

BAB II

LANDASAN TEORI

2. 1. Beton Bertulang

Menurut Mosley dan Bungey (1989, hal 1) beton bertulang adalah suatu bahan bangunan yang kuat, tahan lama dan dapat dibentuk menjadi berbagai bentuk dan ukuran, mulai dari kolom persegi sederhana sampai ke lengkung-lengkung ramping berbentuk kubah atau rumah siput. Manfaat dan keserbagunaannya dicapai dengan mengkombinasikan segi-segi yang terbaik dari beton dan baja. Apabila keduanya dikombinasikan, baja akan dapat menyediakan kekuatan tarik sedangkan beton menahan tekanan, melindungi baja supaya awet dan tahan akan kebakaran.

2. 2. Beban

Struktur dari suatu gedung bertingkat harus direncanakan kekuatannya untuk mampu menahan beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut. Beban-beban tersebut diantaranya yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa. Pengertian dari masing-masing beban tersebut terdapat dalam Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (1983, hal 7), yaitu :

1. Beban mati adalah berat dari semua bagian struktur gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung itu.

2. Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.
3. Beban gempa adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

2. 3. Analisis dan Kombinasi Pembebanan

Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2002 (BSN, 2002a, hal 59)

a. Kuat perlu (U)

1. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots (2. 3-1)$$

2. Kuat perlu U yang menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots (2. 3-2)$$

3. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu harus diambil sebagai berikut

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots \dots \dots (2.3-3)$$

Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots \dots \dots (2.3-4)$$

Dengan U adalah kuat perlu, D adalah beban mati, L adalah beban hidup, A adalah beban atap, R adalah beban hujan dan E adalah beban gempa.

b. Kuat rencana

Untuk menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, sambungannya dengan komponen struktur lain, dan penampangnya, sehubungan dengan perilaku lentur, beban normal, geser dan torsi yaitu dengan mengalikan kuat nominalnya dengan suatu faktor reduksi (ϕ) sebagai berikut:

1. Lentur tanpa beban aksial.....0.8
2. Beban aksial dan beban aksial dengan lentur
 - a. Aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur.....0.8
 - b. Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur:
 - Komponen struktur dengan tulangan spiral.....0.7
 - Komponen struktur lainnya.....0.65
3. Geser dan torsi.....0.75

Untuk struktur yang bergantung pada sistem rangka pemikul momen khusus atau sistem dinding khusus untuk menahan pengaruh gempa:

- a. Kuat geser nominalnya lebih kecil dari gaya geser yang timbul sehubungan dengan pengembangan kuat lentur nominalnya.....0.55

- b. Geser pada hubungan balok kolom dan balok perangkai yang diberi tulangan longitudinal.....0.8
4. Tumpuan pada beton.....0.65
5. Beton polos struktural.....0.55

2. 4. Analisis Beban Gempa

Struktur gedung beraturan dapat direncanakan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam arah masing-masing sumbu utama denah struktur tersebut, berupa beban gempa nominal statik ekuivalen.

1. Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.1 ayat 3 (BSN, 2002b, hal 30) beban geser dasar nominal statik ekuivalen V yang terjadi di tingkat dasar dihitung menurut persamaan:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots (2.4-1)$$

Dengan V adalah beban geser dasar nominal, C_1 adalah faktor respon gempa, I adalah faktor keutamaan gedung, R adalah faktor reduksi gempa dan W_t adalah berat total bangunan.

2. Waktu getar alami fundamental T_1 dari suatu struktur gedung menurut SNI 03-1726-2002 pasal 5.6 (BSN, 2002b, hal 26) harus dibatasi, bergantung pada koefisien ζ untuk wilayah gempa tempat struktur gedung berada dan jumlah tingkatnya n menurut persamaan:

$$T_1 < \zeta . n \dots\dots\dots (2.4-2)$$

Dengan T_1 adalah waktu getar alami fundamental, ζ adalah koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, dan n adalah jumlah tingkat.

3. Beban geser dasar nominal V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen F_i dengan persamaan:

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \quad \dots\dots\dots (2.4-3)$$

Dengan F_i adalah beban gempa nominal statik ekuivalen, W_i adalah berat lantai tingkat ke i , z_i adalah tinggi lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral dan V adalah beban geser dasar nominal.

4. Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respon ragam pertama V_1 yang dinyatakan sebagai:

$$V \geq 0,8 V_1 \quad \dots\dots\dots (2.4-4)$$

oleh karena itu menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.ayat 3 (BSN, 2002b,hal 31) gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respons dalam suatu arah tertentu, harus dikalikan suatu faktor skala:

$$Faktor \ Skala = \frac{0,8 V_1}{V_i} \geq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4-5)$$

Dengan V adalah gaya geser dasar nominal, V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons dinamik ragam yang pertama dan V_i adalah gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan.

2. 5. Perencanaan Tangga

Analisis gaya-gaya pada tangga menggunakan bantuan *software* SAP 2000 yaitu untuk mendapatkan reaksi tumpuan, gaya geser dan momen lentur yang terjadi. Tangga dimodelkan sebagai balok tipis dengan lebar 1000 mm. Untuk penulangan lentur digunakan tulangan Ø 12 dan untuk penulangan susut digunakan tulangan Ø 10. Sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 9.7 ayat 1.c (BSN, 2002a, hal 41) untuk tulangan dengan diameter ≤ 36 mm digunakan selimut beton setebal 20 mm.

2. 5. 1. Penulangan Lentur

Dari *output* SAP 2000 diperoleh nilai momen lentur M_u , kemudian dapat dicari momen nominal M_n menggunakan rumus:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.5.1-1)$$

Tahanan momen R_n didefinisikan

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} \dots\dots\dots (2.5.1-2)$$

Nilai rasio penulangan ρ

$$\rho = \frac{0,85.f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.R_n}{0,85.f_c'}} \right) \dots\dots\dots (2.5.1-3)$$

Dengan M_u adalah Momen ultimit, M_n adalah momen nominal, R_n adalah tahanan momen dan ρ adalah rasio penulangan.

Dari nilai ρ maka dapat dicari kebutuhan tulangan lentur yang diperlukan. Nilai rasio penulangan minimum ρ_{min} diambil sebesar rasio penulangan susut berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.5 ayat 4 (BSN, 2002a, hal 72). Sedangkan nilai rasio penulangan maksimum ρ_{max} sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 12.3 ayat 3 (BSN, 2002a, hal 70) diambil sebesar:

$$\rho_{max} = 0,75 \left(\frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots \dots \dots (2.5.1-4)$$

2. 5. 2. Penulangan Susut

Tulangan susut dipasang tegak lurus terhadap tulangan lentur, sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 9.12 ayat 2.1 (BSN, 2002a, hal 48) tulangan susut harus memenuhi syarat rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang ρ sebesar:

1. ρ susut harus lebih besar dari 0,0014
2. untuk tegangan leleh baja $f_y = 300$ MPa, ρ susut = 0,0020
3. untuk tegangan leleh $f_y = 400$ MPa, ρ susut = 0,0018

2. 6. Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai merupakan panel-panel beton bertulang yang mungkin bertulangan dua atau satu arah saja, tergantung sistem strukturnya. Apabila pada struktur pelat perbandingan bentang panjang terhadap lebar kurang dari dua, maka akan mengalami lendutan pada kedua arah sumbu. Sebaliknya apabila pada struktur pelat perbandingan bentang panjang terhadap lebar lebih dari dua maka akan mengalami lendutan pada satu arah sumbu saja (Dipohusodo, 1994, hal 207).

Pelat-pelat beton berperilaku sebagai bagian-bagian konstruksi lentur dan perencanaanya adalah serupa dengan balok, meskipun secara umum agak lebih sederhana. Perhitungan pelat menggunakan satuan lebar $b = 1\text{m}$, untuk menentukan beban terfaktor digunakan:

$$W_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \dots \dots \dots (2.6-1)$$

2. 6. 1. Penulangan Pelat Satu Arah

Apabila perbandingan antara panjang dan lebar pelat lebih dari 2 maka dapat dikategorikan sebagai pelat satu arah. Tabel 2.1 memperlihatkan kutipan dari SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 ayat 1 (BSN, 2002a, hal 62) mengenai tebal minimum pelat satu arah adalah:

Tabel 2.1. Tebal Minimum Pelat Satu Arah

Komponen struktur	Tebal minimum pelat			
	2 tumpuan sederhana	1 ujung menerus	2 ujung menerus	kantilever
Pelat masif 1 arah	$\lambda/20$	$\lambda/24$	$\lambda/28$	$\lambda/10$

