

## BAB III

### LANDASAN TEORI

#### 3.1 Pendahuluan

*Outrigger* sebagai pengaku pada struktur bertingkat tinggi dapat berupa beton bertulang atau pengaku baja yang dihubungkan antara struktur inti ke kolom eksterior dengan lengan horisontal. Dalam sistem ini kolom diikat pada struktur inti melalui sistem *Outrigger* dan *Belt truss*. Dalam penambahan ini kolom akan mengekang gaya lateral dari pergerakan struktur. Ketika gedung terkena gaya lateral ikatan *Belt truss* akan mengekang lentur inti sehingga akan mengalami titik balik pada kurva defleksinya. Pembalikan kurva ini mengurangi pergerakan lateral pada tingkat atas struktur. Fungsi *Belt truss* sebagai pengaku horisontal yang melibatkan kolom luar yang mana tidak dihubungkan langsung dengan *Outrigger*. Peningkatan 25 % sampai 30% dalam penambahan kekakuan karena kolom luar ikut menahan beban luar.

Diasumsikan bahwa hanya struktur inti yang menyediakan kekangan lateral, perilaku dari struktur inti akan mirip dengan kantilever, tapi dengan inti yang dipasangkan dengan kolom luar melalui sistem *Outrigger* dan *Belt truss*, inti

tidak lagi bebas berotasi seperti halnya kantilever. Lengan *Outrigger* yang bersama-sama inti apabila berotasi akan ditahan oleh kolom luar.

Rotasi dari *Outrigger* akan ditahan oleh kolom luar. Kolom yang terkena beban angin dan gempa secara langsung akan mengalami tarikan sedangkan kolom yang tidak mengalami beban lateral akibat beban angin dan gempa secara langsung akan mengalami gaya tekan. Gaya ini akan menghasilkan rotasi pembalikan sebagian dari struktur inti. Sistem ini tidak lagi sebagai kantilever murni, Karena mengalami kekangan pada bagian atas seperti halnya pada bagian bawahnya. Akibat dari sistem ini adalah pengurangan momen lentur pada inti dan dengan demikian juga akan mengurangi defleksinya.

### 3.2 Prinsip Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Kombinasi antara beban gravitasi dan beban gempa akan menentukan kebutuhan kekuatan. Mengingat beban gempa bersifat dinamik, maka agar struktur bertahan dengan baik ada beberapa hal yang perlu diperhatikan. Prinsip yang harus diperhatikan adalah kejelasan pola keruntuhan yang mungkin terjadi, mengingat adanya hirarki kekuatan elemen struktur. Prinsip *strong coloumn and weak beam* (SCWB) merupakan pola keruntuhan terbaik dan jangan sampai terjadi pola keruntuhan sebaliknya yaitu *strong beam and weak coloumn* (SBWC)

### 3.3 Beban Angin

Aksi angin merupakan masalah yang besar bagi perencanaan bangunan tingkat tinggi. Untuk memperkirakan perilaku secara ilmiah yang tepat mungkin mustahil. Aksi angin pada bangunan tingkat tinggi bersifat dinamis dan

dipengaruhi oleh faktor-faktor lingkungan seperti kekasaran dan bentuk permukaan serta dipengaruhi oleh perletakan bangunan disekitarnya. Dan unsur-unsur tersebut dapat mempengaruhi kecepatan, arah dan perilaku angin ketika bekerja pada bangunan. Apabila koefisien hembus angin terhadap bangunan adalah  $C_e$ , koefisien tekan adalah  $C_q$ , tekanan yang diberikan oleh aliran angin adalah  $q_s$  dan faktor keutamaan gedung adalah  $I$ , maka beban lateral akibat angin ( $P$ ) dapat dinyatakan dalam hubungan sebagai berikut:

Dalam penghitungan beban angin menurut UBC 1994

$$P = C_e C_q q_s \quad (3.1)$$

Tabel 3.1 Nilai  $C_e$

Tinggi diatas tanah (ft)	Exposure D	Exposure C	Exposure B
20	1,45	1,33	0,84
60	1,73	1,43	0,95
100	1,88	1,61	1,13
160	2,02	1,79	1,31
200	2,1	1,87	1,42
300	2,33	2,05	1,63
400	2,34	2,19	1,8

Exposure D merupakan daerah yang datar dan disekelilingnya tidak ada daratan. Exposure C adalah daerah datar yang lapang. Exposure B adalah daerah yang disekeliling bangunan terdapat pohon-pohon dan bangunan lain.  $q_s$  adalah tekanan yang diberikan oleh aliran angin yang tetap dan dipengaruhi oleh kecepatan angin.

Tabel 3.2 nilai  $q_s$ 

Kecepatan angin	Tekanan angin (PSF)
70	12,6
80	16,4
90	20,8
100	25,6
110	31
120	36,9
130	43,3

$C_q$  adalah koefisien tekanan yang bergantung dari cara angin mengenai bangunan dan untuk jenis struktur yang berbeda untuk gedung yang lebih dari 40 ft tetapi kurang dari 400 ft maka faktor pengalinya 1,4. sedang untuk bangunan yang lebih dari 200 ft di gunakan metode gaya angin normal. Dimana bagian bangunan yang berhadapan langsung dengan angin dikalikan dengan 0,8 sedangkan untuk bagian bangunan yang kebalikannya faktor pengalinya 0,5.

$I$  adalah faktor keutamaan gedung. Untuk gedung biasa faktor keutamaannya adalah 1 sedangkan untuk gedung-gedung yang penting seperti rumah sakit, stasiun pemadam kebakaran serta pusat komunikasi di perbesar 15 persennya.

### 3.4 Beban Gempa Statik Ekvivalen dan Beban Dinamik

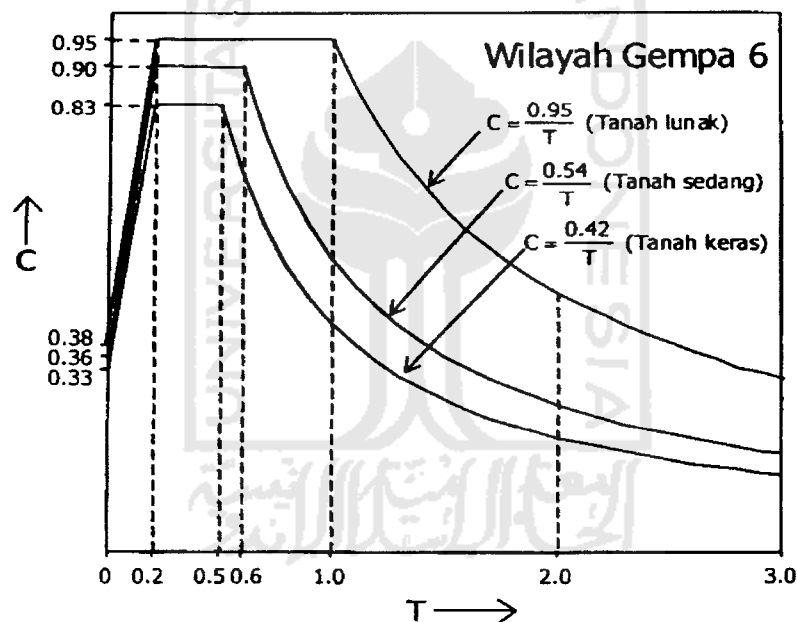
#### 3.4.1 Beban Gempa Statik ekvivalen

Gaya geser dasar akibat gempa menurut pedoman perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2000 dapat dinyatakan dalam:

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \quad (3.2a)$$

Dengan  $V$  adalah gaya gempa total.  $C$  adalah koefisien gempa dasar yang berlaku untuk wilayah gempa tertentu dan untuk jenis tanah tertentu pula.  $I$  adalah faktor keutamaan.  $R$  adalah faktor reduksi gempa.  $W_t$  adalah berat total struktur kombinasi beban mati ditambah beban hidup yang direduksi.

Nilai  $C_1$  diperoleh dari spektrum respons gempa rencana menurut gambar 3.1 yang besarnya dipengaruhi waktu getar alami fundamental  $T$ , frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa dan kondisi tanah setempat. Pada penelitian ini, bangunan yang direncanakan berada pada wilayah gempa VI. Faktor respon gempa ( $C$ ) dapat diperoleh dari Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Faktor Respon Gempa Pada Wilayah Gempa VI

Periode ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan disesuaikan dengan pemakaian suatu faktor keutamaan ( $I$ ), sehingga penggunaan faktor keutamaan ini dikategorikan menurut kegunaan gedung tersebut.

Periode getar alami struktur ( $T$ ) untuk struktur portal baja tanpa pengaku dapat ditentukan dengan rumus:

$$T = 0,085.H^{3/4} \quad (3.2b)$$

dengan T adalah waktu getar alami fundamental, H tinggi total struktur (m).

Sedangkan persamaan T untuk struktur portal baja dengan pengaku (*braced frame*), belum ada peraturan mengenai perhitungan waktu getar struktur portal baja dengan pengaku, Sehingga diambil peraturan dari luar negeri. Menurut *International Handbook of Earthquake Engineering 1994 (Codes, Programs and Examples)* waktu getar alami fundamental menurut beberapa negara adalah :

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad (\text{code Perancis}) \quad (3.3)$$

$$T = 0.049 \times H^{3/4} \quad (\text{code Israel}) \quad (3.4)$$

$$T = \frac{h_n(\text{ft})}{20\sqrt{D}(\text{ft})} \quad (\text{Code Puerto Rico}) \quad (3.5)$$

$$T = 0.85 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L}{H}}} \times 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad (\text{Code Spanyol}) \quad (3.6)$$

Dengan H dan  $h_n$  adalah tinggi bangunan total, D dan L adalah lebar bangunan searah datang gaya gempa untuk *code* Perancis, *code* Israel, dan *code* Spanyol (dalam m), untuk *code* Puerto Rico dalam ft, T adalah waktu getar alami.

