

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 TINJAUAN UMUM**

Pada tahap perencanaan struktur gedung rumah sakit, perlu dilakukan studi pustaka untuk mengetahui dasar-dasar teori dari perancangan elemen - elemen strukturnya.

Bangunan harus kokoh dan aman terhadap keruntuhan (kegagalan struktur) dan terhadap gaya-gaya yang disebabkan angin dan gempa bumi. Maka setiap elemen bangunan disesuaikan dengan kriteria dan persyaratan yang ditentukan, agar mutu bangunan yang dihasilkan sesuai dengan fungsi yang diinginkan (Jimmy S. Juwana, 2005).

Fungsi utama dari struktur adalah dapat memikul secara aman dan efektif beban yang bekerja pada bangunan, serta menyalurkannya ke tanah melalui pondasi. Beban yang bekerja terdiri dari beban vertikal dan beban horizontal (Jimmy S. Juwana, 2005).

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai langkah – langkah perhitungan struktur mulai dari perhitungan struktur bawah (*sub structure*) sampai perhitungan struktur atas (*upper structure*). Perhitungan struktur menggunakan Standar Nasional Indonesia untuk perencanaan bangunan gedung (SNI Beton dan SNI Gempa 2002) sebagai acuan.

#### **2.2 KONSEP PERENCANAAN STRUKTUR**

Konsep tersebut merupakan dasar teori perencanaan dan perhitungan struktur, yang meliputi desain terhadap beban lateral (gempa) dan metode analisis struktur yang digunakan.

### **2.2.1 Desain Terhadap Beban Lateral**

Kestabilan lateral dalam mendesain struktur merupakan hal terpenting, karena gaya lateral mempengaruhi desain elemen-elemen vertikal dan horizontal struktur itu sendiri. Mekanisme dasar untuk menjamin kestabilan lateral diperoleh dengan menggunakan hubungan/ sambungan kaku untuk memperoleh bidang geser kaku yang dapat memikul beban lateral.

Beban lateral yang paling berpengaruh terhadap struktur adalah beban gempa. Tinjauan beban gempa yang terjadi pada struktur digunakan untuk mengetahui metode analisis struktur yang digunakan.

### **2.2.2 Analisis Struktur Terhadap Gempa**

Penentuan metode analisis struktur tergantung pada bentuk atau desain gedung itu sendiri, merupakan gedung beraturan atau tidak. Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung beraturan apabila memenuhi ketentuan sebagai berikut (SNI 03-1726-2002) :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25 % dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut.
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tidak lebih dari 15 % dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah sisi coakan tersebut.
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dan denah struktur bagian gedung yang menjulang dalam masing-masing arah, tidak kurang dari 75 % dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang

tingginya tidak lebih dari dua tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.

- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150 % dari berat lantai tingkat diatas atau dibawahnya. Berat atap atau rumah atap tidak perlu memenuhi ketentuan ini.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50 % luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20 % dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Untuk struktur gedung beraturan, pengaruh gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga analisisnya dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen.

Struktur yang tidak memenuhi ketentuan diatas ditetapkan sebagai gedung tidak beraturan. Untuk gedung tidak beraturan, pengaruh beban rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik.

### **1. Perencanaan Struktur Gedung Beraturan**

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

Pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana pada struktur gedung beraturan ditampilkan sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa lantai-lantai tingkat.

- ✚ Beban Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen ( $V$ ) yang terjadi ditingkat dasar dapat dihitung menurut persamaan :

$$V = \frac{C.I}{R} W_t$$

dimana, I adalah Faktor Keutamaan Struktur menurut Tabel 2.4, C adalah nilai Faktor Respon Gempa yang didapat dari Respon Spektrum Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental T, dan  $W_t$  adalah berat total gedung termasuk beban hidup yang sesuai.

- ✚ Beban geser dasar nominal V harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban gempa nominal statik ekuivalen ( $F_i$ ) yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-l, menurut persamaan :

$$F_i = \frac{W_i Z_i}{\sum_{i=1}^n (W_i Z_i)} V_x$$

Dimana,  $W_i$  adalah berat lantai tingkat ke-i, termasuk beban hidup yang sesuai,  $Z_i$  adalah ketinggian lantai tingkat ke-l diukur dari taraf penjepitan lateral dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

- ✚ Rasio perbandingan antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka nilai 0,1 V harus dianggap sebagai beban horizontal terpusat yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan 0,9 V sisanya dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.

- ✚ Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan dalam arah masing-masing sumbu utama dapat ditentukan dengan rumus Reyleigh sebagai berikut:

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}}$$

dimana,  $d_i$  adalah simpangan horizontal lantai tingkat ke-i dinyatakan dalam mm dan g adalah percepatan gravitasi yang ditetapkan sebesar 9810 mm/det<sup>2</sup>.

- ✚ Apabila waktu getar alami fundamental  $T_n$  struktur gedung untuk penentuan faktor respon gempa  $C$  ditentukan dengan rumus empirik atau didapat dari hasil analisa fibrasi bebas 3 dimensi, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20 % dari yang dihitung menurut rumus Reyleigh.

## 2. Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan

Pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi.

Analisis respons dinamik terbagi menjadi dua jenis, yaitu:

- Analisis Ragam Spektrum Respons  
Perhitungan respons dinamik dapat dilakukan dengan memakai spektrum respons gempa rencana.
- Analisis Respons Dinamik Riwayat Waktu  
Perhitungan respons dinamik dapat dilakukan dengan metode analisis dinamik 3 dimensi berupa analisis respons dinamik linier dan non-linear riwayat waktu dengan suatu akselerogram yang dianggakan sebagai gerakan tanah masukan.

## 2.3 PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN

### 2.3.1 Pembebanan

Hal yang mendasar pada tahap pembebanan adalah pemisahan antara beban-beban yang bersifat statis dan dinamis.

#### 1. Beban Statis

Beban statis adalah beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur. Beban ini bersifat tetap (*steady states*). Deformasi yang terjadi pada struktur akibat beban statis akan mencapai puncaknya jika beban mencapai nilai maksimum (Himawan Indarto, 2009).

Beban statis umumnya dapat dibedakan menjadi beban mati dan beban hidup.

#### a. Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu bangunan yang bersifat tetap. Beban mati pada struktur bangunan ditentukan oleh berat jenis bahan bangunan.

Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung tahun 1987 beban mati pada struktur terbagi menjadi 2, yaitu beban mati akibat material konstruksi dan beban mati akibat komponen gedung.

**Tabel 2.1 Berat sendiri material konstruksi**

Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1987

**Tabel 2.2 Berat sendiri komponen gedung**

Adukan semen per cm tebal	21 kg/m <sup>2</sup>
Dinding pasangan bata merah setengah batu	250 kg/m <sup>2</sup>
Langit – langit	
- eternit, tebal maksimum 4 mm	11 kg/m <sup>2</sup>
- penggantung langit-langit kayu (max 5 m)	7 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai keramik	24 kg/m <sup>2</sup>

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung, 1987

#### b. Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu bangunan, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah dan atau beban akibat air hujan pada atap.

