119,82 \geq 0$$

Dicoba: $B_1 = 2,35 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = -10,2264 < 0$ (agak terlalu kecil).

$B_2 = 2,40 \text{ m} \rightarrow f(B_2) = 32,5896 > 0$ (agak terlalu besar) (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 2,40 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Tinjauan akibat beban mati, beban hidup dan gempa E⁽⁺⁾ (U = 1,2.D + L + E⁽⁺⁾):

Dari tabel beban terfaktor diperoleh: $P_{u,k} = 274,04 \text{ kN}$ dan $M_{u,k} = 170,74 \text{ kNm}$.

Tegangan tanah maksimal, $\sigma_{maks} = \frac{274,04}{B^2} + \frac{170,74}{1/6.B^3} + 28,975 \leq 100$

$(100 - 28,975).B^3 - 274,04.B - 6.170,74 \geq 0 \rightarrow 71,025.B^3 - 274,04.B - 1024,44 \geq 0$

Dicoba: $B_1 = 2,95 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = -9,4776 < 0$ (agak terlalu kecil).
 $B_2 = 3,00 \text{ m} \rightarrow f(B_2) = 71,115 > 0$ (agak terlalu besar) (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 3,0 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Tinjauan akibat beban mati, beban hidup dan gempa $E^{(-)}$ ($U = 1,2.D + L + E^{(-)}$):

Dari tabel beban terfaktor diperoleh: $P_{u,k} = 352,36 \text{ kN}$ dan $M_{u,k}^{(+)} = 206,14 \text{ kNm}$.

Tegangan tanah maksimal, $\sigma_{maks} = \frac{352,36}{B^2} + \frac{206,14}{1/6.B^3} + 28,975 \leq 100$

$(100 - 28,975).B^3 - 352,36.B - 6.206,14 \geq 0 \rightarrow 71,025.B^3 - 352,36.B - 1236,84 \geq 0$

Dicoba: $B_1 = 3,20 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = -37,0448 < 0$ (agak terlalu kecil).
 $B_2 = 3,25 \text{ m} \rightarrow f(B_2) = 56,1451 > 0$ (agak terlalu besar) (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 3,25 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Tinjauan akibat beban mati dan beban gempa $E^{(+)}$ ($U = 0,9.D + E^{(+)}$):

Dari tabel beban terfaktor diperoleh: $P_{u,k} = 155,24 \text{ kN}$ dan $M_{u,k}^{(-)} = 178,0 \text{ kNm}$.

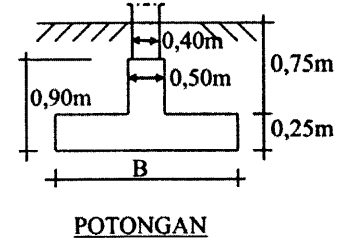
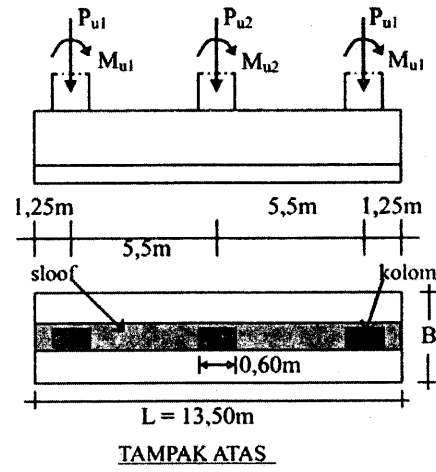
Tegangan tanah maksimal, $\sigma_{maks} = \frac{155,24}{B^2} + \frac{178}{1/6.B^3} + 28,975 \leq 100$

$(100 - 28,975).B^3 - 155,24.B - 6.178 \geq 0 \rightarrow 71,025.B^3 - 155,24.B - 1068 \geq 0$

Dicoba: $B_1 = 2,75 \text{ m} \rightarrow f(B_1) = -17,8120 < 0$ (agak terlalu kecil).
 $B_2 = 2,80 \text{ m} \rightarrow f(B_2) = 56,4688 > 0$ (agak terlalu besar) (Okey).

Jadi digunakan fondasi bujur sangkar dengan sisi $B = 2,80 \text{ m}$ (kelipatan 5 cm).

Contoh 4.4 :



Fondasi telapak menerus dengan sloof 500/900 mendukung 3 buah kolom 400/600 dari portal tengah seperti tergambar. Di atas sloof tersebut ada pasangan tembok 1/2 batu setinggi 4 m.

Beban yang bekerja pada kolom (akibat beban terfaktor $U = 1,2.D + 1,6.L$), yaitu $P_{u1} = 460 \text{ kN}$, $P_{u2} = 650 \text{ kN}$, $M_{u1} = 68 \text{ kNm}$, dan $M_{u2} = 115 \text{ kNm}$. Jika diketahui $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, berat beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, berat tanah di atas fondasi $\gamma_t = 17,2 \text{ kN/m}^3$, berat tembok $\gamma_{tb} = 18 \text{ kN/m}^3$, daya dukung tanah $\sigma_t = 110 \text{ kPa}$, dan tersedia tulangan D10 serta D8.

Soal: Rencanakan fondasi tersebut.

Penyelesaian:

a). Menentukan ukuran fondasi

Beban perlu P_u : [$U = 1,2.D + 1,6.L \rightarrow$ faktor untuk beban mati = 1,2].
 Beban aksial kolom $\sum P_u = 2.P_{u1} + P_{u2} = 2.460 + 650 = 1570,000 \text{ kN}$
 Berat sloof 13,5 m = $1,2.P_D = 1,2 \cdot \{0,5 \cdot (0,90 - 0,25) \cdot 13,5 \cdot 24\} = 126,360 \text{ kN}$
 Berat dinding setinggi 4 m = $1,2 \cdot \{0,15 \cdot (13,5 - 3,0) \cdot 4 \cdot 18\} = 151,632 \text{ kN}(+)$
 $\sum P_{u,k} = 1847,992 \text{ kN}$.

$\sum M_{u,k} = 2.M_{u1} + M_{u2} = 2.68 + 115 = 251 \text{ kNm}$.
 $q =$ berat fondasi + berat tanah di atas fondasi
 $= 0,25 \cdot 24 + 0,75 \cdot 17,2 = 18,9 \text{ kN/m}^2$.

$$\sigma = \frac{\Sigma P_{u,k}}{B.L} + \frac{\Sigma M_{u,k}}{1/6.B.L^2} + q \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\frac{1847,992}{B.13,5} + \frac{251}{1/6.B.13,5^2} + 18,9 \leq 110$$

$$(110 - 18,9).13,5^2.B \geq (1847,992.13,5 + 6.251)$$

$$B \geq \left(\frac{1847,992.13,5 + 6.251}{(110 - 18,9).13,5^2} = 1,593 \text{ m} \right) \rightarrow \text{dipakai } B = 1,60 \text{ m.}$$

λ_d harus ≥ 300 mm, jadi B harus $\geq \{b_{\text{sloof}} + 2.(\lambda_d + \text{lapis lindung beton})\}$

$$B \geq \{0,5 + 2(0,3 + 0,075) = 1,25 \text{ m}\}.$$

Dipilih yang besar, jadi $B = 1,60$ m.

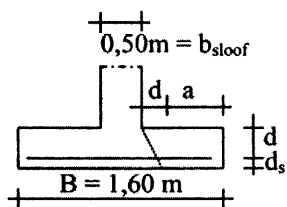
Tegangan yang terjadi pada tanah:

$$\sigma_{\text{maks}} = \frac{1847,992}{1,6.13,5} + \frac{251}{1/6.1,6.13,5^2} + 18,9$$

$$= 109,620 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_t \text{ (aman).}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{1847,992}{1,6.13,5} - \frac{251}{1/6.1,6.13,5^2} + 18,9 = 99,291 \text{ kN/m}^2$$

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$$d_s = 75 + 10/2 = 80 \text{ mm.}$$

$$d = 250 - 80 = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m.}$$

$$a = B/2 - b_{\text{sloof}}/2 - d$$

$$= 1,6/2 - 0,5/2 - 0,17 = 0,38 \text{ m.}$$

Diambil panjang pelat fondasi 1 m tegak lurus bidang gambar.

Gaya geser oleh tekanan tanah ke atas (V_u):

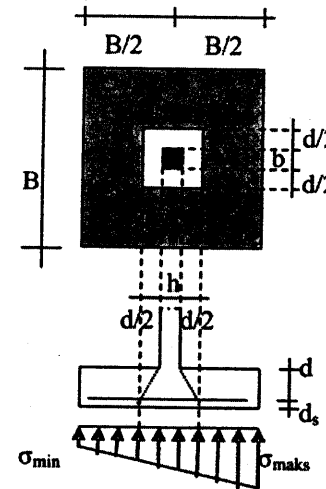
$$V_u = a.1.\sigma_{\text{maks}}$$

$$= 0,38.1.109,62 = 41,656 \text{ kN.}$$

Gaya geser yang dapat ditahan oleh beton ($\phi.V_c$):

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b \cdot d$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton ($\phi.V_c$):



$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{6}$$

$$= (1 + 2/1) \cdot \frac{\sqrt{25} \cdot 3268 \cdot 317}{6}$$

$$= 2589890 \text{ N} = 2589,89 \text{ kN.}$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d}{12} \rightarrow \alpha_s = 30$$

(kolom tepi)

$$= (2 + 30.317/3268) \cdot \frac{\sqrt{25} \cdot 3268 \cdot 317}{12}$$

$$= 2119409,17 \text{ N} = 2119,409 \text{ kN.}$$

$$V_c = 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$$

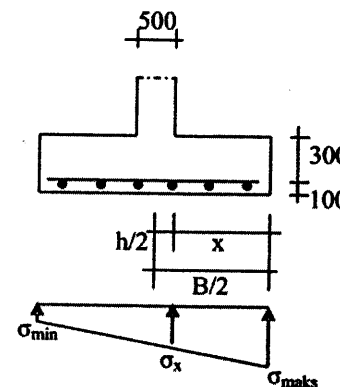
$$= 1/3 \cdot \sqrt{25} \cdot 3268 \cdot 317$$

$$= 1726593,33 \text{ N} = 1726,593 \text{ kN.}$$

Dipilih V_c yang terkecil, jadi $\phi.V_c = 0,75.1726,593 = 1294,945 \text{ kN.}$

Jadi ($V_u = 611,228 \text{ kN}$) < ($\phi.V_c = 1294,945 \text{ kN}$) \rightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi



$$d_s = 75 + 16 + 16/2 = 99 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm.}$$

$$d = h_f - d_s = 400 - 100 = 300 \text{ mm.}$$

$$x = B/2 - h_f/2 = 3,25/2 - 0,50/2 = 1,375 \text{ m.}$$

$$\sigma_x = \sigma_{\text{min}} + (B - x) \cdot (\sigma_{\text{maks}} - \sigma_{\text{min}}) / B$$

$$= 26,3046 + (3,25 - 1,375) \cdot (98,3645 - 26,3046) / 3,25$$

$$= 67,878 \text{ kN/m}^2.$$

$$M_u = 1/2 \cdot \sigma_x \cdot x^2 + 1/3 \cdot (\sigma_{\text{maks}} - \sigma_x) \cdot x^2$$

$$= 1/2 \cdot 67,878 \cdot 1,375^2 + 1/3 \cdot (98,3645 - 67,878) \cdot 1,375^2$$

$$= 83,379 \text{ kNm.}$$

$$K = M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2)$$

$$= 83,379.10^6 / (0,8.1000.300^2) = 1,15804 \text{ MPa.}$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot (600 + 390 - 225 \cdot 0,85) \cdot 25}{(600 + 390)^2}$$

$$= 6,62416 \text{ MPa.}$$

Jadi $K < K_{maks}$ (memenuhi syarat).

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,15804}{0,85 \cdot 25}} \right) \cdot 300 = 16,820 \text{ mm.}$$

$$A_{s,u} = (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 16,82 \cdot 1000 / 390 = 916,474 \text{ mm}^2.$$

$f_c' < 31,36 \text{ MPa}$:

$$A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 300 / 390 = 1076,923 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 1076,923 \text{ mm}^2$.

$$\text{Jarak tulangan, } s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} = 1/4 \cdot \pi \cdot 16^2 \cdot 1000 / 1076,923$$

$$= 186,70 \text{ mm.}$$

$$s \leq (2 \cdot h_f = 2 \cdot 400 = 800 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm.}$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 185 \text{ mm} < 186,7 \text{ mm}$.

Jadi dipakai tulangan D16 – 185 = 1086,821 mm² > A_{s,u}

$$= 1076,923 \text{ mm}^2 \text{ (Okey).}$$

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

$$\text{Rumus: } \lambda_d = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{(\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b} \right)} \cdot d_b \text{ dan } \lambda_d \text{ harus } \geq 300 \text{ mm.}$$

$\alpha = 1,0$ (beton segar di bawah tulangan hanya 75 mm < 300 mm).

$\beta = 1,0$ jika tulangan tanpa pelapis epoksi $\rightarrow \alpha \cdot \beta = 1 < 1,7$ (Okey).

$\gamma = 0,8$ (digunakan tulangan D16 < D19).

$\lambda = 1,0$ (digunakan beton normal)

$c = 75 \text{ mm}$ (< spasi tulangan $s = 185 \text{ mm}$).

$K_{tr} = 0$ (untuk penyederhanaan: Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002)

$(c + K_{tr}) / d_b = (75 + 0) / 10 = 7,5 > 2,5 \rightarrow$ dipakai $(c + K_{tr}) / d_b = 2,5$.

$\lambda_d = 9 \cdot 390 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 16 / (10 \cdot \sqrt{25} \cdot 2,5) = 359,424 \text{ mm} > 300 \text{ mm.}$

Digunakan $\lambda_d = 360 \text{ mm} = 0,36 \text{ m}$.

Panjang tersedia $\lambda_t = B/2 - b_k/2 - 75$

$$= 3250/2 - 500/2 - 75$$

$$= 1300 \text{ mm} = 1,30 \text{ m.}$$

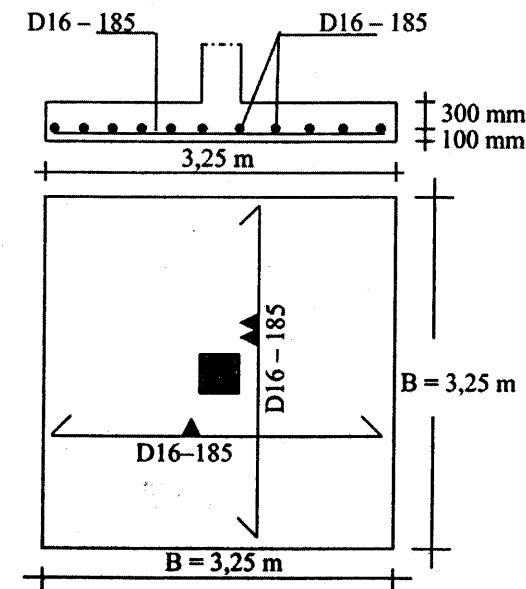
Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

e). Kuat dukung fondasi

$$\bar{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_k$$

$$= 0,7 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 500 \cdot 500 = 3718750 \text{ N} = 3718,75 \text{ kN.}$$

$$P_{u,k} = 352,36 \text{ kN} < \bar{P}_u = 3718,75 \text{ kN} \rightarrow \text{aman.}$$



Gambar Penulangan Fondasi

Contoh 4.6 :

Jika pada Contoh 4.5 hanya ditinjau terhadap beban mati dan beban hidup saja ($U = 1,2.D + 1,6.L$), digunakan fondasi telapak menerus dengan tebal 0,25 m, dimensi *sloof* 350/700 sepanjang 7,5 m, serta tersedia batang tulangan D25, D10, D8 dan $\phi 10$, maka: hitung dan gambarlah penulangan fondasi serta *sloof* tersebut.

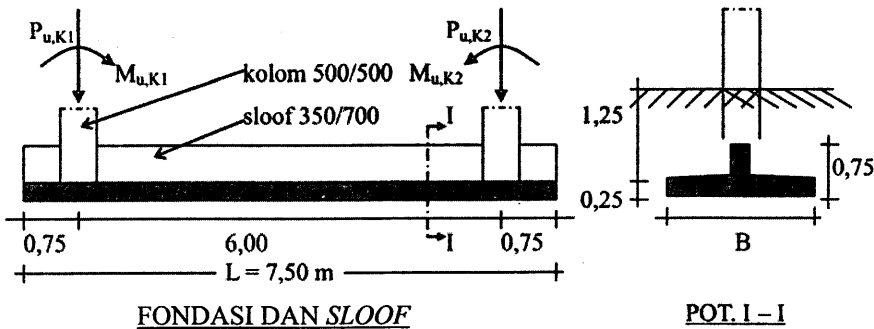
Penyelesaian :

1). Penulangan fondasi

a). Menentukan ukuran fondasi

Tinjauan beban terfaktor akibat beban mati dan beban hidup :

Beban terfaktor $U = 1,2.D + 1,6.L$ pada ujung bawah Kolom 1 dan Kolom 2 diperoleh : $P_{u,K1} = 345,60$ kN, $M_{u,K1} = 19,97$ kNm, $P_{u,K2} = 345,60$ kN, dan $M_{u,K2} = -19,97$ kNm (lihat hasil hitungan dari Contoh 4.5).



Beban aksial:

Berat *sloof* 350/700 = $1,2 \cdot 0,35 \cdot (0,7 - 0,25) \cdot 7,5 \cdot 25 = 35,438$ kN

Beban ujung bawah 2 buah kolom = $345,6 + 345,6 = 691,200$ kN +

$\Sigma P_u = 726,638$ kN

Momen lentur, $\Sigma M_u = 19,97 - 19,97 = 0$.

Beban merata $q = h_f \cdot \gamma_c + h_t \cdot \gamma_t$

$= 0,25 \cdot 25 + 1,25 \cdot 17,25 = 27,8125$ kN/m².

Tegangan tanah maksimal, $\sigma_{maks} = \frac{P_{u,k}}{B.L} + \frac{M_{u,x}}{1/6.B.L^2} + q \leq \bar{\sigma}_t$

$$\frac{726,638}{B \cdot 7,5} + \frac{0}{1/6 \cdot B \cdot 7,5^2} + 27,8125 \leq 100$$

$(100 - 27,8125) \cdot 7,5 \cdot B - 726,638 \geq 0 \rightarrow 541,40625 \cdot B - 726,638 \geq 0$

$B \geq (726,638 / 541,40625 = 1,342 \text{ m}) \rightarrow$ dipakai $B = 1,35 \text{ m}$.

