

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Dasar-dasar Pembebanan**

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. Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung SKBI – 1.3.53.1987. (DPU, 1987, h. 1) beban-beban yang mempengaruhi struktur bangunan adalah sebagai berikut :

1. Beban mati adalah berat dari semua bagian struktur gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, 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. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan

berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya didalam struktur tersebut yang terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa tersebut.

## 2.2. 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, h. 59)

### a. Kuat perlu ( $U$ )

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

$$U = 1,4 D \dots \dots \dots (2.2-1)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots \dots \dots (2.2-2)$$

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

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E \dots \dots \dots (2.2-3)$$

Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E \dots \dots \dots (2.2-4)$$

Dengan

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 ( $\phi$ ) 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

### 2.3. Analisis Beban Gempa

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

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots(2.3-1)$$

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.

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

$$T_1 < \zeta . n \dots\dots\dots(2.3-2)$$

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

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

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V \dots\dots\dots(2.3-3)$$

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.

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:

$$V \geq 0,8.V_1 \dots\dots\dots(2.3-4)$$

oleh karena itu menurut SNI 03-1726-2002 pasal 7.2.ayat 3 (BSN, 2002b,h. 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:

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,8.V_1}{V_t} \geq 1 \dots\dots\dots(2.3-5)$$

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

#### **2. 4. Perencanaan Tangga**

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 9.7 ayat 1.c (BSN, 2002a, h. 41) selimut beton untuk tulangan dengan diameter  $\leq 36$  mm digunakan setebal 20 mm.

Tangga dimodelkan sebagai balok tipis dengan lebar 1000 mm.

### 2.4.1. Penulangan Lentur

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

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(2.4.1-1)$$

Tahanan momen  $R_n$  didefinisikan

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} \dots\dots\dots(2.4.1-2)$$

Nilai rasio penulangan  $\rho$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \dots\dots\dots(2.4.1-3)$$

Dengan  $M_u$  adalah Momen ultimit,  $M_n$  adalah momen nominal,  $R_n$  adalah tahanan momen dan  $\rho$  adalah rasio penulangan.

Dari nilai  $\rho$  maka dapat dicari kebutuhan tulangan lentur yang diperlukan.

Nilai rasio penulangan minimum  $\rho_{min}$  diambil sebesar rasio penulangan susut berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.5 ayat 4 (BSN, 2002a, h. 72). Sedangkan nilai rasio penulangan maksimum  $\rho_{max}$  sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 12.3 ayat 3 (BSN, 2002a, hal 70) diambil sebesar:

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \left( \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.4.1-4)$$

### 2.4.2. Penulangan Susut

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

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

## 2. 5. Perencanaan Pelat Lantai

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

$$W_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \dots \dots \dots (2.5-1)$$

### 2. 5. 1. Perencanaan Pelat Satu Arah

Apabila perbandingan antara panjang dan lebar pelat lebih dari 2 maka dapat dikategorikan sebagai pelat satu arah. Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 ayat 1 (BSN, 2002a, h. 62) tebal minimum pelat satu arah dapat dilihat pada tabel 2.1.1.

Tabel 2.1.1. 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. 5. 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, h. 65), tebal pelat dua arah minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

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

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

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

$$h = \frac{\lambda_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \text{ dan } \geq 120 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.5.2-1)$$

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

$$h = \frac{\lambda_n \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan } \geq 90 \text{ mm} \dots \dots \dots (2.5.2-2)$$

Dengan  $\alpha_m$  adalah nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel,  $\beta$  adalah rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat dua arah,  $\lambda_n$  adalah bentang bersih, dan  $f_y$  adalah kuat leleh untuk tulangan.

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} \dots \dots \dots (2.5.2-3)$$

Dengan  $\alpha$  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,  $E_c$  adalah modulus



elastisitas beton,  $I$  adalah momen inersia (dengan subskrip  $b$  merujuk pada balok dan subskrip  $p$  merujuk pada pelat),

Perhitungan momen ultimit didapatkan dari tabel Peraturan Beton Bertulang Indonesia (DPU, 1971, h. 203) untuk pelat persegi, sedangkan untuk pelat trapesium digunakan tabel yang dibuat oleh Barres (1971, h. 490). Penulangan lentur dan susut mengikuti langkah yang sama dengan yang dijabarkan pada penulangan tangga.

