

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Pendahuluan**

Bangunan gedung bertingkat merupakan struktur portal yang merupakan gabungan dari elemen-elemen balok dan kolom. Dalam perencanaan struktur, tinjauan dasar yang digunakan adalah kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan beban yang terjadi. Beban yang dimaksud adalah beban statik dan dinamik yang bekerja pada struktur tersebut. Beban statik adalah beban yang diakibatkan oleh berat sendiri struktur dan beban luar yang bersifat tetap, sedangkan beban dinamik adalah beban luar yang bersifat sementara dan membebani struktur secara berulang-ulang. Beban dinamik yang paling penting untuk suatu struktur adalah beban gempa.

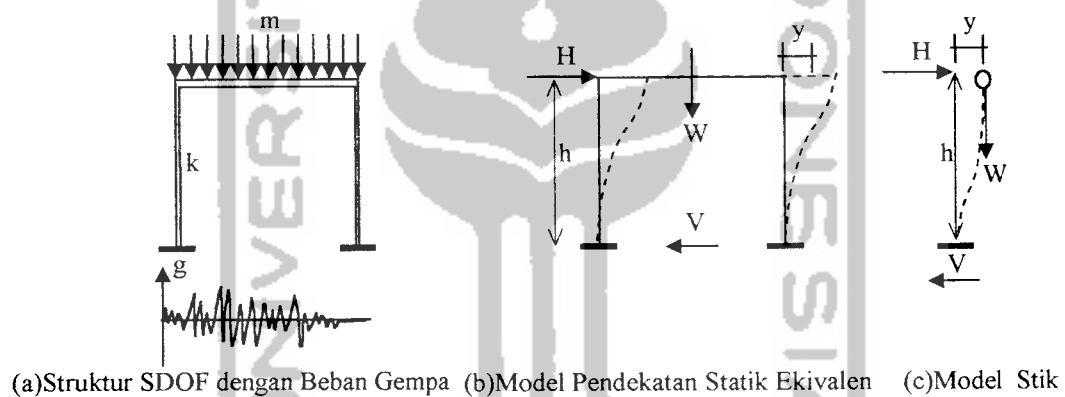
Gempa bumi adalah salah satu gejala alam yang dapat menimbulkan kehancuran serta mendatangkan korban jiwa, korban harta bahkan dapat mengganggu kestabilan kehidupan ekonomi, sosial, politik di daerah yang terkena gempa.

Salah satu cara untuk meminimalkan timbulnya korban adalah dengan jalan merencanakan struktur bangunan demikian rupa sehingga apabila terjadi gempa, struktur masih mampu meredam gaya yang ditimbulkan agar tidak terjadi

kerusakan yang fatal, dan jika terjadi *over load* struktur masih mampu memberikan tanda-tanda keruntuhan.

### 3.2 Analisis Beban Gempa

Untuk struktur gedung yang memenuhi ketentuan sebagai struktur gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen. Model pendekatan statik ekuivalen disajikan pada gambar 3.1).



Gambar 3.1 Model Pendekatan Statik Ekuivalen

Dari gambar 3.1 (a) dapat dilihat suatu perencanaan struktur dengan menggunakan gempa dinamis tetapi dengan alasan tertentu seperti waktu analisis yang lama maka gempa dinamis dapat disedehanakan dengan model statik ekuivalen dengan pemodelan seperti pada gambar 3.1 (b), sedangkan gambar 3.1(c) adalah pemodelan matematik dari model pendekatan statik ekuivalen.

## A. Analisis Beban Gempa Berdasarkan *Code Lama*

### a). *Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia*

Di Indonesia terdapat 6 wilayah gempa. Pembagian wilayah gempa ini didasarkan pada frekuensi kejadian dan potensi daya rusak gempa yang terjadi di wilayah tersebut. Berdasarkan *code lama*, wilayah gempa 1 adalah wilayah gempa terbesar, sedangkan wilayah gempa 6 adalah wilayah gempa paling kecil (Widodo, 2001). Pembagian wilayah gempa seperti pada gambar 3.2).



Gambar 3.2 Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia Berdasarkan *Code Lama* (PPTGIUG, 1989)

### b). *Waktu Getar Alami Struktur (T)*

Untuk struktur portal beton, persamaan untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut :

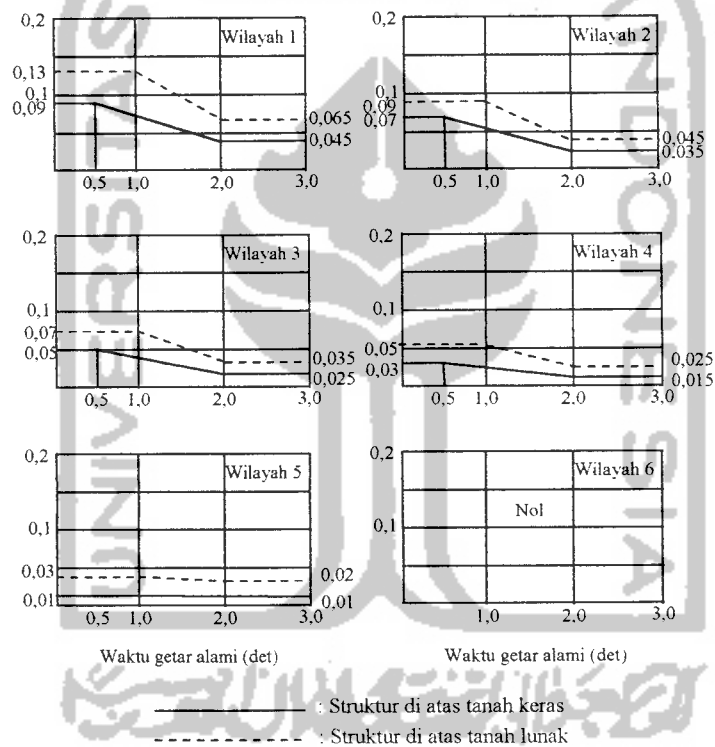
$$T = 0,06 H^{3/4} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

dengan T = Waktu getar alami struktur (dt)

H = Tinggi total bangunan (m)

**c). Koefisien Gempa Dasar (C)**

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan pada struktur. Koefisien C tergantung pada frekuensi terjadinya gerakan tanah pada tiap wilayah gempa, waktu getar alami struktur dan kondisi tanah setempat. Besarnya nilai koefisien dasar gempa untuk *code* lama dapat diperoleh dari gambar 3.3).



Gambar 3.3 Spektrum Respon *Code* Lama untuk Tiap-Tiap Wilayah Gempa (PPTGIUG, 1989)

**d). Jenis tanah**

Dalam menentukan koefisien gempa dasar selain harus memperhatikan wilayah dimana struktur dibangun kita juga harus memperhatikan jenis tanah di bawah struktur. Dalam hal ini jenis tanah dibagi dua, yaitu tanah keras dan tanah

lunak. Suatu tanah dianggap sebagai tanah lunak apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut (PPKGURG, 1989) :

- tanah dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari  $0,5 \text{ kg/cm}^2$  dengan kedalaman lapisan lebih dari 6 m.
- tanah dengan kondisi lapisan yang menutupi terdiri dari tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari  $1 \text{ kg/cm}^2$  ataupun terdiri dari tanah butiran yang padat dengan kedalaman lebih dari 9 m.
- tanah kohesif dengan kekuatan geser pada kadar air tetap rata-rata tidak lebih dari  $2 \text{ kg/cm}^2$  dengan kedalaman lebih dari 12 m.
- tanah dengan butiran terikat yang sangat padat dengan kedalaman lebih dari 20 m.

Tanah bawah dengan kondisi tanah sama dengan kedalaman yang lebih dangkal harus dianggap sebagai tanah keras. Kedalaman tanah tersebut diukur dari tingkat dimana tanah mulai memberikan penjepitan lateral yang efektif kepada struktur gedung.

***e). Faktor Keutamaan Gedung (I)***

Tingkat keutamaan suatu struktur terhadap bahaya gempa berbeda tergantung pada fungsi bangunan. Bangunan yang penting/vital harus lebih dilindungi terhadap bahaya sehingga mempunyai nilai faktor keutamaan I yang lebih besar.

Tabel 3.1 Faktor Keutamaan Bangunan I (PPTGIUG, 1989)

Jenis Gedung	Faktor Keutamaan (I)
Gedung monumental	1,5
Fasilitas-fasilitas penting yang harus tetap berfungsi setelah terjadi gempa	1,5
Fasilitas distribusi bahan gas dan minyak bumi di daerah perkotaan	2,0
Gedung-gedung yang menyimpan bahan yang berbahaya (asam, bahan beracun)	2,0
Gedung-gedung lain	1,0

*f). Faktor Jenis Struktur (K)*

Faktor jenis struktur (K) merupakan konstanta yang menggambarkan respon inelastis struktur akibat beban gempa. Struktur yang duktail mempunyai nilai K yang paling kecil yaitu  $K = 1$ , sebaliknya struktur yang kurang duktail akan mempunyai nilai K yang relatif besar.

Tabel 3.2 Koefisien K (PPTGIUG, 1989)

Jenis Struktur	Jenis Bahan/Struktur Bangunan	Faktor Jenis Struktur K
Portal duktail	Beton bertulang	1,0
	Beton prestess	1,4
	Struktur baja	1,0
	Struktur kayu	1,7
Dinding geser daktilitas 1	Beton bertulang	1,0
Dinding geser kantilever daktilitas 1	Beton bertulang	1,2
	Temb. berongga bertulang	2,5
	Kayu (2)	2,0
Dinding geser kantilever dengan daktilitas terbatas	Beton bertulang	1,5
	Temb. berongga bertulang	3,0
	Kayu	2,5
Portal dengan ikatan diagonal	Beton bertulang	2,5
	Struktur baja	2,5
	Struktur kayu	3,0
Struktur kantilever tak bertingkat	Beton bertulang	2,5
	Struktur baja	2,5
Cerobong, tangki kecil	Beton bertulang	3,0
	Struktur baja	3,0

**g). Berat Total Bangunan ( $W_t$ )**

Berat total bangunan adalah berat sendiri dari struktur, beban mati, ditambah dengan beban hidup rencana yang dihitung mulai lantai 1 sampai dengan lantai teratas.

**h). Gaya Geser Dasar ( $V$ )**

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horizontal yang bekerja pada dasar bangunan. Persamaan gaya geser dasar untuk respon spektrum lama adalah :

$$V = C.I.K.W_t \dots\dots\dots (3.2.2)$$

- dengan
- $V$  = Gaya geser dasar
  - $C$  = Koefisien gempa dasar
  - $I$  = Faktor keutamaan bangunan
  - $K$  = Koefisien jenis struktur
  - $W_t$  = Berat total struktur

**i). Distribusi Gaya Geser Horizontal ( $F_i$ )**

Pada dasarnya gaya ini merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja di masing-masing massa atau tingkat bangunan. Distribusi gaya geser horizontal ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur ( $H$ ) terhadap lebar struktur ( $B$ ) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

- Untuk struktur dengan nilai  $\frac{H}{B} < 3$ , maka digunakan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \dots\dots\dots (3.2.3)$$

- Untuk struktur yang memiliki nilai  $\frac{H}{B} \geq 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal ( $F_i$ ) akibat gempa untuk masing-masing lantai dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan :

$$F_i = 0,1V + \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} \cdot 0,9V \quad (3.2.4)$$

dengan  $F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke-i

$W_i$  = Berat lantai ke-i

$h_i$  = Tinggi lantai ke-i

$V$  = Gaya geser dasar

**j). Kekakuan Tingkat ( $k$ )**

Kekakuan tingkat untuk kolom luar dan kolom dalam tiap lantai sama, karena dimensi dan tinggi kolom tiap lantai sama. Kekakuan tingkat dihitung menggunakan persamaan :

$$k = \frac{12 \cdot E_c \cdot I}{h^3} \quad (3.2.5)$$

dimana  $I = \frac{1}{12} \cdot b_k \cdot h_k^3 \quad (3.2.6)$

dengan :  $E_c$  = Modulus elastisitas beton

$I$  = Momen inersia kolom

$h$  = Tinggi tingkat

$b_k$  = Lebar penampang kolom

$h_k$  = Tinggi penampang kolom



**k). Waktu Getar Struktur**

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dihitung dengan cara T Rayleigh sebagai kontrol dengan persamaan :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot d_i^2}{g \sum F_i \cdot d_i}} \dots\dots\dots (3.2.7)$$

dengan : T = Waktu getar struktur

W<sub>i</sub> = Berat lantai ke-i

F<sub>i</sub> = Gaya horizontal pada tingkat ke-i akibat gaya gempa

d<sub>i</sub> = Simpangan horizontal struktur pada tingkat ke-i

g = Gaya gravitasi (9,81 m/det<sup>2</sup>)

**B. Analisis Beban Gempa Berdasarkan Code Baru**

**a). Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia**

Berdasarkan *code* baru, Indonesia ditetapkan terbagi menjadi 6 wilayah gempa seperti ditunjukkan dalam gambar 3.4), di mana wilayah gempa 1 merupakan wilayah dengan kegempaan paling rendah atau terkecil, sedangkan wilayah gempa 6 merupakan wilayah gempa dengan intensitas terbesar.