Tinjauan pada panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d) :

λ_d harus ≥ 300 mm, jadi B harus $\geq \{b_{sloof} + 2 \cdot (\lambda_d + \text{lapis lindung beton})\}$

$B \geq \{0,5 + 2(0,3 + 0,075) = 1,25 \text{ m}\}$.

Dari kedua tinjauan di atas, dipilih B yang besar, jadi

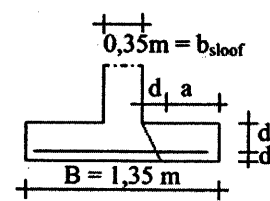
lebar fondasi $B = 1,35 \text{ m}$.

Tegangan yang terjadi pada tanah:

$$\sigma = \frac{726,638}{1,35 \cdot 7,5} + \frac{0}{1/6 \cdot 1,35 \cdot 7,5^2} + 27,8125$$

$= 99,579 \text{ kPa} < \bar{\sigma}_t = 100 \text{ kPa}$ (aman).

b). Kontrol tegangan geser 1 arah



$d_s = 75 + 10/2 = 80 \text{ mm}$.

$d = 250 - 80 = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m}$.

$a = B/2 - b_{sloof}/2 - d = 1,35/2 - 0,35/2 - 0,17 = 0,33 \text{ m}$.

Gaya geser oleh tekanan tanah ke atas (V_u):

$V_u = a \cdot L_{sloof} \cdot \sigma = 0,33 \cdot 7,5 \cdot 99,579 = 246,458 \text{ kN}$.

Gaya geser yang dapat ditahan oleh beton ($\phi \cdot V_c$):

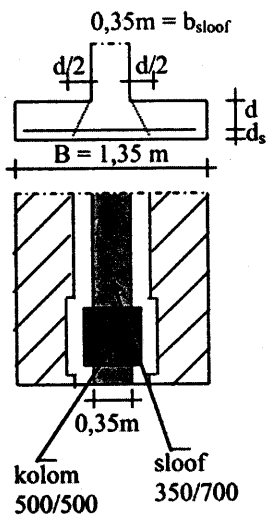
$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \cdot L_{sloof} \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \frac{\sqrt{25}}{6} \cdot 7500 \cdot 170$$

$$= 796875 \text{ N} = 796,875 \text{ kN}$$

Jadi ($V_u = 246,458 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 796,875 \text{ kN} \rightarrow$ (aman).

c). Kontrol tegangan geser 2 arah (geser pons)



Panjang sloof $L = 7,5 \text{ m} = 7500 \text{ mm}$.
 $d_s = 80 \text{ mm} = 0,08 \text{ m}$; $d = 170 \text{ mm} = 0,17 \text{ m}$.
 Gaya geser pons, $V_u = (B - d/2 - b_{\text{sloof}} - d/2) \cdot L_{\text{sloof}} \cdot \sigma$
 $V_u = (1,35 - 0,17/2 - 0,35 - 0,17/2) \cdot 7,5 \cdot 99,579$
 $= 619,879 \text{ kN}$.
 $b_o = \text{keliling penampang kritis}$
 $= 2 \cdot \{(d/2 + b_{\text{sloof}} + d/2) + L\}$
 $= 2 \cdot \{(170/2 + 350 + 170/2) + 7500\}$
 $= 8540 \text{ mm}$.
 $\alpha_s = 2.30 = 60 \rightarrow 2 \text{ buah kolom tepi}$.

Gaya geser yang ditahan oleh beton ($\phi \cdot V_c$):

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot 1/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\ &= 0,75 \cdot 1/3 \cdot \sqrt{25} \cdot 8540 \cdot 170 \\ &= 1814750 \text{ N} = 1814,75 \text{ kN}. \\ \beta_c &= L_{\text{sloof}} / b_{\text{sloof}} = 7,5 / 0,35 = 21,429. \end{aligned}$$

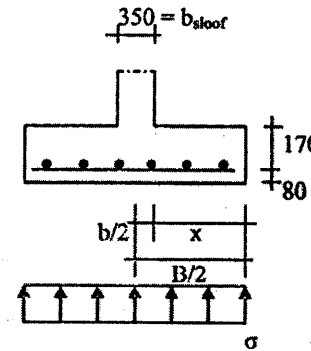
$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= 0,75 \cdot \left(1 + \frac{2}{21,429}\right) \cdot \frac{\sqrt{25} \cdot 8540 \cdot 170}{6} \\ &= 992061,64 \text{ N} = 992,062 \text{ kN}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= \phi \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o}\right) \cdot \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ &= 0,75 \cdot \left(2 + \frac{60 \cdot 170}{8540}\right) \cdot \frac{\sqrt{25} \cdot 8540 \cdot 170}{12} \\ &= 1449250 \text{ N} = 1449,25 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Dipilih yang terkecil, yaitu $\phi \cdot V_c = 992,062 \text{ kN}$.

Jadi ($V_u = 619,879 \text{ kN}$) < ($\phi \cdot V_c = 992,062 \text{ kN}$) \rightarrow (aman).

d). Hitungan penulangan fondasi



$$\begin{aligned} x &= B/2 - b_{\text{sloof}}/2 = 1,35/2 - 0,35/2 = 0,50 \text{ m}. \\ M_u &= 1/2 \cdot \sigma \cdot x^2 \\ &= 1/2 \cdot 99,579 \cdot 0,50^2 = 12,4474 \text{ kNm}. \\ K &= M_u / (\phi \cdot b \cdot d^2) \\ &= 12,4474 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 1000 \cdot 170^2) \\ &= 0,5384 \text{ MPa} \\ \text{Jadi } K &< K_{\text{maks}} = 5,6897 \text{ MPa (Okey)}. \\ a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}}\right) \cdot d \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,5384}{0,85 \cdot 25}}\right) \cdot 170 = 23,106 \text{ mm}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan pokok : } A_{s,u} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b) / f_y \\ &= 0,85 \cdot 25 \cdot 23,106 \cdot 1000 / 390 = 1258,981 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa: } A_{s,u} = 1,4 \cdot b \cdot d / f_y = 1,4 \cdot 1000 \cdot 170 / 390 = 610,256 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, yaitu $A_{s,u} = 1258,981 \text{ mm}^2$.

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan, } s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{s,u} \\ &= 1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000 / 1258,981 \\ &= 62,384 \text{ mm}. \end{aligned}$$

$$s \leq (3 \cdot h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}).$$

$$s \leq 450 \text{ mm}.$$

Dipilih yang kecil, yaitu $s = 60 \text{ mm} < 62,384 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s} \\ &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 10^2 \cdot 1000}{60} = 1308,997 \text{ mm}^2 > A_{s,u} \text{ (Okey)}. \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan bagi: } A_{sb} = 20\% \cdot A_{s,u} = 20\% \cdot 1258,981 = 251,796 \text{ mm}^2.$$

$$A_{sb} = \{0,002 - 2 \cdot 10^{-6} \cdot (f_c' - 300)\} \cdot b \cdot h = 455 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi $A_{sb,u} = 455 \text{ mm}^2$.

Jarak tulangan: $s = 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S / A_{sb,u}$
 $= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{455} = 110,474 \text{ mm.}$

$s \leq (5 \cdot h = 5 \cdot 250 = 1250 \text{ mm}).$

Dipilih yang kecil, jadi $s = 100 \text{ mm} < 110,474 \text{ mm.}$

Luas tulangan $= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot S}{s}$
 $= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 8^2 \cdot 1000}{100} = 502,655 \text{ mm}^2 > A_{sb,u} \text{ (Okey).}$

Jadi digunakan tulangan pokok $A_s = D10 - 60 = 1308,997 \text{ mm}^2$.
 tulangan bagi $A_{sb} = D8 - 100 = 502,655 \text{ mm}^2$.

Panjang penyaluran tegangan tulangan (λ_d):

Rumus: $\lambda_d = \frac{9 \cdot f_y}{10 \cdot \sqrt{f_c'}} \cdot \frac{(\alpha \cdot \beta) \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \cdot d_b$ dan λ_d harus $\geq 300 \text{ mm.}$

$\alpha = 1,0$ (beton segar di bawah tulangan hanya $75 \text{ mm} < 300 \text{ mm}).$

$\beta = 1,0$ jika tulangan tanpa pelapis epoksi $\rightarrow \alpha \cdot \beta = 1 < 1,7$ (Okey).

$\gamma = 0,8$ (digunakan tulangan $D10 < D19$).

$\lambda = 1,0$ (digunakan beton normal)

$c = 60 \text{ mm}$ (nilai terkecil dari selimut beton 75 mm dan spasi tulangan $60 \text{ mm}).$

$K_{tr} = 0$ (untuk penyederhanaan: Pasal 14.2.4 SNI 03-2847-2002)

$(c + K_{tr})/d_b = (60+0)/10 = 6 > 2,5 \rightarrow$ dipakai $(c + K_{tr})/d_b = 2,5.$

$\lambda_d = 9 \cdot 390 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0 / (10 \cdot \sqrt{25} \cdot 2,5) = 224,64 \text{ mm} < 300 \text{ mm.}$

Digunakan $\lambda_d = 300 \text{ mm} = 0,30 \text{ m.}$

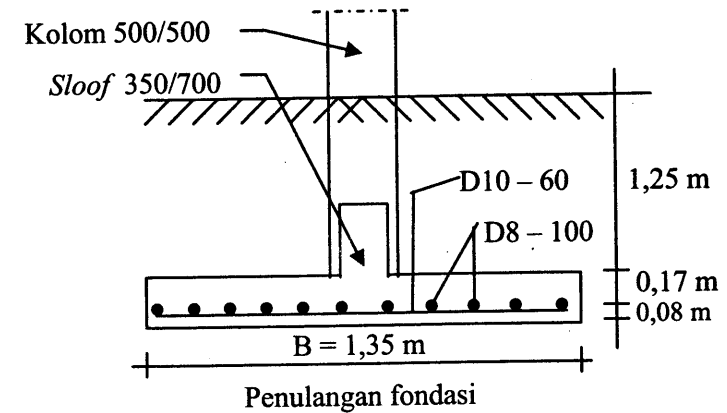
Panjang tersedia $\lambda_t = B/2 - b_k/2 - 75$
 $= 1350/2 - 500/2 - 75 = 350 \text{ mm} = 0,35 \text{ m.}$

Karena $\lambda_t > \lambda_d$, maka lebar fondasi B sudah cukup.

e). Kuat dukung fondasi

$\overline{P}_u = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A_{sloof}$
 $= 0,7 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 7500 \cdot 350 = 39046875 \text{ N}$
 $= 39046,875 \text{ kN.}$

$\Sigma P_u = 726,638 \text{ kN} < \overline{P}_u = 3718,75 \text{ kN} \rightarrow \text{aman.}$



2). Penulangan sloof

Beban sloof bekerja dari bawah fondasi, sebesar $q_{maks} = B \cdot \sigma_{maks}$

$q_{maks} = 1,35 \cdot 99,579 = 134,432 \text{ kN/m}^2$

$R_B = R_D = 134,432 \cdot 7,5/2 = 504,120 \text{ kN} (\downarrow)$

$D_{B1} = 134,432 \cdot 0,75 = 100,824 \text{ kN}$

$D_{B2} = D_{B1} - R_B$
 $= 100,824 - 504,12 = -403,296 \text{ kN}$

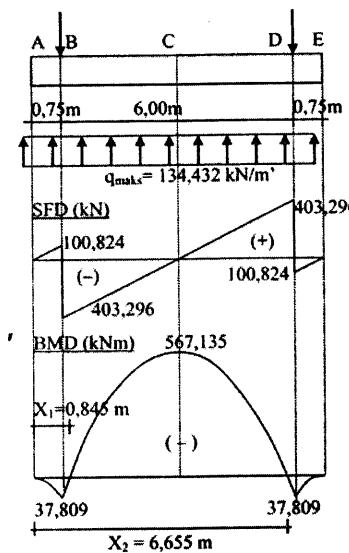
$D_{D1} = D_{B2} + 134,432 \cdot 6$
 $= -403,296 + 806,592 = 403,296 \text{ kN}$

$D_{D2} = D_{D1} - R_D$
 $= 403,296 - 504,12 = -100,824 \text{ kN}$

$D_E = D_{D2} + 134,432 \cdot 0,75$
 $= -100,824 + 100,824 = 0 \text{ (Okey).}$

$M_B = M_D = 1/2 \cdot q_{maks} \cdot 0,75^2$
 $= 1/2 \cdot 134,432 \cdot 0,75^2 = 37,809 \text{ kNm.}$

$M_C = M_{maks} = 1/8 \cdot q_{maks} \cdot 6^2 - M_B$
 $= 1/8 \cdot 134,432 \cdot 6^2 - 37,809$
 $= 567,135 \text{ kNm.}$



$$M_x = 0 \rightarrow R_B \cdot (X - 0,75) - 1/2 \cdot q_{maks} \cdot X^2 = 0$$

$$504,12 \cdot (X - 0,75) - 1/2 \cdot 134,432 \cdot X^2 = 0$$

$$67,216 \cdot X^2 - 504,12 \cdot X + 378,09 = 0$$

$$X_{1,2} = \frac{504,12 \pm \sqrt{(-504,12)^2 - 4 \cdot 67,216 \cdot 378,09}}{2 \cdot 67,216} = \frac{504,12 \pm 390,49}{134,432}$$

Diperoleh : $X_1 = 0,845$ m, dan $X_2 = 6,655$ m.

Tulangan longitudinal *sloof*:

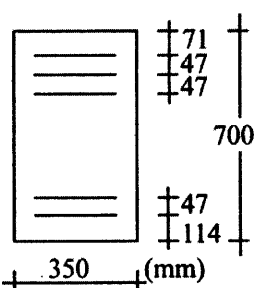
Bentang BC (lapangan): $M_u^{(+)} = 567,135$ kNm.

$d_{s1} =$ selimut beton + $\phi_{\text{begel}} + D/2 = 50 + 10 + 22/2 = 71$ mm.

$d_{s2} = d_{s3} = D + 25 = 22 + 25 = 47$ mm.

Jumlah tulangan per baris, $m = (350 - 2 \cdot 71)/(22 + 40) + 1 = 4,35$ (maksimal 4 batang).

Direncanakan 3 baris tulangan tarik dan 2 baris tulangan tekan.



Tulangan bawah (tekan) terletak di atas tulangan fondasi,

jadi

$$d_{s1}' = 75 + 10 + 8 + 10 + 22/2 = 114 \text{ mm.}$$

$$d_s = 71 + (2 \cdot 47)/2 = 118 \text{ mm; } d = 700 - 118 = 582 \text{ mm.}$$

$$d_s' = 114 + 47/2 = 137,5 \text{ mm.}$$

$$K = 567,135 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 350 \cdot 582^2) = 5,97974 \text{ MPa.}$$

$$K_{maks} = 6,62416 \text{ MPa.}$$

Digunakan tulangan rangkap dengan $K_1 = 3$ MPa.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,3}{0,85 \cdot 25}} \right) \cdot 582 = 88,964 \text{ mm.}$$

$$A_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b / f_y$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 88,964 \cdot 350 / 390$$

$$= 1696,589 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa, jadi } A_{s,min} = 1,4 \cdot 350 \cdot 582 / 390 = 731,231 \text{ mm}^2.$$

Karena $A_1 > A_{s,min}$ maka penggunaan tulangan rangkap tersebut diperbolehkan.

$$A_2 = (K - K_1) \cdot b \cdot d^2 / \{(d - d_s') \cdot f_y\}$$

$$= (5,97974 - 3) \cdot 350 \cdot 582^2 / \{(582 - 137,5) \cdot 390\} = 2037,774 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s,u} = A_1 + A_2 = 1696,589 + 2037,774 = 3734,363 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s,u}' = A_2 = 2037,774 \text{ mm}^2.$$

Jadi dipakai tulangan tarik $A_s = 10D22$

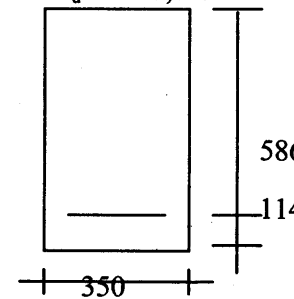
$$= 3801,327 \text{ mm}^2 > A_{s,u} \text{ (cukup 3 baris).}$$

tulangan tekan $A_s' = 6D22$

$$= 2280,796 \text{ mm}^2 > A_{s,u}'.$$

Bentang AB dan DE

$M_u^{(+)} = 37,809$ kNm \rightarrow



direncanakan 1 baris tulangan tarik

$d_s = 114$ mm; $d = 700 - 114 = 586$ mm.

$$K = 37,809 \cdot 10^6 / (0,8 \cdot 350 \cdot 586^2) = 0,39323 \text{ MPa.}$$

$K < K_{maks}$, dipakai tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2,0 \cdot 39323}{0,85 \cdot 25}} \right) \cdot 586 = 10,946 \text{ mm.}$$

$$A_s = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b / f_y$$

$$= 0,85 \cdot 25 \cdot 10,946 \cdot 350 / 390 = 209,089 \text{ mm}^2.$$

$$f_c' < 31,36 \text{ MPa} \rightarrow A_{s,min} = 1,4 \cdot 350 \cdot 586 / 390 = 736,256 \text{ mm}^2.$$

Dipilih yang besar, jadi dipakai $A_{s,u} = 736,256$ mm².

Jumlah tulangan, $n = 736,256 / (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2) = 1,94$ (cukup 2 batang).

Karena tulangan terlalu sedikit, maka dipakai tulangan tarik dan tekan masing-masing 4 batang, jadi

$$A_s = A_s' = 4D22 = 1520,531 \text{ mm}^2 \text{ (1 baris).}$$

Tulangan geser (begel) *sloof*

$$\phi \cdot V_c = \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{25} \cdot 350 \cdot 586 = 128187,5 \text{ N} = 128,188 \text{ kN.}$$

$$\phi \cdot V_c / 2 = 128,188 / 2 = 64,094 \text{ kN.}$$

Nilai $\phi \cdot V_c$ dan $\phi \cdot V_c$ diplotkan pada gambar SFD berikut:

mendukung beban $P_u = 600$ kN, $M_u = 60$ kNm, dan tersedia batang tulangan D12, hitung dan rencanakan fondasi tersebut !

Soal 4.2:

Ulangi lagi hitungan pada Soal 4.1, dengan mengubah bentuk fondasi segi empat dengan lebar fondasi 2,15 m.

Soal 4.3:

Mengulang Contoh 4.5, rencanakan fondasi Kolom 2 apabila dibuat dengan bentuk persegi panjang dengan lebar 2,60 m dan tebal fondasi tetap 0,40 m.