2. 6. 2. Penulangan Pelat Dua Arah

Apabila perbandingan antara panjang dan lebar pelat kurang atau sama dengan dua maka dapat dikategorikan sebagai pelat dua arah. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 ayat 3.3 (BSN, 2002a, hal 65), tebal pelat dua arah minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Untuk nilai rata-rata α , $\alpha_m \leq 0,2$ harus memenuhi:

- a. Pelat tanpa penebalan : tebal = 120 mm
- b. Pelat dengan penebalan : tebal = 100 mm

2. Untuk nilai rata-rata α , $0,2 < \alpha_m < 2$ tebal minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \text{ dan } \geq 120 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.6.2-1)$$

3. untuk nilai rata-rata α , $\alpha_m > 2$ tebal minimum pelat harus memenuhi:

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan } \geq 90 \text{ mm} \dots\dots\dots (2.6.2-2)$$

Dengan α adalah rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur suatu pelat dengan lebar yang dibatasi dalam arah lateral oleh sumbu dari panel yang bersebelahan (bila ada) pada setiap sisi dari balok.

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} \dots\dots\dots (2.6.2-3)$$

E_c adalah modulus elastisitas beton, I adalah momen inersia (dengan subskrip b merujuk pada balok dan subskrip p merujuk pada pelat), α_m adalah nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel, β adalah rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah dan λ_n adalah bentang bersih.

Perhitungan momen ultimit didapatkan dari tabel Peraturan Beton Bertulang Indonesia (DPU, 1971, hal 203) untuk pelat persegi, sedangkan untuk pelat lengkung digunakan tabel yang dibuat oleh Barres (1971, hal 530). Penulangan lentur dan susut mengikuti langkah yang sama dengan yang dijabarkan pada penulangan tangga.

2. 7. Perencanaan Balok

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 1 (BSN, 2002a, hal 208) untuk komponen struktur pada sistem rangka pemikul momen khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur harus memenuhi:

1. Gaya aksial tekan terfaktor P_u pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f_c'$
2. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
3. Perbandingan lebar terhadap tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
4. Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm dan tidak boleh lebih dari lebar komponen struktur pendukung (diukur pada bidang tegak lurus terhadap sumbu longitudinal komponen struktur lentur) ditambah jarak pada tiap sisi komponen struktur pendukung yang tidak melebihi tiga perempat tinggi komponen struktur lentur.

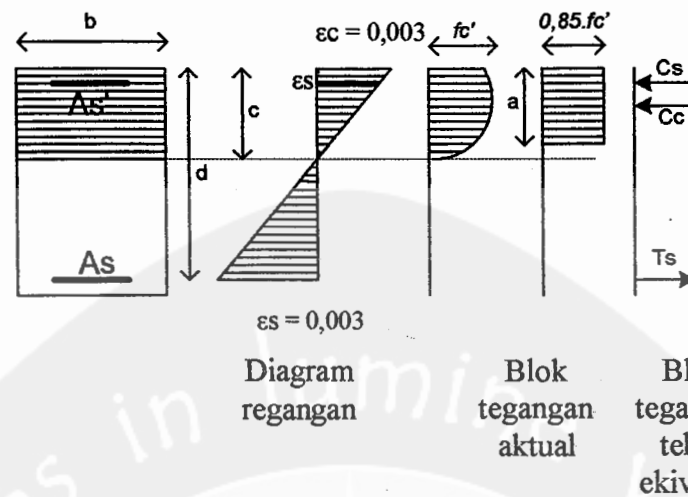
2. 7. 1. Penulangan Lentur

Gaya-gaya yang bekerja pada blok desak beton C_c , baja desak C_s dan baja tarik T_s sesuai dengan gambar 2.1 berturut-turut adalah:

$$C_c = 0,85.f_c'.a.b \dots\dots\dots(2.7.1-1)$$

$$C_s = A_s'.f_s' \dots\dots\dots(2.7.1-2)$$

$$T_s = A_s.f_y \dots\dots\dots(2.7.1-3)$$



Gambar 2.1. Gaya Dalam Penampang Balok Tulangan Rangkap

Jika ϵ_s' (regangan dari baja desak) $< \epsilon_s$ (regangan dari baja tarik) maka tegangan pada baja desak dapat dihitung dengan :

$$f_s' = 600 \left(1 - \beta_1 \frac{d'}{a} \right) \dots \dots \dots (2.7.1-4)$$

Dari keseimbangan gaya-gaya horizontal $C_c + C_s = T_s$ maka dapat diturunkan rumus:

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{1}{\left(1 - \delta \cdot \frac{f_s'}{f_y} \right)} \dots \dots \dots (2.7.1-5)$$

dengan mendefinisikan

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \dots \dots \dots (2.7.1-6)$$

$$\delta = \frac{A_s'}{A_s} \dots \dots \dots (2.7.1-7)$$

Dari keseimbangan momen diperoleh:

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \cdot (d - d') \dots \dots \dots (2.7.1-8)$$

$$Rn = \rho \left[f_y \left(1 - \delta \cdot \frac{f_s'}{f_y} \right) \left(1 - 0,5 \cdot \frac{a}{d} \right) + \delta \cdot f_s' \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right] \dots\dots\dots (2.7.1-9)$$

dengan tahanan momen Rn didefinisikan:

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (2.7.1-10)$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots (2.7.1-11)$$

Perencanaan balok menggunakan langkah-langkah :

1. Menganggap suatu tinggi garis netral tertentu
2. Menghitung f_s', ρ , dan Mu
3. Nilai Mu dibandingkan nilai momen luar yang bekerja.
4. Hitungan diulang untuk nilai c tertentu sampai didapatkan nilai Mu mendekati nilai momen luar yang bekerja.
5. Nilai ρ yang didapat digunakan untuk mencari luas tulangan tarik.

Batasan tulangan minimum sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 12.5 ayat 1

(BSN, 2002a, hal 72) adalah nilai terbesar dari:

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot bw \cdot d \dots\dots\dots (2.7.1-12)$$

$$As_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \cdot bw \cdot d \dots\dots\dots (2.7.1-13)$$

Batasan tulangan maksimum sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 12.3 ayat 3

(BSN, 2002a, hal 72) dan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 2.1 (BSN, 2002a, hal

209) adalah nilai terkecil dari:

$$\begin{aligned}\rho_{\max 1} &= 0,75 \cdot \rho \cdot b + \rho' \cdot \frac{f_s'}{f_y} \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) + \rho' \cdot \frac{(600 - (600 + f_y)) \cdot \frac{d'}{d}}{f_y} \dots\dots\dots(2.7.1-14)\end{aligned}$$

$$\rho_{\max 2} = 0,025$$

2. 7. 2. Penulangan Geser

Gaya geser rencana V_e menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 4 (BSN, 2002a, hal 210) harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor disepanjang bentangnya.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w_u \cdot L}{2} \dots\dots\dots(2.7.2-1)$$

dimana,

$$w_u = 1,2D + 1,6L \dots\dots\dots(2.7.2-2)$$

Momen-momen ujung M_{pr} didasarkan pada tegangan tarik $1,25 \cdot f_y$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 3.2 (BSN, 2002a, hal 209) sengkang penutup pertama harus dipasang tidak boleh lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak maksimum antara sengkang tertutup pada daerah sendi plastis diambil nilai terkecil dari:

1. $d/4$
2. 8 kali diameter terkecil tulangan memanjang
3. 24 kali diameter batang tulangan sengkang.

4. 300 mm

Jarak maksimum sengkang pada daerah luar sendi plastis adalah $0,5.d$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.1 (BSN, 2002a, hal 87) perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u \dots\dots\dots (2.7.2-3)$$

dengan V_u adalah gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan V_n adalah kuat geser nominal yang dihitung dari:

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (2.7.2-4)$$

dengan V_c adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton, dan V_s adalah kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser

$$V_c = \left(\frac{f_c'}{6} \right) b_w d \dots\dots\dots (2.7.2-5)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (2.7.2-6)$$

dimana A_v adalah luas tulangan geser dalam rentang jarak s dan s adalah jarak spasi tulangan geser.

2. 7. 3. Penulangan Torsi

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 1.a (BSN, 2002a, hal 95) pengaruh puntir dapat diabaikan bila:

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots\dots\dots (2.7.3-1)$$

Dimana T_u adalah momen puntir terfaktor, ϕ adalah faktor reduksi untuk torsi, P_{cp} adalah keliling luar penampang beton dan A_{cp} adalah luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton.