Gambar 3.4 Pembagian Wilayah Gempa di Indonesia Berdasarkan *Code* Baru (SNI-1726-2002)

**b). Waktu Getar Alami Struktur ( $T$ )**

Untuk struktur portal beton, persamaan untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut :

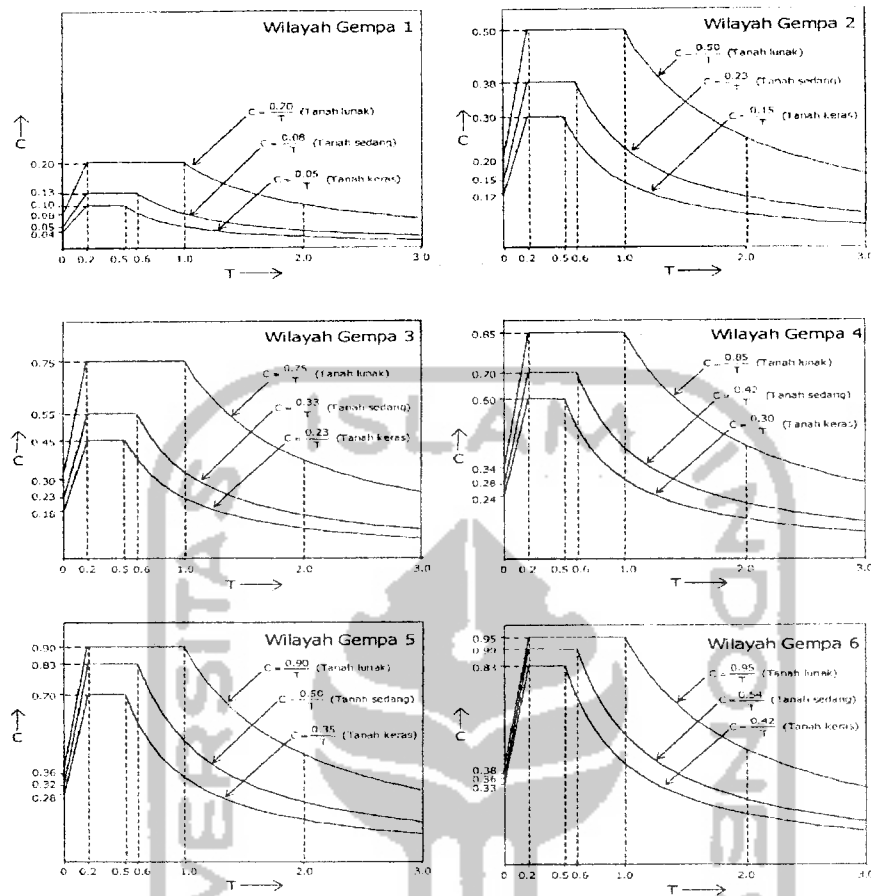
$$T = 0,06 H^{3/4} \dots \dots \dots (3.2.8)$$

dengan  $T$  = Waktu getar alami struktur (dt)

$H$  = Tinggi total bangunan (m)

**c). Faktor Respon Gempa ( $C$ )**

Besarnya nilai faktor nilai gempa untuk *code* baru dapat diperoleh dari gambar 3.5).



Gambar 3.5 Spektrum Respon Code Baru untuk Tiap-Tiap Wilayah Gempa (SNI-1726-2002)

#### d). Jenis Tanah

Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak, apabila untuk lapisan setebal maksimum 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang tercantum dalam tabel 3.3.

Tabel 3.3 Jenis-Jenis Tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, $\bar{V}_s$ (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata $\bar{N}$	Kuat geser niralir rata-rata $\bar{S}_u$ (kPa)
Tanah Keras	$\bar{V}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{V}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$0,5 \leq \bar{S}_u < 1,0$

	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 0,5$
Tanah Lunak	Atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$ , $W_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa.		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Dalam Tabel 3.3,  $\bar{V}_s$ ,  $\bar{N}$  dan  $\bar{S}_u$  adalah nilai rata-rata berbobot besaran itu dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya yang harus dihitung menurut persamaan-persamaan berikut :

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / V_{si}} \quad (3.2.9)$$

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \quad (3.2.10)$$

$$\bar{S}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / S_{ui}} \quad (3.2.11)$$

dengan :  $m$  = Jumlah lapisan tanah

$t_i$  = Tebal lapisan tanah ke-i

$V_{si}$  = Kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i

$S_{ui}$  = Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i

#### e). Faktor Keutamaan Gedung ( $I$ )

Pengaruh gempa rencana terhadap gedung harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I$  menurut persamaan :

$$I = I_1 \cdot I_2 \quad (3.2.12)$$

dengan :

$I$  = Faktor keutamaan gedung

$I_1$  = Faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung.

$I_2$  = Faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung gedung.

Faktor-faktor keutamaan  $I_1$ ,  $I_2$ , dan  $I$  ditetapkan menurut Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan I untuk Berbagai Katagori Gedung dan Bangunan.

Katagori Gedung	Faktor Keutamaan		
	$I_1$	$I_2$	$I$
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental.	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi.	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara.	1,5	1,0	1,5

**f). Faktor Daktilitas Struktur ( $\mu$ ) dan Faktor Reduksi Gempa ( $R$ )**

Faktor daktilitas struktur gedung  $\mu$  adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan  $\delta_m$  dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama  $\delta_y$ , yaitu :

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad \dots\dots\dots (3.2.13)$$

$R$  disebut faktor reduksi gempa menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu \cdot f_1 \leq R_m \quad \dots\dots\dots (3.2.14)$$

dengan :  $\mu_m$  = Faktor daktilitas maksimum

$f_l$  = Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam struktur gedung,  $f_l = 1,6$

$R_m$  = Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan.

Nilai R untuk berbagai nilai  $\mu$  yang bersangkutan dicantumkan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Tarif kinerja struktur gedung	M	R (Pers. 3.2.14)
Elastik penuh	1,0	1,6
Daktilitas parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
Daktilitas penuh	5,0	8,0
	5,3	8,5

**g). Berat Total Bangunan ( $W_t$ )**

Berat total bangunan adalah berat sendiri dari struktur, beban mati, ditambah dengan beban hidup rencana yang dihitung mulai lantai 1 sampai dengan lantai teratas.

**h). Gaya Geser Dasar ( $V$ )**

Gaya geser dasar merupakan gaya geser horizontal yang bekerja pada dasar bangunan. Persamaan gaya geser dasar untuk respon spektrum baru adalah :

$$V = \frac{C_1 I}{R} W_t \dots\dots\dots (3.2.15)$$

dengan  $V$  = Gaya geser dasar

C = Nilai faktor respon gempa yang didapat dari respon spektrum  
(gambar 3.5)

I = Faktor keutamaan bangunan

R = Faktor Reduksi Gempa

Wt = Berat total struktur

**i). Distribusi Gaya Geser Horizontal ( $F_i$ )**

Pada dasarnya gaya ini merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja di masing-masing massa atau tingkat bangunan. Distribusi gaya geser horizontal ( $F_i$ ) tergantung pada perbandingan tinggi total struktur (H) terhadap lebar struktur (B) arah yang ditinjau. Adapun distribusinya adalah sebagai berikut :

- Untuk struktur dengan nilai  $\frac{H}{B} < 3$ , maka digunakan persamaan :

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} V \dots\dots\dots (3.2.16)$$

- Untuk struktur yang memiliki nilai  $\frac{H}{B} \geq 3$ , maka 90% beban didistribusikan berupa gaya geser horizontal ( $F_i$ ) akibat gempa untuk masing-masing lantai dan 10% beban lainnya ditambahkan pada tingkat paling atas atau atap yang dihitung dengan persamaan :

$$F_i = 0,1V + \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} 0,9V \dots\dots\dots (3.2.17)$$

dengan  $F_i$  = Gaya horizontal tingkat ke-i

$W_i$  = Berat lantai ke-i

$h_i$  = Tinggi lantai ke-i

V = Gaya geser dasar

**j). Kekakuan Tingkat (k)**

Kekakuan tingkat untuk kolom luar dan kolom dalam tiap lantai sama, karena dimensi dan tinggi kolom tiap lantai sama. Kekakuan tingkat dihitung menggunakan persamaan :

$$k = \frac{12.E_c.I}{h^3} \dots\dots\dots (3.2.18)$$

dimana  $I = \frac{1}{12} . b_k . h_k^3 \dots\dots\dots (3.2.19)$

dengan :  $E_c$  = Modulus elastisitas beton )

$I$  = Momen inersia kolom

$h$  = Tinggi tingkat

$b_k$  = Lebar penampang kolom

$h_k$  = Tinggi penampang kolom

**k). Waktu Getar Struktur**

Waktu getar struktur yang sebenarnya untuk tiap arah dihitung dengan cara T Rayleigh sebagai kontrol dengan persamaan :

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum W_i . d_i^2}{g \sum F_i . d_i}} \dots\dots\dots (3.2.20)$$

dengan :  $T$  = Waktu getar struktur

$W_i$  = Berat lantai ke-i

$F_i$  = Gaya horizontal pada tingkat ke-i akibat gaya gempa

$d_i$  = Simpangan horizontal struktur pada tingkat ke-i

$g$  = Gaya gravitasi (9.81 m/det<sup>2</sup>)



### 3.3 Perencanaan Balok

#### 1. *Persyaratan kekuatan*

Tujuan dari penerapan faktor keamanan adalah untuk mengendalikan kemungkinan terjadinya runtuh struktur dengan tetap memperhatikan faktor ekonomi bangunan. Dengan penerapan faktor keamanan, struktur bangunan direncanakan untuk mampu memikul beban lebih dari beban yang diharapkan bekerja. Kapasitas tersebut disediakan untuk kemungkinan terdapatnya beban kerja yang lebih besar dari yang ditetapkan dan kemungkinan terjadinya penyimpangan kekuatan komponen struktur akibat bahan dasar ataupun pengerjaan yang tidak memenuhi syarat.

Konsep dasar kuat rencana adalah bahwa supply atau kekuatan disain yang tersedia harus lebih besar dari demand atau kekuatan analisis yang dibutuhkan. Kekuatan yang dibutuhkan suatu komponen struktur atau kuat perlu dapat dinyatakan sebagai beban rencana atau momen, gaya geser, dan gaya-gaya lain yang berhubungan dengan beban rencana.

Beban rencana atau beban terfaktor didapat dengan mengalikan beban kerja dengan faktor beban, yang dimaksudkan agar komponen struktur mampu memikul beban lebih dari beban yang diharapkan bekerja.