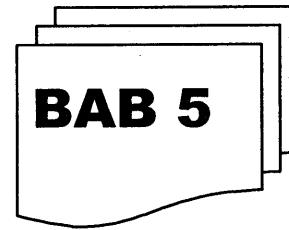
Soal 4.4:

Merujuk ketentuan pada Contoh 4.5, jika digunakan fondasi telapak menerus dan sloof dengan ukuran sesuai pada Contoh 4.6, hitunglah ukuran fondasi tersebut apabila ditinjau pada beban terfaktor berikut:

- 1). $U = 1,4.D$
- 2). $U = 1,2.D + L + E^{(+)}$
- 3). $U = 1,2.D + L + E^{(-)}$
- 4). $U = 0,9.D + E^{(+)}$
- 5). $U = 0,9.D + E^{(-)}$

Soal 4.5:

- 1). Dari hasil ukuran fondasi pada kelima tinjauan pada Soal 4.5 dan ukuran fondasi pada Contoh 4.6, pilihlah mana yang lebih aman untuk digunakan!
- 2). Rencanakan penulangan fondasi dan *sloof* berdasarkan pilihan ukuran fondasi yang aman pada item 1 di atas.



BEBAN GEMPA

5.1 Beban dan Bangunan Gedung

5.1.1 Jenis beban pada bangunan

Beban yang bekerja pada struktur bangunan (khususnya bangunan gedung) dibedakan atas 2 macam, yaitu beban vertikal dan beban horizontal. Beban vertikal tersebut merupakan beban gravitasi yang terdiri atas beban mati dan beban hidup, sedangkan beban horizontal merupakan beban yang diakibatkan oleh beban angin ataupun beban gempa.

Beban-beban yang disebutkan di atas merupakan beban nominal yang bekerja pada bangunan gedung. Menurut Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI – 1726 – 2002 (SPKGUSBG-2002), beban-beban tersebut didefinisikan sebagai berikut:

1). Beban mati nominal (Pasal 3.1.2.3 SPKGUSBG-2002)

Beban mati nominal yaitu beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, penyelesaian, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu.

Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun, dan ditetapkan sebesar

10%. Namun demikian, beban mati rencana yang biasa ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban mati nominal.

2). **Beban hidup nominal (Pasal 3.1.2.2 SPKGUSBG-2002)**

Beban hidup nominal yaitu beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung tersebut, baik akibat beban yang berasal dari orang maupun dari barang yang dapat berpindah atau mesin dan peralatan serta komponen yang tidak merupakan bagian yang tetap dari gedung, yang nilai seluruhnya adalah sedemikian rupa sehingga probabilitas untuk dilampauinya dalam kurun waktu tertentu terbatas pada suatu persentase tertentu.

Pada umumnya, probabilitas beban tersebut untuk dilampaui adalah dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun, dan ditetapkan sebesar 10%. Namun demikian, beban hidup rencana yang biasa ditetapkan dalam standar pembebanan struktur gedung, dapat dianggap sebagai beban hidup nominal.

3). **Beban gempa nominal (Pasal 3.1.2.1 SPKGUSBG-2002)**

Beban gempa nominal ialah beban gempa yang nilainya ditentukan oleh 3 hal, yaitu oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh tingkat daktilitas struktur yang mengalaminya dan oleh kekuatan lebih yang terkandung di dalam struktur tersebut.

Menurut Standar ini (SPKGUSBG-2002), peluang dilampauinya beban tersebut dalam kurun waktu umur gedung 50 tahun adalah 10% dan gempa yang menyebabkannya disebut Gempa Rencana (dengan periode ulang 500 tahun), tingkat daktilitas struktur gedung dapat ditetapkan sesuai dengan kebutuhan, sedangkan faktor kuat lebih (f_1) untuk struktur gedung secara umum nilainya adalah 1,6.

Dengan demikian, beban gempa nominal adalah beban akibat pengaruh gempa rencana yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung, kemudian dikalikan dengan faktor kuat lebih f_1 .

Pada struktur bangunan secara umum, beban gempa nominal ini bekerja pada pusat massa bangunan dengan arah horizontal. Khusus untuk bangunan gedung, beban gempa nominal bekerja pada pusat massa lantai bangunan.

5.1.2 Struktur gedung beraturan dan tidak beraturan

Menurut SNI-1726-2002 (Pasal 4.2.1 SPKGUSBG-2002), struktur gedung ditetapkan sebagai gedung beraturan, apabila memenuhi ketentuan/persyaratan sebagai berikut:

- 1). Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- 2). Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- 3). Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang coakan tersebut tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- 4). Sistem struktur gedung terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah struktur gedung secara keseluruhan.
- 5). Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- 6). Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70%

kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar-tingkat.

- 7). Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau di bawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- 8). Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- 9). Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Pasal 4.2.2 SPKGUSBG-2002 juga menegaskan, bahwa struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan pasal 4.2.1 di atas, ditetapkan sebagai gedung tidak beraturan, dan pengaruh beban gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

5.2 Analisis Beban Gempa pada Gedung Beraturan

Untuk struktur gedung beraturan, beban gempa nominal yang bekerja pada struktur gedung boleh dihitung berdasarkan analisis beban gempa statik ekuivalen. Berikut ini dijelaskan beberapa rumus untuk analisis beban gempa statik ekuivalen.

5.2.1 Beban geser dasar nominal statik ekuivalen (V)

Beban geser dasar statik ekuivalen (V) ditentukan berdasarkan ketentuan Pasal 6.1.2 SPKGUSBG-2002, yaitu:

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_t \quad (5.1)$$

dengan:

- V = beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh gempa rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan, kN.
- C_1 = nilai faktor respons gempa yang diperoleh dari spektrum respons gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- I = faktor keutamaan gedung.
- R = faktor reduksi gempa.
- W_t = berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai, kN.

5.2.2 Beban gempa nominal statik ekuivalen pada lantai (F_i)

Beban gempa nominal statik ekuivalen (F_i) ditentukan berdasarkan ketentuan Pasal 6.1.3 SPKGUSBG-2002, yaitu:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot z_i)} \cdot V \quad (5.2)$$

dengan:

- F_i = beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung, kN.
- W_i = berat lantai tingkat ke-i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai, kN.
- z_i = ketinggian lantai tingkat ke-i gedung terhadap taraf penjepitan lateral, m.
- n = nomor lantai tingkat paling atas.

Menurut Pasal 6.1.4 SPKGUSBG-2002, jika tinggi gedung dinyatakan dengan H, ukuran denah dalam arah pembebanan gempa dinyatakan dengan B, dan jika $H/B \geq 3$, maka berlaku :

$$F_n = 0,1.V + \frac{W_n \cdot z_n}{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot z_i)} \cdot 0,9.V \longrightarrow \text{untuk lantai paling atas (5.3a)}$$

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{n-1} (W_i \cdot z_i)} \cdot 0,9.V \longrightarrow \text{selain lantai paling atas (5.3b)}$$

5.2.3 Waktu getar alami fundamental (T_1)

Menurut Pasal 2.4.5 Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung (PPKGURG-1987), waktu getar alami gedung dihitung dengan rumus:

$$T_1 = 0,085.H^{3/4} \text{ (untuk portal baja)} \quad (5.4a)$$

$$T_1 = 0,06.H^{3/4} \text{ (untuk portal beton),} \\ \text{dengan H = tinggi gedung, m} \quad (5.4b)$$

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi dengan rumus berikut (Pasal 5.6 SPKGUSBG-2002):

$$T_1 < \zeta \cdot n \quad (5.5a)$$

dengan :

T_1 = waktu getar alami fundamental struktur gedung, detik.

ζ (zeta) = koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi T_1 , bergantung pada wilayah gempa (lihat Tabel 5.1).

n = jumlah tingkat struktur gedung.

Tabel 5.1 Koefisien ζ yang Membatasi T_1

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Jika wilayah gempa dinyatakan dengan notasi Z_E (Zone of Earthquake), maka koefisien ζ dapat dinyatakan dengan rumus berikut:

$$\zeta = 0,21 - 0,01.Z_E \quad (5.5b)$$

5.2.4 Kontrol waktu getar alami gedung beraturan

Jika dimensi portal telah ditentukan dengan pasti (misalnya: dimensi balok dan kolom telah dihitung mencukupi), maka waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dikontrol dengan rumus *Rayleigh* sebagai berikut (Pasal 6.2.1 SPKGUSBG-2002):

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i \cdot d_i^2)}{g \cdot \sum_{i=1}^n (F_i \cdot d_i)}} \quad (5.6a)$$

dengan :

T_R = waktu getar alami fundamental gedung beraturan berdasarkan rumus *Rayleigh*, detik.

W_i dan F_i = mempunyai arti sama seperti disebutkan pada Persamaan (5.2).

G = percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det²

d = simpangan horizontal lantai tingkat ke- i , mm.

Menurut Pasal 6.2.2 SPKGUSBG-2002, nilai waktu getar alami fundamental T_1 pada Persamaan (4.4) tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai T_R pada Persamaan (5.6a), atau dinyatakan:

$$\text{Jika } |T_R - T_1| \geq 0,20.T_R \text{ maka beban gempa dihitung ulang dari awal} \quad (5.6c)$$

5.3 Faktor Penentu Beban Gempa Nominal

Dari Persamaan (5.1) dapat diketahui, bahwa beban geser dasar nominal akibat gempa V dipengaruhi oleh faktor-faktor C_1 , I , R dan W_t .

5.3.1 Faktor respon gempa (C_1)

Nilai faktor respon gempa C_1 dipengaruhi oleh 3 hal, yaitu:

1). Kondisi tanah pada gedung yang dibangun

Menurut Pasal 4.6.3 SPKGUSBG-2002, kondisi tanah sebagai tempat gedung yang dibangun dibedakan atas 3 jenis, yaitu tanah keras, tanah sedang, dan tanah lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimal 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam Tabel 5.2.

Tabel 5.2 Kondisi Tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Tes Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa.		
Tanah khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

PI dalam Tabel 5.2 adalah Indeks Plastisitas tanah lempung, w_n adalah kadar air alami tanah, dan \bar{S}_u adalah kuat geser niralir lapisan tanah yang ditinjau. Selanjutnya \bar{v}_s , \bar{N} dan \bar{S}_u adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai pembobotnya, dan dihitung menurut rumus:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / v_{si}} \quad (5.7a)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \quad (5.7b)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}} \quad (5.7c)$$

dengan :

t_i = tebal lapisan tanah ke-i, m.

v_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i, m/det.

N_i = nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke-i.

S_{ui} = kuat geser niralir lapisan tanah ke-i, kPa.

m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

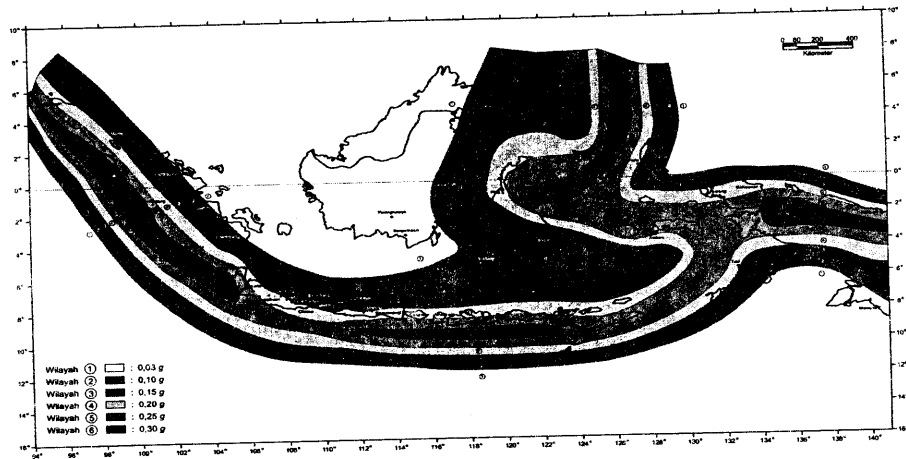
2). Waktu getar alami fundamental T_1

Waktu getar alami fundamental T_1 dari struktur gedung harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ dan jumlah tingkatnya n , yang dihitung berdasarkan Persamaan (5.4a) serta Tabel 5.1 atau Persamaan (5.4b).

3). Wilayah gempa

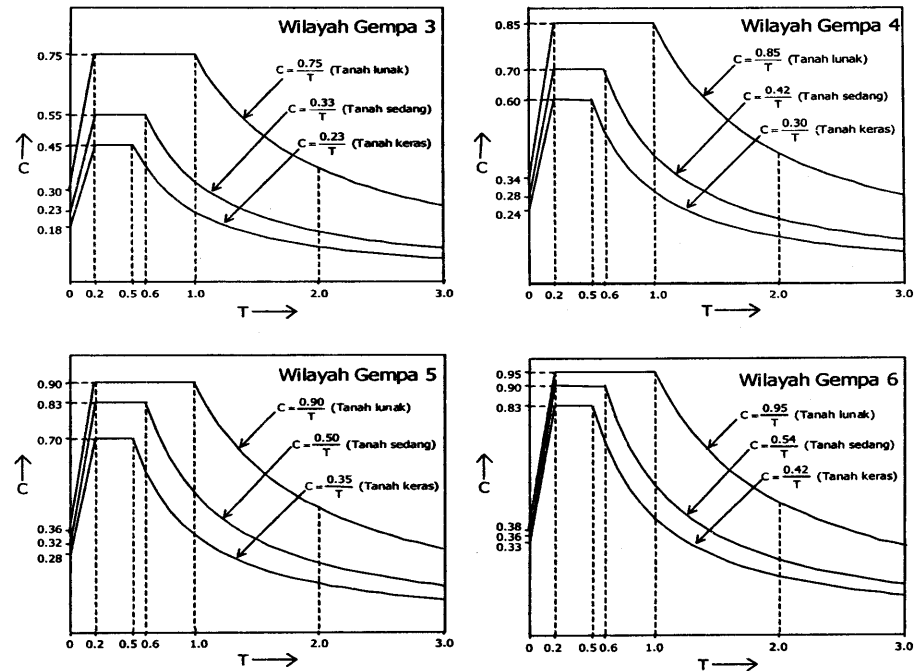
Menurut Pasal 4.7.1 SPKGUSBG-2002, peta di Indonesia dibagi menjadi 6 wilayah gempa seperti ditunjukkan pada Gambar 5.1. Pembagian wilayah ini didasarkan atas percepatan puncak batuan

dasar akibat pengaruh gempa rencana. Wilayah Gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah, sedangkan Wilayah Gempa 6 adalah wilayah dengan kegempaan paling tinggi. Gempa rencana yaitu gempa yang ditetapkan dengan periode ulang 500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 10% selama umur gedung 50 tahun.

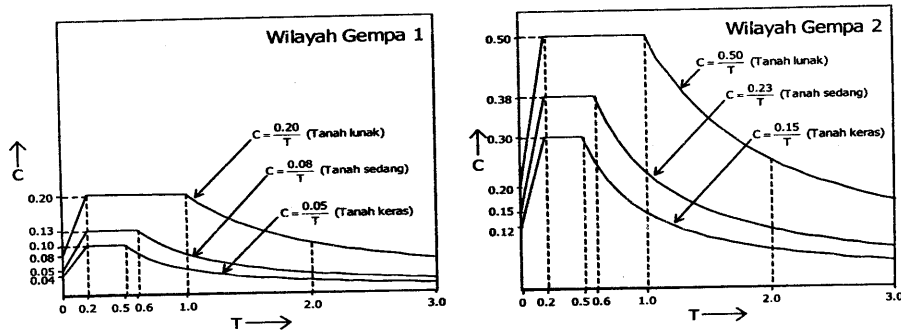


Gambar 5.1 Wilayah Gempa Indonesia dengan Percepatan Puncak Batuan Dasar dengan Periode Ulang 500 Tahun (SPKGUSBG-2002)

Jika kondisi tanah, waktu getar alami fundamental struktur gedung dan wilayah gempa sudah ditentukan, maka nilai faktor respon gempa C_1 dapat ditentukan dari respon gempa rencana menurut Gambar 5.2.



Gambar 5.2 Respon Spektrum Gempa Rencana



5.3.2 Faktor keutamaan (I)

Faktor keutamaan gedung (I) merupakan faktor pengali dari pengaruh gempa rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan periode ulang gempa yang berkaitan dengan probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu. Menurut Pasal 4.1.2 SPKGUSBG-2002, faktor keutamaan I ditentukan dengan persamaan:

$$I = I_1 \cdot I_2 \quad (5.8)$$

dengan:

I_1 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.

I_2 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung tersebut.

Faktor-faktor keutamaan I_1 , I_2 dan I tersebut ditetapkan menurut Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Gedung dan Bangunan (SPKGUSBG-2002)

Kategori gedung	Faktor keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghuni-an, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental.	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pascagempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara.	1,5	1,0	1,5

5.3.3 Faktor reduksi gempa (R)

Faktor reduksi gempa (R) merupakan rasio antara beban gempa maksimal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung *daktail*, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung

tersebut. Pasal 4.3.3 SPKGUSBG-2002 menetapkan faktor reduksi gempa (R) dengan persamaan berikut:

$$R = \mu \cdot f_1 \quad (5-9a)$$

dengan :

R = faktor reduksi gempa yang bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut, dan dapat dilihat pada Tabel 5.4.