## **2. 6. Perencanaan Balok**

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 1 (BSN, 2002a, h. 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.

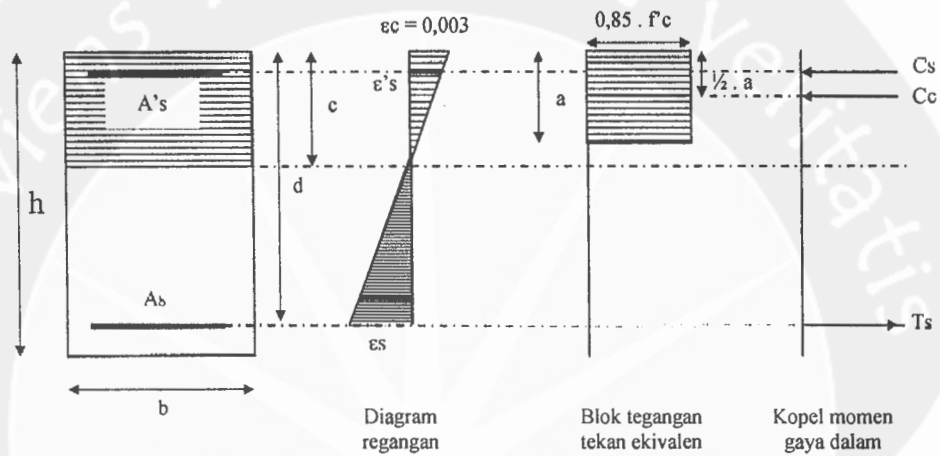
**2. 6. 1. Penulangan Lentur**

Gaya-gaya yang bekerja pada blok desak beton  $C_c$ , baja desak  $C_s$  dan baja tarik  $T_s$  sesuai dengan gambar 2.6.1 berturut-turut adalah:

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \dots\dots\dots(2.6.1-1)$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s' \dots\dots\dots(2.6.1-2)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.6.1-3)$$



Gambar 2.6.1. Gaya Dalam Penampang Balok Tulangan Rangkap

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

$$f_s' = 600 \cdot \left( 1 - \beta_1 \cdot \frac{d'}{a} \right) \dots\dots\dots(2.6.1-4)$$

Dari keseimbangan gaya-gaya horisontal  $C_c + C_s = T_s$ , dan mengingat persamaan (2.6.1 -1) – (2.6.1 -3), maka diperoleh rumus:

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{1}{\left( 1 - \beta_1 \cdot \frac{f_s'}{f_y} \right)} \dots\dots\dots(2.6.1-5)$$

dengan :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \dots\dots\dots(2.6.1-6)$$

$$\delta = \frac{A_s'}{A_s} \dots\dots\dots(2.6.1-7)$$

Dari keseimbangan momen diperoleh:

$$M_n = C_c \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_s \cdot (d - d') \dots\dots\dots(2.6.1-8)$$

Dengan menggunakan persamaan (2.6.1 -1) – (2.6.1 -3), (2. 6. 1 -5), (2. 6. 1 -6), (2. 6. 1 -7), dihasilkan persamaan :

$$R_n = \rho \left[ f_y \cdot \left(1 - \delta \cdot \frac{f_s'}{f_y}\right) \left(1 - 0,5 \cdot \frac{a}{d}\right) + \delta \cdot f_s' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right] \dots\dots\dots(2.6.1-9)$$

dengan tahanan momen  $R_n$  didefinisikan :

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} \dots\dots\dots(2.6.1-10)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots(2.6.1-11)$$

Perencanaan balok menggunakan langkah-langkah :

1. Menganggap suatu tinggi garis netral tertentu
2. Menghitung  $f_s'$ ,  $\rho$ , dan  $M_u$
3. Nilai  $M_u$  dibandingkan nilai momen luar yang bekerja.
4. Hitungan diulang untuk nilai  $c$  tertentu sampai didapatkan nilai  $M_u$  mendekati nilai momen luar yang bekerja.
5. Nilai  $\rho$  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:

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \dots\dots\dots(2.6.1-12)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot w \cdot d \dots\dots\dots(2.6.1-13)$$