2. 7. 3. 1. Senggang

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 3.5 (BSN, 2002a, hal 98) tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari:

$$\phi T_n \geq T_u \dots\dots\dots(2.7.3.1-1)$$

dengan T_u adalah momen puntir terfaktor pada penampang yang ditinjau dan T_n adalah kuat momen puntir normal penampang.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 3.6 (BSN, 2002a, hal 98) tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan:

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta \dots\dots\dots(2.7.3.1-2)$$

Dimana T_n adalah kuat momen puntir nominal, A_o adalah luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, A_t adalah luas 1 kaki sengkang tertutup yang menahan puntir pada daerah sejarak s , θ adalah sudut diagonal tekan pada penerapan analogi dan s adalah spasi tulangan puntir.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 5.2 (BSN, 2002a, hal 100) luas minimum tulangan sengkang harus dihitung dengan ketentuan;

$$(A_v + 2 \cdot A_t)_{\min} = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot s}{1200 \cdot f_{yv}} \dots\dots\dots(2.7.3.1-3)$$

$$(A_v + 2 \cdot A_t)_{\min} = \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}} \dots\dots\dots(2.7.3.1-4)$$

2. 7. 3. 2. Tulangan Longitudinal Tambahan

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 3.7 (BSN, 2002a, hal 99) tulangan longitudinal tambahan yang dibutuhkan untuk menahan puntir tidak boleh kurang daripada:

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \left(\frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cdot \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.7.3.2-1)$$

Di mana A_l adalah Luas total tulangan longitudinal yang memikul puntir, P_h adalah Keliling dari garis pusat tulangan sengkang torsi terluar, f_{yv} adalah kuat leleh tulangan sengkang torsi, f_{yl} adalah kuat leleh tulangan torsi longitudinal dan θ adalah sudut diagonal tekan pada penerapan analogi rangka untuk torsi.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 13.6 ayat 5.3 (BSN, 2002a, hal 100)

luas total minimum tulangan puntir longitudinal harus dihitung dengan ketentuan

$$A_{l_{\min}} = \frac{5 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{cp}}{12 \cdot f_{yl}} - \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \dots\dots\dots (2.7.3.2-2)$$

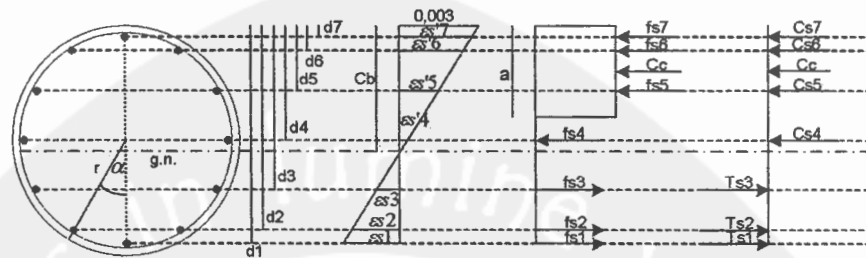
$$\text{dimana, } \frac{A_t}{s} \geq \frac{b_w}{6 \cdot f_{yv}} \dots\dots\dots (2.7.3.2-3)$$

2. 8. Perencanaan Kolom

Kolom-kolom di dalam sebuah konstruksi meneruskan beban dari balok-balok dan pelat-pelat ke bawah sampai ke pondasi, dan karenanya kolom-kolom terutama merupakan bagian dari konstruksi tekan, meskipun kolom-kolom itu mungkin harus pula menahan gaya-gaya lentur akibat kontinuitas konstruksi (Mosley dan Bungey, 1989, hal 219)

2. 8. 1. Kolom Lingkaran

Gaya-gaya yang bekerja pada blok desak beton, baja desak dan baja tarik berdasarkan gambar 2.2 adalah:



Gambar 2.2. Diagram Tegangan Regangan Kolom Lingkaran

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_c \dots\dots\dots (2.8.1-1)$$

$$d_1 > C_b \longrightarrow T_{s1} = f_{s1} \cdot A_{s1} \dots\dots\dots (2.8.1-2)$$

$$d_2 > C_b \longrightarrow T_{s2} = f_{s2} \cdot A_{s2} \dots\dots\dots (2.8.1-3)$$

$$d_3 > C_b \longrightarrow T_{s3} = f_{s3} \cdot A_{s3} \dots\dots\dots (2.8.1-4)$$

$$d_4 < C_b \longrightarrow C_{s4} = f_{s4} \cdot A_{s4} \dots\dots\dots (2.8.1-5)$$

$$d_5 < C_b \longrightarrow C_{s5} = f_{s5} \cdot A_{s5} \dots\dots\dots (2.8.1-6)$$

$$d_6 < C_b \longrightarrow C_{s6} = f_{s6} \cdot A_{s6} \dots\dots\dots (2.8.1-7)$$