μ = faktor daktilitas struktur gedung yang boleh dipilih menurut kebutuhan, dan dapat dilihat pada Tabel 5.4.

f_1 = faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung, dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6

Tabel 5.4 Parameter Daktilitas Struktur Gedung (SPKGUSBG-2002)

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastik penuh	1,0	1,6
<i>Daktail</i> parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
<i>Daktail</i> penuh	5,0	8,0
	5,3	8,5

Pemilihan nilai faktor daktilitas struktur gedung μ tidak boleh diambil lebih besar dari nilai faktor daktilitas maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Pasal 4.3.4 SPKGUSBG-2002 mencantumkan nilai μ_m dan faktor reduksi maksimum R_m seperti pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Faktor daktilitas maksimum μ_m , faktor reduksi gempa maksimum R_m , dan faktor kuat lebih total f dari beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung (SPKGUSBG-2002)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem <i>bresing</i> pemikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka <i>bresing</i>).	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan <i>bresing</i> tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka <i>bresing</i> di mana <i>bresing</i> nya memikul beban gravitasi: a. Baja b. Beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	2,8	4,4	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yg pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka <i>bresing</i>).	1. Rangka <i>bresing</i> eksentris (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka <i>bresing</i> biasa (baja atau beton bertulang tidak untuk wilayah 5 dan 6)	3,6	5,6	2,2

Tabel 5.5 (lanjutan)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
	4. Rangka <i>bresing</i> konsentrik khusus (baja)	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai <i>daktail</i>	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang <i>kantilever daktail</i> penuh	3,6	6,0	2,8
	7. Dinding geser beton bertulang <i>kantilever daktail</i> parsial	3,3	5,5	2,8
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur).	1. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK): a. Baja b. Beton bertulang	5,2 5,2	8,5 8,5	2,8 2,8
	2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah Beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB): a. Baja b. Beton bertulang	2,7 2,1	4,5 3,5	2,8 2,8
	4. Sistem Rangka Batang Baja Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8

Tabel 5.5 (lanjutan)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	F
4. Sistem ganda (Terdiri dari: 1). Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2). Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka <i>bresing</i> dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul minimal 25% dari seluruh beban lateral; 3). Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi / sistem ganda).	1. Dinding geser:			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja:			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka <i>bresing</i> biasa:			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	8,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk wilayah 5 dan 6)	2,6	4,2	2,8

Tabel 5.5 (lanjutan)

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
	4. Rangka <i>bresing</i> konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever (Sistem struktur yg memanfaatkan kolom <i>kantilever</i> untuk memikul beban lateral).	Sistem struktur kolom <i>kantilever</i>	1,4	2,2	2,0
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk wilayah 3, 4, 5 dan 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (subsistem struktur bidang yg membentuk struktur gedung secara keseluruhan).	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai <i>daktail</i> penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang <i>kantilever daktail</i> parsial	3,3	5,5	2,8

5.3.4 Berat total gedung (W_t)

Menurut Pasal 6.1.2 SPKGUSBG-2002, berat total gedung (W_t) merupakan kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang sesuai, sedangkan menurut Pasal 2.1.4 Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, SNI 03-1727-1989 (PPPURG-1989) menyatakan bahwa beban hidup pada penentuan W_t tersebut boleh dikalikan dengan suatu koefisien reduksi (k_r) yang nilainya tercantum pada Tabel 5.6. Jadi berat total gedung (W_t) dapat dihitung dari kombinasi beban mati seluruhnya ditambah beban hidup yang direduksi, dengan rumus:

$$W_t = W_D + k_r \cdot W_L \quad (5.10)$$

W_D dan W_L merupakan berat beban mati dan beban hidup struktur gedung, sedangkan k_r merupakan koefisien reduksi beban hidup menurut Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Koefisien Reduksi Beban Hidup (PPPURG-1989)

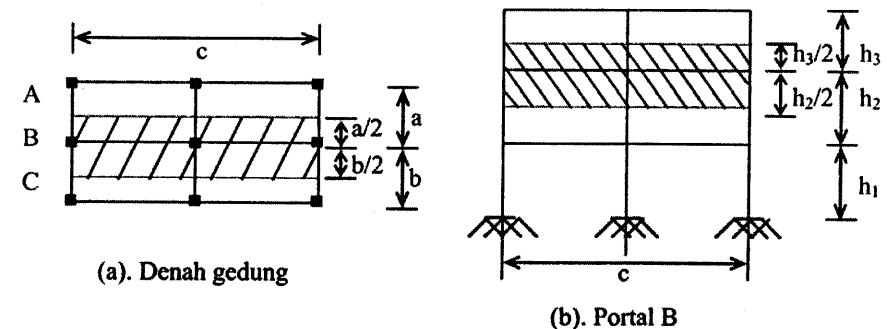
Penggunaan gedung	Koefisien reduksi beban hidup untuk	
	Perencanaan balok/portal	Peninjauan gempa
PERUMAHAN/ PENGHUNIAN : rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit	0,75	0,30
PENDIDIKAN : sekolah, ruang kuliah	0,90	0,50
PERTEMUAN UMUM: masjid, gereja, bioskop, restoran, ruang dansa, ruang pagelaran	0,90	0,50
KANTOR : kantor, bank	0,60	0,30
PERDAGANGAN : toko, toserba, pasar	0,80	0,80
PENYIMPANAN : gudang, perpustakaan, ruang arsip	0,80	0,80

Tabel 5.6 (lanjutan)

Penggunaan gedung	Koefisien reduksi beban hidup untuk	
	Perencanaan balok/portal	Peninjauan gempa
INDUSTRI : pabrik, bengkel	1,00	0,90
TEMPAT KENDARAAN : garasi, gedung parkir	0,90	0,50
GANG DAN TANGGA:	0,75	0,30
a. Perumahan/penghunian	0,75	0,50
b. Pendidikan, kantor	0,90	0,50
c. Pertemuan umum, perdagangan, penyimpanan, industri, tempat kendaraan		

Berat total pada suatu portal Lantai i (W_i) dihitung berdasarkan batas setengah jarak antara portal tersebut dengan portal di sebelahnya, dan setengah tinggi kolom di atas serta di bawah Lantai i , seperti tampak pada Gambar 5.3.

Sebagai contoh, berat total pada Lantai 3 (W_3) pada Portal B dari sebuah gedung kantor, maka dihitung beban mati (W_{D3}) dan beban hidup (W_{L3}) pada semua bagian yang diarsir dari Gambar 5.3(a) + semua bagian yang diarsir dari Gambar 5.3(b), dengan faktor beban yang sesuai.



Gambar 5.3 Denah dan Portal Gedung

Jadi diperoleh:

W_{D3} = berat pelat (termasuk spesi, ubin, dan lainnya) seluas $\{(a/2 + b/2).c\}$ + berat balok sepanjang $\{(a/2 + b/2) + c\}$ + berat kolom dan dinding setinggi $(h_3/2 + h_2/2)$

W_{L3} = beban hidup seluas $\{(a/2 + b/2).c\}$

$W_3 = W_{D3} + 0,3.W_{L3}$

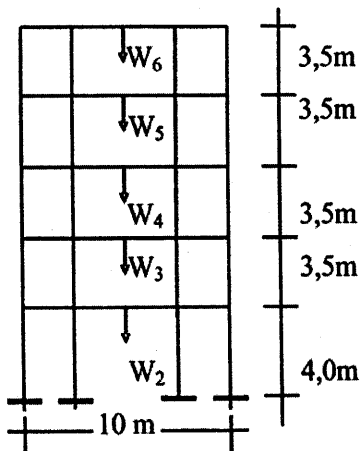
5.4 Contoh Hitungan

Contoh 5.1 :

Gedung Rumah Sakit berdiri di atas tanah lunak di daerah Surakarta, direncanakan tahan gempa berdasarkan *daktail* parsial dengan faktor daktilitas $\mu = 2,5$.

Dimensi portal : semua balok 300/500 dan semua kolom 500/500.

Beban mati (berat pelat dan balok-balok) pada lantai atap = 1800 kg/m², lantai lainnya = 2300 kg/m², sedangkan beban hidup lantai atap = 600 kg/m² dan lantai lainnya = 1500 kg/m². Berat air hujan setebal 5 cm di atas atap = 250 kg/m².



Gedung dari struktur beton bertulang dengan bentuk portal seperti pada gambar samping, dan dianggap portal tersebut berisi penuh dengan pasangan batu merah 1/2 batu.

Soal :

Hitung dan gambarlah SFD akibat beban gempa pada tiap lantai!

Penyelesaian:

1). Hitungan gaya gempa nominal pada tiap lantai

Berat lantai atap (W_6) :

$$\begin{aligned} \text{Berat lantai dan balok} &= 10 \cdot 1800 &= 18000 \text{ kg} \\ \text{Pasangan bata} &= 0,15 \cdot \{10 - (2 + 2 \cdot 0,5) \cdot 0,5\} \cdot (3,5/2) \cdot 1800 &= 4016 \text{ kg} \\ \text{Berat kolom} &= 0,50 \cdot 0,50 \cdot (3,5/2) \cdot 2500 \times 4 &= 4375 \text{ kg (+)} \\ \hline W_{D6} &= 26391 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup = $W_{L6} = 10 \cdot 600 = 6000 \text{ kg}$.

Berat air hujan setebal 5 cm = $W_R = 10 \cdot 250 = 2500 \text{ kg}$.

$$\begin{aligned} W_6 &= W_{D6} + 0,3 \cdot (W_{L6} + W_R) \\ &= 26391 + 0,3 \cdot (6000 + 2500) = 28941 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Berat Lantai 3 sampai dengan Lantai 5 ($W_3 \sim W_5$) :

$$\begin{aligned} \text{Berat lantai dan balok} &= 10 \cdot 2300 &= 23000 \text{ kg} \\ \text{Pasangan bata} &= 0,15 \cdot \{10 - (2 + 2 \cdot 0,5) \cdot 0,5\} \cdot 3,5 \cdot 1800 &= 8033 \text{ kg} \\ \text{Berat kolom} &= 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3,5 \cdot 2500 \times 4 &= 8750 \text{ kg (+)} \\ \hline W_{D3 \sim D5} &= 39783 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup = $W_{L3 \sim L5} = 10 \cdot 1500 = 15000 \text{ kg}$

$$W_3 = W_4 = W_5 = 39783 + 0,3 \cdot 15000 = 44283 \text{ kg.}$$

Berat Lantai 2 (W_2) :

$$\begin{aligned} \text{Berat lantai dan balok} &= 10 \cdot 2300 &= 23000 \text{ kg} \\ \text{Pasangan bata} &= 0,15 \cdot \{10 - (2 + 2 \cdot 0,5) \cdot 0,5\} \cdot \{(3,5 + 4)/2\} \cdot 1800 &= 8606 \text{ kg} \\ \text{Berat kolom} &= 0,5 \cdot 0,5 \cdot \{(3,5 + 4)/2\} \cdot 2500 \times 4 &= 9375 \text{ kg (+)} \\ \hline W_{D2} &= 40981 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup = $W_{L2} = 10 \cdot 1500 = 15000 \text{ kg}$

$$W_2 = 40981 + 0,3 \cdot 15000 = 45381 \text{ kg.}$$

$$\text{Berat total } W_i = W_6 + W_5 + W_4 + W_3 + W_2$$

$$= 28941 + 3.44283 + 45481 = 207271 \text{ kg.}$$

$$T_1 = 0,06.H^{3/4} = 0,06.18^{3/4} = 0,524 \text{ detik, dan } \zeta.n = 0,18.5 = 0,9 \text{ detik.}$$

Jadi $T_1 = 0,524 \text{ detik} (< \zeta.n, \text{ memenuhi syarat}).$

Dari Gambar 5.2, Surakarta termasuk wilayah gempa 3, gedung di atas tanah lunak, dan $T_1 = 0,524 \text{ detik}$, maka diperoleh faktor respons gempa $C = 0,75$.

$I = 1,4$ (Gedung untuk Rumah Sakit, lihat Tabel 5.3)

Gedung *daktail* parsial $\mu = 2,5 \rightarrow$ diperoleh $R = 4,0$ (lihat Tabel 5.4)

$$\text{Beban geser dasar nominal } V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_i$$

$$= \frac{0,75 \cdot 1,4}{4} \cdot 207271 = 54409 \text{ kg}$$

$H/B = 18/10 = 1,8 < 3$ maka beban gempa nominal pada tiap lantai dihitung dengan rumus berikut :

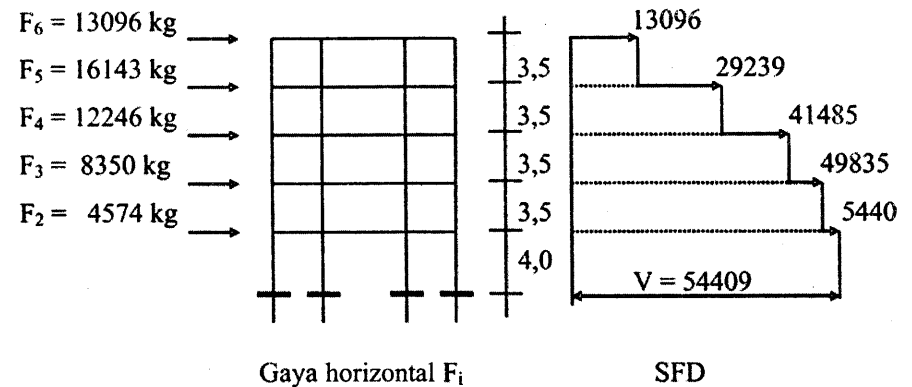
$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum (W_i \cdot z_i)} \cdot V$$

Untuk mempermudah hitungan, maka dilaksanakan pada tabel.

Hitungan beban gempa nominal horizontal pada tiap lantai (F_i)

Lantai (i)	W_i (kg)	z_i (m)	$W_i \cdot z_i$ (kg.m)	F_i (kg)	$\sum F_i$ (kg)
6	28941	18,0	520938,0	13096	13096
5	44283	14,5	642103,5	16143	29239
4	44283	11,0	487113,0	12246	41485
3	44283	7,5	332122,5	8350	49835
2	45481	4,0	181924,0	4574	54409
	$W_i = 207271$		$\Sigma = 2164201,0$	$\Sigma = 54409$	

2). Gambar gaya F_i dan SFD



Contoh 5.2 :

Suatu gedung perkantoran 8 lantai, dengan lebar gedung 10 m dan jarak antar lantai 4 m, dibangun di daerah Banyuwangi pada kondisi tanah sedang. Gedung tersebut direncanakan dengan sistem elastik penuh.

W_i = berat total lantai diketahui sebagai berikut:

$$W_9 = 1750 \text{ kN.}$$

$$W_2 = W_3 = \dots = W_8 = 2250 \text{ kN.}$$

Soal: Hitung dan gambarlah SFD akibat beban gempa nominal pada tiap lantai!

Penyelesaian:

Banyuwangi termasuk wilayah gempa

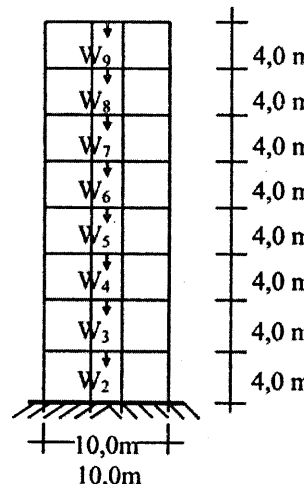
$$4 (\zeta = 0,17).$$

$$\zeta.n = 0,17.8 = 1,36 \text{ detik}$$

$$T_1 = 0,06.H^{3/4} = 0,06.32^{3/4} = 0,807 \text{ detik.}$$

Jadi $T_1 < \zeta.n$ (memenuhi syarat).

Kondisi tanah sedang.



Dari Gambar 5.2, untuk wilayah gempa 4, kondisi tanah sedang, dan $T_1 = 0,807 \text{ detik}$, diperoleh $C = 0,42/T = 0,42/0,807 = 0,52$.

I = 1,0 (Gedung untuk perkantoran).

R = 1,6 (Perencanaan elastik penuh).

$$W_t = W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9$$

$$= 7.2250 + 1750 = 17500 \text{ kN.}$$

$$\text{Beban geser dasar nominal } V = \frac{C_1 \cdot I}{R} \cdot W_t$$

$$= \frac{0,52 \cdot 1,0}{1,6} \cdot 17500 = 5687,50 \text{ kN}$$

H/B = 32/10 = 3,2 > 3, maka gaya gempa pada atap dihitung sebagai berikut :

$$0,1 \times V = 0,1 \cdot 5687,50 = 568,75 \text{ kN}$$

$$\frac{W_9 \cdot h_9}{\sum(W_i \cdot h_i)} \times 0,9 \cdot V = \frac{1750 \cdot 32}{2250 \cdot (4+8+12+16+20+24+28) + 1750 \cdot 32} \times 0,9 \cdot 5687,50$$

$$= 930,68 \text{ kN}$$

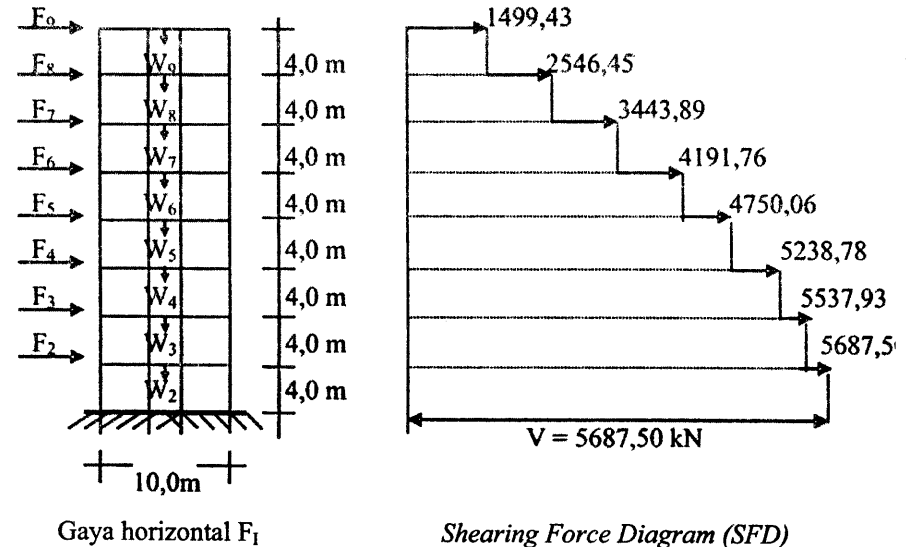
$$\text{Gaya gempa pada atap} = F_9 = 1499,43 \text{ kN}$$

Gaya gempa pada lantai selain atap dihitung dengan rumus berikut:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum(W_i \cdot z_i)} \times 0,9 \cdot V$$

Hitungan dilaksanakan pada tabel berikut:

Lantai (i)	W _i (kN)	z _i (m)	W _i ·z _i (kN·m)	F _i (kN)	Σ F _i (kN)
9 (atap)	1750	32	0,1·V = 568,75 56000	568,75 930,68	1499,43
8	2250	28	63000	1047,02	2546,45
7	2250	24	54000	897,44	3443,89
6	2250	20	45000	747,87	4191,76
5	2250	16	36000	598,30	4750,06
4	2250	12	27000	448,72	5238,78
3	2250	8	18000	299,15	5537,93
2	2250	4	9000	149,57	5687,50
	W _t =17500		Σ = 308000	Σ F _i = V = 5687,50	



5.5 Soal Latihan

Soal 5.1:

Portal gedung, dimensi balok dan kolom sama dengan Contoh 5.1, tetapi fungsi gedung untuk perpustakaan di daerah Semarang pada kondisi tanah lunak, serta direncanakan dengan sistem *daktail* penuh. Hitung dan gambarlah SFD akibat beban gempa pada tiap lantai!