Setelah struktur gedung direncanakan, waktu getar alami struktur dapat dihitung dengan rumus Rayleigh:

$$T_R = 6.3 \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum F_i \cdot d_i}} \quad (3.7)$$

Dimana  $W_i$  adalah bagian dari seluruh beban vertikal yang bekerja pada tingkat I,  $F_i$  adalah beban gempa horisontal dalam arah yang ditinjau yang bekerja

pada tingkat I, di adalah gaya simpangan horizontal pusat masa pada tingkat I akibat beban horizontal  $F_i$ , dan  $g$  adalah percepatan gravitasi.

### 3.4.2 Distribusi Gaya Horizontal Akibat Beban Gempa ( $F_i$ )

Distribusi gaya horizontal akibat gempa ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) pada arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut:

1. Struktur bangunan yang memiliki  $H/B < 3$ , maka gaya horizontal akibat beban gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dapat dihitung menurut persamaan berikut ini :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot V \quad (3.8)$$

2. Struktur bangunan gedung yang memiliki nilai  $H/B > 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya horizontal akibat gempa ( $F_i$ ) untuk masing-masing lantai dihitung dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan berikut ini

$$F_i = 0.1V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0.9V \quad (3.9)$$

untuk lantai selain atap dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0.9V \quad (3.10)$$

dengan  $F_i$  gaya horizontal akibat gempa tingkat ke  $i$ ,  $h_i$  tinggi lantai ke  $i$ ,  $V$  gaya geser dasar,  $W_i$  berat lantai ke  $i$ .

### 3.4.3 Beban Dinamis Riwayat Waktu

Gempa bumi merupakan getaran yang terjadi didalam tanah, getaran tanah akibat gempa ditunjukkan oleh adanya simpangan, kecepatan dan percepatan tanah. Bangunan yang memiliki masa dengan percepatan akan menghasilkan gaya gempa efektif, karena menurut hukum Newton produk antara massa dengan percepatan akan menghasilkan gaya (*force*) (Widodo, 2001). Percepatan yang terjadi dipengaruhi oleh kondisi tanah (*site effect*) dilokasi, maka disarankan akan ada beberapa nilai amplifikasi yang bergantung pada jenis tanah sehingga percepatan tanah akibat gempa dapat ditentukan. Durasi gempa dapat diambil variasi mulai dari durasi pendek dengan kandungan frekuensi tinggi (misalnya gempa koyna), durasi panjang dengan kandungan frekuensi menengah (misalnya gempa El-Centro 1940), dan yang mempunyai kandungan frekuensi rendah (misalnya gempa Parkfield). Dengan ditentukannya rekaman gempa sebagai beban dinamik, maka analisis struktur dengan beban dinamik dapat dilakukan.

### 3.5 Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD

Perencanaan struktur baja dengan metode LRFD adalah perencanaan dengan mengkombinasikan tegangan ultimit dan *serviceability* dengan probabilitas berdasarkan pendekatan keamanan.

Perencanaan dengan metode LRFD ini sebenarnya sama dengan perencanaan dengan metode plastis, yaitu dengan mempertimbangkan tegangan ultimit. Dalam metode ini, beban-beban yang terjadi dikalikan dengan suatu faktor (*overcapacity factor*) yang nilainya lebih dari 1, kemudian struktur didisain untuk memperoleh tegangan yang cukup dalam menahan beban terfaktor tersebut.

Kapasitas nominal dari setiap elemen yang telah didisain dikalikan dengan suatu faktor yang nilainya kurang dari 1 (*undercapacity factor*). Filosofi perencanaan dengan metode LRFD adalah sebagai berikut.

$$\text{Supply Kekuatan} \geq \sum \text{Kebutuhan Kekuatan}$$

### 3.6 Kombinasi Pembebanan Dalam LRFD

Kombinasi pembebanan dari *American Institute of Steel Construction–Load and Resistance Factor Design 1993 (AISC–LRFD 93)* yang digunakan dalam penelitian ini adalah :

$$1,4 D \quad (3.11a)$$

$$1,2 D + 1,6 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.11b)$$

$$1,2 D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (0,5.L \text{ atau } 0,8W) \quad (3.11c)$$

$$1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.11d)$$

$$1,2 D \pm 1,0 E + 0,5 L \quad (3.11e)$$

dengan D adalah beban mati, L adalah beban hidup, La adalah beban hidup diatas atap selama perawatan atau selama penggunaan, H adalah beban hujan, W adalah beban angin dan E adalah beban gempa.

### 3.7 Perencanaan Lentur dan Geser Balok

Balok merupakan elemen struktur yang direncanakan mampu menahan kombinasi momen lentur dan gaya geser. Kestabilan elemen termasuk tekuk lokal sayap (*flange local buckling – FLB*) dan tekuk lokal badan (*web local buckling – WLB*)

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} \leq \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} \quad (\text{FLB}) \quad (3.12)$$

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y (\text{ksi})}} \quad (\text{WLB}) \quad (3.13)$$

Dengan  $F_y$  tegangan leleh profil baja (36 ksi),  $h_c$  tinggi bersih badan (in),  $b_f$  lebar sayap (in),  $t_f$  tebal sayap (in),  $t_w$  tebal badan (in),  $\lambda$  rasio tinggi terhadap tebal penampang dan  $\lambda_p$  adalah batas rasio tinggi terhadap tebal untuk profil plastis.

Suatu balok yang menahan lentur harus memenuhi persamaan :

$$\frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (3.14)$$

Dengan  $M_u$  adalah momen lentur terfaktor,  $\phi$  adalah faktor reduksi yang nilainya 0.9,  $M_n$  adalah kuat lentur nominal penampang.

Perencanaan kuat lentur nominal penampang tergantung dari panjang bentang penampang tersebut terhadap kriteria batas panjang bentang yang telah ditentukan. Kuat lentur nominal dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

### 1. Bentang Pendek ( $L \leq L_p$ )

Kuat lentur nominal komponen struktur yang memenuhi  $L \leq L_p$  kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur adalah :

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3.15)$$

Dimana  $M_n$  adalah momen nominal komponen struktur,  $M_p$  adalah momen pada sendi plastis,  $L$  adalah bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan,  $Z_x$  adalah modulus penampang plastis dan  $L_p$  panjang penopang lateral maksimum

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y (\text{Ksi})}} \quad (3.16)$$

## 2. Bentang Menengah ( $L_p < L < L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L_p < L < L_r$ , kuat nominal komponen terhadap momen lentur adalah

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (3.17)$$

Dimana:  $M_r$  = kekuatan momen batas tekuk

$$M_r = (F_y - F_r) \cdot S_x, \text{ dengan tegangan sisa } F_r = 10 \text{ ksi} \quad (3.18)$$

$L_r$  = panjang tanpa penopang lateral maksimum

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_l} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_l^2}} \quad (3.19)$$

$$F_l = F_y - F_r \quad (3.20)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}}, \quad J = \text{konstanta } torsional \quad (3.21)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2, \quad C_w = \text{konstanta } warping \quad (3.22)$$

$C_b$  = faktor pengali momen

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (3.23)$$

dengan  $M_{\max}$  adalah momen maksimum pada batang yang ditinjau,

$M_A$ ,  $M_B$ ,  $M_C$  berturut – turut adalah momen pada 1/4, 1/2, dan 3/4

bentang.

## 3. Bentang Panjang ( $L > L_r$ )

Untuk komponen struktur yang memenuhi  $L > L_r$ , kuat nominal komponen struktur terhadap lentur adalah

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (3.24)$$

$$\text{dimana } M_{cr} = \frac{C_b \cdot S_x \cdot X_1 \sqrt{2}}{L/r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \cdot (L/r_y)^2}} \quad (3.25)$$

Gaya geser balok ditentukan oleh momen plastis ( $M_{pb}$ ) balok pada kedua ujung balok:

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \frac{2 M_{pb}}{L'} \quad (3.26)$$

tetapi tidak perlu lebih besar dari:

$$V_u = 1,2 V_D + 0,5 V_L + \mu V_E \quad (3.27)$$

Dimana  $V_u$  merupakan gaya geser terfaktor.  $V_D$  adalah gaya geser akibat beban mati.  $V_L$  adalah gaya geser akibat beban hidup.  $V_E$  adalah gaya geser akibat beban gempa.  $M_{pb}$  adalah kapasitas momen balok.

$$M_{pb} = \beta \cdot M_p \quad (3.28)$$

Dengan *over strenght factor*  $\beta = 1,1$

Dalam perencanaan gaya geser nominal balok terlebih dulu dicek rasio tinggi terhadap tebal badan. Hal ini disebabkan geser pada balok ditahan oleh badan.