Menurut SK SNI T-15-1991-03, kuat perlu untuk berbagai kombinasi adalah sebagai berikut :

#### 1. beban mati + beban hidup

$$\text{kuat perlu } U = 1,2D + 1,6L \quad \dots\dots\dots (3.3.1a)$$

## 2. kombinasi dengan beban gempa

$$\text{kuat perlu } U = 1,05 ( D + L \pm E ) \quad \dots\dots\dots (3.3.1b)$$

$$\text{atau } U = 0,9 ( D \pm E ) \quad \dots\dots\dots (3.3.1c)$$

Sedangkan menurut code baru SNI-1726-2002, kuat perlu adalah :

## 1. beban mati + beban hidup

$$\text{kuat perlu } U = 1,2D + 1,6L \quad \dots\dots\dots (3.3.2a)$$

## 2. kombinasi dengan beban gempa

$$\text{kuat perlu } U = 1,05 ( D + L \pm E ) \quad \dots\dots\dots (3.3.2b)$$

$$\text{atau } U = 0,9 ( D \pm E ) \quad \dots\dots\dots (3.3.2c)$$

dengan :  $U$  = Kuat perlu  $L$  = Beban hidup

$D$  = Beban mati  $E$  = Beban gempa

Sebagai contoh, beban rencana untuk kombinasi beban hidup dan beban mati :

$$w_U = 1,2w_D + 1,6w_L$$

Sedang momen perlu atau momen rencana untuk kombinasi beban tersebut adalah

$$M_U = 1,2M_D + 1,6M_L$$

SK-SNI juga memberikan keamanan lapis kedua, faktor reduksi kekuatan ( $\phi$ ), yang dimaksudkan untuk memperhitungkan terhadap kekuatan bahan, pengerjaan, ketidaktepatan ukuran, pengendalian dan pengawasan pelaksanaan. SK-SNI memberikan nilai faktor reduksi kekuatan untuk berbagai mekanisme/sifat bahan sebagai berikut :

1. lentur murni  $\phi = 0,80$

2. beban aksial & beban aksial dengan lentur

a. aksial tarik tanpa atau dengan lentur  $\phi = 0,80$

b. aksial tekan tanpa atau dengan lentur

- sengkang  $\phi = 0,65$

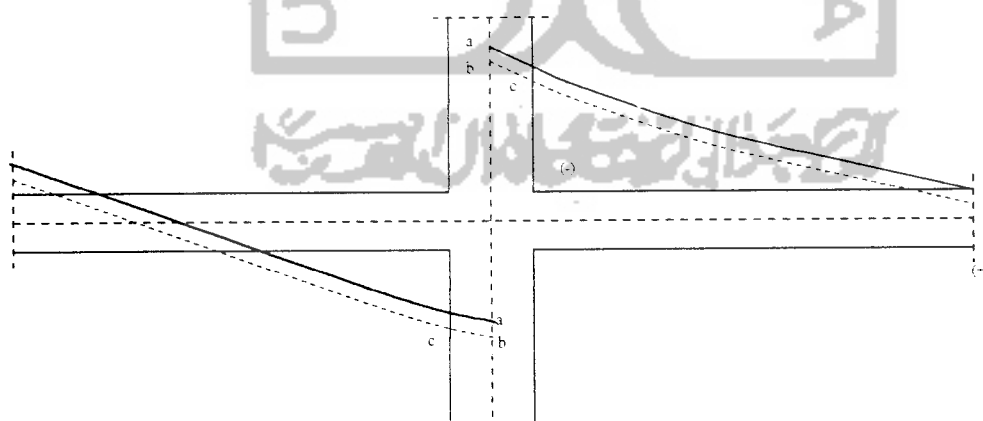
- spiral  $\phi = 0,70$

Dengan demikian dapat dinyatakan bahwa Kuat Momen yang digunakan  $M_{kap}$  (kapasitas momen) lebih besar sama dengan Kuat Momen Tersedia  $M_{tersedia}$

$$M_{kap} \geq M_{tersedia}$$

## 2. Redistribusi Momen

Menurut SK SNI T-15-1991-03, dalam perencanaan kapasitas balok portal momen tumpuan negatif boleh diredistribusikan. Besar momen yang diredistribusi perlu diperhatikan sebab redistribusi momen yang terlalu jauh berbeda dari hasil analisis struktur dapat mengakibatkan retak yang berlebihan saat struktur dilanda gempa kecil dan sedang. SK-SNI menetapkan nilai maksimum redistribusi momen sebesar 30%. Diagram redistribusi momen disajikan dalam gambar 3.6 berikut ini.



keterangan :

a = momen tengah kolom

b = momen tengah kolom teredistribusi

c = momen tepi kolom teredistribusi

———— = momen ultimit

----- = momen redistribusi

Gambar 3.6 Diagram Redistribusi Momen

### 3. Disain Balok

Dalam disain balok kita membutuhkan data-data perencanaan seperti momen perlu, mutu beton maupun mutu baja. Balok bertulangan rangkap dibutuhkan apabila perencanaan balok bertulangan sebelah tidak mampu menahan beban yang direncanakan atau karena alasan arsitektural yang menuntut dimensi balok tidak boleh terlalu besar. Sebelum kita merencanakan disain balok bertulangan rangkap kita harus terlebih dahulu mengecek apakah mungkin untuk menggunakan balok tulangan sebelah saja. Pengecekan dilakukan dengan membandingkan momen perlu ( $M_u$ ) dengan momen maksimal ( $M_{\text{mak}}$ ), apabila didapatkan momen maksimal lebih kecil dari momen perlu maka perencanaan balok harus menggunakan tulangan rangkap, dimana :

$$M_{\text{mak}} = R_{\text{mak}} \cdot b \cdot d^2 \quad \dots\dots\dots (3.3.3)$$

dimana

$$R_{\text{mak}} = 0,6375 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot (\epsilon_c \cdot E_s) \left\{ \frac{(\epsilon_c \cdot E_s + f_y) - 0,375 \cdot \beta_1 \cdot (\epsilon_c \cdot E_s)}{(\epsilon_c \cdot E_s + f_y)^2} \right\} \quad \dots\dots (3.3.4)$$

Apabila didapatkan  $M_{\text{mak}} > M_u$  maka dapat dilakukan disain balok bertulangan sebelah sehingga didapat persamaan momen kopel sebagai berikut:

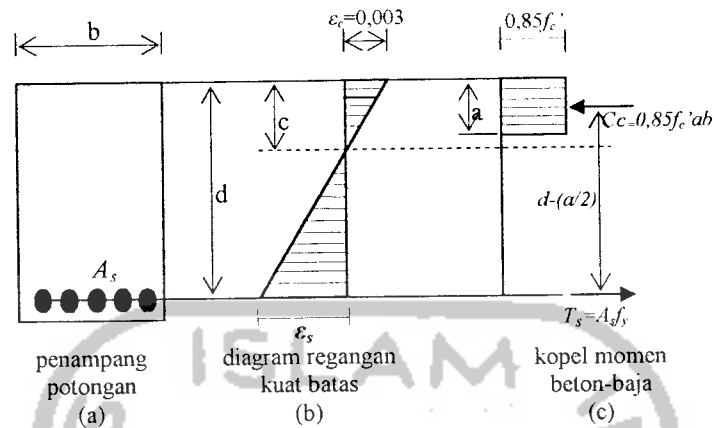
$$Cc = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad \dots\dots\dots (3.3.5)$$

$$Ts = As \cdot fs \quad \dots\dots\dots (3.3.6)$$

sehingga :

$$M = Cc \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3.7)$$

$$M = Ts \left( d - \frac{a}{2} \right) = As \cdot fs \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \dots\dots\dots (3.3.8)$$



Gambar 3.7.1 Diagram Regangan dan Keseimbangan Balok Bertulangan Sebelah

tetapi apabila didapat  $M_{\text{mak}} < M_u$ , maka perencanaan balok tidak dapat menggunakan balok tulangan sebelah atau dengan cara lain disain balok bertulangan rangkap dapat dilakukan yaitu dengan menggunakan  $R_d$  dimana

$$R_d = (0,6 - 0,8) \cdot R_{\text{maks}} \quad \dots \dots \dots (3.3.9)$$

sehingga didapat persamaan :

$$M_{d1} = R_d \cdot (bd^2) \quad \dots \dots \dots (3.3.10)$$

$$M_{d2} = \frac{M_u}{\phi} - M_{d1} \quad \dots \dots \dots (3.3.11)$$

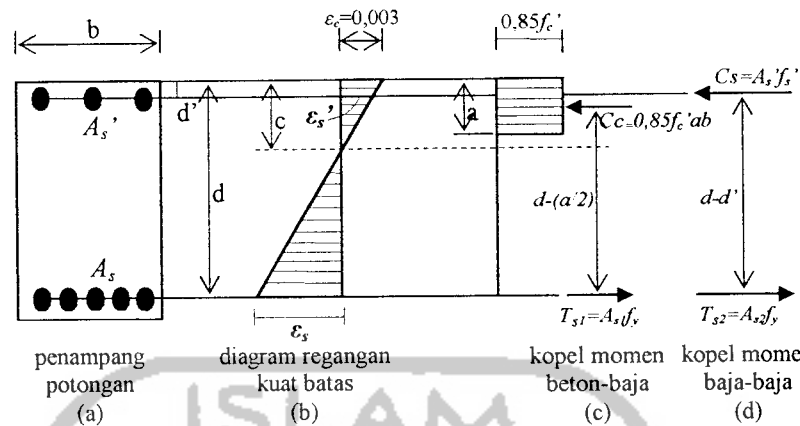
$$\frac{M_u}{\phi} = M_n = M_{d1} + M_{d2} \quad \dots \dots \dots (3.3.12)$$

dengan :

$M_{d1}$  = Momen kopel blok beton desak dengan baja tarik

$M_{d2}$  = Momen kopel baja tulangan tarik dengan baja tulangan desak

$M_u$  = Momen ultimit



Gambar 3.7.2 Diagram Regangan dan Keseimbangan Balok Bertulangan Rangkap

Dalam disain balok diharapkan balok dapat memberikan tanda-tanda keruntuhan sehingga tidak terjadi keruntuhan secara mendadak, oleh karena itu perlu diadakan pembatasan penulangan, dalam SKSNI 1991 ditetapkan rasio penulangan maksimum yang diijinkan dibatasi tidak boleh melebihi 0,75 rasio penulangan dalam keadaan seimbang ( $\rho_b$ ), sehingga

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \dots \dots \dots (3.3.13)$$

dimana :

$$\rho_b = \frac{(0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1) \cdot \epsilon_c \cdot E_s}{f_y (\epsilon_c \cdot E_s + f_y)} \quad \dots \dots \dots (3.3.14)$$

dengan :  $\rho_b$  = Rasio penulangan dalam keadaan seimbang

$f_c'$  = Kuat tekan beton (Mpa)

$f_y$  = Kuat leleh baja (Mpa)

$\beta_1$  = Konstata yang merupakan fungsi dari kuat beton dimana

untuk  $f_c' \leq 30$  MPa diambil  $\beta_1 = 0,85$

$\epsilon_c$  = Regangan maksimum beton

$E_s$  = Modulus elastisitas baja tulangan

Selain itu SKSNI 1991 juga memberikan batas minimum rasio penulangan sebagai berikut:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.3.15)$$

Kemudian untuk menentukan luas tulangan tarik digunakan persamaan :

$$A_{s1} = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.3.16)$$

dengan  $A_{s1}$  = Luas tulangan tarik

$\rho_{\text{pakai}}$  = Rasio tulangan

$b$  = Lebar balok

$d$  = Panjang efektif balok

dari pasangan kopel gaya tulangan baja tekan dan tarik ditentukan sedemikian rupa sehingga kuat momennya memenuhi keseimbangan terhadap momen rencana

$$M_{d2} = M_n - M_{d1} \dots\dots\dots (3.3.17)$$

berdasarkan pada pasangan kopel gaya tulangan baja tekan dan tarik didapatkan

$$C_s = \frac{M_{d2}}{(d - d')} \dots\dots\dots (3.3.18)$$

Karena  $C_s = A_s' \cdot f_s'$  maka  $f_s'$  dihitung berdasarkan letak garis netral pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik, kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap regangan  $\epsilon_s'$  pada tulangan baja tekan.