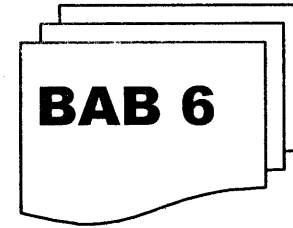
Soal 5.2:

Jika portal gedung pada Contoh 5.2 direncanakan dengan sistem *daktail* penuh, maka:

- 1). Berapakah besar beban gempa untuk perencanaan gedung tersebut!
- 2). Hitunglah besar beban gempa yang terjadi pada tiap lantai!
- 3). Gambarkan SFD akibat beban horizontal gempa!
- 4). Berilah komentar tentang hasil hitungan dari item 1) sampai 3) di atas bila dibandingkan dengan hasil hitungan pada Contoh 5.2.

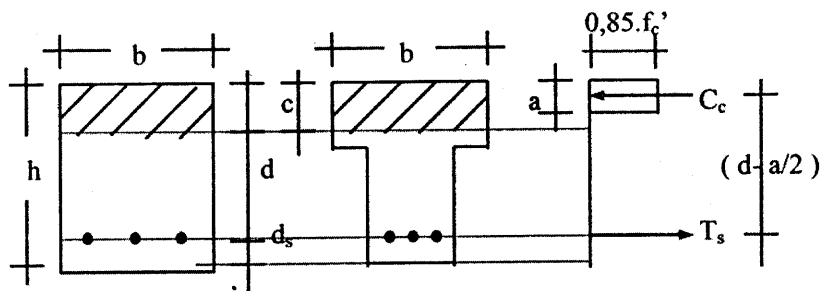
Soal 5.3:

Jika portal gedung pada Contoh 5.2 digunakan untuk gedung rumah sakit di kota Medan, dan direncanakan dengan sistem *daktail* penuh, maka hitung dan gambarkan SFD akibat beban gempa pada tiap lantai!

**PERENCANAAN
BALOK "T"****6.1 Dasar Pemikiran**

Penampang balok beton bertulang pada umumnya diasumsikan berbentuk persegi panjang. Ukuran lebar penampang balok dinyatakan dengan notasi "b", sedangkan ukuran tinggi penampang balok dinyatakan dengan notasi "h".

Pada hitungan struktur beton bertulang, dianggap bahwa beton merupakan bahan yang getas, artinya, meskipun beton sangat kuat untuk menahan beban tekan, tetapi tidak kuat menahan beban tarik, sehingga mudah retak/patah. Jadi beban tarik yang bekerja pada struktur beton bertulang, dilimpahkan/ditahan oleh baja tulangan saja, sedangkan luas penampang pada daerah beton tarik tidak dapat dimanfaatkan untuk mendukung beban. Oleh karena itu, luas penampang beton tarik yang tidak dapat dimanfaatkan ini secara teoritis dapat dikurangi/dipangkas sedemikian rupa sehingga bentuk balok beton seperti huruf "T", dan disebut balok "T". Meskipun penampang beton dipangkas pada bagian bawah, kekuatan balok "T" ini secara teoritis masih tetap sama dengan kekuatan balok persegi panjang, seperti terlihat pada Gambar 6.1, asalkan tinggi garis netral (c) kedua balok bernilai sama.



(a). Balok persegi panjang (b). Balok "T" (c). Diagram tegangan

Gambar 6.1 Balok Persegi, Balok "T" dan Diagram Tegangan Balok

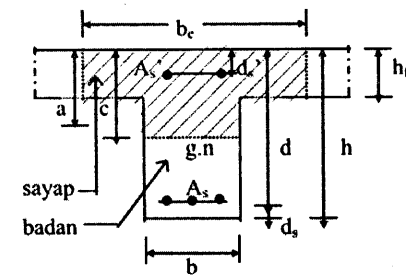
Penjelasan Gambar 6.1:

- (1). Jumlah tulangan pada balok persegi panjang maupun balok "T" sama, yaitu 3 batang, sehingga gaya tarik oleh baja tulangan juga sama sebesar T_s .
- (2). Lebar serta jarak antara garis netral dan tepi serat beton tekan pada balok persegi panjang maupun balok "T" sama, masing-masing sebesar b dan c , sehingga gaya tekan beton juga sama sebesar $C_c = 0,85.f'_c'.a.b$.
- (3). Jumlah gaya horizontal = 0, jadi diperoleh gaya tarik $T_s =$ gaya tekan C_c .
- (4). Berdasarkan (1), (2) dan (3) di atas, maka diperoleh momen nominal balok persegi panjang maupun balok "T" sama, yaitu sebesar $M_n = T_s.(d - a/2)$. Jadi kekuatan balok persegi panjang dan balok "T" sama.

6.2 Penampang Balok "T"

Pada pelaksanaan di lapangan, pengecoran balok dan pelat biasanya dilaksanakan bersamaan, sehingga menghasilkan pengecoran yang monolit. Dengan kondisi ini, pelat beton akan berfungsi sebagai sayap dari balok "T". Bentuk penampang balok "T" lengkap dengan lambang/notasi balok dapat dilihat pada Gambar 6.2.

Notasi pada Gambar 6.2 :



- $a = \beta_1.c =$ tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen, mm.
 $A_s =$ luas tulangan tarik, mm^2 .
 $A_s' =$ luas tulangan tekan, mm^2 .
 $b =$ lebar badan (*web*) balok, mm.
 $b_e =$ lebar pelat efektif balok "T", mm.
 $c =$ jarak antara garis netral (*g.n*) dan tepi serat beton tekan, mm.
 $d =$ tinggi efektif balok, mm.

Gambar 6.2 Penampang Balok "T"

- $d_s =$ jarak antara titik berat tulangan tarik dan tepi serat beton tarik, mm
 $d_s' =$ jarak antara titik berat tulangan tekan dan tepi serat beton tekan, mm.
 $h =$ tinggi penampang balok "T", mm.
 $h_f =$ tebal/tinggi sayap (*flens*), mm.

6.3 Ketentuan Perencanaan

6.3.1 Panjang bentang (λ)

Pada umumnya dikenal 2 macam panjang bentang struktur (balok atau pelat), yaitu: panjang bentang bruto dan panjang bentang neto. Panjang bentang bruto merupakan panjang bentang struktur yang diukur dari as ke as penumpu (λ_{as-as}), sedangkan panjang bentang neto (λ_n) merupakan bentang bersih yang diukur dari muka penumpu yang satu ke muka penumpu yang lain. Bentang neto atau bentang bersih struktur ini sering pula disebut dengan bentang bebas.

Untuk analisis hitungan, Pasal 10.7 SNI 03-2847-2002 menetapkan panjang bentang komponen struktur sebagai berikut (lihat Gambar 6.3):

- 1). Pasal 10.7.1: untuk komponen struktur yang tidak menyatu dengan pendukung, maka panjang bentang (λ) ditentukan dengan rumus

$$\lambda = \lambda_n + h \text{ tetapi } \lambda \leq \lambda_{as-as} \quad (6.1a)$$

2). Pasal 10.7.2: untuk menentukan momen pada rangka atau struktur menerus

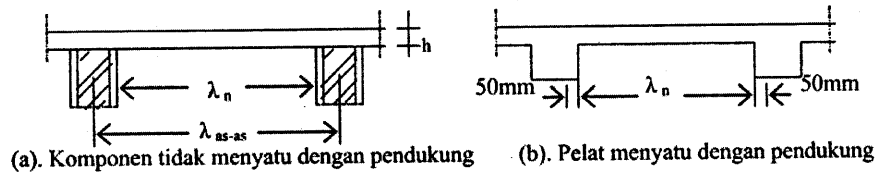
$$\lambda \leq \lambda_{as-as} \quad (6.1b)$$

3). Pasal 10.7.4: untuk pelat dengan $\lambda_n \leq 3,0$ m dan yang dibuat menyatu dengan struktur pendukung, maka berlaku rumus

$$\lambda = \lambda_n \quad (6.1c)$$

4). Untuk pelat yang lain ($\lambda_n > 3,0$ m) yang dibuat menyatu dengan struktur pendukung, maka berlaku rumus (Pasal 13.1.3 PBI-1971)

$$\lambda = \lambda_n + 2 \times 50 \text{ mm} \quad (6.1d)$$



Gambar 6.3 Penentuan Panjang Bentang

6.3.2 Tinggi minimal penampang balok

Dalam hal mendukung beban lentur, jika ukuran balok terlalu kecil maka akan terjadi lendutan yang sangat berbahaya bagi keamanan struktur balok, bahkan akan timbul retak yang lebar sehingga dapat meruntuhkan balok.

Jika persyaratan lendutan tidak diperhitungkan secara lebih detail, maka Pasal 11.5.2.1 SNI 03-2847-2002 memberikan tinggi penampang (h) minimal pada balok maupun pelat seperti ditentukan dalam Tabel 6.1, tanpa melaksanakan pengecekan terhadap lendutan.

Tabel 6.1 Tinggi minimal (h_{min}) Balok Non Pratekan Atau Pelat Satu Arah Bila Lendutan Tidak Dihitung

Komponen struktur	Tinggi minimal, h_{min}			
	Dua tumpuan sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
Pelat solid satu arah	$\lambda/20$	$\lambda/24$	$\lambda/28$	$\lambda/10$
Balok atau pelat jalur satu arah	$\lambda/16$	$\lambda/18,5$	$\lambda/21$	$\lambda/8$

6.3.3 Lebar pelat efektif balok "T"

Pada umumnya pengecoran balok dan pelat dilaksanakan secara bersamaan, sehingga akan diperoleh hasil pengecoran yang monolit. Jika balok menerima beban cukup berat, maka tidak semua pelat yang berada di atasnya ikut bersama-sama dengan balok dalam berdeformasi. Makin jauh posisi pelat dari sumbu balok, makin kecil sumbangan pelat tersebut dalam deformasi balok. Bagian dari pelat yang ikut menyatu dengan badan balok (*web*) ini disebut sayap (*flens*), sedangkan lebar badan balok dan bagian sayap yang bersama-sama dalam hal berdeformasi dikenal sebagai lebar pelat efektif (diberi notasi : b_e).

Menurut Pasal 10.10 SNI 03-2847-2002, lebar pelat efektif (b_e) dari balok "T" ditentukan sebagai berikut:

1). Pasal 10.10.2: Sayap (*flens*) pada kedua sisi

$$b_e \leq 1/4 \cdot \lambda \quad (6.2a)$$

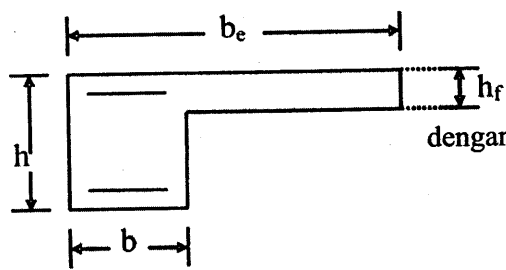
$$b_e \leq 16 \cdot h_f + b \quad (6.2b)$$

$$b_e \leq \lambda_n + b \quad (6.2c)$$

dengan: $\lambda =$ bentang balok (as-as), mm.
 $\lambda_n =$ bentang bersih pelat, mm.

Gambar 6.4 Balok "T" dengan Sayap pada Dua Sisi

2). Pasal 10.10.3: Sayap pada satu sisi



$$b_e \leq \frac{1}{12} \cdot \lambda + b \quad (6.3a)$$

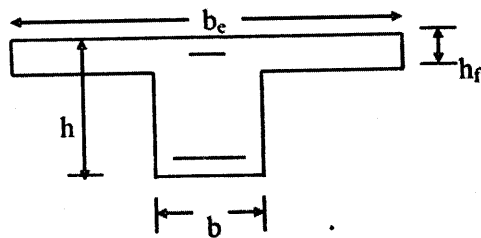
$$b_e \leq 6 \cdot h_f + b \quad (6.3b)$$

$$b_e \leq \frac{1}{2} \cdot \lambda_n + b \quad (6.3c)$$

dengan: λ = bentang (as-as) balok, mm.
 λ_n = bentang bersih pelat, mm.

Gambar 6.5 Balok "T" dengan Sayap pada Satu Sisi

3). Pasal 10.10.4: Balok "T" tunggal



$$b_e \leq 4 \cdot b \quad (6.4a)$$

$$h_f \leq \frac{1}{2} \cdot b \quad (6.4b)$$

Jika diambil $b = 2 \cdot h_f$ pada Persamaan (6.4b)

dan dimasukkan ke Persamaan (6.4a), maka diperoleh:

$$b_e \leq 8 \cdot h_f \quad (6.4c)$$

Gambar 6.6 Balok "T" Tunggal

6.4 Perencanaan Balok T

6.4.1 Jenis perencanaan

Proses perencanaan balok "T" diawali dengan menganggap balok T tersebut sebagai balok penuh (balok persegi panjang dengan lebar b_e), kemudian dicari letak garis netral pada penampang balok. Jadi secara garis besar, hitungan balok "T" dibagi menjadi 2 macam, yaitu:

1). Garis netral jatuh di sayap (flens)

Balok "T" dengan garis netral jatuh di sayap akan terjadi jika nilai $c < h_f$. Proses hitungannya sama dengan balok persegi panjang pada

umumnya, tetapi dengan lebar balok = b_e , sehingga sering disebut "Balok T Palsu".

2). Garis netral jatuh di badan (web)

Balok "T" dengan garis netral jatuh di badan akan terjadi jika nilai $c > h_f$, dan disebut sebagai "Balok T Asli". Proses hitungan balok T asli dimulai dengan menghitung luas transformasi sayap (A_f) terlebih dahulu.

Selain itu, berdasarkan jenis tulangan yang akan dipasang pada balok, hitungan balok "T" juga dibedakan menjadi 2 macam, yaitu:

1). Balok "T" dengan tulangan tunggal

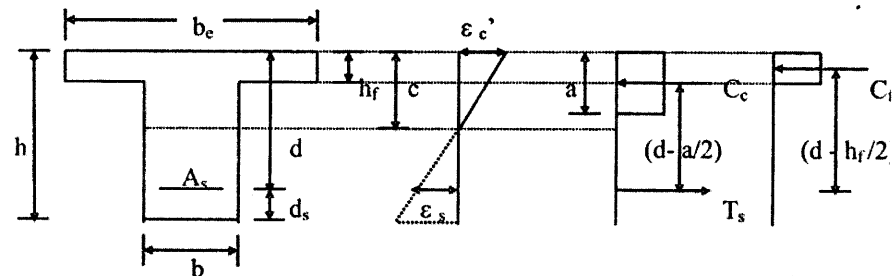
Balok "T" dengan tulangan tunggal yaitu balok "T" tersebut hanya dipasang tulangan pada daerah penampang tarik saja. Keadaan ini terjadi jika faktor momen pikul $K \leq K_{maks}$.

2). Balok "T" dengan tulangan rangkap

Balok "T" dengan tulangan rangkap yaitu balok "T" tersebut dipasang tulangan pada daerah penampang tarik dan penampang tekan. Keadaan ini terjadi jika faktor momen pikul $K > K_{maks}$.

6.4.2 Balok "T" dengan tulangan tunggal

Bentuk penampang, gambar diagram regangan dan diagram tegangan balok "T" dengan tulangan tunggal dilukiskan pada Gambar 6.7.



(a). Penampang balok T (b). Diagram regangan (c). Diagram tegangan

Gambar 6.7 Diagram Regangan-Tegangan Balok "T" Bertulangan Tunggal

a). Hitungan tulangan longitudinal.

Tulangan longitudinal balok "T" dengan tulangan tunggal dihitung dengan langkah berikut :

1). Dihitung faktor momen pikul K dengan syarat : $K \leq K_{max}$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2} \quad (6.5a)$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2} \quad (6.5b)$$

Jika $K > K_{max}$ maka dihitung dengan tulangan rangkap (lihat Bab 6.4.2).

2). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan ekuivalen a

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (6.6)$$

Jika $a < h_f$: maka beton tekan berada di sayap (disebut balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e (lihat langkah 3)).

Jika $a > h_f$: maka beton tekan berada di badan (disebut balok T asli), dihitung sebagai balok T, mula-mula dihitung luas sayap = A_f (lihat langkah 4)).

3). Untuk nilai $a < h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut :

(a). Dihitung luas tulangan perlu ($A_{s,u}$) dengan memilih yang besar dari nilai A_s atau $A_{s,min}$ pada persamaan berikut :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e}{f_y} \quad (6.7a)$$

$$\text{Pasal 12.5 SNI 03-2847-2002: } f_c' \leq 31,36 \text{ MPa} \rightarrow A_{s,min} = \frac{1,4 b_e \cdot d}{f_y} \quad (6.7b)$$

$$f_c' > 31,36 \text{ MPa} \rightarrow A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_e \cdot d \quad (6.7c)$$

(b). Dilanjutkan ke langkah 5).

4) Untuk nilai $a > h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut:

(a). Dihitung luas transformasi sayap A_f dan momen nominal sayap

M_{nf}

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y} \quad (6.8a)$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f / 2) \quad (6.8b)$$

(b). Dihitung momen nominal badan M_{nw} dan faktor momen pikul K_w

$$M_{nw} = (M_u / \phi) - M_{nf}$$

$$K_w = M_{nw} / (b \cdot d^2)$$

Syarat : K_w harus $\leq K_{max}$

Jika $K_w > K_{max}$, maka dihitung dengan tulangan rangkap (lihat Bab 6.4.2)

(c). Dihitung tinggi blok beton tekan persegi ekuivalen a dan luas tulangan A_1

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_w}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (6.10a)$$

$$A_1 = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (6.10b)$$

(d). Dihitung luas tulangan perlu ($A_{s,u}$) dengan memilih yang besar dari nilai A_s atau $A_{s,min}$ pada persamaan berikut:

$$A_s = A_1 + A_f \quad (6.11a)$$

$$\text{Pasal 12.5 SNI 03-2847-2002: } f_c' \leq 31,36 \text{ MPa} \rightarrow A_{s,min} = \frac{1,4 b_e \cdot d}{f_y} \quad (6.11b)$$

$$f_c' > 31,36 \text{ MPa} \rightarrow A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_e \cdot d \quad (6.11c)$$

(e). Dilanjutkan ke langkah 5).

5). Dihitung jumlah tulangan n berdiameter X

$$n = \frac{A_{s,u}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot X^2} \quad (6.12a)$$

Digunakan tulangan tarik $A_s = n D X$, luasnya $\geq A_{s,u}$ (6.12b)

tulangan tekan $A_s' = 2 D X$ (ditambahkan) (6.12c)

b). Hitungan momen rencana.