**Tabel 2.3 Beban hidup pada struktur**

---

Lantai kantor, sekolah, rumah sakit	250 kg/m <sup>2</sup>
Lantai ruang olah raga	400 kg/m <sup>2</sup>
Lantai ruang pertemuan	400 kg/m <sup>2</sup>
Lantai ruang alat dan mesin	400 kg/m <sup>2</sup>
Tangga, bordes tangga	300 kg/m <sup>2</sup>
Pelat atap	100 kg/m <sup>2</sup>

---

Beban hidup pada atap/bagian atap yang tidak dapat dicapai dan dibebani oleh orang, harus diambil yang paling menentukan di antara dua macam beban berikut:

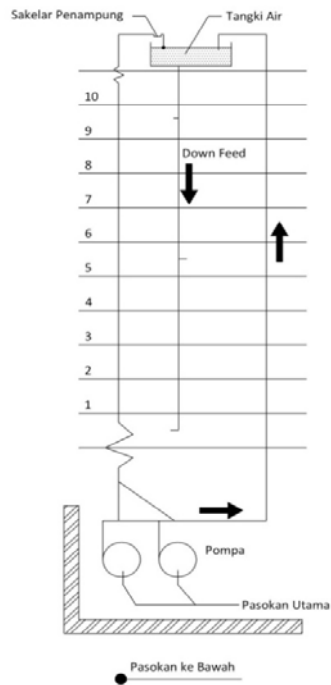
- a. Beban terbagi rata per m<sup>2</sup> bidang datar berasal dari beban hujan sebesar  $(40-0,8\alpha)$  kg/m<sup>2</sup>, dengan  $\alpha$  = sudut kemiringan atap (°).  
Beban tersebut tidak perlu diambil  $\geq 20$  kg/m<sup>2</sup> dan tidak perlu ditinjau bila  $\alpha \geq 50^\circ$ .
- b. Beban terpusat dari seorang pekerja/pemadam kebakaran dengan peralatannya minimum 100 kg

---

Sumber: Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung, 1987

Untuk memenuhi kebutuhan air pada bangunan tinggi, biasanya digunakan sistem tangki atap atau *roof tank*. Pada sistem ini air ditampung terlebih dahulu dalam tangki bawah (dipasang pada lantai terendah bangunan atau di bawah muka tanah), kemudian dipompakan ke suatu tangki atas yang biasanya dipasang di atas atap atau di atas lantai tertinggi bangunan (Soufyan M.Noerbambang, 1999).

Pada sistem pasokan ke bawah (*down feed*) pompa digunakan untuk mengisi tangki air diatas atap. Dengan sakelar pelampung, pompa akan berhenti bekerja jika air dalam tangki sudah penuh dan selanjutnya air dialirkan dengan memanfaatkan gaya gravitasi (Jimmy S. Juwana, 2005).



**Gambar 2.1 Down Feed (Pasokan ke Bawah)**

Sumber: Panduan Sistem Bangunan Tinggi Untuk Arsitek Dan Praktisi Bangunan

Perhitungan perkiraan kebutuhan air dimaksudkan untuk memperoleh gambaran mengenai volume tangki penyimpanan air yang perlu disediakan dalam suatu bangunan. Kebutuhan air dapat dihitung berdasarkan jumlah standar pemakaian per hari per unit (orang, tempat tidur, tempat duduk, dan lain-lain). Kebutuhan air per hari dapat dilihat pada tabel 2.4.



**Tabel 2.4 Kebutuhan Air per Hari**

Jenis Gedung	Pemakaian air rata-rata sehari (liter)	Jangka waktu pemakaian air rata-rata sehari (jam)	Keterangan
Rumah sakit mewah	>1000	8 - 10	Setiap tempat tidur pasien Pasien luar : 8 liter Staf/pegawai : 120 liter Keluarga pasien : 160 liter

Sumber: Perancangan dan Pemeliharaan Sistem Plambing, 1999

## 2. Beban Dinamis

Beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Beban ini bersifat tidak tetap (*unsteady state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamis terjadi secara cepat (Himawan Indarto, 2009).

Beban dinamis ini terdiri dari beban gempa dan beban angin.

### a. Beban Gempa

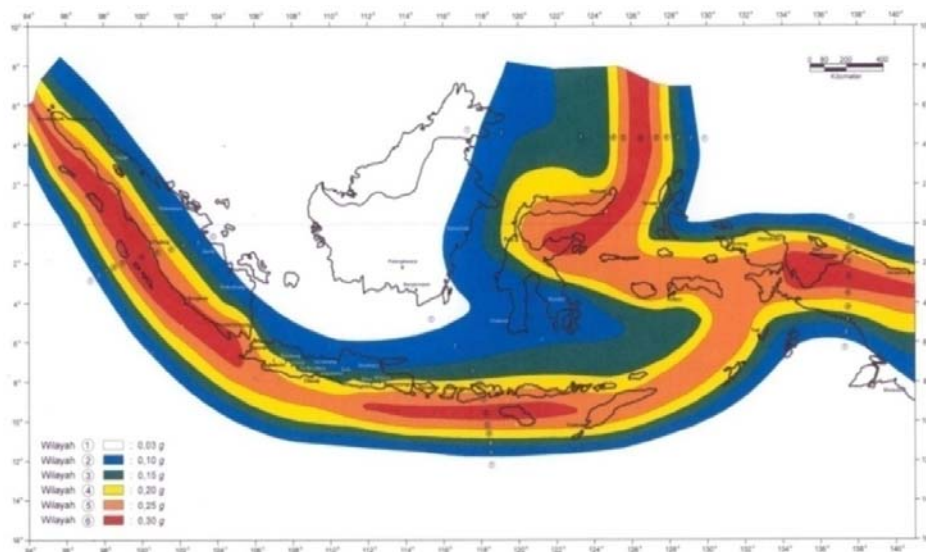
Beban gempa adalah fenomena yang diakibatkan oleh benturan atau gesekan lempeng tektonik (*plate tectonic*) bumi yang terjadi di daerah patahan (*fault zone*). Pada saat terjadi benturan antara lempeng-lempeng aktif tektonik bumi, akan terjadi pelepasan energi gempa yang berupa gelombang energi yang merambat ke dalam atau di permukaan bumi (Himawan Indarto, 2009).

Besarnya beban gempa yang terjadi pada struktur bangunan tergantung dari beberapa faktor, yaitu: massa dan kekakuan struktur, waktu getar alami dan pengaruh redaman dari struktur, kondisi tanah dan wilayah kegempaan dimana struktur itu didirikan.

## Wilayah Gempa dan Spektrum Respon

Besar kecilnya beban gempa yang diterima suatu struktur tergantung pada lokasi dimana struktur bangunan tersebut akan dibangun.

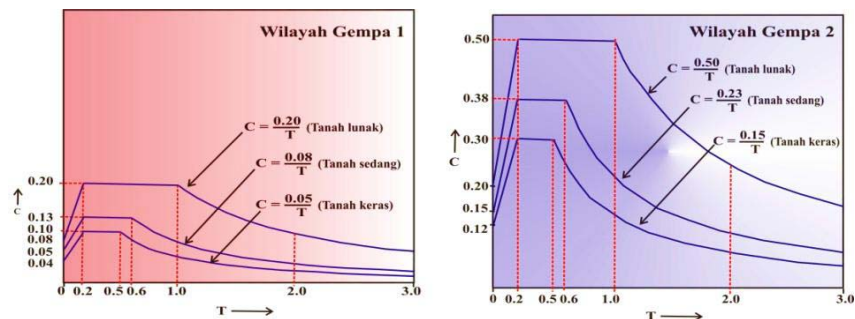
Indonesia terbagi menjadi 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 adalah wilayah dengan kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 adalah wilayah dengan kegempaan paling besar.

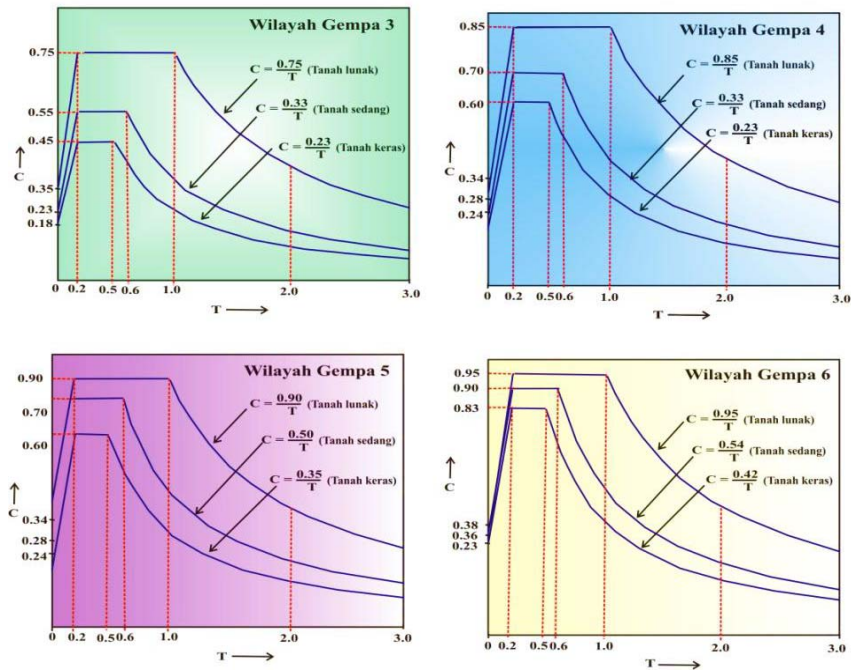


**Gambar 2.2 Peta Wilayah Gempa Indonesia**

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

Harga dari faktor respon gempa ( $C$ ) dapat ditentukan dari Diagram Spektrum Gempa Rencana, sesuai dengan wilayah gempa dan kondisi jenis tanahnya untuk waktu getar alami fundamental.