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c') \cdot b} \dots\dots\dots (3.3.19)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (3.3.20)$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot (\epsilon_y) \dots\dots\dots (3.3.21)$$

bila  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka asumsi benar, bahwa baja tarik akan luluh sebelum regangan beton tekan mencapai 0,003. Jumlah tulangan baja tekan yang diperlukan dapat dicari dengan persamaan:

$$A_s' = \frac{Cs}{f_s'} \dots\dots\dots (3.3.22)$$

Sehingga didapatkan  $A_{s\ total} = A_{s1} + A_s'$  ..... (3.3.23)

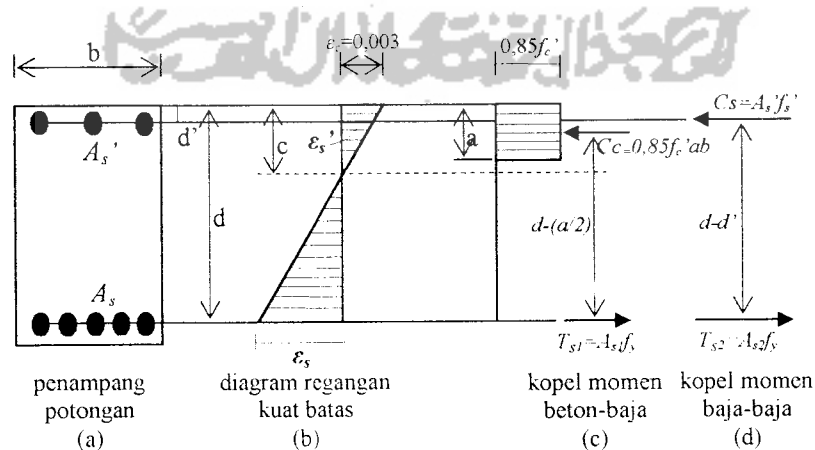
Tulangan tarik dapat dicari dari persamaan

$$n\ tarik = \frac{A_{s\ total}}{A\phi} \dots\dots\dots (3.3.24)$$

$$n\ desak = \frac{A_s'}{A\phi,22} \dots\dots\dots (3.3.25)$$

4. Analisis Balok untuk Menghitung Momen Kapasitas

Bila suatu penampang persegi dengan ukuran dan jumlah tulangan yang telah ditetapkan, maka dicari kekuatan kapasitas dari penampang tersebut. Berikut adalah gambar penampang balok beserta diagram regangan tegangannya.



Gambar 3.7.3 Penampang Balok dengan Diagram Regangan Tegangannya



Keseimbangan gaya-gaya dari gambar 3.7 adalah :

$$T_s = C_s + C_c \quad \dots\dots\dots (3.3.26)$$

$$A_s \cdot f_y \cdot \phi = A_s' \cdot f_y + 0,85 \cdot f_c' \cdot a_k \cdot b$$

$$a_k = \frac{(A_s \cdot f_y \cdot \phi - A_s' \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots\dots\dots (3.3.27)$$

Kontrol apakah tulangan desak sudah luluh atau belum

$$\epsilon_s' \geq \epsilon_y$$

$$\frac{c - d'}{c} \epsilon_c \geq \frac{f_y}{E_s}$$

$$\frac{a/\beta_1 - d'}{a/\beta_1} \epsilon_c \geq \frac{f_y}{E_s}$$

$$\frac{a - \beta_1 \cdot d'}{a} \epsilon_c \geq \frac{f_y}{E_s}$$

$$E_s(a - \beta_1 \cdot d') \epsilon_c \geq f_y \cdot a$$

$$(E_s \cdot \epsilon_c - f_y) a \geq \beta_1 \cdot d' E_s \cdot \epsilon_c$$

$$a \geq \frac{\beta_1 \cdot d' \cdot E_s \cdot \epsilon_c}{(E_s \cdot \epsilon_c - f_y)} \quad \dots\dots\dots (3.3.28)$$

Nilai  $a_k$  dan  $a$  dibandingkan, jika  $a_k > a$ , maka tulangan baja desak dianggap telah leleh. Sedangkan jika  $a_k < a$ , maka tulangan baja desak dianggap belum leleh.

*a. Balok Bertulangan Rangkap dengan Tulangan Desak Telah Leleh*

Tulangan baja desak dianggap telah leleh ( $\epsilon_s' \geq \epsilon_y$ ), maka  $f_s' = f_y$ , sehingga :

$$C_s = A_s' \cdot f_y \quad \dots\dots\dots (3.3.29)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a_k \cdot b \quad \dots\dots\dots (3.3.30)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot \phi \quad \dots\dots\dots (3.3.31)$$

Kemudian dihitung momen kapasitas dari penampang dengan menggunakan persamaan-persamaan :

$$M_1 = 0,85 \cdot f'c \cdot a_k \cdot b \cdot \left( d - \frac{a_k}{2} \right) \dots\dots\dots (3.3.32)$$

$$M_2 = A_s' \cdot f_y (d - d') \dots\dots\dots (3.3.33)$$

$$M_{kap} = M_1 + M_2 \dots\dots\dots (3.5.34)$$

*b. Balok Bertulangan Rangkap dengan Tulangan Desak Belum Leleh*

Tulangan baja desak dianggap belum leleh ( $\epsilon_s' < \epsilon_y$ ), maka :

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$$

dimana  $\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \epsilon_{cu} \dots\dots\dots (3.5.35)$

sehingga  $f_s' = \frac{c - d'}{c} \epsilon_{cu} \cdot E_s \dots\dots\dots (3.5.36)$

Persamaan gaya-gaya dalamnya menjadi :

$$C_s = A_s' \left( \frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_{cu} \cdot E_s \dots\dots\dots (3.3.37)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot 0,85c \cdot b \dots\dots\dots (3.3.38)$$

$$T_s = A_s \cdot f_y \cdot \emptyset \dots\dots\dots (3.3.39)$$

Dari keseimbangan gaya dalam diperoleh :

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y \cdot \emptyset = 0,85 \cdot f'c \cdot 0,85c \cdot b + A_s' \left( \frac{c - d'}{c} \right) \epsilon_{cu} \cdot E_s \dots\dots\dots (3.3.40)$$

Persamaan 3.3.28 di atas disederhanakan menjadi persamaan kuadrat, sehingga nilai c didapat.

Nilai  $a$  diperoleh dari mengalikan  $c$  dengan 0,85

$$a = 0,85.c \quad \dots\dots\dots (3.3.41)$$

Setelah nilai  $c$  dan  $a$  didapat, maka dihitung momen kapasitas dari penampang.

Jika nilai  $f_s' < 0$ , maka :

$$M_{kap} = 0,85.f_c'.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (3.3.42)$$

Jika nilai  $f_s' > 0$ , maka :

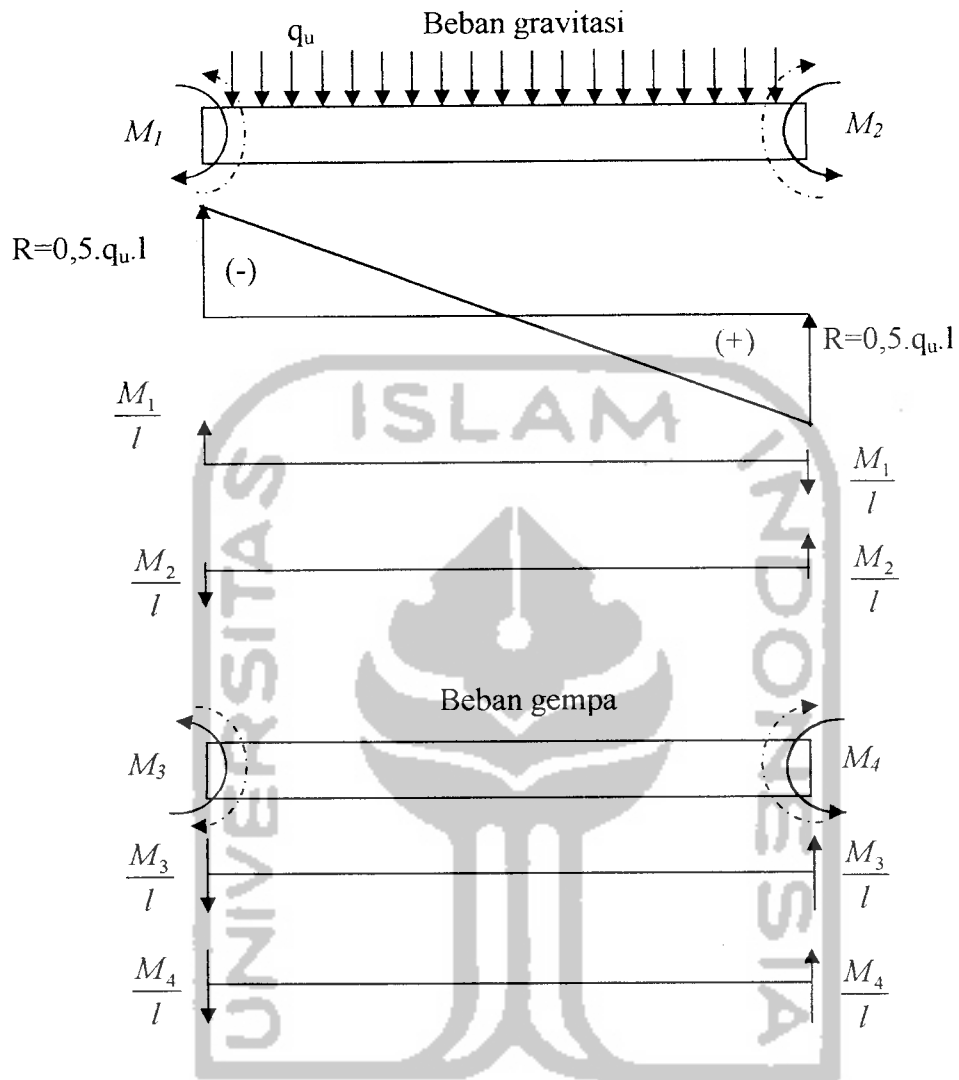
$$M_1 = 0,85.f_c'.a.b.\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \dots\dots\dots (3.3.43)$$

$$M_2 = A_s'.f_s'.(d - d') \quad \dots\dots\dots (3.3.44)$$

$$M_{kap} = M_1 + M_2 \quad \dots\dots\dots (3.3.45)$$

##### 5. Perencanaan Balok Portal terhadap Beban Geser

Untuk komponen struktur rangka dengan daktilitas penuh, balok yang dibebani oleh gaya statis berupa gaya gravitasi, gaya geser rencananya harus dihitung dalam kondisi terjadi sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok dengan menggunakan tanda momen yang berlawanan, seperti terlihat pada gambar berikut ini :



Gambar 3.8 Balok Portal Dengan Sendi Plastis Pada Kedua Ujungnya

$$R_a = (0,5 \cdot q_u \cdot l) + \frac{M_1}{l} - \frac{M_2}{l} - \frac{M_3}{l} - \frac{M_4}{l} \dots\dots\dots (3.3.46)$$

$$R_b = (0,5 \cdot q_u \cdot l) - \frac{M_1}{l} + \frac{M_2}{l} + \frac{M_3}{l} + \frac{M_4}{l} \dots\dots\dots (3.3.47)$$

Dengan :

$$(0,5 \cdot q_u \cdot l) = V_g \dots\dots\dots (3.3.48)$$

$$\frac{M_1}{l} = \frac{M_2}{l} = \text{Momen akibat beban gravitasi}$$

$\frac{M_3^-}{l} =$  Momen kapasitas negatif balok akibat beban gempa

$\frac{M_3^+}{l} =$  Momen kapasitas positif balok akibat beban gempa

Gaya geser rencana di muka kolom dihitung dari persamaan :

$$V_{u,b} = R_b = 1,05 \cdot V_g + \left( 0,7 \cdot \frac{M_{kap}^- + M_{kap}^+}{l_n} \right) \dots\dots\dots (3.3.49)$$

$$V_{u,b} = R_a = 1,05 \cdot V_g - \left( 0,7 \cdot \frac{M_{kap}^- - M_{kap}^+}{l_n} \right)$$

Tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$V_{u,b} = 1,05 \left( V_{D,b} + V_{L,b} \pm \frac{4,0}{K} V_{E,b} \right) \dots\dots\dots (3.3.50)$$

Untuk perencanaan gaya geser balok dengan *code* baru, diasumsikan nilai gaya geser rencana tidak melampaui gaya geser maksimum. Karena faktor jenis struktur (K) tidak digunakan pada peraturan gaya geser balok di *code* baru.

Selain memenuhi syarat-syarat lentur, balok lentur juga harus aman terhadap terjadinya keruntuhan karena adanya tarik diagonal pada beton, sebagai akibat bekerjanya kombinasi tegangan geser dan tegangan lentur. Untuk komponen struktur beton bertulang, apabila gaya geser yang bekerja sedemikian besar sehingga di luar kemampuan beton untuk menahannya, maka perlu dipasang baja tulangan tambahan berupa sengkang untuk menahan geser tersebut.