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} \quad (3.29)$$

Kapasitas nominal balok dalam menahan geser adalah

$$\phi V_n = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.30)$$

Dimana  $\phi$  adalah faktor reduksi untuk geser yang nilainya 0,9 dan  $A_w$  adalah luas badan elemen struktur

$$A_w = d \cdot t_w \quad (3.31)$$

Kapasitas geser penampang,

$$\frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1 \quad (3.32)$$

Untuk memenuhi prinsip *serviceability limit state*, maka balok harus dikontrol aman terhadap lendutan. Dimana AISC membatasi lendutan maksimum yang boleh terjadi pada balok sebesar :

Untuk balok yang mendukung beban lantai:

$$\frac{L}{360} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.33)$$

Untuk balok yang mendukung beban atap:

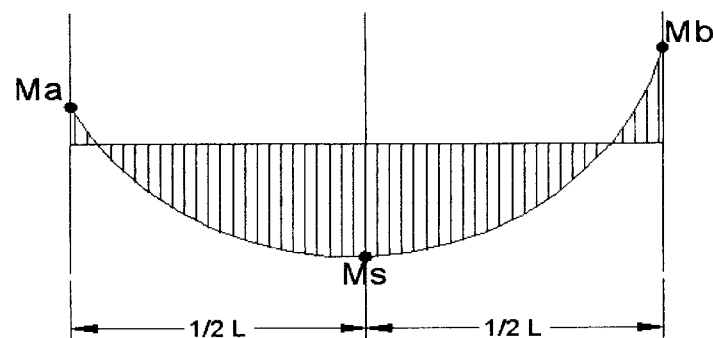
$$\frac{L}{240} \geq \Delta_{\text{pertengahan bentang}} \quad (3.34)$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dilihat dari program bantu analisis struktur maupun menggunakan rumus persamaan (3.35),

$$\Delta_{\text{pertengahan bentang}} = \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (3.35)$$

Dengan L adalah panjang bentang balok

$M_a$ ,  $M_b$ ,  $M_s$  merupakan momen akibat beban gravitasi, yang dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 3.2 Momen Akibat gravitasi

### 3.8 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan suatu elemen struktur yang mengalami kombinasi beban aksial tekan, momen lentur dan geser. Nilai beban aksial dan nilai geser rencana pada kolom dapat langsung dibaca pada hasil *output* analisis struktur.

Dalam perencanaan baja tahan gempa maka harus direncanakan dengan konsep “*Strong column weak beam*” untuk mendapatkan tujuan tersebut maka digunakan rumus berikut ini. (Robert Englekirk, 1993)

Gaya aksial kolom rencana ( $P_u$ ) untuk kolom eksterior

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L + P_E \quad (3.36)$$

Gaya aksial kolom rencana ( $P_u$ ) untuk kolom interior

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L \quad (3.37)$$

Momen rencana Kolom ( $M_u$ ) untuk kolom eksterior

$$M_u = M_{pb} \left( \frac{L}{L'} \right) \left( \frac{h'}{2h} \right) \quad (3.38)$$

Momen rencana Kolom ( $M_u$ ) untuk kolom interior

$$M_u = 2 \cdot M_{pb} \left( \frac{L}{L'} \right) \left( \frac{h'}{2h} \right) \quad (3.39)$$

Dengan  $P_D$  adalah gaya aksial akibat beban mati.  $P_L$  adalah gaya aksial akibat beban hidup.  $P_E$  adalah gaya aksial akibat beban gempa.  $L'$  adalah bentang bersih balok.  $L$  adalah bentang balok dari as ke as.  $h$  adalah tinggi kolom dari as ke as.

$h'$  = tinggi bersih kolom

$M_{pb}$  = Momen plastis balok

$$= Z_x F_y \quad (3.40)$$

Dengan  $Z_x$  adalah modulus plastis profil dan  $F_y$  adalah tegangan leleh baja.

Pada perencanaan kuat tekan pada kolom, faktor tekuk pada kolom sangat berpengaruh sehingga perlu dicek kompak untuk menghindari terjadinya tekuk lokal (*local buckling*) pada sayap maupun badan dengan persamaan (3.12) dan (3.13).

Setelah itu ditentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) joint kolom,  $G$  dengan persamaan (3.41).

$$G = \frac{\left( \frac{I_{K1}}{L_{K1}} \right) + \left( \frac{I_{K2}}{L_{K2}} \right)}{\left( \frac{I_{B1}}{L_{B1}} \right) + \left( \frac{I_{B2}}{L_{B2}} \right)} = \frac{\sum \left( \frac{I_K}{L_K} \right)}{\sum \left( \frac{I_B}{L_B} \right)} \quad (3.41)$$

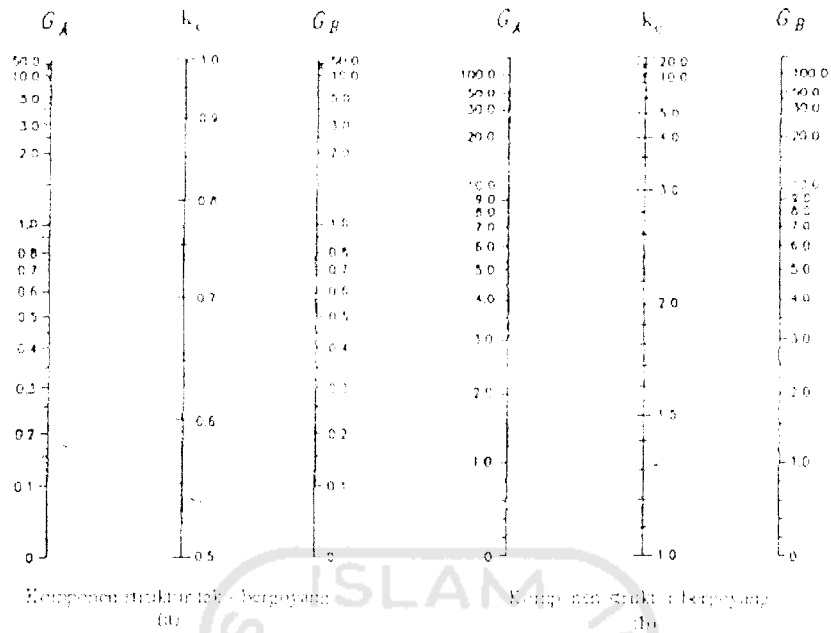
dengan  $G$  adalah nilai kondisi ujung/joint kolom,  $I$  adalah inersia penampang

Kemudian koefisien panjang efektif  $K$  dari kolom didapatkan dengan menghubungkan nilai  $G$  ujung atas dan  $G$  ujung bawah elemen tekan pada nomogram gambar 3.3, dimana nomogram kondisi portal bergoyang untuk (*Open Frame*) dan nomogram kondisi portal tidak bergoyang untuk (*Beltruss & Outrigger*). Selain itu terdapat ketentuan untuk kolom pondasi, dimana mempunyai nilai pendekatan untuk dukungan jepit  $G = 1,0$  dan untuk dukungan sendi  $G = 10$ .

Struktur kolom memperhitungkan pengaruh tekuk, dimana tekuk ini sangat dipengaruhi oleh kelangsingan dari penampang profil. Nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$  dihitung dengan persamaan (3.42).

$$\lambda_c = \frac{K.L}{r . \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (3.42)$$

dengan  $\lambda_c$  adalah nilai kelangsingan.  $K$  adalah koefisien panjang efektif dan  $r$  adalah jari-jari girasi penampang.



Gambar 3.3

(a) Nilai  $k$  untuk komponen struktur tak bergoyang, dan (b) untuk komponen struktur bergoyang. (Rancangan SNI)

Tegangan kritis profil  $F_{cr}$  ditentukan dengan memperhitungkan besarnya nilai parameter kelangsingan  $\lambda_c$ .

Jika nilai  $\lambda_c \leq 1,5$  maka

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y \quad (3.43)$$

Jika nilai  $\lambda_c > 1,5$  maka

$$F_{cr} = \left[ \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (3.44)$$

Kapasitas penampang tekan dihitung dengan persamaan (3.45).

$$\phi_c P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} \quad (3.45)$$

dengan  $\phi_c$  adalah faktor reduksi kekuatan komponen tekan, yang nilainya 0,85.

$A_g$  adalah luas penampang bruto dan  $F_{cr}$  merupakan nilai tegangan kritis penampang.

Perencanaan kolom didasarkan pada kombinasi gaya tekan dan momen lentur dimana nilai interaksi antara komponen aksial dengan momen lentur harus  $\leq 1,0$ . Persamaan interaksi yang digunakan berdasarkan nilai rasio beban aksial tekan  $P_u$  dengan kapasitas tekan penampang  $\phi_c P_n$ .

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,2$  maka:

$$\frac{P_{u,k}}{2 \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{u,kx}}{\phi_b M_{n,kx}} + \frac{M_{u,ky}}{\phi_b M_{n,ky}} \right) \leq 1,0 \quad (3.46)$$

Jika  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,2$  maka:

$$\frac{P_{u,k}}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{u,kx}}{\phi_b M_{n,kx}} + \frac{M_{u,ky}}{\phi_b M_{n,ky}} \right) \leq 1,0 \quad (3.47)$$

dengan  $M_{uk}$  merupakan momen ultimit kolom dari persamaan (3.38) sampai dengan (3.39),  $M_{nk}$  merupakan momen nominal kolom dihitung dengan persamaan (3.15) sampai dengan (3.25).

$$V_{u,k} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu..V_E \quad (3.48)$$

dengan  $V_u$  adalah geser terfaktor,  $V_D$  adalah geser akibat beban mati,  $V_L$  adalah geser akibat beban hidup dan  $V_E$  adalah geser akibat beban gempa.