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, h. 209) adalah nilai terkecil dari:

$$\begin{aligned} \rho_{\max 1} &= 0,75 \cdot \rho_b + \rho' \cdot \frac{f_s'}{f_y} \\ &= 0,75 \cdot \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) + \rho' \cdot \frac{(600 - (600 + f_y)) \cdot \frac{d'}{d}}{f_y} \dots\dots\dots(2.6.1-14) \end{aligned}$$

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

## 2. 6. 2. Penulangan Geser

Gaya geser rencana  $V_e$  menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 4 (BSN, 2002a, h. 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.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} \pm \frac{w_u \cdot L}{2} \dots\dots\dots(2.6.2-1)$$

dimana,

$$w_u = 1,2D + 1,0L \dots\dots\dots(2.6.2-2)$$

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

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 ayat 3.2 (BSN, 2002a, h. 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  $0,5.d$

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.1 (BSN, 2002a, h. 87) perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi.V_n \geq V_u \dots\dots\dots(2.6.2-3)$$

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

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.6.2-4)$$

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

$$V_c = \left( \frac{f_c'}{6} \right) . b.w.d \dots\dots\dots(2.6.2-5)$$

$$V_s = \frac{A_v . f_y . d}{s} \dots\dots\dots(2.6.2-6)$$

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

### 2. 6. 3. Penulangan Torsi

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 1.a (BSN, 2002a, h. 95)

pengaruh puntir dapat diabaikan bila:

$$T_u < \frac{\phi \sqrt{f_c'}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots \dots \dots (2.6.3-1)$$

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

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 1.a (BSN, 2002a, h. 96) pada struktur statis tak tentu dimana dapat terjadi pengurangan momen puntir pada komponen strukturnya yang disebabkan oleh redistribusi gaya-gaya dalam akibat adanya keretakan, momen puntir terfaktor maksimum  $T_u$  dapat dikurangi menjadi :

$$T_u = \phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \dots \dots \dots (2.6.3-2)$$

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

#### Sengkang

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 3.5 (BSN, 2002a, h. 98)

tulangan yang dibutuhkan untuk menahan puntir harus ditentukan dari:

$$\phi T_n \geq T_u \dots \dots \dots (2.6.3. -3)$$

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

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 3.6 (BSN, 2002a, h. 98) tulangan sengkang untuk puntir harus direncanakan berdasarkan:

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yv}}{s} \cdot \cot \theta \dots\dots\dots (2.6.3. -4)$$

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  $s$ ,  $\theta$  adalah sudut diagonal tekan pada penerapan analogi dan  $s$  adalah spasi tulangan puntir.

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 5.2 (BSN, 2002a, h. 100) luas minimum tulangan sengkang harus dihitung dengan ketentuan;

$$(A_v + 2 \cdot A_t)_{\min} = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot s}{1200 \cdot f_{yv}} \dots\dots\dots (2.6.3.-5)$$

$$(A_v + 2 \cdot A_t)_{\min} = \frac{1}{3} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yv}} \dots\dots\dots (2.6.3. -6)$$

### **Tulangan Longitudinal Tambahan**

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

$$A_l = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \left( \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \right) \cdot \cot^2 \theta \dots\dots\dots (2.6.3. -7)$$

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  $\theta$  adalah sudut diagonal tekan pada penerapan analogi rangka untuk torsi.

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 13.6 ayat 5.3 (BSN, 2002a, h. 100) luas total minimum tulangan puntir longitudinal harus dihitung dengan ketentuan

$$A_{l_{\min}} = \frac{5 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_{cp}}{12 \cdot f_{yl}} - \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \dots \dots \dots (2.6.3. -8)$$

dimana,  $\frac{A_t}{s} \geq \frac{b_w}{6 \cdot f_{yv}} \dots \dots \dots (2.6.3. -9)$

## **2. 7. Perencanaan Kolom**

Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 (BSN, 2002a, h. 212) untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus yang memikul gaya akibat beban gempa dan menerima beban aksial terfaktor yang lebih dari  $A_g f_c' / 10$ , batasan penampang komponen struktur tersebut harus memenuhi syarat-syarat dibawah ini :

1. Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm
2. perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