Dasar pemikiran perencanaan penulangan geser adalah usaha menyediakan sejumlah tulangan baja untuk menahan tarik arah tegak lurus terhadap retak tarik diagonal sehingga mampu mencegah bukaan retak yang lebih

besar. Perencanaan geser untuk komponen-komponen struktur lentur dilaksanakan berdasarkan anggapan bahwa beton menahan sebagian gaya geser, sedangkan selebihnya dilimpahkan ke tulangan geser. Menurut SK SNI T-15-1991-03 kapasitas kemampuan beton dalam menahan gaya geser  $V_c$  (tanpa penulangan geser) adalah :

$$V_c = \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \right) b_w d \quad \dots\dots\dots (3.3.51)$$

dengan :

$V_c$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton

$f'_c$  = Kuat desak beton yang disyaratkan

$b_w$  = Lebar badan balok

$d$  = Tinggi efektif balok

Apabila gaya geser yang bekerja  $V_u$  lebih besar dari kapasitas geser beton  $\phi V_c$ , maka perlu penulangan geser untuk memperkuatnya. Dasar perencanaan tulangan geser adalah :

$$V_u = \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

sehingga  $V_u = \phi V_c + \phi V_s$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \dots\dots\dots (3.3.52)$$

Untuk sengkang tegak (vertikal),  $V_s$  dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (3.3.53)$$

Persamaan di atas digunakan untuk mencari jarak spasi sengkang, karena pada umumnya ukuran batang tulangan sengkang, kekuatan bahan, dan tinggi efektif telah tertentu. Maka perencanaannya adalah menentukan jarak spasi tulangan sengkang dengan menggunakan persamaan :

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \dots\dots\dots (3.3.54)$$

$$\left. \begin{array}{l} s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \\ s \leq \frac{1}{2}d \\ s \leq 600mm \end{array} \right\} \text{jarak sengkang diambil dari nilai } s \text{ yang terkecil.} \dots\dots (3.3.55)$$

### 3.4 Perencanaan Kolom

SK SNI T-15-1991-03 mensyaratkan untuk kolom tahan gempa dimensi penampang terpendeknya tidak boleh kurang dari 300 mm (untuk daktilitas penuh), rasio dimensi pendek penampang terhadap dimensi yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,40. Perbandingan tinggi kolom terhadap dimensi pendek penampangnya tidak boleh lebih besar dari 25. Untuk kolom yang menahan momen yang dapat berbalik tanda, perbandingannya tidak boleh lebih besar dari 16, sedang untuk kolom kantilever tidak lebih dari 10.

#### 1) Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Lentur

Untuk struktur rangka daktilitas penuh, kuat lentur minimum harus memenuhi persamaan-persamaan sebagai berikut :

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_{ka} \left\{ \frac{l}{\ln} M_{kap,ki} + \frac{l}{\ln} M_{kap,ka} \right\} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

dimana  $\alpha_{k \text{ atas}} = \frac{M_{E,k,i \text{ atas}}}{M_{E,k,i \text{ atas}} + M_{E,k,i+1 \text{ bawah}}} \dots\dots\dots (3.4.2)$

$$\alpha_{k \text{ bwh}} = \frac{M_{E,k,i \text{ bawah}}}{M_{E,k,i \text{ bawah}} + M_{E,k,i-1 \text{ atas}}} \dots\dots\dots (3.4.3)$$

tetapi dalam segala hal tidak lebih dari :

$$M_{u,k} < 1,05 \Sigma \left( M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} M_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3.4.4)$$

dengan  $M_{u,k}$  = Momen rencana kolom pada pusat *joint*.

$\omega_d$  = Koefisien pembesar dinamis = 1,3.

$h$  = Tinggi kolom

$h_n$  = Tinggi bersih kolom

$\alpha_k$  = Faktor distribusi momen kolom portal

$l$  = Panjang bentang balok

$l_n$  = Panjang bersih balok

$M_{kap,b}$  = Momen kapasitas balok pada pusat *joint*.

$M_{D,k}$  = Momen pada kolom akibat beban mati.

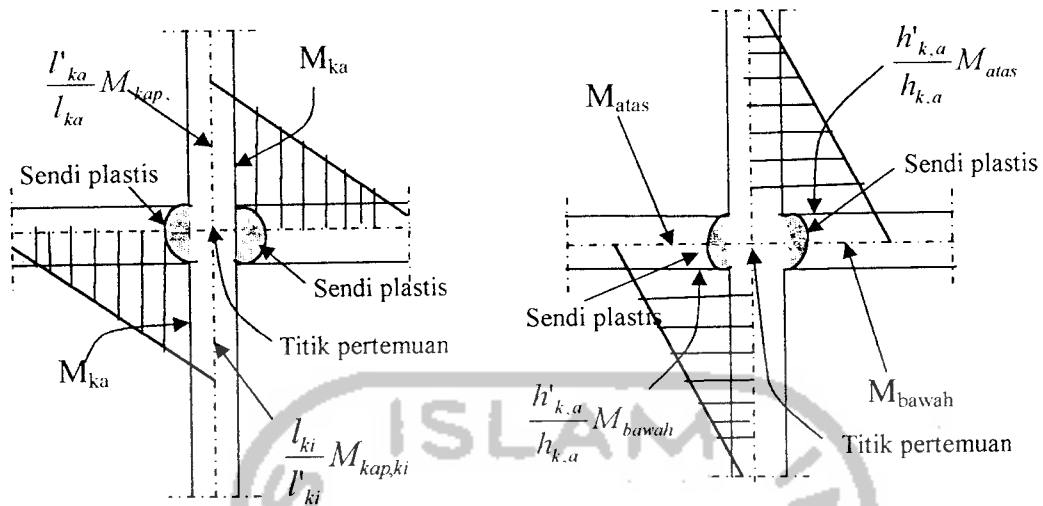
$M_{L,k}$  = Momen pada kolom akibat beban hidup.

$M_{E,k}$  = Momen pada kolom akibat beban gempa.

$K$  = Faktor jenis struktur.

Sedangkan perencanaan kolom dengan menggunakan kode baru, momen rencana diasumsikan tidak melampaui momen maksimal. Hal ini disebabkan tidak adanya nilai  $K$  pada kode baru

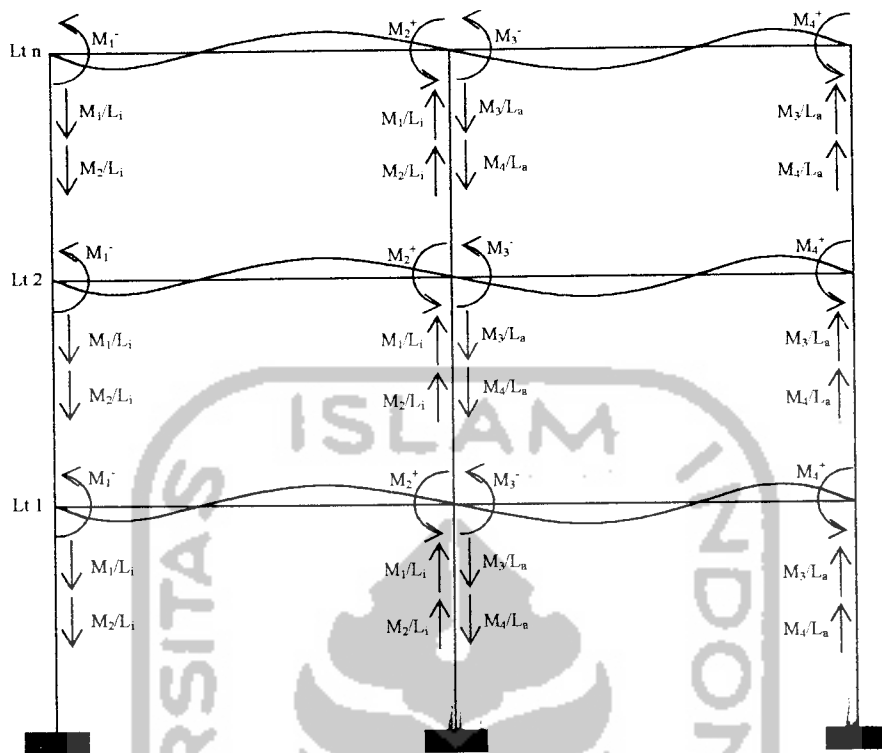




Gambar 3.9.1 Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastik pada Ujung Balok di Sebelah Kiri dan Kanan

## 2) Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Aksial

Setelah momen ultimit kolom  $M_{u,k}$  diketahui, maka untuk keperluan disain kolom besaran yang harus diketahui berikutnya adalah gaya aksial yang bekerja pada kolom. Ada dua cara untuk menentukan gaya aksial kolom, yaitu berdasarkan pada gaya lintang balok pada kondisi kapasitas (gaya lintang balok menjadi gaya aksial kolom) dan gaya aksial kolom hasil analisis struktur. Untuk membahas masalah ini maka diambil model struktur seperti pada gambar berikut :



Gambar 3.9.2 Pertemuan Balok Kolom dengan Sendi Plastis pada Ujung Balok di Sebelah Kiri dan Kanan

1. Dari kapasitas balok :

$$N_{u,ki} = Rv.0,7 \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{\sum M_{kap,ki}}{L_{ki}} + \frac{\sum M_{kap,ka}}{L_{ka}} \right\} + 1,05 N_{g,k} \dots\dots\dots (3.4.5)$$

dimana  $\sum M_{kap,b} = \sum_i^n M_{kap,b} \dots\dots\dots (3.4.6)$

dengan n = Jumlah lantai yang ditinjau

i = Lantai yang ditinjau

2. Dari analisis struktur :

$$N_{u,k} < 1,05 \left( n_{g,k} + \frac{4,0}{K} N_{E,k} \right) \dots\dots\dots (3.4.7)$$

dengan  $R_v$  = faktor reduksi yang ditentukan sebesar :

1,0	untuk $1 < n < 4$
$1,1-0,02n$	untuk $4 < n < 20$
0,6	untuk $n > 20$

$n$  = Jumlah lantai di atas kolom yang ditinjau

$l_b$  = Bentang balok dari pusat ke pusat kolom

$N_{g,k}$  = Gaya aksial kolom akibat beban gravitasi

$N_{E,k}$  = Gaya aksial kolom akibat beban gempa

Pada perencanaan dengan menggunakan *code* baru nilai gaya aksial maksimum diasumsikan tidak terlampaui oleh nilai gaya aksial rencana.

### 3) *Disain Kolom*

Selain mensyaratkan tentang dimensi minimal suatu penampang kolom dan besarnya beban rencana minimal yang harus didukung, SK SNI T-15-1991-03 juga mensyaratkan tentang penulangan kolom. Untuk tulangan memanjang disyaratkan rasio tulangan  $\rho_g$  tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06 dari luas penampang kolom, sedang untuk daerah sambungan tidak lebih dari 0,08. Jarak tulangan sengkang tidak boleh melebihi  $\frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur terkecil, delapan kali diameter tulangan memanjang dan 100 mm. Rasio tulangan kolom dapat dicari dengan persamaan

$$\text{dimana } \rho = \frac{A_{st}}{b.d} \dots\dots\dots (3.4.8)$$

dengan  $A_{st}$  = Luas tulangan total

$b$  = Lebar kolom

$d$  = Tinggi efektif kolom

$\rho$  = Rasio luas tulangan

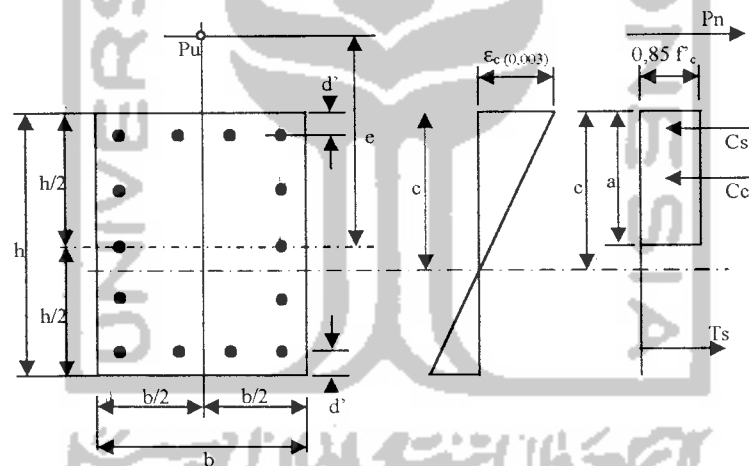
Kemudian jumlah tulangan diperoleh dari membagi luas tulangan total dengan luas satu tulangan sesuai dengan persamaan:

$$n = \frac{A_{st}}{A\phi} \quad (3.4.9)$$

dengan  $n$  = Jumlah tulangan

$A\phi$  = Luas satu tulangan

#### 4) Analisis Kolom



Gambar 3.10.1 Diagram Gaya dalam Kolom

Pemeriksaan  $P_u$  terhadap beban seimbang  $P_{nb}$

$$\frac{c_b}{\epsilon_c} = \frac{d}{\left( \epsilon_c + \frac{f_y}{E_s} \right)}$$

dengan memasukkan nilai  $E_s = 200000$  MPa dan  $\epsilon_c = 0,003$  maka diperoleh:

$$c_b = \frac{0,003 \cdot d}{0,003 + \frac{f_y}{200000}}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.4.10)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad \dots\dots\dots (3.4.11)$$

$$\varepsilon_s' = \frac{c_b - d'}{c_b} \varepsilon_c \quad \dots\dots\dots (3.4.12)$$

$$\phi P_{nb} = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot a_b \cdot b + A_s \cdot f_s' - A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots (3.4.13)$$

Jika  $\phi P_{nb} > P_u$  maka kolom akan mengalami hancur dengan diawali luluhnya tulangan tarik, sedangkan jika  $\phi P_{nb} < P_u$  maka kolom akan mengalami hancur dengan diawali hancurnya beton di daerah tekan.