Setelah profil kolom direncanakan, maka cek prinsip desain *strong column and weak beam* harus dilakukan dengan mencari rasio momen tahanan dari kolom dan balok. Rasio tersebut dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.49).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (3.49)$$

dimana  $\sum M_{pc}$  = jumlah momen kolom di bawah dan di atas sambungan pada pertemuan as kolom dan as balok,

$$\Sigma M_{PC} = \Sigma Z_{XC} (F_{yc} - \frac{P_{UC}}{A_g}) \quad (3.50)$$

$\Sigma M_{pb}$  = jumlah momen balok pada pertemuan as balok dan as kolom, dengan menjumlahkan proyeksi kuat lentur nominal balok di daerah sendi plastis ke as kolom,

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (1,1.M_p + M_y) \quad (3.51)$$

$M_y$  = momen tambahan akibat amplifikasi gaya geser dari lokasi sendi plastis ke as kolom,

$$M_y = V_p \cdot X \quad (3.52)$$

Dimana  $V_p$  adalah gaya geser balok pada sendi plastis dan  $X$  adalah jarak sendi plastis dari as kolom.

### 3.9 Perencanaan Pengaku (*Bracing*)

*Bracing* merupakan elemen yang menahan desak dan tarik. Pada struktur tekan nilai panjang efektif  $K$  untuk disain yang disarankan sebesar 1,0. Pada perencanaan elemen tarik, jenis sambungan harus diperhitungkan dalam menentukan kuat tarik dari penampang profil. Dalam hal ini digunakan sambungan baut, sehingga terdapat pengurangan luasan profil akibat lubang sambungan.

Untuk perencanaan komponen tarik pada *bracing* dapat digunakan persamaan (3.53) sampai (3.56). Pada perencanaan elemen tarik, pengaruh lubang pada sambungan harus diperhitungkan dalam menentukan kuat tarik dari penampang profil. Dalam hal ini digunakan sambungan baut, sehingga terdapat pengurangan luasan profil akibat lubang sambungan.

Terdapat dua kondisi yang berbeda dalam perencanaan yaitu

1. Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi_t P_n = 0,90 \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.53)$$

2. Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

$$A_n = A_g - (t \cdot d_b) \quad (3.54)$$

$$A_e = U \cdot A_n \quad (3.55)$$

$$\phi_t P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e \quad (3.56)$$

dengan  $A_e$  luas efektif profil ( $\text{in}^2$ ),  $A_n$  luas bersih profil ( $\text{in}^2$ ),  $F_u$  tegangan tarik maksimum baja profil (Ksi),  $P_n$  kuat tarik penampang profil (Kips),  $U$  faktor reduksi luas efektif dan  $\phi_t$  adalah faktor reduksi untuk kapasitas tarik penampang.

### 3.10 Perencanaan Balok Anak

#### 3.10.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{F'_c} \text{ (Ksi)} \quad (3.57)$$

Rasio modular

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.58)$$

Lebar efektif slab beton untuk balok interior merupakan nilai terkecil dari:

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L \quad (3.59)$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f \quad (3.60)$$

$$b_E \leq b_o \quad (3.61)$$

Lebar sayap beton ekuivalen,  $\frac{b_E}{n} \quad (3.62)$

Luas baja transformasi:

$$A_{tr} = (b_E/n \cdot t_s) + A_s \quad (3.63)$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{((\frac{b_E}{n} \cdot ts) \cdot 0,5ts) + (A_s \cdot ((0,5ds) + ts))}{(\frac{b_E}{n} \cdot ts) + A_s} \quad (3.64)$$

$$Y_b = ds + ts - Y_a \quad (3.65)$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{tr} = I_{Xs} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{Xcr} + A_{cr} \cdot Y_l^2 \quad (3.66)$$

### 3.10.2 Pembebanan dan Gaya Dalam Penampang Komposit

Balok anak diasumsikan sebagai balok sederhana sehingga dukungan pada balok anak adalah sendi-rol.

$L_x$  = sisi terpendek

$L_y$  = sisi terpanjang

$$t = 0,5 \cdot L_x \quad (3.67)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4 \cdot t^3}{3 \cdot L_y^2} \quad (3.68)$$

$$Q_{D \text{ equiv}} = Q_D \cdot t_{eq} \quad (3.69)$$

$$Q_{L \text{ equiv}} = Q_L \cdot t_{eq} \quad (3.70)$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (3.71)$$

Momen maksimum ultimit

$$M_u = \frac{1}{8} Q_u \cdot L^2 \quad (3.72)$$

Gaya geser ultimit

$$V_u = \frac{1}{2} Q_u \cdot L \quad (3.73)$$

Gaya geser akibat beban mati

$$V_D = \frac{1}{2} Q_D \cdot L \quad (3.74)$$

Gaya geser akibat beban hidup

$$V_L = \frac{1}{2} Q_L \cdot L \quad (3.75)$$

### 3.10.3 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil dicek dengan persamaan :

$$\lambda = \frac{h_c}{2 t_w} \leq \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (\text{Ksi}) \quad (3.76)$$

Gaya desak beton,  $C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a$  (3.77)

Gaya tarik penampang baja,  $T = A_s \cdot f_y$  (3.78)

Kesetimbangan gaya dalam  $C = T$

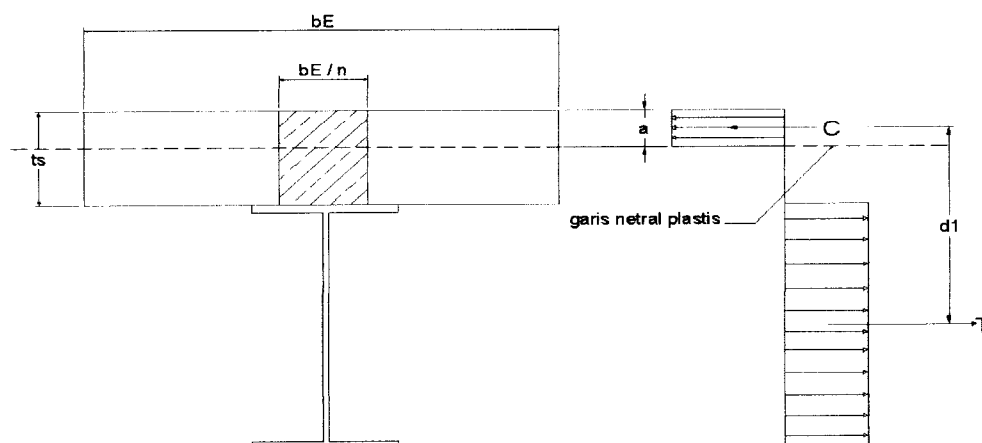
$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} \quad (3.79)$$

Kapasitas nominal balok komposit

Apabila  $a < t_s$  , maka garis netral plastis ada di beton

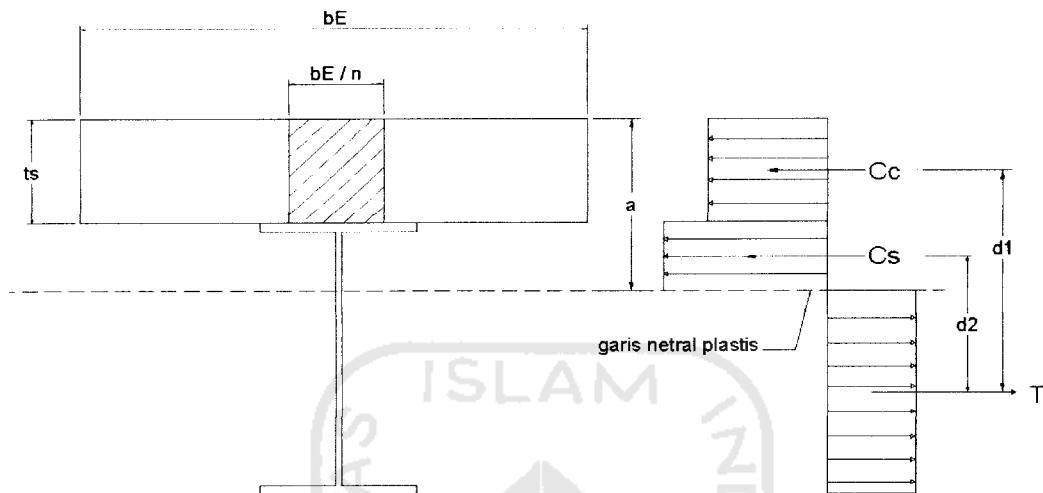


Gambar 3.4 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di beton

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 \quad (3.80)$$

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (3.81)$$

Apabila  $a > t_s$ , maka garis netral plastis ada di baja



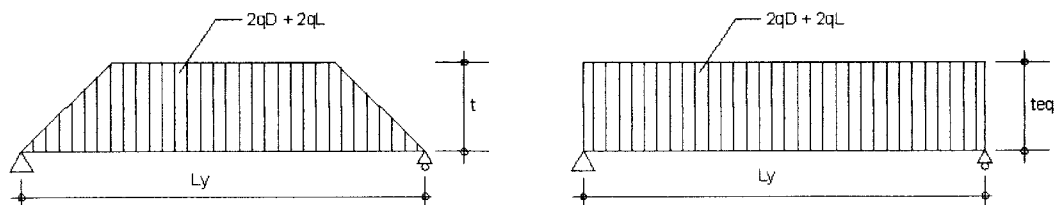
Gambar 3.5 Diagram tegangan plastis dengan gn plastis di baja

$$M_n = C_c \cdot d_1 + C_s \cdot d_2 \quad (3.82)$$

Cek  $\phi_b M_n \geq M_u$  dengan persamaan (3.81)

### 3.10.4 Kontrol Terhadap Lendutan

Balok Komposit yang telah didisain harus dikontrol besarnya lendutan yang terjadi. Besarnya lendutan sangat tergantung pada beban-beban yang bekerja pada balok tersebut. Perhitungan beban merata equivalen dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan 3.83 sampai 3.92.