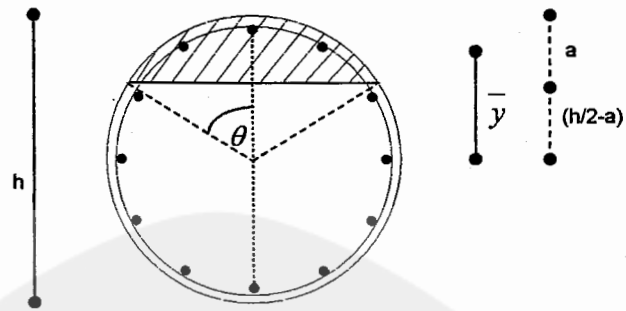
$$d_7 < C_b \longrightarrow C_{s7} = f_{s7} \cdot A_{s7} \dots\dots\dots (2.8.1-8)$$

Dari Keseimbangan gaya dapat diperoleh:

$$P_{n_b} = C_c + C_{s4} + C_{s5} + C_{s6} + C_{s7} - T_{s1} - T_{s2} - T_{s3} \dots\dots\dots (2.8.1-9)$$

Untuk $a < \frac{h}{2}$ atau $\theta < \frac{\pi}{2}$ penampang kolom lingkaran dapat dilihat pada gambar

2.3.



Gambar 2.3. Penampang Kolom Lingkaran $a < \frac{h}{2}$

$$\theta = \cos^{-1} \left\{ \frac{\left(\frac{h}{2} - a \right)}{\frac{h}{2}} \right\} \quad (2.8.1-10)$$

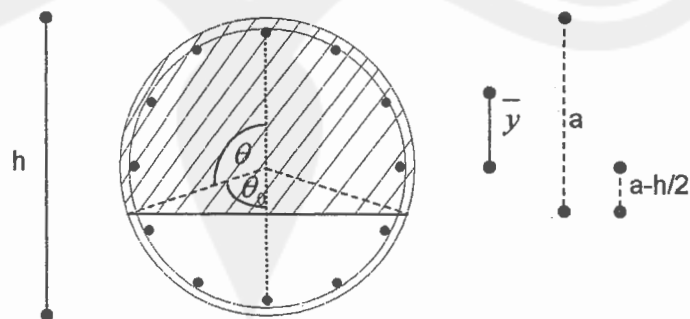
$$A_c = h^2 \left\{ \frac{\theta - \sin \theta \cos \theta}{4} \right\} \quad (2.8.1-11)$$

$$Q_c = h^3 \left\{ \frac{\sin^3 \theta}{12} \right\} \quad (2.8.1-12)$$

$$\bar{y} = \frac{Q_c}{A_c} \quad (2.8.1-13)$$

Untuk $a > \frac{h}{2}$ atau $\theta > \frac{\pi}{2}$ penampang kolom lingkaran dapat dilihat pada gambar

2.4.



Gambar 2.4. Penampang Kolom Lingkaran $a > \frac{h}{2}$

$$\theta_0 = \cos^{-1} \left\{ \frac{\left(a - \frac{h}{2} \right)}{\frac{h}{2}} \right\} \dots\dots\dots (2.8.1-14)$$

$$\theta = \pi - \theta_0 \dots\dots\dots (2.8.1-15)$$

$$Ac = h^2 \left\{ \frac{\theta - \sin \theta \cos \theta}{4} \right\} \dots\dots\dots (2.8.1-16)$$

$$Qc = h^3 \left\{ \frac{\sin^3 \theta}{12} \right\} \dots\dots\dots (2.8.1-17)$$

$$\bar{y} = \frac{Qc}{Ac} \dots\dots\dots (2.8.1-18)$$

Dengan Ac adalah luasan segmen zona blok tegangan ekuivalen (bagian yang diarsir) dan Qc adalah statis momen luasan segmen zona blok tegangan ekuivalen terhadap pusat berat penampang kolom.

cttn : θ dalam radian

Berdasarkan gambar 2.2. dari momen gaya terhadap pusat geometri penampang kolom diperoleh:

$$\begin{aligned} Mn_b = & Cc.\bar{y} + Cs_5.\left(\frac{h}{2} - d_5\right) + Cs_6.\left(\frac{h}{2} - d_6\right) + Cs_7.\left(\frac{h}{2} - d_7\right) + Ts_1.\left(d_1 - \frac{h}{2}\right) + \\ & Ts_2.\left(d_2 - \frac{h}{2}\right) + Ts_3.\left(d_3 - \frac{h}{2}\right) \dots\dots\dots (2.8.1-19) \end{aligned}$$