**Gambar 2.3 Spektrum Respon**

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

### ✚ Faktor Keutamaan Gedung ( $I$ )

Faktor Keutamaan adalah suatu koefisien yang diadakan untuk memperpanjang waktu ulang dari kerusakan struktur – struktur gedung yang relatif lebih utama, untuk menanamkan modal yang relatif besar pada gedung itu. Waktu ulang dari kerusakan struktur gedung akibat gempa akan diperpanjang dengan pemakaian suatu faktor keutamaan.

Faktor Keutamaan  $I$  menurut persamaan :

$$I = I_1 \times I_2$$

Dimana,  $I_1$  adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung, sedangkan  $I_2$  adalah faktor Keutamaan untuk

menyesuaikan umur gedung tersebut. Faktor – faktor keutamaan  $I_1$ ,  $I_2$  dan  $I$  ditetapkan menurut Tabel 2.4.

**Tabel 2.5 Faktor Keutamaan untuk Berbagai Gedung dan Bangunan**

Kategori gedung / bangunan	Faktor Keutamaan		
	$I_1$	$I_2$	$I (=I_1 \cdot I_2)$
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,	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam,	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

#### **Daktilitas Struktur Gedung**

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:

$$1,0 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m$$

Pada persamaan ini,  $\mu = 1,0$  adalah nilai faktor daktilitas untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastik penuh, sedangkan  $\mu_m$  adalah nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur bangunan gedung yang bersangkutan.

**Tabel 2.6 Parameter Daktilitas Struktur Gedung**

<b>Sistem dan subsistem struktur gedung</b>	<b>Uraian sistem pemikul beban gempa</b>	$\mu_m$	$R_m$	$f_1$
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
7. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8	
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			

pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2.Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3.Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a.Baja	2,7	4,5	2,8
	b.Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4.Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari : a. Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi b. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral c. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda)	1.Dinding geser			
	a.Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB saja	2,6		
	c.Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2.RBE baja			
	a.Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b.Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3.Rangka bresing biasa			
	a.Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b.Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d.Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4.Rangka bresing konsentrik khusus			
	a.Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
b.Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8	
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2

(Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)				
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

#### **Arah Pembebanan Gempa**

Pengaruh gempa dapat datang dari arah manapun. Arah gempa dapat disimulasikan dengan meninjau beban gempa rencana yang disyaratkan oleh peraturan, bekerja pada ke dua arah sumbu utama struktur (sb. X dan sb. Y) bangunan yang saling tegak lurus secara simultan. Pengaruh beban gempa dalam arah utama dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh beban gempa dalam arah tegak lurusnya dengan efektifitas 30%.

#### **Pembatasan Waktu Getar**

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar struktur fundamental harus

dibatasi. Dalam SNI 03 – 1726 – 2002 diberikan batasan sebagai berikut :

$$T < \xi n$$

Dimana : T = waktu getar stuktur fundamental

n = jumlah tingkat gedung

$\xi$  = koefisien pembatas (tabel 2.7)

**Tabel 2.7 Parameter Daktilitas Struktur Gedung**

Wilayah Gempa	Koefisien pembatas ( $\xi$ )
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

### Jenis Tanah

Pengaruh gempa rencana di muka tanah harus ditentukan dari hasil analisis perambatan gelombang gempa dari kedalaman batuan dasar ke muka tanah dengan menggunakan gerakan gempa masukan dengan percepatan puncak untuk batuan dasar.

Gelombang gempa merambat melalui batuan dasar dibawah permukaan tanah dari kedalaman batuan dasar ini gelombang gempa merambat ke permukaan tanah sambil mengalami pembesaran atau amplifikasi bergantung pada jenis lapisan tanah yang berada di atas batuan dasar tersebut. Ada tiga kriteria yang dipakai untuk mendefinisikan batuan dasar yaitu:

- *Standard penetrasi test* (N)
- Kecepatan rambat gelombang geser (Vs)



- Kekuatan geser tanah ( $S_u$ )

Jenis tanah ditetapkan sebagai tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak, apabila untuk lapisan setebal 30 m paling atas dipenuhi syarat-syarat yang terdapat dalam tabel 2.7.

**Tabel 2.8 Jenis – Jenis Tanah**

Jenis tanah	$V_s$ (m/dt)	N	$S_u$ (Kpa)
Keras	$V_s \geq 350$	$N \geq 50$	$S_u \geq 100$
Sedang	$175 \leq V_s < 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq S_u < 100$
Lunak	$V_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$
Khusus	Diperlukan evaluasi khusus ditiap lokasi		

Sumber: Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk struktur Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)

Perhitungan nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata ( $\bar{N}$ ) :

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

dimana:

$t_i$  = Tebal lapisan tanah ke-i

$N_i$  = Nilai hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah ke-i

$m$  = Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar

#### Perencanaan Beban

Struktur perlu diperhitungkan terhadap adanya kombinasi pembebanan dari beberapa kasus pembebanan yang mungkin terjadi selama umur rencana. Menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1987, ada dua kombinasi pembebanan yang perlu ditinjau pada struktur

yaitu: Kombinasi pembebanan tetap dan kombinasi pembebanan sementara.

Kombinasi pembebanan tetap dianggap beban bekerja secara terus-menerus pada struktur selama umur rencana. Kombinasi pembebanan tetap disebabkan oleh bekerjanya beban mati dan beban hidup. Sedangkan kombinasi pembebanan sementara tidak bekerja secara terus-menerus pada stuktur, tetapi pengaruhnya tetap diperhitungkan dalam analisa struktur.

Kombinasi pembebanan ini disebabkan oleh bekerjanya beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Nilai-nilai tersebut dikalikan dengan suatu faktor beban, tujuannya agar struktur dan komponennya memenuhi syarat kekuatan dan layak pakai terhadap berbagai kombinasi pembebanan.

Berdasarkan kasus pembebanan yang terdapat pada struktur, maka menurut Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002) struktur harus mampu menahan kombinasi pembebanan dibawah ini:

$$1,2 D + 1,6 L$$

$$1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

Keterangan :

D : beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, lantai, atap. plafon, partisi tetap, tangga, dan peralatan layan tetap.

L : beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan, dan lain-lain.

E : beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-2002.

### **2.3.2 Perencanaan Struktur Atas**

Struktur atas (*upper structure*) adalah bagian dari struktur yang berfungsi menerima kombinasi pembebanan, yaitu beban mati, beban hidup, dan beban lainnya yang direncanakan akan bekerja pada struktur.

#### **2.3.2.1 Perencanaan Dinding Inti (*core wall*)**

Kekakuan pada struktur sangat berperan penting dalam menahan beban lateral. Ketika struktur direncanakan untuk menahan beban lateral yang lebih besar, seperti gempa bumi, biasanya digunakan dinding geser (*shear wall*) pada struktur bangunan gedung.

Umumnya dinding geser berupa dinding beton yang mengelilingi lorong lift. Bentuk dan penempatan dinding geser dapat disesuaikan dengan bentuk denah bangunan. Pada denah bangunan tertentu, dinding geser dapat dirangkai dan diletakkan di inti bangunan. Sistem penempatan dinding geser seperti ini sering juga disebut dinding inti (*core wall*).

Dasar perhitungan untuk dinding geser menggunakan peraturan ACI 318-99 yang telah disesuaikan dengan peraturan SNI Beton 2002.