Pemeriksaan kekuatan penampang

$$P_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot d \left[ \left( \frac{h - 2e}{2d} \right) + \sqrt{\left( \frac{h - 2e}{2d} \right)^2 + 2 \cdot m \cdot \rho} \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \right] \quad \dots\dots\dots (3.4.14)$$

di mana:  $e = \frac{M_u}{P_u} \quad \dots\dots\dots (3.4.15)$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \quad \dots\dots\dots (3.4.16)$$

$$\phi P_n = 0,65 \cdot P_n \quad \dots\dots\dots (3.4.17)$$

Apabila  $\phi P_n > 0,1 \cdot A_g \cdot f_c'$ , maka penggunaan  $\phi = 0,65$  dapat diterima.

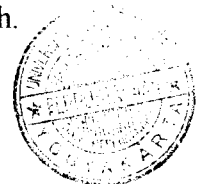
Pemeriksaan tegangan pada tulangan tekan

$$a = \frac{P_n}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \quad \dots\dots\dots (3.4.18)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \dots\dots\dots (3.4.19)$$

$$f_s' = \varepsilon_c E_s \left( \frac{c - d'}{c} \right) \quad \dots\dots\dots (3.4.20)$$

Apabila  $f_s' > f_y$ , maka tegangan dalam tulangan tekan sudah mencapai luluh.



- Kondisi Pmaks

$$P_{maks} = 0,8 \{ 0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} \quad (3.4.21)$$

- Kondisi Lentur Murni

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} E_s \cdot \varepsilon_c \quad (3.4.22)$$

$$C_c + C_s - T_s = 0 \quad (3.4.23)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot 0,85 c \cdot b \quad (3.4.24)$$

$$C_s = f_s' \cdot A_s' \quad (3.4.25)$$

$$T_s = f_y \cdot A_s \quad (3.4.26)$$

$$M_n = C_c \left( y - \frac{0,85c}{2} \right) + C_s (y - d') - T_s (d - y) \quad (3.4.27)$$

- Kondisi Seimbang

$$\frac{c_b}{\varepsilon_c} = \frac{d}{\left( \varepsilon_c + \frac{f_y}{E_s} \right)}$$

dengan memasukkan nilai  $E_s = 200000$  MPa dan  $\varepsilon_c = 0,003$  maka diperoleh:

$$c_b = \frac{0,003 \cdot d}{0,003 + \frac{f_y}{200000}}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d \quad (3.4.28)$$

$$a = 0,85 \cdot c_b \quad (3.4.29)$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} E_s \cdot \varepsilon_c \quad (3.4.30)$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \quad (3.4.31)$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0,85 \cdot f_c') \quad (3.4.32)$$

$$T_s = A_s \cdot f_s \quad \dots\dots\dots (3.4.33)$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s \quad \dots\dots\dots (3.4.34)$$

$$M_n = C_c \left( y - \frac{a}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y) \quad \dots\dots\dots (3.4.35)$$

- **Kondisi Patah Desak**

$$c > c_b \quad \dots\dots\dots (3.4.36)$$

$$a = 0,85 \cdot c \quad \dots\dots\dots (3.4.37)$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad \dots\dots\dots (3.4.38)$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad \dots\dots\dots (3.4.39)$$

- **Kondisi Patah Tarik**

$$c < c_b \quad \dots\dots\dots (3.4.40)$$

$$a = 0,85 \cdot c \quad \dots\dots\dots (3.4.41)$$

$$f_s' = \frac{c - d'}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad \dots\dots\dots (3.4.42)$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot \epsilon_c \cdot E_s \quad \dots\dots\dots (3.4.43)$$

### 3) *Perencanaan Kolom Portal terhadap Beban Geser*

Kuat geser kolom portal dengan daktilitas penuh berdasarkan terjadinya sendi-sendi plastis pada ujung balok-balok yang bertemu pada kolom tersebut, harus dihitung dengan cermat menggunakan persamaan :

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k \text{ atas}} + M_{u,k \text{ bawah}}}{h_n} \quad \dots\dots\dots (3.4.44)$$

dan tidak boleh lebih besar dari persamaan :

$$V_{u,k} = 1,05 \left( M_{D,k} + M_{L,k} + \frac{4,0}{K} V_{E,k} \right) \quad \dots\dots\dots (3.4.45)$$

$M_{u,k \text{ atas}}$  = Momen rencana kolom pada ujung atas dihitung pada muka balok menurut persamaan (3.4.2) atau (3.4.3).

$M_{u,k \text{ bawah}}$  = Momen rencana kolom pada ujung bawah dihitung pada muka balok menurut persamaan (3.4.2) atau (3.4.3)

$M_{kap,k \text{ bawah}}$  = Kapasitas lentur ujung dasar kolom lantai dasar =  $\phi_0 M_{nak,k}$   
bawah

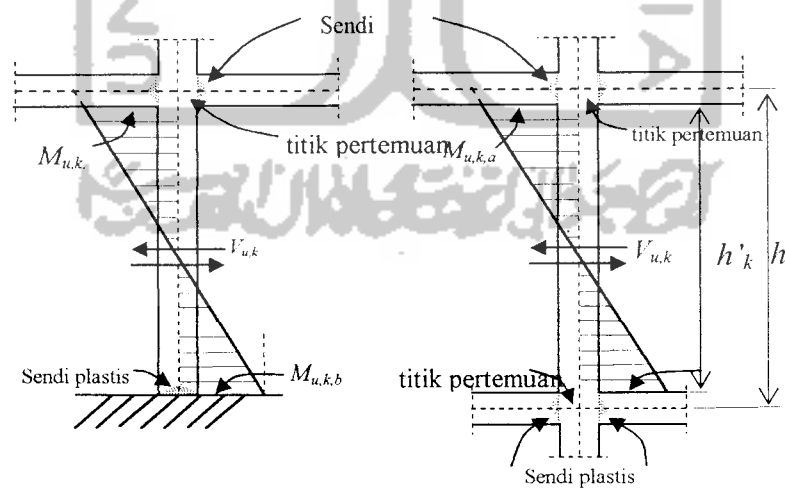
$M_{nak,k \text{ bawah}}$  = Kuat lentur nominal aktual ujung dasar kolom lantai dasar (berdasarkan luas tulangan aktual yang terpasang)

$h_n$  = Tinggi bersih kolom

$V_{D,k}$  = Gaya geser kolom akibat beban mati

$V_{L,k}$  = Gaya geser kolom akibat beban hidup

$V_{E,k}$  = Gaya geser akibat beban gempa



Gambar 3.10.2 Kolom Lantai Dasar dan Kolom Lantai Atas dengan  $M_{u,k}$  yang Ditetapkan Berdasarkan Kapasitas Sendi Plastis Balok



Sedangkan perencanaan kolom dengan menggunakan kode baru, gaya geser rencana diasumsikan tidak melampaui gaya geser maksimal. Hal ini disebabkan tidak adanya nilai K pada kode baru.

Penulangan geser pada sendi plastis dapat dicari dengan persamaan

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \dots\dots\dots (3.4.46)$$

dimana  $V_s = \frac{V_u}{\phi} \dots\dots\dots (3.4.47)$

dengan S = Jarak antar tulangan geser

$A_v$  = Luas tulangan geser

$V_s$  = Gaya geser tulangan

$V_u$  = Gaya geser rencana

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan geser,  $\phi = 0,6$

tetapi S tidak boleh melebihi

$\frac{1}{4}$  dimensi komponen struktur terkecil

8 kali diameter tulangan longitudinal

100 mm

Sedangkan untuk penulangan geser diluar sendi plastis gaya geser beton  $V_c$  ikut diperhitungkan. Besar gaya geser yang disumbangkan beton dapat dihitung dengan persamaan:

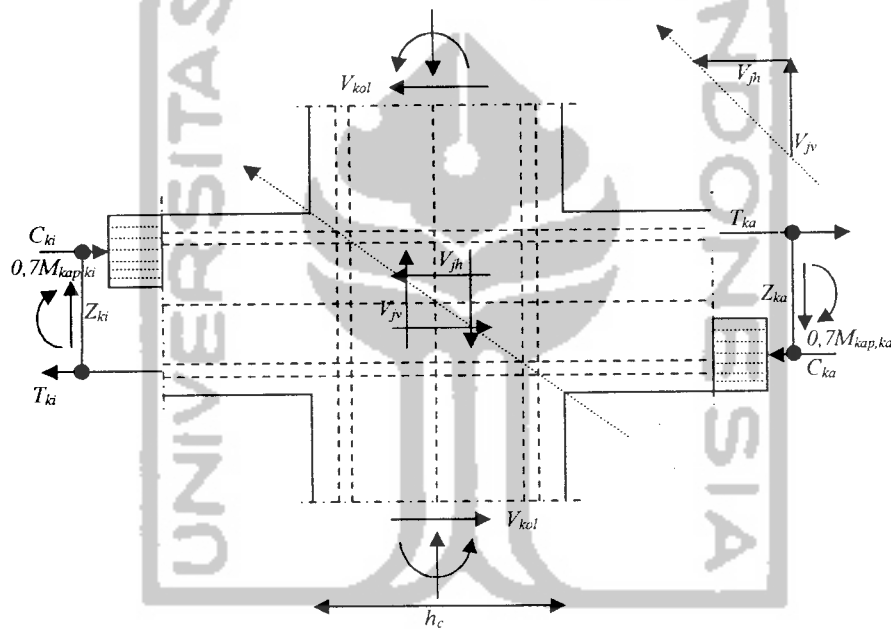
$$V_c = \left[ 1 + \frac{N_u \cdot k}{14 \cdot A_g} \left( \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \right) \right] b \cdot d \dots\dots\dots (3.4.48)$$

Sehingga gaya geser tulangan  $V_s$  dapat dihitung dengan :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (3.4.49)$$

**3.5 Perencanaan Titik Pertemuan Rangka**

Titik pertemuan rangka dalam perencanaan struktur tahan gempa harus seimbang dengan mengacu pada ketentuan SKSNI-T-15-1991-03 sebagai berikut:



Gambar 3.11 Gaya-Gaya pada Titik Pertemuan Rangka

$$V_{jh} = C_{ki} + T_{ka} - V_{kol} \dots\dots\dots (3.5.1)$$

$$C_{ki} = T_{ki} = 0,7 \frac{M_{kap,ki}}{Z_{ki}} \dots\dots\dots (3.5.2)$$

$$C_{ka} = T_{ka} = 0,7 \frac{M_{kap,ka}}{Z_{ka}} \dots\dots\dots (3.5.3)$$

$$V_{kol} = \frac{0,7 \left( \frac{l_{ki}}{l_{ki'}} \cdot M_{kap,ki} + \frac{l_{ka}}{l_{ka'}} \cdot M_{kap,k} \right)}{\frac{1}{2} (h_{k,a} + h_{k,b})} \dots\dots\dots (3.5.4)$$

sedangkan tegangan geser horisontal nomina dalam *joint* dapat dicari dengan persamaan :

$$V_{jh} = \left( \frac{V_{jv}}{b_j \cdot h_c} \right) \dots\dots\dots (3.5.5)$$

Gaya geser horisontal  $V_{jh}$  akan diteruskan oleh mekanisme kuat geser inti *joint* yang berupa:

- strat beton diagonal yang melewati daerah tekan ujung *joint* yang memikul gaya geser  $V_{ch}$
- mekanisme panel rangka yang terdiri dari sengkang horisontal dan strat diagonal daerah tarik *joint* yang memikul gaya geser  $V_{sh}$

Nilai geser  $V_{ch}$  yang dipikul oleh beton strat harus diambil sama dengan nol kecuali apabila tegangan tekan minimum pada penampang bruto kolom diatas *joint* melebihi nilai  $0,1 f_c'$ , maka besarnya nilai  $V_{ch}$  adalah:

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left( \frac{N_{u,k}}{Ag} \right)} - 0,1 \cdot f_c' \cdot b_j \cdot h_c \dots\dots\dots (3.5.6)$$

Sehingga gaya geser tulangan  $V_{sh}$  :

$$V_{sh} = V_{jh} - V_{ch} \dots\dots\dots (3.5.7)$$

Jika seluruh balok pada *joint* dirancang sehingga penampang kritis dari sendi plastis terletak pada jarak yang lebih kecil dari tinggi penampang balok, maka:

- Luas tulangan sengkang yang dibutuhkan:

$$A_{sh} = \frac{V_{sh}}{f_y} \dots\dots\dots (3.5.8)$$

- Geser *joint* vertikal dihitung dengan persamaan:

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_c}{b_j} \dots\dots\dots (3.5.9)$$

- Tulangan *joint* geser vertikal dihitung dengan persamaan:

$$V_{sv} = V_{jv} - V_{cv}, \dots\dots\dots (3.5.10)$$

sehingga

$$V_{cv} = A_{sc'} \frac{V_{sh}}{V_{sc}} \left( 0,6 + \frac{N_{u,k}}{A_g f_c'} \right), \dots\dots\dots (3.5.11)$$

sehingga luas tulangan *joint* geser:

$$A_{jv} = \frac{V_{sv}}{f_y} \dots\dots\dots (3.5.12)$$

### 3.6 Perencanaan Pondasi

Pondasi suatu bangunan adalah konstruksi bawah yang meneruskan semua beban konstruksi di atasnya ke tanah pendukung atau merupakan elemen penghubung antara konstruksi atas dengan bawah (Bowles,1986).

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah didasarkan pada kapasitas dukung ujung tiang maupun lekatan tanah pada keliling permukaan tiang pancang ( Sardjono,1988).

### 3.6.1 Daya Dukung Ujung Tiang Pancang Tunggal

Kapasitas ultimit tiang dihitung dengan menggunakan pendekatan metode statis, dimana metode statis menggunakan parameter-parameter tanah dalam menghitung kapasitas daya dukung. Parameter-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.

Kapasitas daya dukung ujung tiang berdasar data laboratorium pada tanah dapat dihitung dengan menggunakan persamaan *Mayerhoff*, persamaan tersebut yaitu:

$$Q_p = A_p \cdot N_c^* \cdot C_u \quad \dots\dots\dots (3.6.1)$$

dengan:

$Q_p$  = Daya dukung ujung tiang

$A_p$  = Luas penampang tiang

$C_u$  = Kohesi tanah pada ujung tiang

$N_c^*$  = Faktor daya dukung yang telah disesuaikan

Persamaan *Mayerhoff* juga digunakan untuk menghitung pengujian penetrasi standar (*SPT = Standard Penetration Test*), persamaan tersebut yaitu:

$$Q_p = A_p \cdot qp \leq A_p \cdot (400 \cdot \bar{N}) \quad \dots\dots\dots (3.6.2)$$

dimana

$$qp = 40 \cdot \bar{N} \cdot \frac{I_b}{D} \quad \dots\dots\dots (3.6.3)$$

dengan:

$\bar{N}$  = Nilai rata-rata statistik dari bilangan-bilangan SPT dalam daerah kira- kira 8D diatas sampai dengan 3D di bawah titik tiang- pancang, sedangkan D = lebar atau diameter tiang pancang.

$\frac{L_b}{D}$  = Perbandingan kedalaman rata-rata dari sebuah titik.

Untuk tahanan selimut N-SPT menggunakan persamaan berikut ini :

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \dots\dots\dots (3.6.4)$$

Dimana  $f_{av} = 2 \cdot \bar{N}_s \dots\dots\dots (3.6.5)$

Sedangkan persamaan yang digunakan dari data hasil penetrasi kerucut (*CPT = Cone Penetration Test*) adalah:

$$Q_p = A_p \cdot q_c \dots\dots\dots (3.6.6)$$

dengan  $q_c$  adalah tahanan ujung tiang pancang, sedangkan untuk tahanan selimut digunakan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot JHP \dots\dots\dots (3.6.7)$$

### 3.6.2 Kapasitas Tahanan Kulit

Untuk menghitung kapasitas tahanan kulit ada beberapa metode yang dapat digunakan. Metode-metode tersebut yaitu :

- Metode  $\alpha$

Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u \dots\dots\dots (3.6.8)$$

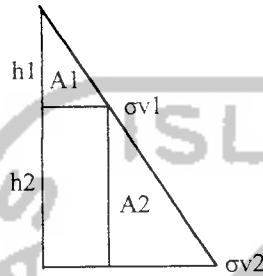
dengan:

$\alpha$  = koefisien dari tabel 3.6

$C_u$  = kohesi tanah.

$A_s$  = luas permukaan efektif dimana  $f_s$  bekerja.

- Metode  $\lambda$



Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$A_i = \frac{1}{2} \cdot h_i \cdot \sigma_{vi} \quad (3.6.9)$$

dimana  $\sigma_{vi} = h_i \cdot \gamma_{bi} \quad (3.6.10)$

dengan  $A_i$  = luas diagram tegangan efektif vertikal ke-i

$h_i$  = kedalaman tanah ke-i

$\sigma_{vi}$  = tegangan efektif lapisan tanah ke-i

$\gamma_{bi}$  = berat basah volume tanah ke-i

sedangkan  $\bar{\sigma} = \frac{\sum A_i}{L} \quad (3.6.11)$

$$\bar{c}_u = \frac{\sum (c_{ui} \cdot h_i)}{L} \quad (3.6.12)$$

Selanjutnya dicari tahanan selimut dengan persamaan :

$$Q_s = A_s \cdot L \cdot f_s \quad (3.6.13)$$

dimana:

$$f_s = \lambda \cdot (\bar{\sigma} + (2 \cdot \bar{c}_u)) \quad (3.6.14)$$

$A_s$  = luas permukaan efektif dimana  $f_s$  bekerja.

$L$  = panjang tiang pancang.

$f_s$  = tahanan kulit.

$\bar{\sigma}_v$  = tegangan efektif tanah

$C_u$  = kohesi tanah

$\lambda$  = koefisien  $\lambda$

- Metode  $\beta$

Persamaan yang digunakan dalam metode ini adalah:

$$Q_s = p \sum f_i \cdot L_i \quad \dots \dots \dots (3.6.15)$$

dimana

$$f_i = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot \bar{\sigma}_{vi} \quad \dots \dots \dots (3.6.16)$$

dengan  $p$  = keliling tiang pancang  
 $f_i$  = tegangan efektif lapisan tanah  
 $L_i$  = tebal lapisan tanah yang bekerja pada tiang pancang  
 $\phi$  = sudut geser tanah liat

Tabel 3.6 Faktor Adesi

Kondisi tanah	Faktor adesi, $\alpha$
Pasir atau kerikil berpasir yang terletak diatas tanah kohesif	1,25
Lempung lembek atas lumpur yang terletak diatas tanah kohesif mulai dari yang keras sampai dengan sangat keras	0,40
Tanah-tanah kohesif dari yang keras sampai dengan sangat keras	0,40

Daya dukung ultimit tiang pancang tunggal dapat dicari dengan menggunakan persamaan :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad \dots \dots \dots (3.6.17)$$



dengan:  $Q_p$  = tahanan ujung tiang

$Q_s$  = tahanan selimut tiang

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

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots (3.6.18)$$

Besar nilai angka keamanan ( $SF = Safety Factor$ ) berkisar dari 1,5 sampai 4.

### 3.6.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Struktur pondasi dengan menggunakan tiang pancang pada umumnya berupa pondasi dengan tiang pancang kelompok. Gabungan tiang pancang disatukan oleh poer (*pile cap*).

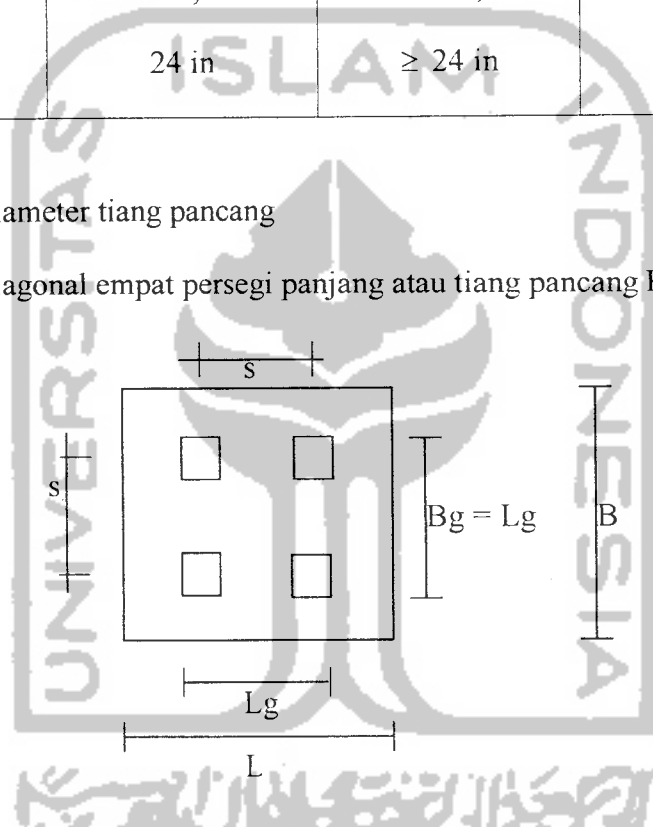
Bila beberapa tiang pancang dikelompokkan, diperkirakan bahwa tekanan-tekanan tanah (baik gesekan maupun ujung) yang terjadi didalam tanah sebagai hambatan akan saling *overlap* (tumpang tindih), sehingga akan mengurangi kapasitas tahanan tiang. Idealnya tiang pancang dalam kelompok tiang berjarak sedemikian sehingga kapasitas tahanan satu tiang dalam kelompok tiang tidak kurang dari kapasitas tahanan tiang tunggal. Jarak antara tiang pancang yang besar seringkali tidak praktis karena poer (*pile cap*) akan menyebabkan beban tambahan pada kelompok tiang tersebut. Dalam perencanaan digunakan jarak pusat antar tiang minimal 2,5D (Braja M. Das). Peraturan jarak minimal antar pusat tiang pancang yang lain dapat dilihat pada tabel 3.7.

Tabel 3.7 Jarak Antar Tiang Pancang

Tipe tiang pancang	BOCA, 1984	NBC, 1976	Chicago, 1987
Gesekan	2D atau 1,75 H ≥ 30 in	2D atau 1,75 H ≥ 30 in	D atau 1,75 H ≥ 30 in
Dukungan ujung	2D atau 1,75 H ≥ 24 in	2D atau 1,75 H ≥ 24 in	

D = diameter tiang pancang

H = diagonal empat persegi panjang atau tiang pancang H.



Gambar 3.12 Susunan Kelompok Tiang Pancang

dengan :

$$B_g = L_g = (m-1).s + 2. \frac{D}{2} \dots\dots\dots (3.6.19)$$

$$B = L = B_g + 2.(jarak\ tepi\ tiang\ ke\ tepi\ poer) \dots\dots\dots (3.6.20)$$

Untuk mencari kapasitas dukung kelompok tiang digunakan 2 cara yaitu :

1. Kapasitas dukung individual tiang dengan rumus:

$$\sum Q_{ui} = m.n.(9.A_p.C_u + \sum \alpha.A_p.C_u.L) \dots\dots\dots (3.6.21)$$

2. Kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok

$$\sum Q_{ub} = Lg.Bg.C_u.N_c^* + \sum 2.(Lg+Bg).C_u.L \dots\dots\dots (3.6.22)$$

dengan :

$m = n$  = jumlah tiang pancang arah  $m$  atau  $n$

$A_p$  = keliling tiang

$C_u$  = kohesi tanah.