### **2. 7. 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, h. 376):



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

$$a. P_n = \frac{P_u}{\phi} \dots\dots\dots(2.7.1-1)$$

$$b. M_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi} \dots\dots\dots(2.7.1-2)$$

$$c. M_{ny} = \frac{M_{uy}}{\phi} \dots\dots\dots(2.7.1-3)$$

3. Menghitung nilai perkiraan kuat momen uniaksial ekuivalen

$$a. \text{ Untuk } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} > \frac{b}{h} \dots\dots\dots(2.7.1-4)$$

$$M_{noy} = M_{nx} \cdot \frac{b}{h} \cdot \left( \frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{ny} \dots\dots\dots(2.7.1-5)$$

$$b. \text{ Untuk } \frac{M_{ny}}{M_{nx}} < \frac{b}{h} \dots\dots\dots(2.7.1-6)$$

$$M_{noy} = M_{ny} \cdot \frac{b}{h} \cdot \left( \frac{1-\beta}{\beta} \right) + M_{nx} \dots\dots\dots(2.7.1-7)$$

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

$$P_n \leq \frac{1}{\frac{1}{P_{ox}} + \frac{1}{P_{oy}} - \frac{1}{P_o}} \dots\dots\dots(2.7.1-8)$$

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

$$\frac{M_{nx}}{M_{nox}} + \frac{M_{ny}}{M_{noy}} \leq 1 \dots\dots\dots(2.7.1-9)$$

berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.4 ayat 2.2 (BSN, 2002a, h. 212) untuk komponen struktur SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) harus memenuhi

$$\sum M_e \geq \frac{6}{5} \cdot \sum M_g \dots\dots\dots(2.7.1-10)$$

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. 7. 2. Tulangan Transversal

Tulangan Transversal untuk kolom direncanakan diletakkan pada sejarak  $\lambda_0$  dari setiap muka hubungan balok kolom. Berdasarkan SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 23.10 butir 5 ayat 1 (BSN, 2002a, h. 231).

$\lambda_0 \geq$  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, h. 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, h. 214), persyaratan spasi maksimum (untuk  $P_u > 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$ ) diambil nilai terkecil dari:

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

$$\leq 6 \cdot \Phi \text{ tulangan longitudinal}$$

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

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, h. 231), persyaratan spasi maksimum (untuk  $P_u < 0,1.f_c'.A_g$ ) diambil nilai terkecil dari:

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

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

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

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 ayat 5 butir 1 (BSN, 2002a, h. 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:

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

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. 8. Hubungan Balok Kolom**

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

Dari gambar dapat di perhatikan keseimbangan gaya yang terjadi yaitu :

Pada bagian atas garis netral  $x - x$

$V_u = T_2 + C_1 - V_h$ , karena  $C_1 = T_1$  maka

$$V_u = T_2 + T_1 - V_h \dots\dots\dots(2.8-5)$$

$$T_1 = A_s' \cdot 1,25 f_y \dots\dots\dots(2.8-6)$$

$$T_2 = A_s \cdot 1,25 f_y \dots\dots\dots(2.8-7)$$

Periksa kemampuan beton untuk menahan geser dengan menggunakan persamaan :

$$\phi \cdot V_n > V_u \dots\dots\dots(2.8-8)$$

Dengan  $V_n$  adalah kuat geser nominal,  $V_u$  adalah kuat geser terfaktor, dan  $V_h$  adalah kuat geser yang diberikan oleh balok.

## **2. 9. Atap Baja**

Analisis struktur kuda-kuda baja berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002, dimana meliputi perencanaan gording, penentuan kombinasi beban, perhitungan profil kuda-kuda baja, dan perhitungan sambungan.

### **2. 9. 1. Analisis dan Kombinasi Beban**

Beban yang akan ditinjau dari rangka baja ini adalah beban mati, beban hidup, dan beban angin dengan kombinasi pembebanan yang telah ada dalam SNI 03-1729-2002 mengenai Standar Tata Cara Pelaksanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (BSN, 2002, h. 13)

1.  $1,4D$
2.  $1,2D + 1,6L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$

$$3. 1,2D + 1,6(L_a \text{ atau } H) + (\gamma_L \text{ atau } 0,8W)$$

$$4. 1,2D + 1,3W + \gamma_L + 0,5(L_a \text{ atau } H)$$

Dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup,  $L_a$  adalah beban hidup di atap, H: adalah beban hujan, W adalah beban angin.