#### **2.3.2.2 Perencanaan Pelat Lantai (*slab*)**

Pelat lantai merupakan suatu konstruksi yang menumpu langsung pada balok dan atau dinding geser. Pelat lantai dirancang dapat menahan beban mati dan beban hidup secara bersamaan sesuai kombinasi pembebanan yang bekerja di atasnya.

Langkah-langkah dalam perencanaan pelat adalah:

1. Menentukan syarat batas, tumpuan dan panjang bentang

2. Menentukan beban-beban yang bekerja pada pelat lantai

3. Menentukan tebal pelat lantai

Berdasarkan buku "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Gedung" (SNI 03 - 1728 - 2002 pasal 11.5(3)), ketebalan pelat yang digunakan tidak boleh kurang dari 120 mm. Jadi, tebal pelat lantai diambil sebesar  $t = 120$  mm.

4. Menentukan kapasitas momen nominal ( $M_n$ ) yang bekerja pada pelat lantai

5. Menentukan besarnya momen desain ( $M_u$ ), yaitu dengan:

$$M_u = \Phi M_n$$

dimana:  $\Phi$  = faktor reduksi kekuatan

6. Untuk daerah yang mengalami tarik harus dipasang tulangan. Tulangan diperlukan untuk menahan tarik yang terjadi pada pelat lantai. Langkah-langkah untuk menentukan tulangan pada daerah tarik, yaitu:

a. Menetapkan tebal penutup beton

b. Menetapkan diameter tulangan utama yang direncanakan dalam arah X dan arah Y

c. Menentukan tinggi efektif dalam arah X dan arah Y

d. Membagi  $M_u$  dengan  $b \times d^2$

$$\frac{M_u}{b \times d^2}$$

dimana :  $b$  = lebar pelat per meter panjang

$d$  = tinggi efektif pelat

e. Menentukan rasio tulangan ( $\rho$ ) dengan persamaan:

$$\frac{M_u}{b \times d^2} = \rho \times \Phi \times f_y \left( 1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

f. Memeriksa syarat rasio penulangan

$$(\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max})$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{M}{f_y A_s d} \times \frac{1}{x}$$

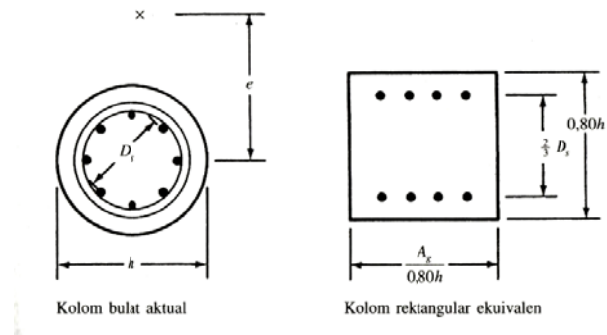
$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b$$

g. Mencari luas tulangan yang dibutuhkan pelat

$$A_s = \rho \times b \times d$$

### 2.3.2.3 Perencanaan Kolom

Kolom adalah suatu elemen tekan dan merupakan struktur utama dari bangunan yang berfungsi untuk memikul beban vertikal yang diterimanya. Pada umumnya kolom tidak mengalami lentur secara langsung.



**Gambar 2.4 Jenis Kolom Beton Bertulang**

Elemen kolom menerima beban lentur dan beban aksial, menurut SNI 03-2847-2002 pasal 11.3.2.2 untuk perencanaan kolom yang menerima beban lentur dan beban aksial ditetapkan koefisien reduksi bahan 0,65 sedangkan pembagian tulangan pada kolom (penampang segiempat) dapat dilakukan dengan :

- Tulangan dipasang simetris pada dua sisi kolom (*two faces*)
- Tulangan dipasang pada empat sisi kolom (*four faces*)

Pada perencanaan gedung rumah sakit ini digunakan perencanaan kolom dengan menggunakan tulangan pada empat sisi kolom (*four faces*).

Perhitungan gaya-gaya dalam berupa momen, gaya geser, gaya normal maupun torsi pada kolom menggunakan program SAP 2000 V.10. Dari hasil output gaya-gaya dalam tersebut kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan pada kolom.

### 1. Tulangan Utama Kolom

Tulangan utama (*longitudinal reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat lentur (*bending*). Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur luas, tulangan utama tidak boleh kurang dari:

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f'c}}{2f_y} bd$$

dan tidak lebih kecil dari:

$$A_{s \min} = \frac{1,4}{f_y} bd$$

dimana:

- As = luas tulangan utama
- fc' = tegangan nominal dari beton
- fy = tegangan leleh dari baja
- b = lebar penampang
- d = tinggi efektif penampang

Luas tulangan utama komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0.01 ataupun lebih dari 0.08 kali luas bruto penampang  $A_g$ . Jumlah minimum batang tulangan utama pada komponen struktur tekan dalam sengkang pengikat segiempat atau lingkaran adalah 4 batang.

Penentuan tulangan utama kolom dapat diketahui dengan mengetahui kapasitas penampang kolom terlebih dahulu.

Kapasitas penampang kolom dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P – M yang menunjukkan

hubungan beban aksial dengan momen lentur pada kondisi batas. Gaya-gaya dalam yang terjadi pada kolom yang berada pada bagian dalam diagram interaksi berarti aman, sedangkan jika berada diluar diagram interaksi menyatakan keruntuhan. Dengan bantuan program *PCACol* dapat ditentukan hubungan antara beban aksial dengan momen lentur kolom dalam bentuk kurva interaksi P – M.

- Beban aksial maksimum (Mn=0)

$$P_o = (0,85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st})) + (f_y \cdot A_{st})$$

$$\Phi P_o = 0,65 P_o$$

$$P_{n \max} = \phi \cdot P_o = 0,8 \cdot 9377,702 = 7502,162 \text{ kN}$$

- Kondisi balanced

$$c_b = \frac{0,003 \cdot d}{0,002 + 0,003}$$

$$a_b = \beta_1 c_b$$

$$C_c = 0,85 \times f'c \times a_b \times b$$

Gaya aksial yang mampu diberikan penampang kolom ketika kondisi *balance*:

$$P_{nb} = C_c + C_{si} + T_{si}$$

$$\Phi P_{nb} = 0,65 \cdot P_{nb}$$

Kesetimbangan momen diambil terhadap titik pusat plastis (untuk penampang simetris =  $1/2 h$ ),

$$M_{nb} = P_b e_b = C_c (1/2 h - 1/2 a_b) + \sum C_s (1/2 h - d_i) + \sum T_s (1/2 h - d_i)$$

$$\Phi M_{nb} = 0,65 \cdot M_{nb}$$

- Kondisi tekan

$$c > c_b$$

- Beban Aksial Tarik Maksimum

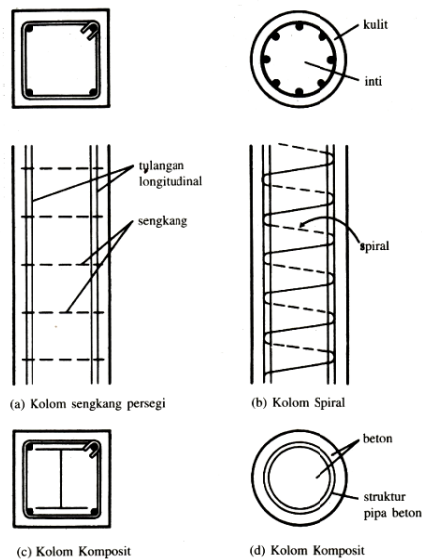
$$P_n = 0$$

$$P_{n-t} = A_{st} \cdot f_y$$

## 2. Tulangan Geser Kolom

Tulangan geser (*shear reinforcing*) merupakan tulangan yang ikut mendukung beban akibat geser (*shear*). Jenis tulangan geser dapat berupa:

- Sengkang yang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur
- Jaring kawat baja las dengan kawat – kawat yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur
- Spiral, sengkang ikat bundar atau persegi



**Gambar 2.5 Jenis Sengkang Pengikat**

Berdasarkan SNI 03-2847-2002, Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung, perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

keterangan:

$V_c$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton (N)



$V_s$  = Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh tulangan geser (N)