Hitungan momen rencana balok "T" bertulangan tunggal dilaksanakan dengan langkah berikut :

1). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} \quad (6.13)$$

Jika $a < h_f$: maka beton tekan berada di sayap (disebut balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e (lihat langkah 2)).

Jika $a > h_f$: maka beton tekan berada di badan (disebut balok T asli), dihitung sebagai balok T, mula-mula dihitung luas sayap = A_f (lihat langkah 3)).

2). Untuk nilai $a < h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut :

(a). Dikontrol : rasio tulangan ρ_1 harus $\leq \rho_{max}$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_e \cdot d} \quad (6.14a)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{(600 + f_y) \cdot f_y} \times 100\% \quad (6.14b)$$

Jika $\rho_1 > \rho_{max}$ maka ukuran balok kurang besar.

(b). Dikontrol : semua tulangan tarik harus sudah leleh ($a \leq a_{maks,leleh}$)

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \quad (6.14c)$$

d_d adalah jarak antara titik berat tulangan tarik paling dalam dan tepi serat beton tekan.

Jika $a > a_{maks,leleh}$ maka ukuran balok kurang besar.

(c). Dihitung momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (6.15a)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.15b)$$

3). Untuk nilai $a > h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut :

(a). Dihitung luas transformasi sayap A_f dan momen nominalnya M_{nf}

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y} \quad (6.8a)/diulang$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

(b). Dikontrol rasio tulangan ρ_1 harus $\leq \rho_{maks}$

$$\rho_1 = \frac{A_s - A_f}{b \cdot d} \quad (6.16)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \beta_1 \cdot f_c'}{(600 + f_y) \cdot f_y} \times 100\% \quad (6.14b)/diulang$$

Jika $\rho_1 > \rho_{max}$ maka ukuran balok kurang besar.

(c). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a dengan syarat: $a \leq a_{maks,leleh}$

$$a = \frac{(A_s - A_f) \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (6.17)$$

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \quad (6.14c)/diulang$$

Jika $a > a_{maks,leleh}$ maka ukuran balok kurang besar.

(d). Dihitung momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_{nw} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (6.18)$$

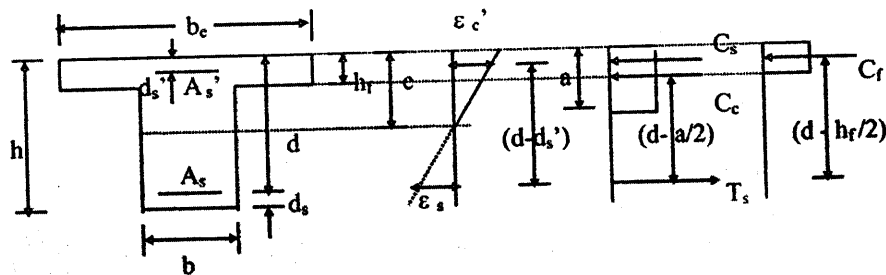
$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

$$M_n = M_{nw} + M_{nf} \quad (6.19a)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.19b)$$

6.4.3 Balok "T" dengan tulangan rangkap

Bentuk penampang, gambar diagram regangan dan diagram tegangan balok "T" dengan tulangan rangkap dilukiskan pada Gambar 6.8.



(a). Penampang balok T (b). Diagram regangan (c). Diagram tegangan

Gambar 6.8 Diagram Regangan-Tegangan Balok "T" Bertulangan Rangkap

a). Hitungan tulangan longitudinal.

Tulangan longitudinal balok "T" bertulangan rangkap dihitung dengan langkah berikut:

1). Dihitung faktor momen pikul K dan K_{maks}

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2} \quad (6.5a)/diulang$$

$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 (600 + f_y - 225 \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2} \quad (6.5b)/diulang$$

$$\text{Syarat: } K \text{ harus } > K_{maks} \quad (6.20a)$$

$$\text{Dipilih } K_1 \leq K_{maks} \text{ (agar hemat dipakai } K_1 = 0,8 \cdot K_{maks}) \quad (6.20b)$$

2). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a_1

$$a_1 = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_1}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d \quad (6.21)$$

Jika $a_1 < h_f$: maka beton tekan berada di sayap (disebut balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e (lihat langkah 3).

Jika $a_1 > h_f$: maka beton tekan berada di badan (disebut balok T asli), dihitung sebagai balok T, mula-mula dihitung luas sayap = A_f (lihat langkah 4).

3). Untuk nilai $a_1 < h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut:

(a). Dihitung nilai A_1 dan A_2

$$A_1 = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a_1 \cdot b_e}{f_y} \quad (6.22a)$$

$$A_2 = \frac{(K - K_1) \cdot b_e \cdot d^2}{(d - d_s') \cdot f_y} \quad (6.22b)$$

(b). Dihitung luas tulangan tarik perlu ($A_{s,u}$) dan tulangan tekan perlu ($A_{s,u}'$)

$$A_{s,u} = A_1 + A_2 \quad (6.23a)$$

$$A_{s,u}' = A_2 \quad (6.22b)$$

(c). Digunakan tulangan tarik $A_s = n D X$, luasnya harus $\geq A_{s,u}$ (6.23a) tulangan tekan $A_s' = n' D X$, luasnya harus $\geq A_{s,u}'$ (6.23b)

4). Untuk nilai $a_1 > h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut:

(a). Dihitung luas transformasi sayap A_f dan momen nominalnya M_{nf}

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y} \quad (6.8a)/diulang$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

(b). Dihitung momen nominal badan M_{nw} , faktor momen pikul K_w dan K_1

$$M_{nw} = (M_u / \phi) - M_{nf} \quad (6.9a)/diulang$$

$$K_w = M_{nw} / (b \cdot d^2) \quad (6.9b)/diulang$$

$$\text{Syarat: } K_w \text{ harus } > K_{maks} \quad (6.24a)$$

$$\text{Dipilih } K_1 \leq K_{maks} \text{ (agar hemat dipakai } K_1 = 0,8 \cdot K_{maks}) \quad (6.24b)$$

(c). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a_1 , luas tulangan A_1 dan A_2

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K_1}{0,85.f_c'}} \right) \cdot d \quad (6.25a)$$

$$A_1 = \frac{0,85.f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (6.10b)/diulang$$

$$A_2 = \frac{(K_w - K_1) \cdot b \cdot d^2}{(d - d_s') \cdot f_y} \quad (6.25b)$$

(d). Dihitung luas tulangan tarik perlu ($A_{s,u}$) dan tulangan tekan perlu ($A_{s,u}'$)

$$A_{s,u} = A_f + A_1 + A_2 \quad (6.26a)$$

$$A_{s,u}' = A_2 \quad (6.26b)$$

(e). Digunakan tulangan tarik $A_s = n D X$, luasnya harus $\geq A_{s,u}$
tulangan tekan $A_s' = n' D X$, luasnya harus $\geq A_{s,u}'$

b). Hitungan momen rencana. Hitungan momen rencana balok T bertulangan rangkap dilaksanakan dengan langkah berikut:

1). Dihitung tinggi blok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a_1

$$a_1 = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} \quad (6.27)$$

Jika $a_1 < h_f$: maka beton tekan berada di sayap (disebut balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e (lihat langkah 2).

Jika $a_1 > h_f$: maka beton tekan berada di badan (disebut balok T asli), dihitung sebagai balok T, mula-mula dihitung luas sayap = A_f (lihat langkah 3).

2). Untuk nilai $a_1 < h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut:

a). Dikontrol rasio tulangan ρ_1 harus $\leq \rho_{max}$

$$\rho_1 = \frac{A_s - A_s'}{b_e \cdot d} \quad (6.28)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{(600 + f_y) \cdot f_y} \times 100\% \quad (6.14b)/diulang$$

Jika $\rho_1 > \rho_{max}$ maka ukuran balok kurang besar.

b). Dihitung nilai batas tulangan tekan leleh ($a_{min,leleh}$)

$$a_{min,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} \quad (6.29)$$

c). Dibandingkan nilai a_1 dan $a_{min,leleh}$

Jika $a_1 \geq a_{min,leleh}$: maka tulangan tekan sudah leleh, dilanjutkan ke langkah (d).

Jika $a_1 < a_{min,leleh}$: maka tulangan tekan belum leleh, dilanjutkan ke langkah (e).

d). Untuk nilai $a_1 \geq a_{min,leleh}$ hitungan dilanjutkan berikut:

(1). Dikontrol: a_1 harus $\leq a_{maks,leleh}$ (semua tulangan tarik harus sudah leleh)

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} \quad (6.14c)/diulang$$

Jika $a_1 > a_{maks,leleh}$ maka ukuran balok kurang besar.

(2). Dihitung momen nominal (M_{nc} , M_{ns} , M_n) dan momen rencana M_r :

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_1 \cdot b_e \cdot (d - a_1/2) \quad (6.30a)$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d_s') \quad (6.30b)$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \quad (6.30c)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.31)$$

e). Untuk nilai $a_1 < a_{min,leleh}$ hitungan dilanjutkan berikut:

(1). Dihitung nilai p , q , a , dan tegangan baja tekan f_s'

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b_e} \quad (6.32a)$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} \quad (6.32b)$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p \text{ dengan syarat: } a \leq a_{maks,leleh} \quad (6.32c)$$

$$f_s' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) \quad (6.33)$$

(2). Dihitung momen nominal (M_{nc} , M_{ns} , M_n) dan momen rencana M_r

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (6.34a)$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d_s') \quad (6.34b)$$

$$M_n = M_{nc} + M_{ns} \quad (6.34c)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.34d)$$

3). Untuk nilai $a_1 > h_f$, hitungan dilanjutkan sebagai berikut :

a). Dihitung luas transformasi sayap A_f dan momen nominal sayap M_{nf}

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y} \quad (6.8a)/diulang$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

b). Dihitung tinggi blok beton tekan persegi ekuivalen a dan $a_{min,leleh}$

$$a = \frac{(A_s - A_s' - A_f) \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (6.35)$$

$$a_{min,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} \quad (6.29)/diulang$$

c). Untuk nilai $a \geq a_{min,leleh}$, maka tulangan tekan sudah leleh (dipakai $f_s' = f_y$), dan dilanjutkan berikut:

(1). Dikontrol : $a \leq a_{maks,leleh}$ (semua tulangan tarik harus sudah leleh)

(2). Dihitung momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_{nw} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (6.18)/diulang$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d_s') \quad (6.30b)/diulang$$

$$M_n = M_{nw} + M_{nf} + M_{ns} \quad (6.36a)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.36b)$$

d). Untuk nilai $a < a_{min,leleh}$, maka tulangan tekan belum leleh dan dihitung:

(1). Dihitung nilai p , q , a , dan tegangan baja tekan f_s'

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - (A_s - A_f) \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b} \quad (6.37a)$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (6.37b)$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p \text{ dengan syarat: } a \leq a_{maks,leleh} \quad (6.32c)/diulang$$

$$f_s' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) \quad (6.33)/diulang$$

(2). Dihitung momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_{nw} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot (d - a/2) \quad (6.18)/diulang$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) \quad (6.8b)/diulang$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d_s') \quad (6.34b)/diulang$$

$$M_n = M_{nw} + M_{nf} + M_{ns} \text{ dan}$$

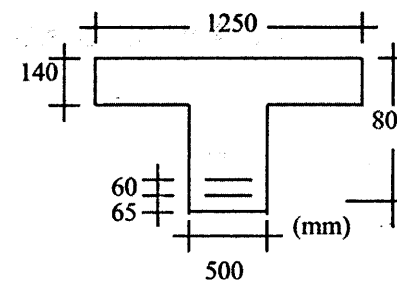
$$M_r = \phi \cdot M_n \text{ dengan } \phi = 0,8 \quad (6.38)$$

6.5 Skema Hitungan Tulangan Balok "T"

Prosedur hitungan tulangan longitudinal balok "T" – baik bertulangan tunggal maupun bertulangan rangkap – dilukiskan dalam bentuk skema pada Gambar 6.9.

6.6 Contoh Hitungan

Contoh 6.1 :



Diketahui :

Balok dengan ukuran seperti pada gambar di samping, dari mutu bahan $f_c' = 20$ MPa, $f_y = 390$ MPa, serta tersedia tulangan D29, mendukung momen $M_u^{(+)} = 1500$ kN-m.

a). Hitung dan gambarkan tulangan memanjang.

b). Hitung pula momen rencana balok.

Penyelesaian :

a). Perencanaan tulangan memanjang

Lebar efektif balok T : $b_e = 1250$ mm (diketahui)

$$b_e \leq (4.b = 4.500 = 2000 \text{ mm})$$

$$b_e \leq (8.h_f = 8.140 = 1120 \text{ mm})$$

Dipilih yang terkecil, yaitu $b_e = 1120$ mm.

Jarak bersih antar tulangan $S_n = 40$ mm ($> D = 29$ mm).

Jumlah tulangan maksimal pada 1 baris :

$$m = \frac{b - 2.d_{s1}}{D + S_n} + 1$$

$$= \frac{500 - 2.65}{29 + 40} + 1 = 6,36 \rightarrow \text{maksimal 6 batang.}$$

Diperkirakan 2 baris tulangan, jadi $d_s = 65 + 60/2 = 95$ mm, $d = 800 - 95 = 705$ mm.

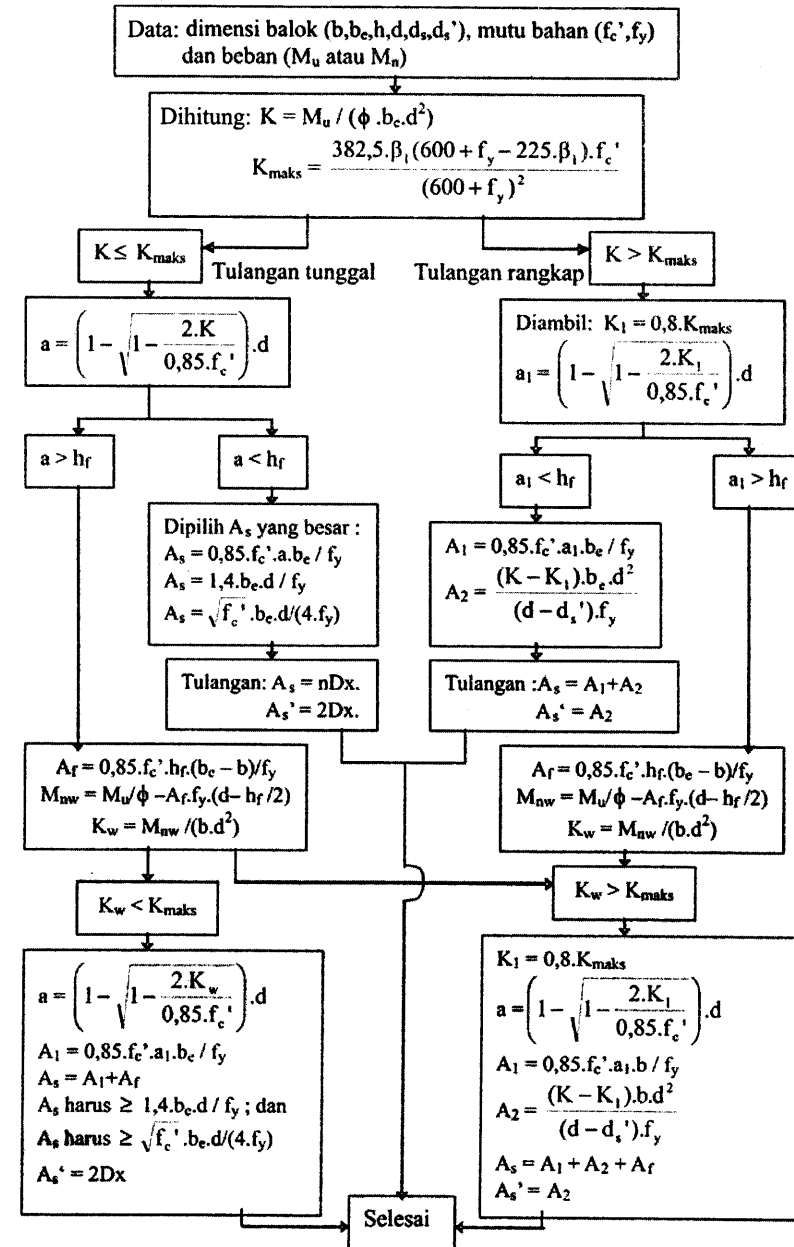
$$K_{maks} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot (600 + 390 - 225 \cdot 0,85) \cdot 20}{(600 + 390)^2}$$

$$= 5,2993 \text{ MPa.}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2} = \frac{1500 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1120 \cdot 705^2}$$

$$= 3,3683 \text{ MPa} < (K_{maks} = 5,2993 \text{ MPa})$$



Gambar 6.9 Skema Hitungan Tulangan Longitudinal Balok "T"

Karena $K < K_{max}$, maka dihitung dengan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f_c'}} \right) . d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.3,3683}{0,85.20}} \right) . 705 = 157,215 \text{ mm} > h_f = 140 \text{ mm}.$$

Karena $a > h_f$, maka garis netral jatuh di badan, jadi dihitung sebagai balok T asli:

$$A_f = \frac{0,85.f_c'.h_f(b_e - b)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85.20.140.(1120 - 500)}{390} = 3783,590 \text{ mm}^2$$

$$M_{nf} = A_f . f_y . (d - h_f/2)$$

$$= 3783,59.390.(705 - 140/2) = 937006063,5 \text{ N-mm}.$$

$$M_{nw} = (M_u/\phi) - M_{nf}$$

$$= (1500.10^6/0,8) - 937006063,5 = 937993936,5 \text{ N-mm}$$

$$K_w = M_{nw} / (b.d^2)$$

$$= 937993936,5 / (500.705^2) = 3,7744 \text{ MPa} < K_{max}$$

Karena $K_w < K_{max}$, maka dihitung sebagai balok T dengan tulangan tunggal.