Gambar 3.6 Distribusi Beban Plat

$L_x$  = sisi terpendek dari pelat

$$t = 0,5.Lx \quad (3.83)$$

$$t_{eq} = t - \frac{4.t^3}{3.L_y^2} \quad (3.84)$$

$$q_D = t_{eq}.Q_D \quad (3.85)$$

$$q_L = t_{eq}.Q_L \quad (3.86)$$

$$q_{total} = 2q_D + 2q_L + q_s \quad (3.87)$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} < \frac{L}{360} \quad (3.88)$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s \quad (3.89)$$

$$\Delta_{baja} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \quad (3.90)$$

$$\Delta_{Kmp} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} \quad (3.91)$$

$$\Delta_{max} = \Delta_{baja} + \Delta_{Kmp} < \frac{L}{360} \quad (3.92)$$

### 3.10.5 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang baut penghubung geser (*shear conector*).

Gaya geser horizontal yang terjadi antara beton dan baja ( $V_n$ ) merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.93a) dan (3.93b),

$$V_n = 0,85.f_c'.b_e.ts \quad (3.93a)$$

$$V_n = A_s \cdot F_y \quad (3.93b)$$

Kuat nominal satu penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton massif adalah:

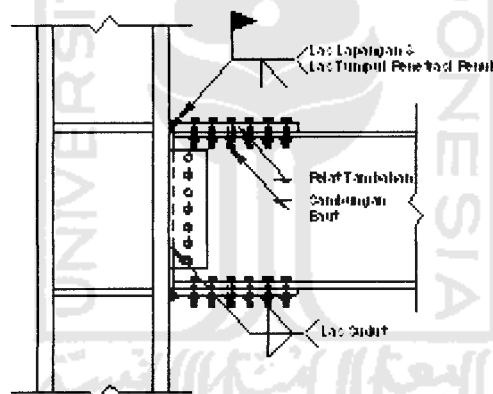
$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.94)$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} \quad (3.95)$$

Untuk pengecekan kapasitas geser balok anak dapat dicari dengan persamaan (3.29) sampai (3.32).

### 3.11 Perencanaan Sambungan Balok-Kolom



Gambar 3.7 Rencana Sambungan *Flange Bolted Connection*

a. Sambungan menahan tarik/ desak.

Untuk menjamin mekanisme transfer beban dari balok ke kolom, sambungan harus mampu menahan gaya yang besar ketika terjadi gempa, terutama pada daerah dimana sendi plastis diharapkan terjadi. Momen plastis yang terjadi pada balok akan didistribusikan menjadi tegangan tarik dan tekan pada sayap balok sebesar :

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} \quad (3.96)$$

dimana  $T_u$  adalah kuat tarik/tekan terfaktor,  $M_f$  adalah momen plastis yang terjadi pada muka kolom.

Sedangkan badan balok akan menahan gaya geser ( $V_f$ ) sebesar :

$$V_f = \frac{2.M_f}{L_n} + V_g \quad (3.97)$$

dimana  $V_f$  adalah gaya geser pada *flens* kolom,  $M_f$  momen plastis balok pada muka kolom,  $V_g$  gaya geser akibat beban gravitasi yang terjadi pada balok, dan  $L_n$  adalah bentang bersih balok.

Pada umumnya elemen tarik dapat mengalami retak akibat pelelehan pada penampang bruto, maupun retakan pada penampang bersihnya. Sehingga disain plat sambung (*flange plate*) dapat digunakan persamaan (3.53) sampai (3.56), dengan mengganti gaya aksial nominal  $P_n$  dengan kuat nominal penyambung  $R_n$ , dimana nilai  $U$  untuk plat sambung diambil sama dengan 1.

Untuk menghindari kegagalan tumpu pada masing-masing elemen yang disambung, kuat tumpu elemen yang paling kritis (sayap balok/*flange plate*) harus lebih besar dari tegangan yang terjadi, yakni sebesar :

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t \geq V_f \quad (3.98)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0,75

Cek blok geser pada bagian yang paling kritis dalam menahan beban :

$$\phi R_n \geq T_u \quad (3.99)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang diambil sebesar 0.75

$R_n$  = kuat nominal penyambung yang nilainya tergantung pada kondisi,

apabila  $F_u \cdot A_{nt} > 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns}$ ,

$$R_n = 0,6 \cdot F_y \cdot A_{vg} + F_u \cdot A_{nt} \quad (3.100a)$$

atau apabila  $F_u \cdot A_{nt} < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns}$ ,

$$R_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.100b)$$

$A_{vg}$  = luas *bruto* yang mengalami pelelehan geser

$A_{tg}$  = luas *bruto* yang mengalami pelelehan tarik

$A_{ns}$  = luas *netto* yang mengalami retakan geser

$A_{nt}$  = luas *netto* yang mengalami retakan tarik

#### b. Sambungan yang menahan geser

Kekuatan satu baut dalam menahan beban :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.101)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi sebesar 0,75

$m$  = banyaknya bidang geser pada baut

$A_b$  = luas penampang lintang baut

penyusunan letak baut pada plat digunakan untuk disain panjang plat geser yang dibutuhkan, dengan cara coba-coba tentukan tebal plat geser yang dibutuhkan, dimana plat geser harus dikontrol terhadap :

geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \geq V_f \quad (3.102)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi yang nilainya 0,9

Geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (3.103)$$

dimana  $\phi$  = koefisien reduksi sebesar 0,75

Kekutan las sambung antara plat geser ke sayap kolom ditentukan dengan, resistensi geser melalui leher las sebesar :

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (3.104a)$$

Tapi tidak perlu lebih besar dari kekuatan fraktur geser dari logam dasar sebesar,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (3.104b)$$

dimana  $F_{Exx}$  = kekuatan tarik elektroda las

$t_e$  = dimensi leher efektif

$t$  = tebal material dasar sepanjang las

### 3.12 Perencanaan panel zone

#### a. Perencanaan daerah tarik dan tekan

Untuk rangka baja yang menahan gaya dan deformasi berasal dari gempa yang besar, gaya yang terjadi pada *flens* balok akan di transfer ke kolom sebesar:

$$P_{bf} = 1,8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot F_{yb} \quad (3.105)$$

Apabila nilai dari  $P_{bf} < \phi R_n$  maka dalam pelaksanaannya daerah tersebut tidak memerlukan pengaku (*stiffener*), dimana nilai  $\phi R_n$  ditentukan seperti persamaan di bawah ini :

##### 1. Pelelehan sayap lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} \quad (3.106a)$$

Dengan  $t_{fc}$  adalah tebal *flens* kolom dan  $F_{yc}$  adalah tegangan leleh badan kolom

##### 2. Pelelehan badan lokal

$$\phi R_n = \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} \quad (3.106b)$$

Dengan  $\phi$  adalah faktor resistensi yang bernilai 1,  $R_n$  adalah kekuatan desain dari badan balok untuk menahan gaya dari *flens* balok,  $F_{yc}$  adalah tegangan leleh badan kolom dan  $t_{wc}$  adalah tebal pelat badan kolom

### 3. Pelipatan pelat badan

$$\phi R_n = \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{fb}}{d} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (3.106c)$$

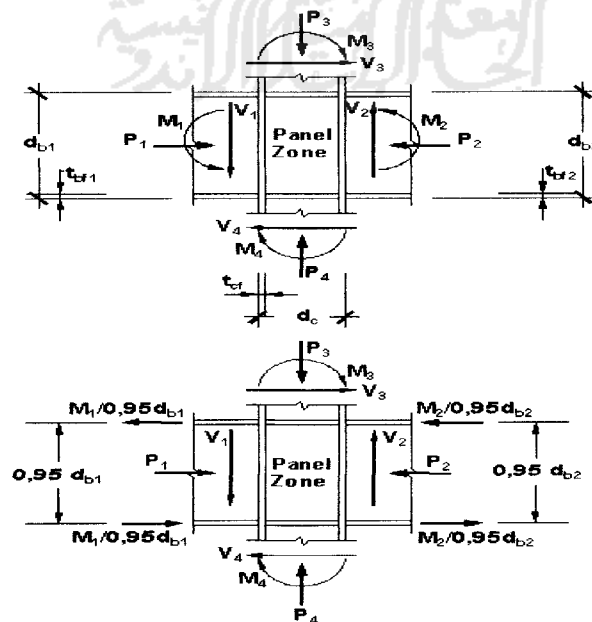
Dengan  $\phi$  adalah faktor resistensi yang bernilai 0,75.  $t_{wc}$  adalah tebal pelat badan kolom,  $t_{fb}$  adalah tebal *flens* balok,  $t_{fc}$  adalah tebal *flens* kolom dan  $d$  adalah kedalaman penampang kolom.