$\alpha$  = koefisien dari tabel 3.6

$L$  = panjang tiang pancang

$N_c^*$  = Faktor daya dukung yang telah disesuaikan

Dari perhitungan kedua rumus diatas diambil nilai  $Q_u$  terkecil. Untuk memperoleh daya dukung bersih tiang digunakan persamaan:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \dots\dots\dots (3.6.23)$$

dengan:

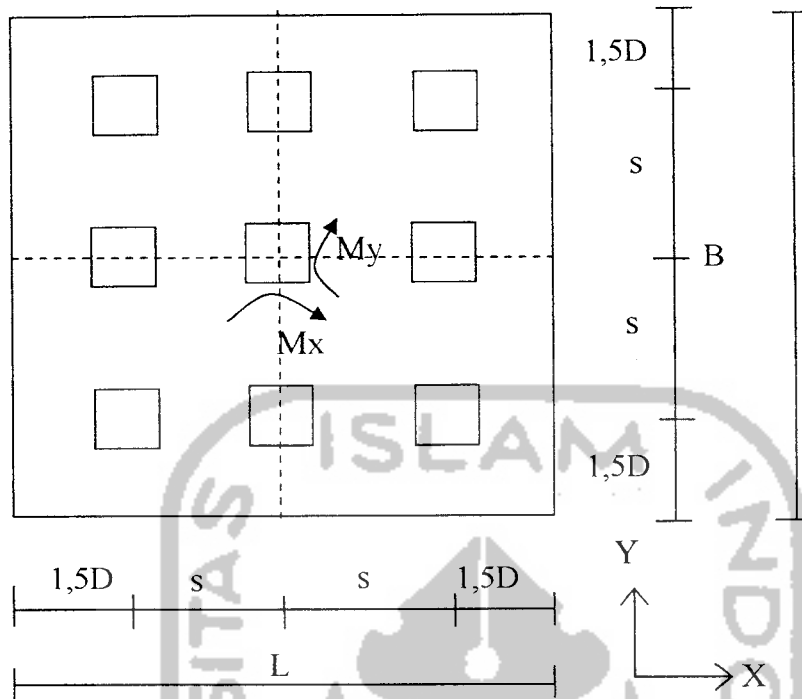
$Q_u$  = kapasitas tahanan ultimit

$SF$  = faktor keamanan

#### 3.6.4 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan pondasi *pile cap* dipergunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang yang bekerja pada suatu kolom.

Kolom yang dipakai dalam analisis ini adalah kolom dengan beban kerja paling besar.



Gambar 3.13 Konfigurasi Kelompok Tiang Pancang.

$$\Sigma X^2 = \Sigma(n.X_i^2) \dots\dots\dots (3.6.24)$$

$$\Sigma Y^2 = \Sigma(n.Y_i^2) \dots\dots\dots (3.6.25)$$

Dengan n = jumlah tiang yang ditinjau

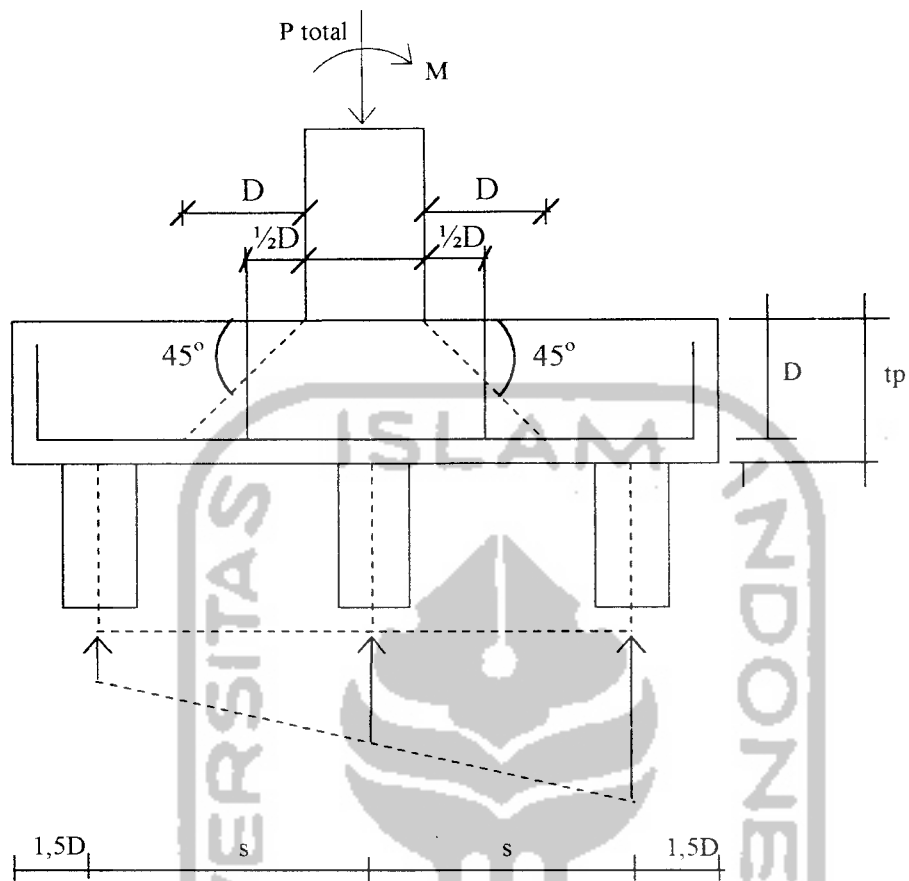
X<sub>i</sub> = jarak pusat poer ke pusat tiang yang ditinjau pada arah X

Y<sub>i</sub> = jarak pusat poer ke pusat tiang yang ditinjau pada arah Y

Beban yang bekerja pada satu tiang dapat dihitung dengan persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{Mu,kX}{\Sigma X^2} \pm \frac{Mu,kY}{\Sigma Y^2} \dots\dots\dots (3.6.26)$$

$$\Sigma P = Pu,k + Pile\ Cap + Tanah\ Urug \dots\dots\dots (3.6.27)$$



Gambar 3.14 Reaksi Tiang Pancang Akibat Beban Aksial dan Momen.

- Perencanaan tebal *pile cap*

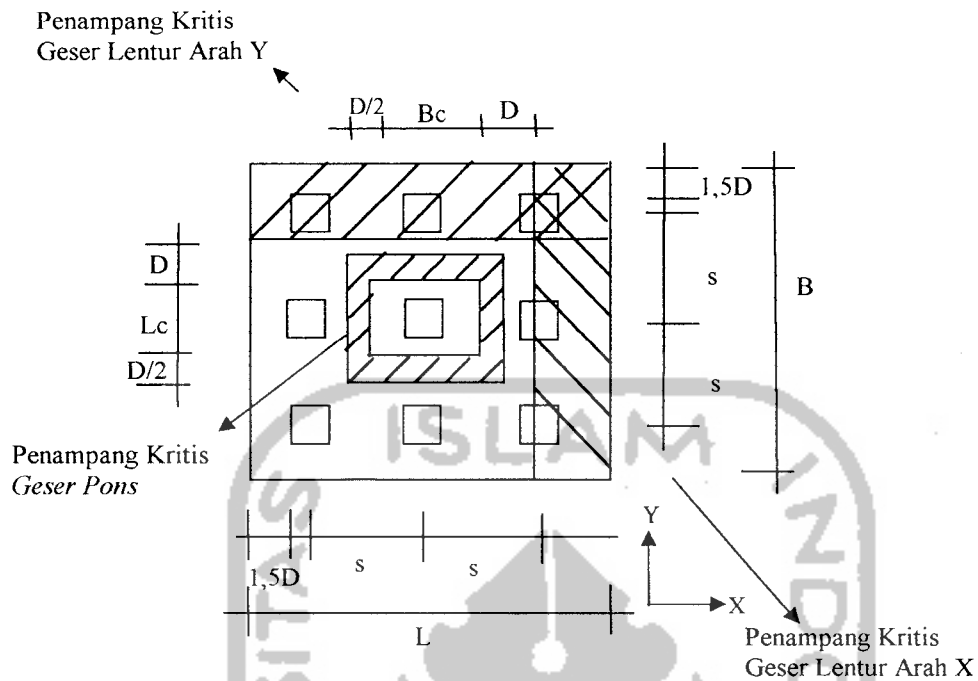
Persamaan yang digunakan dalam perencanaan tebal *pile cap* adalah:

$$D = tp - pb - \Phi tul \dots \dots \dots (3.6.28)$$

dengan :

$tp$  = tebal *pile cap*

$pb$  = selimut beton poer



Gambar 3.15 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Geser

- Kontrol geser satu arah (geser lentur)

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan geser satu arah

adalah:

$$V_u = n \cdot P_{max} \dots \dots \dots (3.6.29)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot D \dots \dots \dots (3.6.30)$$

$$\phi V_c \geq V_u \dots \dots \dots (3.6.31)$$

- Kontrol Geser Dua Arah ( Geser Pons)

Persamaan-persamaan yang digunakan dalam perhitungan geser dua arah

adalah:

$$V_{ui} = \Sigma(n.P) \dots\dots\dots (3.6.32)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o D \leq 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} b_o D \dots\dots\dots (3.6.33)$$

$$\beta_o = \frac{h_c}{b_c} \dots\dots\dots (3.6.34)$$

$$b_o = 2((h_c + D) + (b_c + D)) \dots\dots\dots (3.6.35)$$

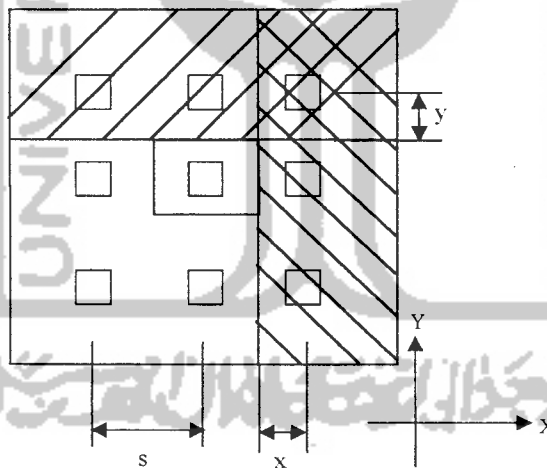
dengan :

$V_{ui}$  = gaya geser pada sumbu yang ditinjau

$V_c$  = gaya geser beton

$\beta_o$  = rasio sisi panjang dengan sisi pendek kolom

- Penulangan lentur *Pile Cap*



Gambar 3.16 Penampang Kritis *Pile Cap* Akibat Momen

- Perhitungan momen lentur

Momen yang digunakan pada perhitungan momen lentur adalah momen pada lantai satu, sedangkan persamaan yang digunakan dalam perhitungan adalah:

$$M_u = P_{\max} \cdot x \dots\dots\dots (3.6.36)$$

$$d = tp - (pb + 0,5 \cdot \phi_{tul}) \dots\dots\dots (3.6.37)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (3.6.38)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \beta \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots (3.6.39)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \dots\dots\dots (3.6.40)$$

$$R_n = \frac{Mu / \phi}{b \cdot d^2} \dots\dots\dots (3.6.41)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} \dots\dots\dots (3.6.42)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (3.6.43)$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots (3.6.44)$$

jarak antar tulangan :

$$S \leq \frac{A_{\phi_{tul}} \cdot b}{A_{s\text{perlu}}} \dots\dots\dots (3.6.45)$$

$$A_{s\text{ada}} = \frac{A_{\phi_{tul}} \cdot b}{S} \dots\dots\dots (3.6.46)$$

Cek kapasitas lentur:

$$a = \frac{A_{s\text{ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \dots\dots\dots (3.6.47)$$

$$M_n = A_{s\text{ada}} \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (3.6.48)$$

Dimana  $\phi M_n$  harus lebih besar dari  $M_u$

$$\phi M_n \geq M_u \dots\dots\dots (3.6.49)$$