Dihitung tinggi blok beton tekan persegi ekuivalen a dan luas tulangan

A_1 :

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K_w}{0,85.f_c'}} \right) . d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.3,7744}{0,85.20}} \right) . 705 = 179,336 \text{ mm}.$$

$$A_1 = \frac{0,85.f_c'.a.b}{f_y}$$

$$= 3908,605 \text{ mm}^2.$$

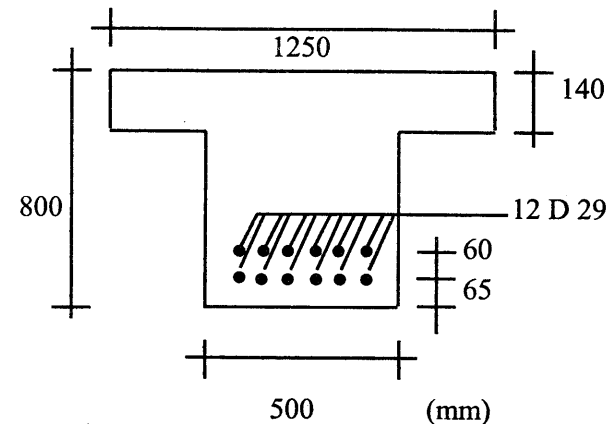
$$A_s = A_1 + A_f = 3908,605 + 3783,59 = 7692,195 \text{ mm}^2. \left. \begin{array}{l} \text{dipilih yang besar, jadi :} \\ A_{s,u} = 7692,195 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{s,min} = \frac{1,4.b_e.d}{f_y} = \frac{1,4.1120.705}{390} = 2834,462 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{A_{s,u}}{\frac{1}{4} . \pi . X^2}$$

$$= \frac{7692,195}{\frac{1}{4} . \pi . 29^2} = 11,65 \longrightarrow \text{dipakai 12 batang.}$$

Digunakan tulangan tarik $A_s = 12 \text{ D } 29 = 7926,238 \text{ mm}^2 \geq A_{s,u}$



b). Menghitung momen rencana

$$A_s = 12D29 = 12 . (1/4) . \pi . 29^2 = 7926,238 \text{ mm}^2$$

$$d_s = 65 + 60/2 = 95 \text{ mm},$$

$$d = 800 - 95 = 705 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s . f_y}{0,85.f_c'.b_e}$$

$$= \frac{7926,238.390}{0,85.20.1120} = 162,355 \text{ mm} > h_f = 140 \text{ mm}.$$

Karena $a > h_f$ maka garis netral jatuh di badan, dihitung sebagai balok T asli.

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 20 \cdot 140 \cdot (1120 - 500)}{390} = 3783,59 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{(600 + f_y) \cdot f_y} \times 100\%$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot 20}{(600 + 390) \cdot 390} \times 100\% = 1,684\%$$

$$\rho = \frac{A_s - A_f}{b \cdot d}$$

$$= \frac{7926,238 - 3783,59}{500 \cdot 705} = 1,175\% < (\rho_{\max} = 1,684\%) \rightarrow \text{OK}$$

$$a = \frac{(A_s - A_f) \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$= \frac{(7926,238 - 3783,59) \cdot 390}{0,85 \cdot 20 \cdot 500} = 190,074 \text{ mm.}$$

$$a_{\max, \text{leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot (800 - 65 - 60)}{600 + 390} = 347,727 \text{ mm.}$$

Karena $a < a_{\max, \text{leleh}}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Okey)

$$M_{nf} = 3783,59 \cdot 390 \cdot (705 - 140/2) = 936918890,7 \text{ N-mm}$$

$$M_{nw} = 0,85 \cdot 20 \cdot 190,074 \cdot 500 \cdot (705 - 190,074/2) = 985473911,7 \text{ N-mm}$$

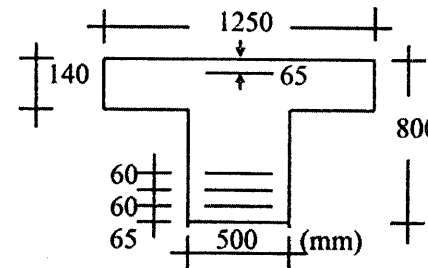
$$M_n = M_{nf} + M_{nw} = 1922392802,4 \text{ N-mm}$$

$$\approx 1922,393 \text{ kN-m.}$$

$$M_r^{(+)} = \phi \cdot M_n$$

$$= 0,8 \cdot 1922,393 = 1537,914 \text{ kN-m} > M_u = 1500 \text{ kN-m. (Okey).}$$

Contoh 6.2 :



Balok "T" berukuran seperti pada gambar di samping, mutu beton $f_c' = 15 \text{ MPa}$, $f_y = 300$

MPa, dan tersedia tulangan D29.

Balok tersebut menahan $M_u^{(+)} = 1380 \text{ kN-m}$.

- Hitung dan gambarkan tulangan memanjang
- Hitung pula momen tersedia balok tersebut.

Penyelesaian :

- Hitungan tulangan memanjang

Lebar pelat efektif balok T : $b_e = 1250 \text{ mm}$ (diketahui)

$$b_e \leq (4 \cdot b = 4 \cdot 500 = 2000 \text{ mm})$$

$$b_e \leq (8 \cdot h_f = 8 \cdot 140 = 1120 \text{ mm})$$

Dipilih yang terkecil, yaitu $b_e = 1120 \text{ mm}$.

$$K_{\max} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5 \cdot 0,85 \cdot (600 + 300 - 225 \cdot 0,85) \cdot 15}{(600 + 300)^2} = 4,2673 \text{ MPa.}$$

Diperkirakan 3 baris tulangan tarik, sehingga:

$$d_s = 65 + 60 = 125 \text{ mm, dan } d = 800 - 125 = 675 \text{ mm.}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2}$$

$$= \frac{1380 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1120 \cdot 675^2} = 3,3804 \text{ MPa} < K_{\max} \rightarrow \text{dicoba tulangan tunggal.}$$

$$A = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,3804}{0,85 \cdot 15}} \right) \cdot 675 = 212,371 \text{ mm} > h_f = 140 \text{ mm}$$

Karena $a > h_f$ maka garis netral jatuh di badan, dihitung sebagai balok T asli.

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 15 \cdot 140 \cdot (1120 - 500)}{300} = 3689 \text{ mm}^2$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2)$$

$$= 3689 \cdot 300 \cdot (675 - 140/2) = 669553500 \text{ N-mm}$$

$$M_{nw} = (M_u / \phi) - M_{nf}$$

$$= (1380 \cdot 10^6 / 0,8) - 669553500 = 1055446500 \text{ N-mm}$$

$$K_w = M_{nw} / (b \cdot d^2)$$

$$= 1055446500 / (500 \cdot 675^2) = 4,63296 \text{ MPa} > K_{max} = 4,2673 \text{ MPa}$$

Karena $K_w > K_{max}$, maka hitungan balok T dengan tulangan tunggal adalah salah.

Jadi dihitung dengan tulangan rangkap.

Dipilih $K_1 = 0,8 \cdot K_{max} = 0,8 \cdot 4,2673 = 3,41384 \text{ MPa}$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_1}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3,41384}{0,85 \cdot 15}} \right) \cdot 675 = 214,961 \text{ mm}$$

$$a_{maks,leleh} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot (800 - 65 - 60 - 60)}{600 + 300} = 348,50 \text{ mm}$$

Karena $a < a_{maks,leleh}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Okey)

$$A_1 = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 15 \cdot 214,961 \cdot 500}{300} = 4567,92 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \frac{(K_w - K_1) \cdot b \cdot d^2}{(d - d_s') \cdot f_y}$$

$$= \frac{(4,63296 - 3,41384) \cdot 500 \cdot 675^2}{(675 - 65) \cdot 300} = 1517,655 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik $A_{s,u} = A_f + A_1 + A_2$

$$= 3689 + 4567,92 + 1517,655 = 9774,575 \text{ mm}^2$$

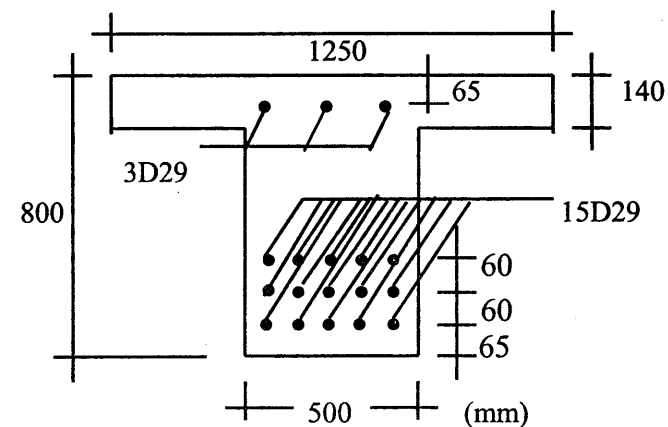
tekan $A'_{s,u} = A_2 = 1517,655 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan $n = 9774,575 / (1/4 \cdot \pi \cdot 29^2) = 14,798 \rightarrow$ dipakai 15 batang.

Jadi dipakai :

Tulangan tarik $A_s = 15D29 = 9907,798 \text{ mm}^2 > A_{s,u} = 9774,575 \text{ mm}^2$

Tulangan tekan $A_s' = 3D29 = 1981,560 \text{ mm}^2 > A'_{s,u} = 1517,655 \text{ mm}^2$



Penulangan balok

b). Hitungan momen rencana $M_r^{(r)}$

$$a = \frac{\sqrt{A_s - A_s'} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{(9907,798 - 1981,56) \cdot 300}{0,85 \cdot 15 \cdot 1120} = 166,518 \text{ mm} > (h_f = 140 \text{ mm})$$

Karena $a > h_f$ maka garis netral berada di badan, dihitung sebagai balok T asli.

$$A_f = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 15 \cdot 140 \cdot (1120 - 500)}{300} = 3689 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{(A_s - A_s' - A_f) \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{(9907,798 - 1981,56 - 3689) \cdot 300}{0,85 \cdot 15 \cdot 500} = 199,399 \text{ mm}$$

$$a_{\text{min,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 65}{600 - 300} = 110,5 \text{ mm}$$

Karena $a > a_{\text{min,leleh}}$ berarti tulangan tekan sudah leleh, sehingga

$$f_s' = f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$a_{\text{maks,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 0,85 \cdot (300 - 65 - 60 - 60)}{600 + 300} = 348,50 \text{ mm}$$

Karena $a < a_{\text{maks,leleh}}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Oke)

$$M_{n1} = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 15 \cdot 199,399 \cdot 300 \cdot (675 - 199,399/2) = 731303945,6 \text{ N-mm}$$

$$M_{n2} = A_f \cdot f_y \cdot (d - h_f/2) = 3689 \cdot 300 \cdot (675 - 140/2) = 669553500,0 \text{ N-mm}$$

$$M_{n3} = A_s' \cdot f_s' \cdot (d - d_s') = 1981,56 \cdot 300 \cdot (675 - 65) = 362625480,0 \text{ N-mm}$$

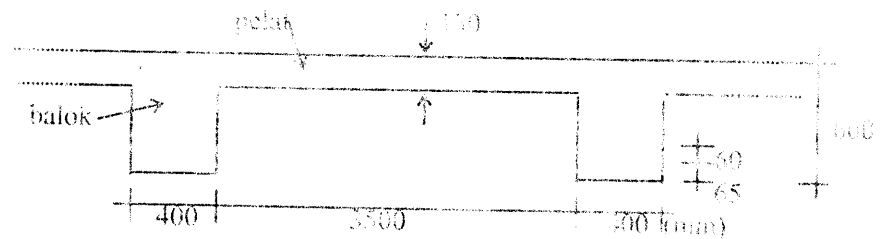
$$M_n = M_{n1} + M_{n2} + M_{n3} = 1763482925,6 \text{ N-mm} = 1763,483 \text{ kN-m}$$

$$M_r^{(r)} = \phi \cdot M_n = 0,8 \cdot 1763,483 = 1410,786 \text{ kN-m} > M_n^{(r)} = 1380 \text{ kNm. (aman)}$$

Daratani: Pada Contoh 6.2 di atas, mula-mula diperoleh nilai $K < K_{\text{maks}}$, sehingga diselesaikan dengan tulangan tunggal. Setelah hitungan diteruskan, ternyata garis netral jatuh di badan, dan diperoleh nilai $K_w > K_{\text{maks}}$. Jadi hitungan dengan tulangan tunggal tersebut salah, kemudian diteruskan dengan hitungan tulangan rangkap. Hal ini sesuai dengan skema hitungan pada Gambar 6.9, yaitu ada yang melintas dari tulangan tunggal ke tulangan rangkap.

Contoh 6.3 :

Struktur terdiri dari 2 komponen, yaitu balok dengan bentang 6,40 m dan pelat menerus dengan bentang bersih 3,50 m seperti tergambar. Komponen balok direncanakan sebagai balok T yang menahan $M_n^{(r)} = 300 \text{ kN-m}$, mutu beton $f_c' = 36 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, dan tersedia tulangan D29.



Jawab :

- 1). Tentukan lebar pelat efektif balok T tersebut
- 2). Rencanakan tulangan longitudinal balok T dengan ketentuan jika dibebani sebagai tulangan tunggal, maka tambatkan tulangan tekan 2 batang.
- 3). Hitunglah momen rencana balok dari soal 2) di atas.

Penyelesaian :

1). Menentukan lebar pelat efektif balok T

$$b_e \leq \{ 1/4 \lambda_t = 1/4 \cdot 6,40 \text{ m} = 1,60 \text{ m} \}$$

$$b_e \leq (16 \cdot h_f + b = 16 \cdot 130 + 400 = 2480 \text{ mm} = 2,48 \text{ m})$$

$$b_e \leq (\lambda_n + b = 3500 + 400 = 3900 \text{ mm} = 3,90 \text{ m})$$

Lebar pelat efektif balok T diambil yang kecil,

yaitu $b_e = 1,60 \text{ m} = 1600 \text{ mm}$.

2). Hitungan tulangan longitudinal

Jarak bersih antar tulangan $S_n = 40 \text{ mm}$ ($> D = 29 \text{ mm}$).

Jumlah tulangan maksimal pada 1 baris:

$$m = \frac{b - 2 \cdot d_{s1} + 1}{D + S_n} + 1 = \frac{1600 - 2 \cdot 65 + 1}{40} + 1 = 4,91 \longrightarrow \text{maksimal 5 batang.}$$

Diperkirakan 2 baris tulangan, jadi

$$d_s = 65 + 60/2 = 95 \text{ mm,}$$

$$d = 600 - 95 = 505 \text{ mm.}$$

$$f_c' = 36 \text{ MPa, jadi}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (f_c' - 30)/7 = 0,85 - 0,05 \cdot (36 - 30)/7 = 0,8071.$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1) \cdot f_c'}{(600 + f_y)^2} = \frac{382,5 \cdot 0,8071 \cdot (600 + 400 - 225 \cdot 0,8071) \cdot 36}{(600 + 400)^2} = 9,0955 \text{ MPa.}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2} = \frac{800 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 1600 \cdot 505^2} = 2,45074 \text{ MPa} < (K_{\text{maks}} = 9,0955 \text{ MPa})$$

Karena $K < K_{\text{maks}}$, maka dihitung dengan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \cdot d = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,45074}{0,85 \cdot 36}} \right) \cdot 505 = 42,209 \text{ mm} < h_f = 130 \text{ mm.}$$

Karena $a < h_f$, maka garis netral jatuh di sayap, jadi dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar = b_e .

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 36 \cdot 42,209 \cdot 1600}{400} = 5166,382 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = (1,4 \cdot b_e \cdot d) / f_y = (1,4 \cdot 1600 \cdot 505) / 400 = 2828 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = \sqrt{f_c'} \cdot b_e \cdot d / (4 \cdot f_y) = \sqrt{36} \cdot 1600 \cdot 505 / (4 \cdot 400) = 3030 \text{ mm}^2.$$

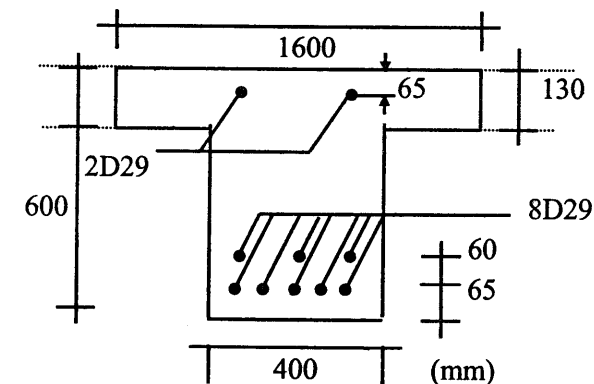
Dipakai yang besar, jadi $A_{s,u} = 5166,382 \text{ mm}^2$.

$$\text{Jumlah tulangan tarik } n = (5166,382) / (1/4 \cdot \pi \cdot 29^2) = 7,82 \longrightarrow \text{dipakai 8 batang.}$$

Jadi dipakai

tulangan tarik $A_s = 8D29 = 5284,159 \text{ mm}^2 > A_{s,u}$ (Okey).

tulangan tekan $A_s' = 2D29 = 1321,040 \text{ mm}^2$ (ditambahkan).



3). Hitungan momen rencana $M_r^{(+)}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{(5284,159 - 1321,04) \cdot 400}{0,85 \cdot 36 \cdot 1600} = 32,378 \text{ mm} < (h_f = 130 \text{ mm}).$$

Jadi garis netral berada di sayap, dihitung sebagai balok persegi panjang.

$$a_{\text{min,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y} = 157,385 \text{ mm}.$$

Karena $a < a_{\text{min,leleh}}$, maka tulangan tekan belum leleh.

Dihitung :

$$p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{600 \cdot 1321,04 - 5284,159 \cdot 400}{1,7 \cdot 36 \cdot 1600} = -13,4910$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e} = \frac{600 \cdot 0,8071 \cdot 1321,04 \cdot 65}{0,85 \cdot 36 \cdot 1600} = 849,3105$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p = \sqrt{(-13,491)^2 + 849,3105} - (-13,491) = 45,605 \text{ mm}$$

$$a_{\text{maks,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 0,8071 \cdot (600 - 65 - 60)}{600 + 400} = 230,024 \text{ mm}.$$

Karena $a < a_{\text{maks,leleh}}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Okey)

$$f_s' = 600 \cdot \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right) = 600 \cdot \left(\frac{45,605 - 0,8071 \cdot 65}{45,605} \right) = -90,207 \text{ MPa}.$$

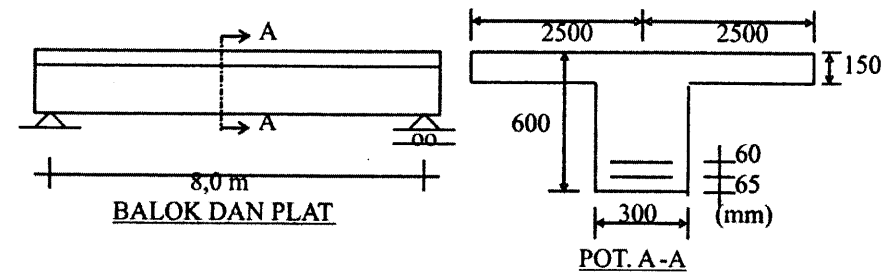
Karena $f_s' < 0$ maka dipakai $f_s' = 0$ dan $M_{ns} = 0$.

$$M_n = M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 36 \cdot 45,605 \cdot 1600 \cdot (505 - 45,605/2) = 1076660608 \text{ N-mm} = 1076,661 \text{ kNm}.$$

$$\text{Jadi } M_r^{(+)} = \phi \cdot M_n = 0,8 \cdot 1076,661 \text{ kN-m} = 861,329 \text{ kN-m} (> M_u^{(+)} = 800 \text{ kNm}).$$

Contoh 6.4 :

Struktur pelat dan balok dengan potongan seperti tergambar dibuat dari beton bertulang dengan mutu $f_c' = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 300 \text{ MPa}$, menahan beban hidup $q_L = 2,5 \text{ kN/m}^2$.