### 4. Tekuk tekan pelat badan

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (3.106d)$$

Dengan  $\phi$  adalah faktor resistensi yang mempunyai nilai 0,9.  $t_{wc}$  adalah tebal pelat-badan kolom,  $t_{fc}$  adalah tebal *flens* balok,  $F_{yc}$  adalah tegangan leleh pelat badan kolom dan  $d_c$  adalah tinggi pelat badan bebas dari bagian *fillet*

### b. Perencanaan daerah geser



Gambar 3.8 Gaya pada *Panel Zone*

Gaya geser pada *panel zone* adalah,  $V_u$  adalah:

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{p2}}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (3.107)$$

dengan 
$$V_c = \frac{M_1 \left( \frac{L_1}{L_{n1}} \right) + M_2 \left( \frac{L_2}{L_{n2}} \right)}{h} \quad (3.108)$$

Apabila hanya ada satu balok pada sayap kolom, maka persamaan (3.107) direduksi menjadi:

$$V_u = \frac{M_{p1}}{0,95d_{b1}} - V_c \quad (3.109)$$

Dengan  $M_p$  adalah momen kapasitas plastis pada balok (K-in),  $d_b$  adalah tinggi balok (in)

Penggunaan *double plate* atau pengaku diagonal diperlukan apabila :

$$\phi R_v < V_u$$

dengan  $\phi R_v$  apabila kestabilan dari frame diperhatikan, ditentukan menurut persamaan di bawah ini :

1. Untuk  $P_u \leq 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6.F_y.d_c.t_w \left( 1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_w} \right) \quad (3.110a)$$

2. Untuk  $P_u > 0,75 P_y$

$$\phi R_v = \phi 0,6.F_y.d_c.t_w \left( 1 + \frac{3.b_{cf}.t_{cf}^2}{d_b.d_c.t_w} \right) \left( 1,9 - \frac{1,2.P_u}{P_y} \right) \quad (3.110b)$$

Dengan  $P_u$  adalah gaya aksial kolom pada join yang bersangkutan (Kips)

$$P_y = A . F_y \quad (3.111)$$



Dengan  $A$  adalah luas penampang bruto dari kolom ( $\text{in}^2$ ) dan  $F_y$  adalah kuat leleh baja (Ksi).

### 3.13 Perencanaan Sambungan Balok ke Balok

Untuk perencanaan sambungan balok ke balok mempunyai prinsip yang sama dengan sambungan geser pada sambungan balok ke kolom. Sehingga dapat digunakan persamaan (3.101) sampai dengan (3.104)

### 3.14 Perencanaan Sambungan Kolom

Sambungan kolom dilakukan karena adanya keterbatasan panjang profil yang tersedia dan perbedaan profil yang dipakai. Dalam perencanaanya sambungan dibagi menjadi dua, yaitu sambungan sayap dan sambungan badan.

Sambungan sayap merupakan sambungan yang berada pada sayap kolom. Gaya pada sayap kolom diperoleh melalui persamaan (3.112 )

$$T_{uf} = \frac{M_{u,k}}{0,95d} \quad (3.112)$$

Dimana  $T_{uf}$  gaya pada tiap sayap kolom.  $M_{u,k}$  adalah momen kolom dan  $d$  merupakan tinggi profil kolom.

Jumlah baut minimum yang diperlukan pada sambungan diperoleh melalui persamaan (3.113).

$$n = \frac{T_{uf}}{\phi R_n} \quad (3.113)$$

Setelah jumlah baut diketahui, maka langkah selanjutnya adalah mendisain pelat sambung. Luas tampang dan tebal pelat sambung dapat dicari melalui persamaan (3.114) dan (3.115).

$$A_g = \frac{T_{uf}}{2.0,9.F_y} \quad (3.114)$$

$$t_{min} = \frac{A_g}{\text{lebar pelat}} \quad (3.115)$$

Kemudian kontrol kekuatan pelat sambung dengan persamaan (3.116).

$$\phi R_n = \phi \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (3.116)$$

Kuat tumpu pelat sambung dapat digunakan persamaan (3.98).

Sambungan badan merupakan sambungan yang berada pada badan kolom.

Gaya pada badan kolom diperoleh melalui persamaan (3.117).

$$P_{uw} = \frac{P_u \cdot k \cdot A_w}{A} \quad (3.117)$$

Disain jumlah baut dan pelat sambung sama dengan sambungan pada sayap, sehingga persamaan (3.53) sampai (3.56) dapat digunakan.

### 3.15 Perencanaan Sambungan *Bracing*

Perencanaan *bracing* direncanakan berdasarkan gaya aksial tarik, sedangkan gaya aksial tekan dianggap dapat ditahan oleh sistem sambungan yang ada, hal ini dikarenakan sambungan *bracing* dianggap mampu menahan gaya tekan yang terjadi. Gaya tarik yang terjadi kemudian didistribusikan ke sayap dan badan *bracing*.

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan dapat dihitung menurut persamaan (3.119) dan (3.120).

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} \quad (3.118)$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} \quad (3.119)$$

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan dan gaya total dicari dengan persamaan berikut ini :

Apabila,  $F_u \cdot A_{nt} > 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns}$ , maka

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{vg}) \quad (3.120)$$

Apabila,  $0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} > F_u \cdot A_{nt}$ , maka

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg}) \quad (3.121)$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung dapat dicari menurut persamaan berikut:

$$\phi R_n = \phi \cdot F_y \cdot A_w \quad (3.122)$$

Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok

Kalkulasi gaya pada pelat sambung dapat dicari dengan persamaan berikut

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (3.123)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u \quad (3.124)$$

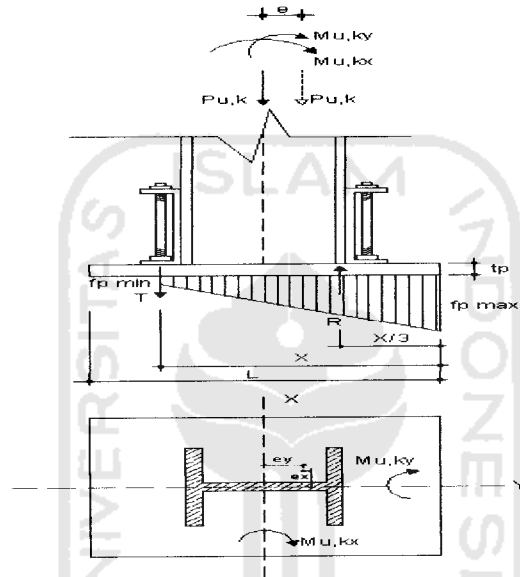
$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (3.125)$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad (3.126)$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (3.127)$$

### 3.16 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 3.9 Analisis pelat dasar kolom

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,kx}}{P_{u,k}} \quad (3.128)$$

$$e_x = \frac{M_{u,ky}}{P_{u,k}} \quad (3.129)$$

Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan. Jika  $e > \frac{1}{2} d_c$  diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga ( R ) bekerja pada pusat flens, sehingga :

$$P_u = R + P_{u,k} + T$$

kesetimbangan momen pada pusat flens :

$$P_{u,k} \left( e_y - \frac{d_c}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + P_{u,k} \cdot e_x = T \left( d_c + \frac{100}{2} - \frac{t_f}{2} \right) \quad (3.130)$$

Jika  $e < \frac{1}{2} d_c$  diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga ( R ) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R = T$$

kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{u,k} \left( \frac{d_c}{2} + \frac{100}{2} + e_y \right) + P_{u,k} \cdot e_x = R \left( d_c - \frac{t_f}{2} + \frac{100}{2} \right) \quad (3.131)$$

Cek kapasitas sayap kolom

$$\phi ( F_p \cdot X \cdot B ) = P_u \quad (3.132)$$

dengan  $F_p$  adalah tegangan tekan beton yang nilainya sebesar  $0,85 \cdot f'_c$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d_f}{2} \quad (3.133)$$

$$n = \frac{B - 0,80 \cdot b_f}{2} \quad (3.134)$$

cek kapasitas tumpu

$$\phi P_p \geq P_u \quad (3.135)$$

$$\phi P_p = \phi_c \cdot F_p \cdot A \quad (3.136)$$

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_{u,kx}}{\frac{1}{6} \cdot B L^2} \pm \frac{M_{u,ky}}{\frac{1}{6} \cdot B^2 L} \leq F_p \quad (3.137)$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b \cdot Z \cdot F_y = 0,9 \cdot (B \cdot t_p^2 / 4) \cdot F_y \geq M_u$$

Tebal pelat yang diperlukan dihitung dengan persamaan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.F_y}} \quad (3.138)$$

Gaya tarik pada angkur

$$T = \frac{M_u, k}{d} \quad (3.139)$$

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} \quad (3.140)$$

Dengan  $\phi T_n$  adalah kapasitas tarik satu angkur.