$V_u$  = Kuat geser ultimate yang terjadi (N)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}, \text{ dimana } \phi = 0,6$$

kuat geser maksimum untuk komponen struktur (SNI 03-2847-2002 pasal 13.3.2.2) yaitu:

$$V_c = 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0,3 \cdot P_u}{A_{gr}}}$$

$$V_s = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

dimana:

$V_n$  = kuat geser nominal (N)

$\phi$  = faktor reduksi

$f'_c$  = kuat tekan beton (MPa)

$b$  = lebar penampang kolom (mm)

$d$  = tinggi efektif penampang kolom (mm)

$N_u$  = gaya aksial yang terjadi (N)

$A_{gr}$  = luas penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

Jika :

$(V_n - V_c) < V_s$  , maka penampang cukup

$(V_n - V_c) \geq V_s$  , maka penampang harus diperbesar

$V_u < \phi V_c$  , maka tidak perlu tulangan geser

$V_u \geq \phi V_c$  , maka perlu tulangan geser

Jika tidak dibutuhkan tulangan geser, maka digunakan tulangan geser minimum ( $A_v$ ) permeter. Luas tulangan geser minimum untuk komponen struktur non prategang (SNI 03-2847-2002 pasal 13.5.5.3) dihitung dengan :

$$A_v \text{ min} = \frac{75\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot s}{1200 f_y}$$

tetapi  $A_v$  tidak boleh kurang dari:

$$A_v = \frac{1}{3} \frac{b \cdot s}{f_y}$$

dengan demikian diambil  $A_v$  terbesar, jarak sengkang dibatasi sebesar  $\frac{d}{2}$ .

Pemasangan tulangan pada kolom harus memenuhi beberapa persyaratan diantaranya adalah:

1. Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang  $l_o$  dari muka hubungan balok-kolom adalah  $s_o$ . Spasi  $s_o$  tersebut tidak boleh melebihi:
  - a. Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
  - b. 24 kali diameter sengkang ikat
  - c. Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur
  - d. 300 mm

Panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari nilai terbesar berikut ini:

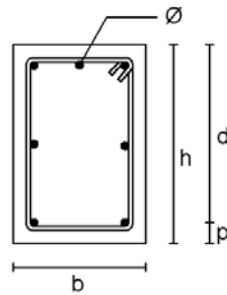
- a.  $\frac{1}{6}$  tinggi bersih kolom
  - b. Dimensi terbesar kolom
  - c. 500 mm
2. Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada  $0,5 s_o$  dari muka hubungan balok-kolom
  3. Tulangan hubungan balok-kolom harus memenuhi persyaratan dalam SNI beton 2002
  4. Spasi sengkang ikat pada penampang kolom tidak boleh melebihi  $2 s_o$

#### 2.3.2.4 Perencanaan Balok

Secara umum desain tinggi balok direncanakan ( $L/10 - L/15$ ) dan lebar balok direncanakan ( $1/2 h - 2/3 h$ ). Perhitungan gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok

digunakan software SAP 2000 V.10. Hasil output berupa gaya - gaya dalam pada balok kemudian digunakan untuk menghitung kebutuhan tulangan pada balok.

- Perhitungan tinggi efektif balok



$$d = h - ( p + \text{Øsengkang} + \frac{1}{2} \text{Øtulangan utama} )$$

dimana:

b = lebar balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

d = tinggi efektif balok (mm)

p = tebal selimut beton (mm), p = 40 mm

Ø = diameter tulangan (mm)

- Perhitungan jarak serat tekan terluar ke garis netral penampang balok (c)

$$c = \frac{d \cdot \epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

$$= \frac{d \cdot \epsilon_c}{\epsilon_c + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$a = \beta_1 \cdot c$$

dimana:

c = jarak serat tekan terluar ke garis netral penampang (mm)

$\epsilon_c$  = regangan beton = 0,003

$\epsilon_s$  = regangan baja

$f_y$  = tegangan leleh tulangan (MPa)

$E_s$  = modulus elastisitas baja = 200.000 Mpa

a = tinggi blok tegangan tekan ekivalen penampang beton dalam keadaan balanced (mm)

- Perhitungan  $\rho_{\max}$  dan  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

syarat rasio tulangan :  $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$

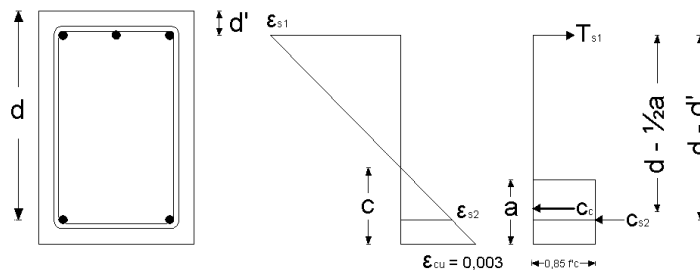
- Perhitungan tulangan utama daerah tumpuan :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Dalam pelaksanaan dipasang tulangan tekan dimana  $\rho'$  tidak boleh melebihi dari  $0,5 \rho_b$  (SNI 03-1728-2002).

$$A_{s'_{\max}} = \rho' \cdot b \cdot d$$



**Gambar 2.6** Diagram regangan dan gaya-gaya dalam

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times B \\ &= 0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times c \times B \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_s &= f'_s \times A_{s'} \\ &= \epsilon'_s \times E_s \times n \times A_s \\ &= \frac{0,003}{c} \times (c - d') \times 2.10^5 \times \frac{1}{2} \times A_s \end{aligned}$$

$$T_s = A_s \times f_y$$

$$T_s - C_c - C_s = 0$$

$$400 A_s - 7225c - \left(300A_s - \frac{18900A_s}{c}\right) = 0$$

$$100A_s - 7225c + \frac{18900A_s}{c} = 0 \quad \dots \text{pers (1)}$$

$$(C_s \times (d - d')) + \left( C_c \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right) = \frac{M_u}{\phi} \quad \dots \text{pers (2)}$$

Dari pers (1) dan (2) akan diperoleh nilai c dan  $A_s$ .

- Cek tulangan tekan telah leleh atau belum :

$$\epsilon_s' = \left( \frac{c-d'}{c} \right) \times \epsilon_c$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E}$$

jika,

$$\epsilon_s' > \epsilon_y \quad , \text{ tulangan tekan leleh}$$

$$\epsilon_s' < \epsilon_y \quad , \text{ tulangan tekan belum leleh}$$

- Kapasitas momen terhadap T :

$$M_n = (C_s \times (d - d')) + \left( C_c \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right)$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot M_n$$

Syarat aman kapasitas penampang :

$$M_u < \phi M_n$$

- Perhitungan tulangan geser dan torsi daerah tumpuan :

### **Pengaruh Geser**

Perencanaan penampang geser harus didasarkan pada :

$$V_u \leq V_c + V_s$$

Kuat geser yang disumbangkan beton sebesar :

$$V_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f_y}}{6} \cdot b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot V_c$$

Jika,

$$V_u < \phi V_c, \text{ tidak perlu tulangan geser}$$

$$V_u \geq \phi V_c, \text{ perlu tulangan geser}$$

Cek penampang;

$$V_s < V_s \text{ max}$$

$$V_s \text{ max} = \phi \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

Jika  $V_u < \phi V_c$ , maka digunakan tulangan geser minimum ( $A_v$ ) per meter sebesar:

$$A_v \text{ min} = \frac{75\sqrt{f_c} \cdot b \cdot s}{1200 f_y}$$

tetapi  $A_v$  tidak boleh kurang dari:

$$A_v \text{ min} = \frac{1}{3} \frac{b \cdot s}{f_y}$$

### **Pengaruh Torsi**

Perencanaan penampang geser harus didasarkan pada :

$$T_u \leq T_c + T_s$$

Besar torsi yang disumbangkan penampang sebesar :

$$T_c = \phi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{3} \cdot \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

dimana :

$$A_{cp} = b \cdot h$$

$$P_{cp} = 2 (b + h)$$

Jika,

$T_u < T_c$ , tidak perlu tulangan puntir

$T_u \geq T_c$ , perlu tulangan puntir

### **2.3.3 Perencanaan Struktur Bawah**

Struktur bawah (pondasi) pada suatu bangunan yang berfungsi meneruskan atau menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah dasar. Tegangan kontak yang terjadi antara pondasi dan tanah tidak boleh melewati tegangan yang diizinkan, serta tidak boleh mengakibatkan gerakan tanah yang dapat membahayakan struktur. Perencanaan dan perhitungan pondasi dilakukan dengan membandingkan beban-beban yang bekerja terhadap dimensi pondasi dan daya dukung tanah dasar (*Teknik Pondasi 1, 2002*).