2. 8. 2. Kolom Persegi

2. 8. 2. 1. Tulangan Longitudinal

Perencanaan tulangan longitudinal kolom dilakukan secara biaksial dengan meninjau dua arah momen yang terjadi secara bersamaan. Langkah-langkah perencanaan kolom secara biaksial (Nawy, 1990, hal 376):

1. Pilih konstanta β di mana untuk perencanaan biasa diambil 0,65
2. Menghitung gaya aksial dan momen nominal dua arah

$$a. \quad P_n = \frac{P_u}{\phi} \dots\dots\dots (2.8.2.1-1)$$

$$b. \quad M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} \dots\dots\dots (2.8.2.1-2)$$

$$c. \quad M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} \dots\dots\dots (2.8.2.1-3)$$

3. Menghitung nilai perkiraan kuat momen uniaksial ekivalen

$$a. \quad \text{Untuk } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{b}{h} \dots\dots\dots (2.8.2.1-4)$$

$$M_{noy} = M_{nx} \cdot \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} \dots\dots\dots (2.8.2.1-5)$$

$$b. \quad \text{Untuk } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{b}{h} \dots\dots\dots (2.8.2.1-6)$$

$$M_{noy} = M_{ny} \cdot \frac{b}{h} \left(\frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{nx} \dots\dots\dots (2.8.2.1-7)$$

4. Berdasarkan nilai P_n dan M_{noy} atau M_{nox} yang ada, kolom dirancang secara uniaksial menggunakan diagram interaksi yang ada.
5. Analisa kekuatan tampang kolom biaksial berdasarkan metode *Bresler Reciprocal load Method* atau menggunakan *Bresler Load Contour Method*.

a. *Bresler Reciprocal load Method*

Digunakan untuk $P_n > 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$

Syarat yang harus terpenuhi adalah

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} \dots\dots\dots(2.8.2.1-8)$$

Dengan P_{ox} adalah kuat beban uniaksial maksimum kolom dengan momen M_{nx} , P_{oy} adalah kuat beban uniaksial maksimum kolom dengan momen M_{ny} dan P_o adalah kuat beban uniaksial maksimum kolom tanpa ada momen yang bekerja.

b. *Bresler Load Contour Method*

Digunakan untuk $P_n < 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$

Syarat yang harus terpenuhi adalah

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \leq 1 \dots\dots\dots(2.8.2.1-9)$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 2.2 (hal 212) untuk komponen struktur SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) harus memenuhi

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g \dots\dots\dots(2.8.2.1-10)$$

Dengan $\sum M_e$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut dan $\sum M_g$ adalah jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut.

2. 8. 2. 2. Tulangan Transversal

Tulangan Transversal untuk kolom direncanakan diletakkan pada sejarak λ_o dari setiap muka hubungan balok kolom. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10 butir 5 ayat 1 (BSN, 2002a, hal 231).

$\lambda_o \geq$ tinggi penampang komponen struktur

$$\geq \frac{1}{6} \cdot \text{bentang bersih komponen struktur}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 4 butir 6 (BSN, 2002a, hal 215) bila tulangan transversal tidak dipasang diseluruh panjang kolom maka pada daerah sisanya harus dipasang tulangan spiral atau sengkang tertutup dengan spasi sumbu ke sumbu tidak lebih dari nilai terkecil dari:

1. 6 kali diameter tulangan longitudinal
2. 150 mm

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 butir 4 ayat 2 (BSN, 2002a, hal 214).

Persyaratan spasi maksimum (untuk $P_u > 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$) diambil nilai terkecil dari:

$$\leq \frac{1}{4} \cdot \text{dimensi terkecil komponen struktur}$$

$\leq 6.\Phi$ tulangan longitudinal

$$\leq s_x = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \text{ mm}$$

Dengan h_x adalah spasi maksimum horizontal untuk kaki-kaki sengkang tertutup atau sengkang ikat pada semua muka kolom.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.10 ayat 5 butir 1 (BSN, 2002a, hal 231).