Balok tersebut akan diperhitungkan sebagai balok T yang hanya mendukung beban mati dan beban hidup saja. Berat beton $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ dan tersedia tulangan D29.

Soal: 1). Hitung dan gambarlah tulangan longitudinal balok pada bentang tengah (jika dipakai balok bertulangan tunggal maka tambahkan tulangan tekan 2D29).

2). Hitung pula momen rencana balok dengan penulangan tersebut di atas.

Penyelesaian :

1). Hitungan tulangan longitudinal

Menentukan lebar pelat efektif :

$$b_e = 5000 \text{ mm (dari soal).}$$

$$b_e = 4.b = 4.300 = 1200 \text{ mm}$$

$$b_e = 8.h_f = 8.150 = 1200 \text{ mm.}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai $b_e = 1200 \text{ mm}$.

Beban balok :

$$q_{\text{pelat}} = 5.0,15.25 = 18,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{balok}} = 0,3.(0,60 - 0,15).25 = 3,375 \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = 22,125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_L = 5.2,5 = 12,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,2.q_D + 1,6.q_L = 1,2.22,125 + 1,6.12,5 = 46,55 \text{ kN/m}^2$$

$$M_u^{(+)} = 1/8.q_u.L^2 = 1/8.46,55.8^2 = 372,40 \text{ kN-m.}$$

Hitungan tulangan :

Jumlah tulangan perbaris

$$m = \frac{b - 2.d_{s1}}{D + S_n} + 1 \text{ (dipakai } S_n = 40 \text{ mm } > D)$$

$$= \frac{300 - 2.65}{29 + 40} + 1 = 3,46 \longrightarrow \text{maksimal 3 batang.}$$

Diperkirakan 2 baris tulangan, jadi

$$d_s = 65 + 60/2 = 95 \text{ mm, } d = 600 - 95 = 505 \text{ mm.}$$

$$K_{\text{maks}} = \frac{382,5.\beta_1.(600 + f_y - 225.\beta_1).f_c'}{(600 + f_y)^2}$$

$$= \frac{382,5.0,85.(600 + 300 - 225.0,85).20}{(600 + 300)^2} = 5,6897 \text{ MPa.}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi.b_e.d^2}$$

$$= \frac{372,40.10^6}{0,8.1200.505^2} = 1,5211 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} = 5,6897 \text{ MPa.}$$

Karena $K < K_{\text{maks}}$, maka dihitung dengan tulangan tunggal.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f_c'}}\right).d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.1,5211}{0,85.20}}\right).505 = 47,411 \text{ mm} < h_f = 150 \text{ mm.}$$

Karena $a < h_f$, maka garis netral jatuh di sayap, jadi dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar = b_e .

$$A_s = \frac{0,85.f_c'.a.b_e}{f_y}$$

$$= \frac{0,85.20.47,411.1200}{300} = 3223,948 \text{ mm}^2$$

$$A_s = (1,4.b_e.d)/f_y$$

$$= (1,4.1200.505)/300 = 2828 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \sqrt{f_c'}.b_e.d/(4.f_y)$$

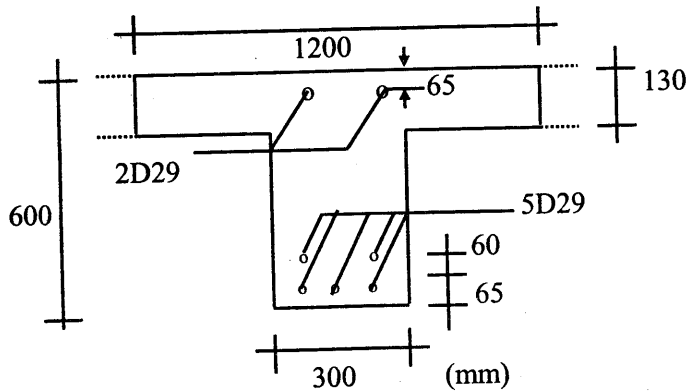
$$= \sqrt{20}.1200.505/(4.300) = 2258,429 \text{ mm}^2$$

Dipakai yang besar, jadi $A_{s,u} = 3223,948 \text{ mm}^2$.

Jumlah tulangan tarik

$$n = (3223,948)/(1/4.\pi.29^2) = 4,88 \longrightarrow \text{dipakai 5 batang.}$$

Jadi dipakai tulangan tarik $A_s = 5D29 = 3302,599 \text{ mm}^2 > A_{s,u}$ (Okey).
tulangan tekan $A_s' = 2D29 = 1321,040 \text{ mm}^2$ (ditambahkan).



3). Hitungan momen rencana $M_r^{(+)}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e}$$

$$= \frac{(3302,599 - 1321,04) \cdot 300}{0,85 \cdot 20 \cdot 1200} = 29,141 \text{ mm} < (h_f = 150 \text{ mm}).$$

Jadi garis netral berada di sayap, dihitung sebagai balok persegi panjang.

$$a_{\text{min,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 65}{600 - 300} = 110,5 \text{ mm}.$$

Karena $a < a_{\text{min,leleh}}$ maka tulangan tekan belum leleh.

$$\text{Dihitung : } p = \frac{600 \cdot A_s' - A_s \cdot f_y}{1,7 \cdot f_c' \cdot b_e}$$

$$= \frac{600 \cdot 1321,04 - 3302,599 \cdot 300}{1,7 \cdot 20 \cdot 1200} = -4,8568$$

$$q = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot A_s' \cdot d_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 1321,04 \cdot 65}{0,85 \cdot 20 \cdot 1200} = 2146,69$$

$$a = \sqrt{p^2 + q} - p$$

$$= \sqrt{(-4,8568)^2 + 2146,69} - (-4,8568) = 51,443 \text{ mm}$$

$$a_{\text{maks,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot (600 - 65 - 60)}{600 + 300} = 269,167 \text{ mm}.$$

Karena $a < a_{\text{maks,leleh}}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Okey)

$$f_s' = 600 \left(\frac{a - \beta_1 \cdot d_s'}{a} \right)$$

$$= 600 \left(\frac{51,443 - 0,85 \cdot 65}{51,443} \right) = -0,074 \text{ MPa}.$$

Karena $f_s' < 0$, maka dipakai $f_s' = 0$ (diabaikan).

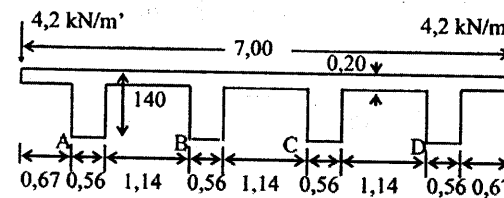
$$M_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \cdot (d - a/2) = 0,85 \cdot 20 \cdot 51,443 \cdot 1200 \cdot (505 - 51,443/2)$$

$$= 502972687 \text{ N-mm} = 502,973 \text{ kN-m}.$$

$$\text{Jadi } M_r^{(+)} = \phi \cdot M_n$$

$$= 0,8 \cdot 502,973 \text{ kN-m} = 402,3784 \text{ kN-m} > M_u^{(+)} \text{ (aman).}$$

Contoh 6.5 :



Jembatan dengan lebar 7,0 m sepanjang 20,0 m seperti tergambar. Berat beton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, $f_c' = 20 \text{ MPa}$ dan $f_y = 300 \text{ MPa}$, diperhitungkan terhadap beban hidup $q_L = 15 \text{ kN/m}^2$, dengan tulangan D29. Gelagar jembatan dianggap sebagai balok T yang hanya menahan beban mati dan beban hidup saja, dengan berat sandaran $q_s = 4,2 \text{ kN/m}^2$.

Soal :

- 1). Hitunglah lebar pelat efektif balok T dari gelagar B!
- 2). Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal gelagar B pada tengah bentang!

3). Hitung pula berapa momen rencana pada gelagar B tengah bentang tersebut!

Penyelesaian :

1). Menentukan lebar efektif balok T gelagar B

$$b_e \leq \{ 1/4.L = 1/4.20 = 5 \text{ m} \}$$

$$b_e \leq (16.h_f + b = 16.0,20 + 0,56 = 3,76 \text{ m})$$

$$b_e \leq (\lambda_n + b = 1,14 + 0,56 = 1,70 \text{ m})$$

Lebar pelat efektif balok T diambil yang kecil, yaitu

$$b_e = 1,70 \text{ m} = 1700 \text{ mm.}$$

2). Hitungan tulangan longitudinal gelagar B tengah bentang

Beban balok :

$$q_{\text{pelat}} = (1,7.0,20.24) = 8,160 \text{ kN/m'}$$

$$q_{\text{balok}} = 0,56.(1,40-0,2).24 = 16,128 \text{ kN/m'}$$

$$q_D = 24,288 \text{ kN/m'}$$

$$q_L = (1,7.15) = 25,5 \text{ kN/m'}$$

$$q_u = 1,2.q_D + 1,6.q_L$$

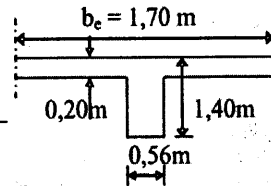
$$= 1,2.24,288 + 1,6.25,5$$

$$= 69,9456 \text{ kN/m'}$$

$$M_u^{(+)} = 1/8.q_u.L^2$$

$$= 1/8.69,9456.20^2$$

$$= 3497,28 \text{ kN-m.}$$



Hitungan tulangan :

Jumlah tulangan perbaris

$$m = \frac{b - 2.d_{s1}}{D + S_n} + 1 \rightarrow \text{dipakai } S_n = 40 \text{ mm} > D \text{ (Okey)}$$

$$= \frac{560 - 2.65}{29 + 40} + 1 = 7,23 \rightarrow \text{maksimal 7 batang.}$$

Diperkirakan 3 baris tulangan,

$$d_s = 65 + (2.60)/2 = 125 \text{ mm,}$$

$$d = 1400 - 125 = 1275 \text{ mm.}$$

$$K = \frac{M_u}{\phi.b_e.d^2} = \frac{3497,28.10^6}{0,8.1700.1275^2} = 1,5819 \text{ MPa} < K_{\text{max}} = 5,6897 \text{ MPa.}$$

Karena $K < K_{\text{max}}$, maka dihitung dengan tulangan tunggal. Lihat contoh 6.4.

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.K}{0,85.f_c'}} \right) . d$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.1,5819}{0,85.20}} \right) . 1275$$

$$= 124,745 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm.}$$

Karena $a < h_f$, maka garis netral jatuh di sayap, jadi dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar = b_e .

$$A_s = \frac{0,85.f_c'.a.b_e}{f_y}$$

$$= \frac{0,85.20.124,745.1700}{300}$$

$$= 12017,102 \text{ mm}^2.$$

$f_c' = 20 \text{ MPa} (< 31,36 \text{ MPa})$, jadi dihitung $A_{s,\text{min}}$ berikut:

$$A_{s,\text{min}} = (1,4.b_e.d)/f_y$$

$$= (1,4.1700.1275)/300$$

$$= 10115 \text{ mm}^2.$$

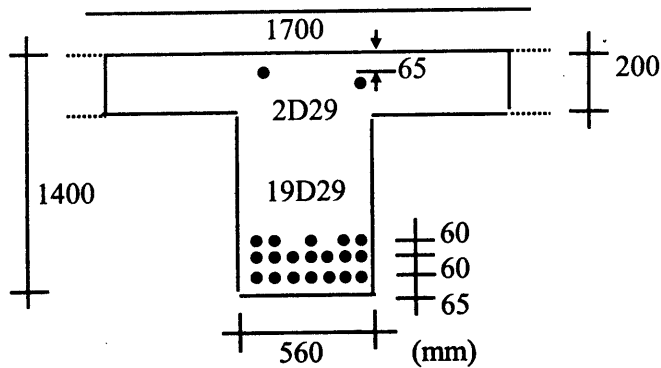
Dipakai yang besar, jadi $A_{s,u} = 12017,102 \text{ mm}^2$.

Jumlah tulangan tarik $n = (12017,102)/(1/4.\pi.29^2)$

$$= 18,19 \rightarrow \text{dipakai 19 batang.}$$

Jadi dipakai tulangan tarik $A_s = 19D29 = 12549,877 \text{ mm}^2 > A_{s,u}$ (Okey).

tulangan tekan $A_s' = 2D29 = 1321,040 \text{ mm}^2$ (ditambahkan).



3). Hitungan momen rencana $M_r^{(+)}$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e}$$

$$= \frac{(12549,877 - 1321,04) \cdot 300}{0,85 \cdot 20 \cdot 1700} = 116,562 \text{ mm} < (h_f = 200 \text{ mm}).$$

Jadi garis netral berada di sayap, dihitung sebagai balok persegi panjang.

$$a_{\text{min,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_s'}{600 - f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 65}{600 - 300} = 110,5 \text{ mm}.$$

Karena $a > a_{\text{min,leleh}}$, maka tulangan tekan sudah leleh.

$$a_{\text{maks,leleh}} = \frac{600 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot (1400 - 65 - 60 - 60)}{600 + 300} = 688,5 \text{ mm}.$$

Karena $a < a_{\text{maks,leleh}}$ berarti semua tulangan tarik sudah leleh. (Okey)

$$M_{nc} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b_e \cdot (d - a/2)$$

$$= 0,85 \cdot 20 \cdot 116,562 \cdot 1700 \cdot (1275 - 116,562/2) = 4098690482 \text{ Nmm}.$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d_s') = 1321,04 \cdot 300 \cdot (1275 - 65) = 479537520 \text{ Nmm. (+)}$$

$$M_n = \frac{M_{nc} + M_{ns}}{1} = \frac{4098690482 + 479537520}{1} = 4578228002 \text{ Nmm}.$$

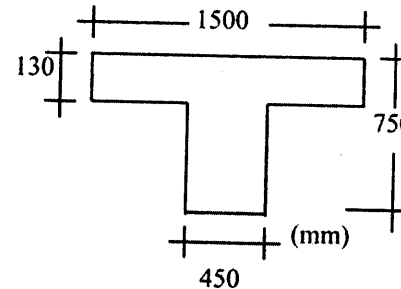
$$\approx 4578,228 \text{ kNm}.$$

$$\text{Jadi } M_r^{(+)} = \phi \cdot M_n = 0,8 \cdot 4578,228 \text{ kN-m}$$

$$= 3662,582 \text{ kN-m} > M_u^{(+)} = 3497,28 \text{ kN-m (aman)}.$$

6.7 Soal Latihan

Soal 6.1 :



Balok "T" dengan ukuran seperti gambar di samping, dari mutu bahan $f_c' = 25 \text{ MPa}$, $f_y = 380 \text{ MPa}$, tersedia tulangan D25 dan $\phi 8$, serta mendukung momen $M_u^{(+)} = 950 \text{ kN-m}$.

- Hitung dan gambarkan tulangan memanjang.
- Hitung pula momen rencana balok.

Soal 6.2 :

Jika balok T pada Soal 6.1 mendukung momen $M_u^{(+)} = 1800 \text{ kNm}$, maka:

- Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal balok.
- Hitung pula momen rencana balok.

Soal 6.3 :

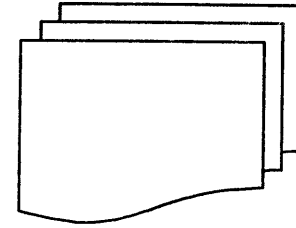
Balok "T" dengan lebar pelat efektif $b_e = 800 \text{ mm}$, lebar badan balok $b = 400 \text{ mm}$, tinggi sayap $h_f = 130 \text{ mm}$, tinggi balok $h = 750 \text{ mm}$, dibuat dengan mutu beton $f_c' = 30 \text{ MPa}$, mutu baja $f_y = 390 \text{ MPa}$, tersedia tulangan D29 dan begel $\phi 10$. Jika balok mendukung momen terfaktor $M_u^{(+)} = 1850 \text{ kNm}$, maka:

- Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal balok.
- Hitung pula momen rencana balok.

Soal 6.4 :

Mengulang gelagar jembatan pada Contoh 6.5, tetapi digunakan mutu beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$, baja $f_y = 350 \text{ MPa}$, dan tersedia tulangan D22 serta begel $\phi 10$.

- a). Hitung dan gambarkan tulangan longitudinal balok.
- b). Hitung pula momen rencana balok.
- c). Berapa beban hidup maksimal yang mampu didukung oleh gelagar tersebut.



DAFTAR PUSTAKA

-, 1989. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, SNI 03-1727-1989, UDC, Dewan Standarisasi Nasional, Jakarta.
-, 2002. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung*, SNI-1726-2002, Departemen Pemukiman Dan Prasarana Wilayah, Badan Penelitian Dan Pengembangan Pemukiman Dan Prasarana Wilayah, Pusat Penelitian Dan Pengembangan Teknologi Pemukiman, Bandung.
-, 2002. *Tatacara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*, SNI 03-2847-2002, Yayasan LPMB, Bandung.
- Asroni, A., 2007. *Balok Dan Pelat Beton Bertulang*, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Surakarta, Surakarta.
- Djojowirono, S., 1984. *Konstruksi Bangunan Gedung*, Biro Penerbit Keluarga Mahasiswa Teknik Sipil, Fakultas Teknik - Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.
- Nawy, E.G., 1990. *Beton Bertulang - Suatu Pendekatan Dasar*, terjemahan Bambang Suryoatmono, P.T. Eresco, Bandung.

Park, R. and Paulay, T., 1974. *Reinforced Concrete Structures*, Department of Civil Engineering University of Cunterbury New Zealand, John Wiley & Sons, New York.

Suprayogi, 1991. *Cara Praktis Perancangan Kolom Beton Bertulang Berdasarkan Pedoman Beton 1989*, Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Vis, W.C. dan Kusuma, G.H., 1993. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03*, Seri Beton 1, Penerbit Erlangga, Jakarta.