Jenis pondasi yang dipilih harus mempertimbangkan beberapa hal berikut:

1. Beban total yang bekerja pada struktur  
Merupakan hasil kombinasi pembebanan yang terbesar yaitu kombinasi antara beban mati bangunan (D), beban hidup (L), beban angin (W) dan beban gempa (E).
2. Kondisi tanah dasar di bawah bangunan  
Merupakan hasil analisa tanah pada kedalaman lapisan tertentu serta perhitungan daya dukung tiap lapisan tanahnya.
3. Faktor biaya  
Berdasarkan hasil penyelidikan tanah dapat disimpulkan tipe pondasi yang efisien digunakan.
4. Keadaan disekitar lokasi bangunan  
Hal ini berkaitan dengan pelaksanaan pemasangan pondasi, apakah dekat dengan lokasi pemukiman penduduk atau tidak, sehingga pada saat pemasangan pondasi tidak menimbulkan gangguan bagi penduduk sekitar.

Beban-beban yang bekerja pada pondasi meliputi :

1. Beban terpusat yang disalurkan dari bangunan atas
2. Berat terpusat akibat berat sendiri pondasi
3. Beban momen, akibat deformasi struktur sebagai pengaruh dari beban lateral.

Analisa daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi struktur yang terletak di atasnya. Daya dukung tanah (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban, baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya, tanpa terjadi keruntuhan geser. Daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*) adalah daya dukung terbesar dari tanah dan biasanya diberi simbol  $q_{ult}$ . Besarnya daya dukung yang diijinkan sama dengan daya dukung batas dibagi angka keamanan, rumusnya  $q_a = \frac{q_{ult}}{FK}$ .

Perancangan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser, dan penurunan yang berlebihan. Untuk terjaminnya stabilitas jangka panjang, perhatian harus diberikan pada peletakan dasar pondasi. Pondasi harus diletakkan pada kedalaman yang cukup untuk menanggulangi resiko adanya erosi permukaan, gerusan, kembang susut, dan gangguan tanah di sekitar pondasi.

### 2.3.3.1 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Analisa-analisa kapasitas daya dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan perhitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bidang geser yang terjadi saat keruntuhan.

#### a. Daya Dukung Vertikal yang Diijinkan Untuk Tiang Tunggal

Tes sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT) pada dasarnya adalah untuk memperoleh tahanan ujung ( $q$ ). Tes sondir ini biasanya dilakukan pada tanah-tanah kohesif, dan tidak dianjurkan pada tanah berkerikil dan lempung keras.

Perhitungan pondasi tiang pancang didasarkan terhadap tahanan ujung dan hambatan pelekat, maka daya dukung tanah dapat dihitung sebagai berikut:

$$Q_{sp} = \frac{q_c \times A_b}{F_b} + \frac{TF \times U}{F_s}$$

dimana:

$Q_{sp}$  = daya dukung vertical diijinkan untuk sebuah tiang tunggal (ton)

$q_c$  = tahanan konus pada ujung tiang ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$A_b$  = luas penampang ujung tiang ( $\text{m}^2$ )

$U$  = keliling tiang (m)

$TF$  = tahanan geser (*c/leef*) total sepanjang tiang ( $\text{ton}/\text{m}$ )



$F_h$  = faktor keamanan = 3

$F_s$  = faktor keamanan = 5

Perhitungan pondasi tiang pancang dari data N-SPT (*Soil Penetration Test*) dapat dihitung sebagai berikut:

$$P_{\text{all}} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \bar{N} \times A_s$$

dimana :

$N_b$  = Nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

$\bar{N}$  = Nilai N-SPT rata-rata

$A_b$  = Luas penampang tiang ( $\text{m}^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $\text{m}^2$ )

Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

dimana:

$P_{\text{tiang}}$  = kekuatan yang diijinkan pada tiang

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang ( $\text{cm}^2$ )

$\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan tekan ijin bahan tiang ( $\text{kg/cm}^2$ )

#### b. Pondasi Tiang Kelompok (*Pile Group*)

Efisiensi kelompok tiang dihitung berdasarkan persamaan Converse-Labarre, yaitu:

$$Q_f = \text{eff} \times Q_s$$

$$\text{Eff} = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

dimana:

$m$  = banyaknya tiang dalam 1 baris

$n$  = banyaknya baris

$\theta$  =  $\tan^{-1}(d/s)$

$d$  = diameter tiang (cm)

$s$  = jarak antar tiang (cm)

### c. Kontrol *Settlement* (penurunan)

Dalam kelompok tiang pancang (*pile group*) ujung atas tiang-tiang tersebut dihubungkan satu dengan yang lainnya dengan *pile cap* yang kaku untuk mempersatukan tiang menjadi satu-kesatuan yang kokoh. Dengan *pile cap* ini diharapkan bila kelompok tiang pancang tersebut dibebani secara merata akan terjadi penurunan yang merata pula.

Penurunan kelompok tiang pancang yang dipancang sampai lapisan tanah keras akan kecil sehingga tidak mempengaruhi bangunan di atasnya. Kecuali bila dibawah lapisan keras tersebut terdapat lapisan lempung, maka penurunan kelompok tiang pancang tersebut perlu diperhitungkan.

Pada perhitungan penurunan kelompok tiang pancang dengan tahanan ujung diperhitungkan merata pada bidang yang melalui ujung bawah tiang. Kemudian tegangan ini disebarkan merata ke lapisan tanah sebelah bawah dengan sudut penyebaran  $30^{\circ}$ .

Mekanisme penurunan pada pondasi tiang pancang dapat ditulus dalam persamaan :

$$S_r = S_i + S_c$$

dimana :

$S_r$  = penurunan total pondasi tiang

$S_i$  = penurunan seketika pondasi tiang

$S_c$  = penurunan konsolidasi pondasi tiang

#### 1. Penurunan seketika (*immediate settlement*)

Rumus yang digunakan :

$$S_i = q_n \times 2B \times \frac{1-\mu}{E_u} \times l_p$$

dimana :

$q_n$  = besarnya tekanan netto pondasi

- B = lebar ekivalen dari pondasi rakit
- $\mu$  = angka poisson, tergantung dari jenis tanah
- $I_p$  = faktor pengaruh, tergantung dari bentuk dan kekakuan pondasi
- $E_u$  = sifat elastis tanah, tergantung dari jenis tanah

2. Penurunan Konsolidasi

Perhitungan dapat menggunakan rumus :

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \frac{\Delta p}{p_0} H$$

dimana:

$C_c$  = *compression index*

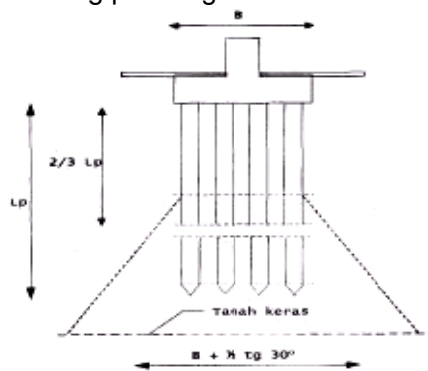
$e_0$  = *void ratio*

$p_0$  = tegangan efektif pada kedalaman yang ditinjau

$\Delta p$  = penambahan tegangan setelah ada bangunan

H = tinggi lapisan yang mengalami konsolidasi

Pada Gambar 2.4 ditunjukkan mekanisme penurunan pada tiang pancang.



**Gambar 2.7 Penurunan pada Tiang Pancang**

Keterangan :

$L_p$  = kedalaman tiang pancang

B = lebar *pile cap*

**d. Kontrol Gaya Horizontal**

Kontrol gaya horizontal dilakukan untuk mencari gaya horizontal yang dapat didukung oleh tiang. Dalam perhitungan digunakan metode dari Brooms.