### 2. 9. 2. Komponen Struktur yang Mengalami Gaya Aksial Tekan

Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002 (BSN, 2002, h. 27), daya dukung nominal komponen struktur tekan, untuk penampang yang mempunyai perbandingan lebar terhadap tebalnya lebih kecil daripada nilai  $\lambda_r$ , daya dukung nominal komponen struktur tekan dihitung sebagai berikut :

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} \dots\dots\dots(2.9.2-1)$$

Dimana

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega} \dots\dots\dots(2.9.2-2)$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \times \frac{Lk}{r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots(2.9.2-3)$$

$$Lk = k_c \cdot L \dots\dots\dots(2.9.2-4)$$

Untuk  $\lambda_c \leq 0,25$  maka  $\omega = 1$

Untuk  $0,25 < \lambda_c < 1,2$  maka  $\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \times \lambda_c}$

Untuk  $\lambda_c \geq 1,2$  maka  $\omega = 1,25 \lambda_c^2$

Dengan  $N_n$  adalah daya dukung nominal,  $A_g$  luas penampang bruto,  $f_{cr}$  tegangan kritis penampang,  $f_y$  tegangan leleh material,  $\lambda_c$  parameter kelangsingan kolom,  $k_c$  faktor panjang tekuk, dan L panjang teoritis kolom.

Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002 (BSN, 2002, h. 55), suatu komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor  $N_u$ , harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$N_u \leq \Phi_n N_n \dots \dots \dots (2.9.2-5)$$

Dengan  $N_u$  adalah beban terfaktor,  $N_n$  daya dukung nominal, dan  $\Phi_n$  faktor reduksi kekuatan

### 2. 9. 3. Komponen Struktur yang Mengalami Gaya Aksial Tarik

Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002 (BSN, 2002, h. 70), Komponen struktur yang memikul gaya tarik aksial terfaktor  $N_u$  harus memenuhi

$$N_u \leq \Phi N_n \dots \dots \dots (2.9.3-1)$$

Dengan  $\Phi N_n$  adalah kuat tarik rencana yang besarnya diambil sebagai nilai terendah diantara dua perhitungan menggunakan harga-harga  $\Phi$  dan  $N_n$  di bawah ini :

$$\Phi = 0,9$$

$$N_n = A_g f_y \dots \dots \dots (2.9.3-2)$$

dan

$$\Phi = 0,75$$

$$N_n = A_e f_u \dots \dots \dots (2.9.3-3)$$

Dengan 
$$U = 1 - \left( \frac{x}{L} \right) \leq 0,9$$

$$A_e = AU \dots \dots \dots (2.9.3-4)$$

$$U = 1 - (x/L) \leq 0,9 \dots \dots \dots (2.9.3-5)$$

Dimana  $A_g$  adalah luas penampang bruto,  $A_e$ : adalah luas penampang efektif,  $f_u$  adalah tegangan leleh,  $f_y$  adalah tegangan tarik putus,  $A$  adalah luas penampang,  $U$

adalah faktor reduksi, dan  $x$  adalah eksentrisitas sambungan, jarak tegak lurus arah gaya tarik, antara titik berat penampang antara komponen yang disambung dengan bidang yang disambung.

#### 2. 9. 4. Sambungan Las

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

$$\phi R_{nw} \geq R_u \dots \dots \dots (2.9.4-1)$$

Di mana  $\phi$  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:

$$\phi R_{nw} = 0.75 t_e (0.6 f_{uw}) \dots \dots \dots (2.9.4-2)$$

namun tidak lebih dari logam geser didekatnya

$$\phi R_{nw} = 0.75 t (0.6 f_u) \dots \dots \dots (2.9.4-3)$$

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.



Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 13.5 ayat 3 butir 2 (BSN, 2002c, h. 107) menetapkan ukuran minimum las *fillet*, sesuai tabel 2.9.1.

Tabel 2.9.1. 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 ( $L_w$ ):

$$L_w = \frac{T_u}{\phi \cdot R_{nw}} \dots \dots \dots (2.9.4-4)$$