### 3.17 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Untuk perencanaan Tugas Akhir ini, digunakan pondasi tiang pancang karena pondasi tiang pancang dapat mendukung beban struktur yang besar dan kedalamannya dapat dibuat sedemikian rupa sampai menembus ke lapisan keras. Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang penempatannya pada lapisan tanah didasarkan pada kapasitas dukung ujung tiang maupun lekatan tanah pada keliling permukaan tiang pancang (Sardjono, 1988)

#### 3.17.1 Daya Dukung Ujung Tiang Pancang Tunggal

Pendekatan untuk menghitung kapasitas ultimit tiang yaitu dengan metode statis dan metode dinamik. Metode statis menggunakan parameter-parameter tanah dalam menghitung kapasitas daya dukung dan metode dinamik mengestimasi kapasitas daya dukung dari hasil analisis pemancangan tiang. Parameter tanah yang dipakai dalam metode statis adalah kohesi ( $c$ ), sudut gesek ( $\phi$ ), berat volume tanah ( $\gamma$ ) dan faktor daya dukung tanah ( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ ). Nilai faktor daya dukung dipengaruhi oleh sudut gesek dalam, bila  $\phi$  besar maka harga daya

dukung bertambah. Berdasarkan data laboratorium, kapasitas daya dukung ujung tiang untuk tanah berbutir halus dan tanah berbutir kasar maupun tanah pada umumnya. *Meyerhoff* memberikan persamaan untuk menghitung kapasitas daya dukung ujung tiang sebagai berikut:

$$Q_p = A_p \cdot N_c \cdot C_u \quad (3.141)$$

Dengan  $Q_p$  adalah daya dukung ujung tiang,  $A_p$  adalah luas penampang tiang.  $C_u$  adalah kohesi tanah pada ujung tiang.  $N_c$  adalah faktor daya dukung yang telah disesuaikan.

Untuk data pengujian penetrasi standart (SPT = *Standart Penetration Test*) maka *Meyerhof* menggunakan rumus :

$$Q_p = A_p \cdot q_p \leq A_p \cdot (400 \bar{N}) \text{ satuan dalam KN} \quad (3.142)$$

$$q_p = 40 \cdot \bar{N} \frac{L_b}{D} \quad (3.143)$$

Dengan  $\bar{N}$  adalah nilai rata-rata statistik dari bilangan SPT dalam daerah kira-kira 8D diatas sampai dengan 3D diatas tiang pancang. D adalah lebar atau diameter tiang pancang,  $\frac{L_b}{D}$  adalah perbandingan kedalaman rata-rata dari sebuah titik.

Untuk tahanan selimut N-SPT menggunakan persamaan berikut ini:

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad (3.144a)$$

$$\text{Dengan: } f_{av} = 2 \cdot \bar{N}_s \quad (3.144b)$$

Jika data yang diperoleh hasil penetrasi kerucut (*CPT = Cone Penetration Test*) digunakan rumus:

$$Q_p = A_p \cdot q_c \quad (3.145)$$

Dengan  $q_c$  merupakan nilai rata-rata statistic dari tahanan titik kerucut seperti dalam daerah  $\bar{N}$  dari persamaan 3.142. Kapasitas daya dukung selimut tiang-tiang dihitung menggunakan persamaan:

$$Q_s = A_s \cdot JHP \quad (3.146)$$

### 3.17.2 Kapasitas Tahanan Selimut Tiang

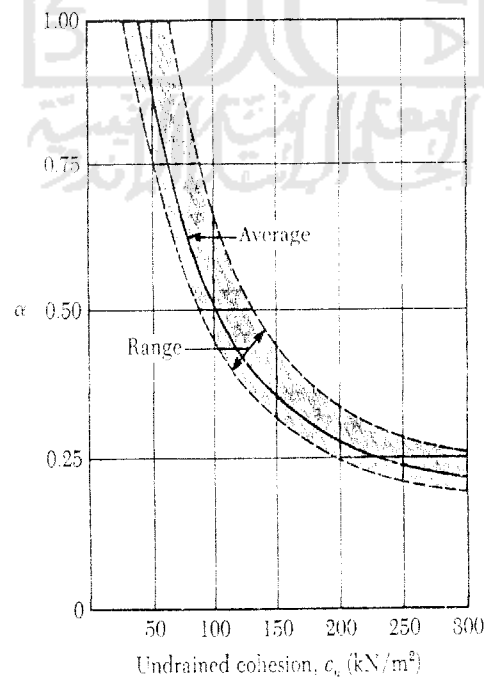
Untuk menghitung kapasitas tahanan kulit, ada beberapa metode yang dapat digunakan:

#### 1. Metode $\alpha$

Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah :

$$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u \quad (3.147)$$

Dengan  $\alpha$  adalah koefisien dari grafik 3.1,  $C_u$  adalah kohesi tanah dan  $A_s$  adalah luas permukaan efektif.



Grafik 3.1 Penentuan nilai adhesion factor ( $\alpha$ )

## 2. Metode $\lambda$

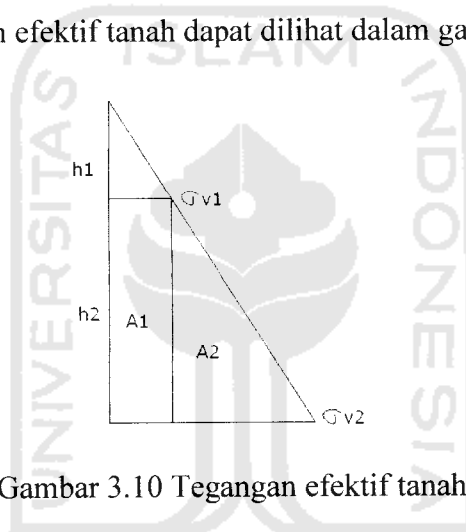
Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah :

$$A_i = \frac{1}{2} h_i \cdot \sigma_{vi} \quad (3.148)$$

$$\text{dengan } \sigma_{vi} = h_i \cdot \gamma_{bi} \quad (3.149)$$

Dengan  $A_i$  adalah luas diagram tegangan efektif vertikal ke-i,  $h_i$  adalah kedalaman tanah ke-i,  $\sigma_{vi}$  adalah tegangan efektif lapisan tanah ke-i dan  $\gamma_{bi}$  adalah berat basah volume tanah ke-i.

untuk mencari tegangan efektif tanah dapat dilihat dalam gambar 3.10



Gambar 3.10 Tegangan efektif tanah

$$\text{sedangkan } \bar{\sigma} = \frac{\sum A_i}{L} \quad (3.150)$$

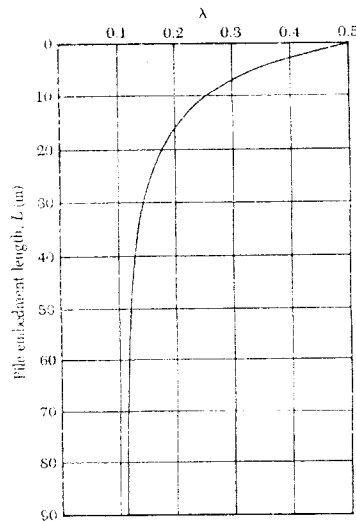
$$\bar{C_u} = \frac{\sum (C_{ui} \cdot h_i)}{L} \quad (3.151)$$

Selanjutnya dicari tahanan selimut dengan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot L \cdot f_s \quad (3.152)$$

$$\text{Dengan } f_s = \lambda ( \bar{\sigma}_v + (2 \cdot \bar{C_u}) ) \quad (3.153)$$

Dengan  $L$  adalah panjang tiang pancang,  $F_s$  adalah tahanan kulit,  $\bar{\sigma}_v$  adalah tegangan efektif tanah dan  $\lambda$  adalah koefisien yang dapat dicari berdasarkan Gambar 3.2.



Grafik 3.2 Penentuan nilai  $\lambda$

Untuk memperoleh daya dukung ultimit tiang pancang tunggal digunakan rumus :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.154)$$

Dengan  $Q_p$  adalah tahanan ujung tiang dan  $Q_s$  adalah tahanan selimut tiang.

Sedangkan daya dukung ijin tiang ( $Q_a$ ) adalah :

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.155)$$

Besar nilai angka keamanan ( $SF = \text{Safety Factor}$ ) berkisar dari 1,5 sampai 4

### 3.17.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kemungkinan struktur pondasi terdiri dari sebuah tiang pancang tunggal sangat jarang, umumnya paling sedikit dua atau tiga tiang pancang di bawah elemen pondasi atau kaki pondasi karena masalah penjajaran atau eksentrisitas yang kurang baik. Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, diperkirakan bahwa tekanan-tekanan tanah (baik gesekan maupun ujung) yang terjadi di dalam tanah sebagai hambatan akan saling *overlap* (tumpang tindih).

Jarak antara tiang pancang besar sering kali tidak praktis karena sungkup tiang pancang (*pile cap*) dicor di atas kelompok tiang pancang (*pile group*) sebagai dasar kolom dan untuk menyebarkan beban pada beberapa tiang pancang

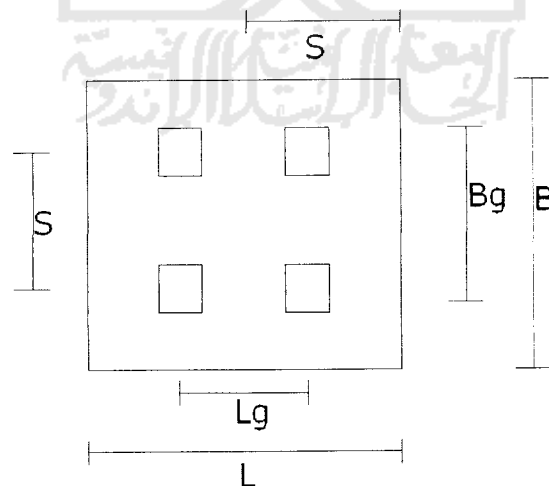
dalam kelompok tersebut. Jarak minimum antar tiang pancang yang disarankan oleh beberapa peraturan bangunan dalam table 3.3 berikut ini:

Tabel 3.3 Jarak antara tiang pancang

<b>Tipe Tiang pancang</b>	<b>BOCA,1984</b>	<b>NBC,1976</b>	<b>Chicago,1987</b>
Gesekan	2D atau 1,75 H $\geq 30$ in	2D atau 1,75 H $\geq 30$ in	D atau 1,75 H $\geq 30$ in
Dukungan ujung	2D atau 1,75 H $\geq 24$ in	2D atau 1,75 H $\geq 24$ in	

Dengan D adalah diameter tiang pancang dan H adalah diagonal empat persegi panjang atau tiang pancang H

Untuk beban vertikal, jarak antara (s) yang optimal berkisar antara 2,5D sampai 3,5D. Untuk gambar susunan kelompok tiang pancang dapat dilihat dalam gambar berikut ini.