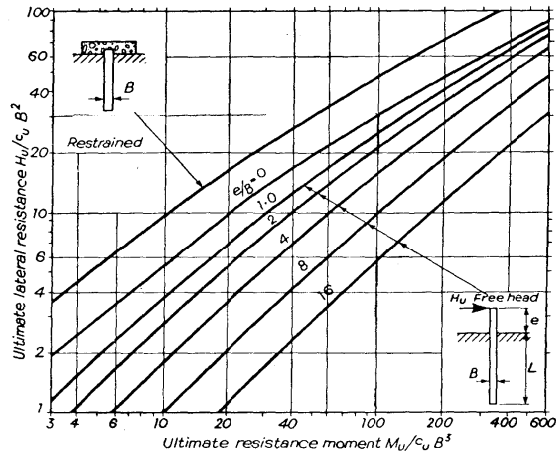


Fig. 6.29 Ultimate lateral resistance of long pile in cohesive soil related to ultimate resistance moment (after Brooms<sup>(4,5)</sup>)

**Gambar 2.8 Grafik Brooms untuk Tiang Pancang dengan Tanah Kohesif**

Cara menghitung gaya horizontal sementara yang diijinkan pada tiang pancang adalah sebagai berikut:

$$x = \dots$$

x dilihat pada grafik dan diplot sehingga diperoleh harga

$$y = \dots$$

dari persamaan diatas dapat dicari  $H_u$ .

Untuk menghitung momen maksimum, Brooms menggunakan persamaan:

$$H_u = \dots$$

dengan  $f = \dots$

$C_u$  = kohesi

$d$  = diameter tiang pancang

**e. Analisa Pondasi Tiang Pancang dengan Model Tumpuan Elastis**

Untuk menganalisis gaya-gaya dalam (momen lentur, gaya lintang, dan gaya normal), penurunan arah vertikal (*settlement*), serta pergeseran pada arah horisontal dari atau pondasi tiang pancang, dapat dilakukan dengan menggunakan model tumpuan pegas elastis.

Besarnya reaksi yang dapat didukung oleh tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan pegas elastis, tergantung dari besarnya gaya pegas dari tumpuan yang bersangkutan. Untuk tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan elastis, kemampuan untuk mendukung beban, tergantung dari besarnya *modulus of subgrade reaction* ( $k_s$ ) dari tanah. Besarnya  $k_s$  berlainan untuk setiap jenis tanah.

Menurut Bowles (1974), besarnya *modulus of subgrade reaction* kearah vertikal ( $k_{sv}$ ) dapat ditentukan dari besarnya daya dukung tanah yang diijinkan ( $qa$ ), yaitu :

$$K_{sv} = 120 qa \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

dimana  $qa$  dalam satuan kPa. Perkiraan besarnya harga  $k_{sv}$  untuk beberapa jenis tanah, dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Besarnya modulus of subgrade reaction kearah horisontal ( $k_{sh}$ ) pada umumnya lebih besar dibandingkan dengan harga  $k_{sv}$ . Untuk perhitungan praktis, besarnya  $k_{sh}$  dapat diambil dua kali dari harga  $k_{sv}$ .

**Tabel 2.9 Perkiraan besarnya harga  $k_{sv}$**

---

<b>Sand :</b>	
Loose sand (pasir lepas)	4500 – 1500 KN/m <sup>3</sup>
Medium sand (pasir kepadatan sedang)	9000 – 75000 KN/m <sup>3</sup>
Dense sand (pasir padat)	60000 – 120000 KN/m <sup>3</sup>
Clayey sand (pasir campur lempung)	30000 – 750000 KN/m <sup>3</sup>
Silty sand (pasir campur lanau)	22500 – 45000 KN/m <sup>3</sup>
<b>Clay :</b>	
Qu < 4 kPa	11250 – 22500 KN/m <sup>3</sup>
4 kPa < qu < 8 kPa	22500 - 45000 KN/m <sup>3</sup>
8 kPa < qu > 45000 KN/m <sup>3</sup>	

---

Sumber: Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1 – Joseph E. Bowles

### 2.3.3.2 Perencanaan *Pile Cap*

Pada struktur dengan kolom yang memikul beban berat, atau jika struktur kolom tidak didukung oleh tanah yang kuat dan seragam, umumnya digunakan pondasi menerus untuk menyalurkan beban ke tanah. Pondasi menerus dapat terdiri dari *pile cap* menerus yang mendukung kolom-kolom yang berada dalam satu baris, tetapi jenis pondasi menerus yang paling sering digunakan ialah pondasi *pile cap* menerus yang menggabungkan dua baris *pile cap* yang berpotongan, sehingga mereka membentuk pondasi grid. Namun, untuk kasus beban yang lebih besar lagi atau tanah yang lebih lemah, baris–baris *pile cap* digabungkan menjadi satu *pile cap* monolit membentuk pondasi rakit (*raft foundation*).

Pondasi rakit (*raft foundation*) adalah pondasi yang membentuk rakit melebar ke seluruh bagian dasar bangunan. Bila luasan pondasi yang diperlukan > 50 % dari luas bagian bawah bangunan maka lebih disarankan untuk menggunakan pondasi rakit, karena lebih memudahkan untuk pelaksanaan penggalian dan penulangan beton.

Penentuan dari dimensi atau ketebalan pondasi *pile cap* ditentukan oleh daya dukung yang dibutuhkan, faktor keamanan dan batas penurunan yang masih diizinkan, dengan memperhatikan kondisi dan jenis tanah di lokasi bangunan. Area maksimal yang tertutup oleh pondasi rakit umumnya adalah seluas bagian dasar bangunan. Jika daya dukung yang dibutuhkan masih belum tercapai, maka solusinya adalah dengan memperdalam pondasi atau memperdalam ruang bawah tanah dari bangunan.

Walaupun perhitungan daya dukung pondasi *pile cap* menggunakan pendekatan teori perhitungan daya dukung untuk pondasi telapak, tetapi karakter penurunan untuk kedua tipe pondasi itu sangat berbeda. Penurunan pondasi *pile cap* umumnya lebih seragam dibandingkan dengan penurunan pada pondasi telapak.

Pada proses analisisnya, pondasi *pile cap* dianggap sebagai material yang sangat kaku dan distribusi tekanan yang ditimbulkan akibat beban dapat dianggap linier. Penentuan kedalaman pondasi dilakukan dengan cara coba-coba, setelah kedalaman ditentukan, gaya-gaya yang bekerja pada dasar pondasi dihitung. Beban-beban dari kolom diperoleh dari perhitungan struktur atas, dan berat sendiri pondasi *pile cap* juga dimasukkan dalam proses analisis. Pada pondasi *pile cap* setiap titik didukung secara langsung oleh tanah dibawahnya, sehingga momen lentur yang terjadi menjadi sangat kecil.

Penyebaran tekanan pada dasar pondasi dihitung dengan persamaan berikut :

$$q = \frac{\sum P}{A} + \frac{\sum(P \times y)}{I_x} + \frac{\sum(P \times x)}{I_y}$$

dimana :

$\sum P$  = jumlah total beban pondasi

A = luas total pondasi *pile cap*

$x, y$  = jarak eksentrisitas dari pusat beban kolom ke pusat pondasi

$I_x, I_y$  = momen inersia pondasi *pile cap* terhadap sumbu-x dan sumbu-y

Persyaratan yang harus dipenuhi :

Beban normal :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{tanah}}$

Beban sementara :  $\sigma_{\max} \leq 1,5 \times \sigma_{\text{tanah}}$

$\sigma_{\min} > 0$  (tidak boleh ada tegangan negatif)

### 2.3.3.3 Perhitungan Geser Pons

Tegangan geser pons dapat terjadi di sekitar beban terpusat, ditentukan antara lain oleh tahanan tarik beton di bidang kritis yang berupa piramida atau kerucut terpancung di sekitar beban atau reaksi tumpuan terpusat tersebut yang akan berusaha lepas dari (menembus) panel. Bidang kritis untuk perhitungan geser pons dapat dianggap tegak lurus pada bidang panel dan terletak pada jarak  $d/2$  dari keliling beban (reaksi) terpusat yang bersangkutan, dimana  $d$  adalah tinggi efektif pelat.