Persyaratan spasi maksimum (untuk $P_u < 0,1.f_c'.A_g$) diambil nilai terkecil dari:

$$\leq \frac{1}{2} \text{ dimensi terkecil komponen struktur}$$

$$\leq 8.\Phi \text{ longitudinal}$$

$$\leq 24.\Phi \text{ sengkang}$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 5 butir 1 (BSN, 2002a, hal 215)

gaya geser rencana V_e ditentukan dengan memperhitungkan gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi pada muka hubungan balok kolom pada setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya tersebut harus ditentukan menggunakan kuat momen maksimum M_{pr} dari komponen struktur yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja. Besar gaya geser rencana adalah:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \dots\dots\dots (2.8.2.2-1)$$

Momen-momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar daripada momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang merangka pada hubungan balok kolom. V_e tidak boleh lebih kecil daripada nilai yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.

2. 9. Hubungan Balok Kolom

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.5 ayat 3 butir 1 (BSN, 2002a, hal 216) kuat geser nominal hubungan balok kolom tidak boleh diambil lebih besar daripada ketentuan berikut ini untuk beton berat normal:

1. Untuk hubungan balok kolom yang terkekang empat sisinya:

$$1,7 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \dots \dots \dots (2.9-1)$$

2. Untuk hubungan balok kolom yang terkekang tiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan:

$$1,25 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j \dots \dots \dots (2.9-2)$$

3. Untuk hubungan lainnya;

$$\sqrt{f_c'} \cdot A_j \dots \dots \dots (2.9-3)$$

Dengan A_j adalah luas efektif hubungan balok kolom

2. 10. Atap Baja

Langkah-langkah perencanaan atap baja meliputi;

1. Merencanakan bentuk konstruksi atap baja
2. Perencanaan denah kuda-kuda
3. Penentuan jarak *gording*
4. Penentuan jenis beban yang diperhitungkan
5. Perhitungan *Gording*
6. Analisis struktur kuda-kuda baja dengan kombinasi beban sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 6 ayat 2 butir 2 (BSN, 2002c, hal 13).
7. Perhitungan profil pada kuda-kuda baja

8. Pemeriksaan terhadap lendutan

9. Perhitungan sambungan las

2. 10. 1. Sambungan Las

Menurut SNI 03-1729-2002 pasal 13.5 ayat 3 butir 10 (BSN, 2002c, hal 109) mensyaratkan bahwa kekuatan dasar ϕR_n adalah sama atau melebihi jumlah beban-beban terfaktor, secara khusus untuk las:

$$\phi R_{nw} \geq R_u \dots \dots \dots (2.10.1-1)$$

Di mana ϕ adalah faktor resistansi, R_{nw} adalah kuat nominal sambungan las dan R_u adalah beban terfaktor atau kuat perlu.

Kekuatan dari berbagai las didasarkan atas luas efektifnya. Luas efektifnya pada jenis las *groove* dan *fillet* merupakan hasil kali dalam leher efektif (t_e) dikalikan panjang las. Pada penulisan tugas akhir ini, penulis menggunakan las *fillet* sebagai alat pengencang pada proses penyambungannya.

Kekuatan desain per satuan panjang las *fillet* didasarkan atas resistansi geser melalui leher las sebagai berikut:

$$\phi R_{nw} = 0.75 t_e (0.6 f_{uw}) \dots \dots \dots (2.10.1-2)$$

namun tidak lebih dari logam geser didekatnya

$$\phi R_{nw} = 0.75 t (0.6 f_u) \dots \dots \dots (2.10.1-3)$$

Di mana t_e adalah dimensi leher efektif (pada las *fillet* besarnya adalah 0.707 kali ukuran nominal leher efektif, f_{uw} adalah kekuatan tarik putus logam las, t adalah tebal material dasar sepanjang las dan f_u adalah kekuatan tarik putus logam dasar.

Peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 13.5 ayat 3 butir 2 (BSN, 2002c, hal 107) menetapkan ukuran minimum las *fillet*, sesuai tabel 2.2

Tabel 2.2. Ukuran Minimum Las *Fillet*

Tebal bagian paling tebal (mm)	Tebal minimum las fillet (mm)
$t \leq 7$	3
$6.4 < t \leq 12.7$	4
$12.7 < t \leq 19$	5
> 19	6

Untuk menentukan panjang las yang diperlukan untuk menahan gaya terfaktor yang bekerja (L_w):

$$L_w = \frac{T_u}{\phi R_{nw}} \dots\dots\dots (2.10.1-4)$$