Gambar 3.11 Susunan Kelompok Tiang Pancang

$$Bg = Lg = (m - 1)s + 2 \cdot \frac{D}{2} \quad (3.156)$$

$$B = L = Bg + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ke tepi poer}) \quad (3.157)$$

Dengan :  $B_g = L_g$  adalah Panjang dari titik tiang ke titik terluar tiang yang lain,  $m$  adalah jumlah tiang pancang arah horizontal,  $n$  adalah jumlah tiang pancang arah vertikal dan  $D$  adalah diameter tiang pancang.

Untuk mencari kapasitas dukung kelompok tiang digunakan 2 cara yaitu:

1. Kapasitas dukung individual tiang dengan rumus :

$$\Sigma Q_{ui} = m.n.(9.A_p.C_u + \Sigma \alpha.A_p.C_u.L) \quad (3.158)$$

2. Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$\Sigma Q_{ub} = L_g.B_g.C_u.N_c + \Sigma 2.(L_g + B_g).C_u.L \quad (3.159)$$

Dengan  $A_p$  adalah keliling tiang,  $C_u$  adalah kohesi tanah,  $\alpha$  adalah koefisien berdasarkan Grafik 3.1,  $L$  adalah panjang tiang pancang dan  $N_c$  adalah faktor daya dukung yang telah disesuaikan.

Hasil dari kedua rumus diatas diambil nilai  $Q_u$  yang terkecil. Untuk memperoleh daya dukung bersih tiang maka :

Efisiensi tiang berdasarkan *Converse – Laberre Formula* :

$$E_g = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right) \quad (3.160)$$

Dengan  $E_g$  adalah Efisiensi tiang,  $d$  adalah diameter tiang,  $s$  adalah jarak antar tiang,  $n$  adalah jumlah baris dalam konfigurasi tiang dan  $m$  adalah jumlah tiang dalam sebaris

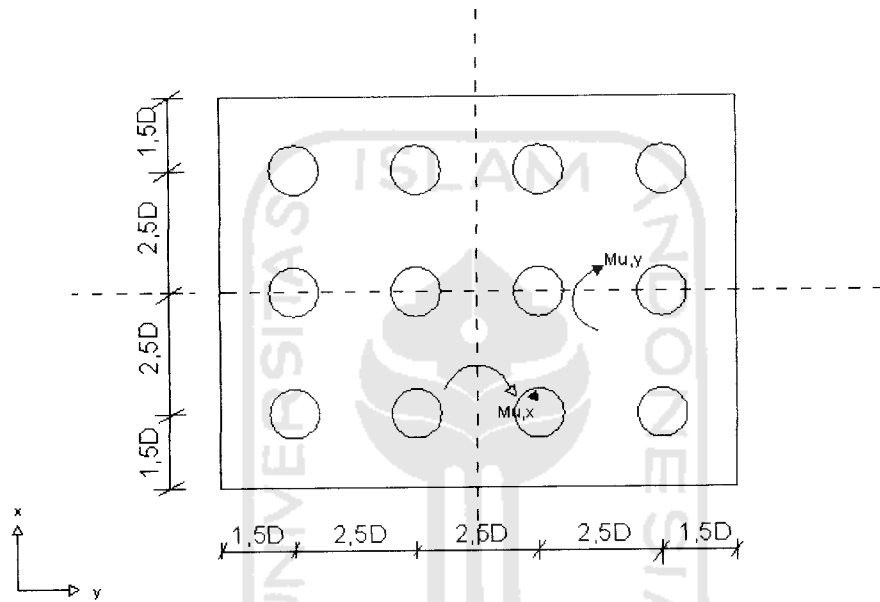
$$Q_{g(u)} = E_g \Sigma Q_u \quad (3.161)$$

Dengan  $E_g$  adalah Efisiensi tiang dan  $\Sigma Q_u$  adalah kapasitas dukung tiang

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.162)$$

dengan  $Q_u$  adalah kapasitas tahanan Ultimit ( $T$ ) dan  $SF$  adalah faktor keamanan

Dalam merencanakan pondasi tiang, perlu diketahui terlebih dahulu daya dukung tiang yang direncanakan. Penentuan jumlah tiang dilakukan dengan coba-coba sampai ditemukan konfigurasi jumlah tiang yang cocok. Setelah ditemukan jumlah tiang yang diperlukan, kemudian dapat dihitung efisiensi tiang dengan persamaan (3.160).



Gambar 3.12 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Setelah didapatkan konfigurasi yang tepat, kemudian dihitung beban servis yang diterima oleh kelompok tiang.

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} \quad (3.163)$$

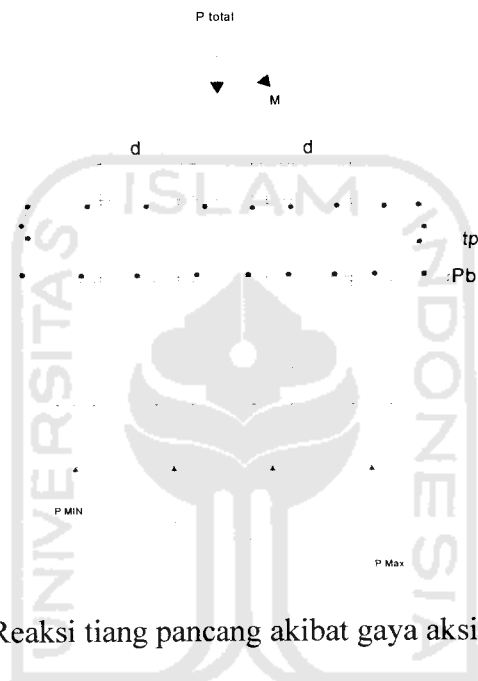
$$\Sigma P_u = 1,05 \cdot \Sigma P \quad (3.164)$$

Beban pada konfigurasi tiang :

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{M_{u,x} \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} + \frac{M_{u,y} \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \quad (3.165)$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P_u}{n} - \frac{M_{u,x} \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2} - \frac{M_{u,y} \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \quad (3.166)$$

Dimana  $M_{u,x}$  momen searah sumbu y,  $M_{u,y}$  momen searah sumbu x,  $X_{max}$  jarak tiang terjauh dalam arah sumbu x,  $Y_{max}$  jarak tiang terjauh dalam arah sumbu y,  $n_x$  jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu x,  $n_y$  jumlah tiang sebaris dalam arah sumbu y,  $\Sigma X^2$  jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu x, dan  $\Sigma Y^2$  jumlah jarak tiang kuadrat searah sumbu y.



Gambar 3.13 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

**Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)**

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \phi_{tul} \quad (3.167a)$$

$$V_u = \Sigma n \cdot P_{max} \quad (3.1167b)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (3.167c)$$

$$\phi V_c \geq V_u \quad (3.167d)$$

Menurut SK-SNI -1991

$$\text{Untuk } 0.5 \quad \phi V_c < V_u < \phi V_c$$

$$\text{Maka } s = \frac{3 A_v f_y}{b_w} \quad (3.167e)$$

### Kontrol terhadap geser dua arah (sejauh d/2)

$$V_u = \Sigma n.P \quad (3.168a)$$

$$b_o = 2.(h_c + d) + 2.(b_c + d) \quad (3.168b)$$

$$\beta_o = 1/0.85 = 1,18 \quad (3.168c)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o.d \quad (3.168d)$$

$$V_c = 0,33.\sqrt{f_c'}.b_o.d \quad (3.168d)$$

$\phi V_c \geq V_u$  ;  $V_c$  diambil yang terkecil dari persamaan (3.168d) dan (3.168e)

Menurut SK-SNI -1991

Untuk  $0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$\text{Maka } s = \frac{3 A_v f_y}{b_w} \quad (3.168f)$$

### Penulangan lentur

Sebelum menghitung penulangan lentur, perlu dicari terlebih dulu besarnya beban max (*ultimit*),  $P_{ul}$  yang diterima satu tiang.

$$P_{ul} = P_{max} \quad (3.169)$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85.f_c'.a.b \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.170)$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85.f_c'.a.b}{F_y} \quad (3.171)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1,4}{F_y}.b.d \quad (3.172)$$

Jarak antar tulangan didapat dengan persamaan

$$S = \frac{A_{l\phi}.1000}{A_{s \text{ pakai}}} \quad (3.173)$$

$$A_{s_{ada}} = \frac{A_{l\phi} \cdot 1000}{S_{pakai}} \geq A_{spakai} \quad (3.174)$$

Kemudian kontrol kapasitas tulangan pelat dengan persamaan

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \cdot F_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (3.175)$$

$$M_n = A_{s_{ada}} \cdot F_y \cdot (d - a/2) \quad (3.176)$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.177)$$

### **Tulangan susut**

$$A_{st} = 0,002 \cdot b \cdot t_p \quad (3.178)$$

Jarak tulangan susut dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.173)