Jadi tegangan geser pons pada bidang kritis dihitung dengan rumus:

$$V_u = \frac{N_u}{b_o \times d}$$

dimana:

$N_u$  = gaya tekan desain

$b_o$  = keliling bidang kritis pada pelat

$d$  = tebal efektif pelat

Perencanaan pelat untuk melawan geser pons adalah berdasarkan:

$$P \leq \phi V_c$$

dimana:

$P$  = gaya axial pada kolom



$\Phi$  = faktor reduksi kekuatan geser beton (*shear seismic*) = 0,55

$V_c$  = kuat geser pons nominal pondasi

Untuk pelat, kuat geser pons nominal diambil dari nilai terkecil dari rumus dibawah ini :

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \times b_o \times d}{6}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

dimana:

$\beta_c$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari kolom

$f'_c$  = kuat nominal beton

#### 2.3.3.4 Perhitungan Lendutan Maksimum

Lendutan merupakan aspek yang harus diperhitungkan pada struktur. Apabila lendutan yang terjadi pada struktur melebihi lendutan ijin, selain terjadi ketidaknyamanan pada pengguna struktur, juga dapat menimbulkan kegagalan konstruksi.

Untuk perhitungan lenturan/lendutan dari gelagar dengan perletakan jepit–jepit yang menahan beban baik merata dan beban terpusat digunakan rumus sebagai berikut:

1. Akibat beban merata

$$\delta_1 = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{ijin}$$

2. Akibat beban terpusat

$$\delta_2 = \frac{P \times L^3}{192 \times E \times I} \leq \delta_{ijin}$$

dimana :

$\delta$  = besarnya lendutan yang terjadi

$$\delta_{ijin} = \text{besarnya lendutan yang diijinkan} = \frac{L}{480}$$

q = beban merata

P = beban terpusat

L = bentang/panjang gelagar/balok yang ditinjau

E = modulus elastisitas

I = momen inersia

Lendutan izin maksimum pada struktur dapat dilihat dari tabel berikut.

**Tabel 2.10 Lendutan Izin Maksimum**

Jenis Komponen Struktur	Lendutan Yang Diperhitungkan	Batas Lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (LL)	$\frac{1}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (LL)	$\frac{1}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban	$\frac{L^b}{480}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan		$\frac{L^d}{240}$

rusak oleh lendutan yang besar.	hidup)	
<p>i. Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut, toleransi konstruksi dan keandalan sistem drainase.</p> <p>ii. Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.</p> <p>iii. Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 11.5(2(5)) atau 11.5(4(2)), tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.</p> <p>iv. Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.</p>		

Sumber : Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung  
(SNI Beton 2002)

#### 2.3.4 Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Detail penulangan komponen sistem rangka pemikul momen menengah harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

##### 1. Balok

- ✚ Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari sepertiga kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Baik kuat lentur negatif maupun kuat lentur positif pada setiap irisan penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperlima kuat lentur yang

terbesar yang disediakan pada kedua muka-muka kolom di kedua ujung komponen struktur tersebut.

✚ Pada kedua ujung komponen struktur lentur tersebut harus dipasang sengkang sepanjang jarak dua kali tinggi komponen struktur diukur dari muka perletakan ke arah tengah bentang. Sengkang pertama harus dipasang pada jarak tidak lebih daripada 50 mm dari muka perletakan. Spasi maksimum sengkang tidak boleh melebihi:

- $d/4$
- Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- 24 kali diameter sengkang
- 300 mm

Sengkang harus dipasang di sepanjang bentang balok dengan spasi tidak melebihi  $d/2$ .

## 2. Kolom

✚ Spasi maksimum sengkang ikat yang dipasang pada rentang dari muka hubungan balok-kolom adalah  $s_o$ . Spasi  $s_o$  tersebut tidak boleh melebihi:

- Delapan kali diameter tulangan longitudinal terkecil
- 24 kali diameter sengkang ikat
- Setengah dimensi penampang terkecil komponen struktur
- 300 mm

Panjang  $l_o$  tidak boleh kurang dari pada nilai terbesar berikut ini:

- Seperenam tinggi bersih kolom
- Dimensi terbesar penampang kolom
- 500 mm

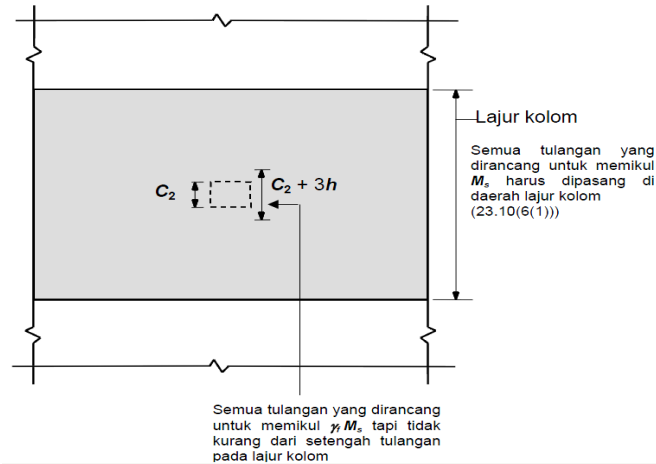
✚ Sengkang ikat pertama harus dipasang pada jarak tidak melebihi daripada  $0,5 s_o$  dari muka hubungan balok-kolom.

✚ Spasi sengkang ikat pada sembarang penampang kolom tidak boleh melebihi  $2 s_o$

### 3. Pelat Dua Arah Tanpa Balok

Pemasangan tulangan pada pelat dua arah harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

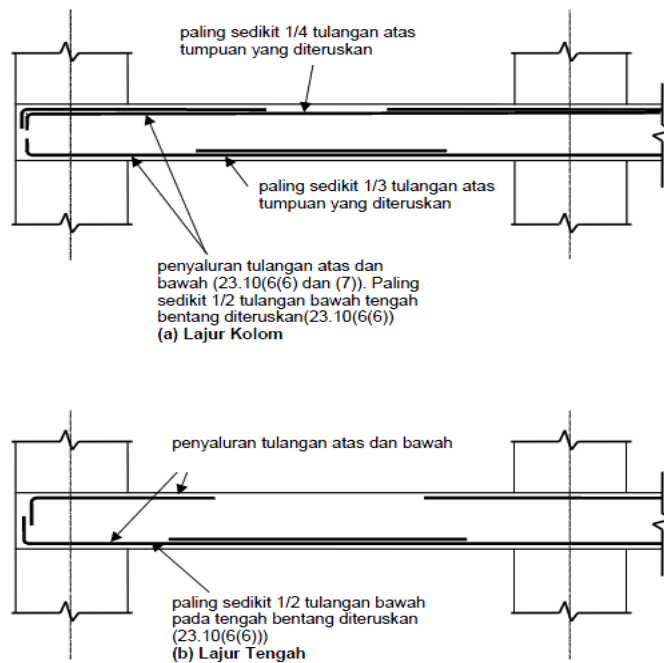
- ✚ Momen pelat terfaktor pada tumpuan akibat beban gempa harus ditentukan untuk kombinasi pembebanan. Semua tulangan yang disediakan untuk memikul  $M_s$ , yaitu bagian dari momen pelat yang diimbangi oleh momen tumpuan, harus dipasang di dalam lajur kolom.
- ✚ Bagian dari momen harus dipikul oleh tulangan yang dipasang pada daerah lebar efektif.



**Gambar 2.9 Lokasi Tulangan Pada Konstruksi Pelat Dua Arah**

- ✚ Setidak-tidaknya setengah jumlah tulangan lajur kolom di tumpuan diletakkan di dalam daerah lebar efektif pelat.
- ✚ Paling sedikit seperempat dari seluruh jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan harus dipasang menerus di keseluruhan panjang bentang.
- ✚ Jumlah tulangan bawah yang menerus pada lajur kolom tidak boleh kurang daripada sepertiga jumlah tulangan atas lajur kolom di daerah tumpuan.

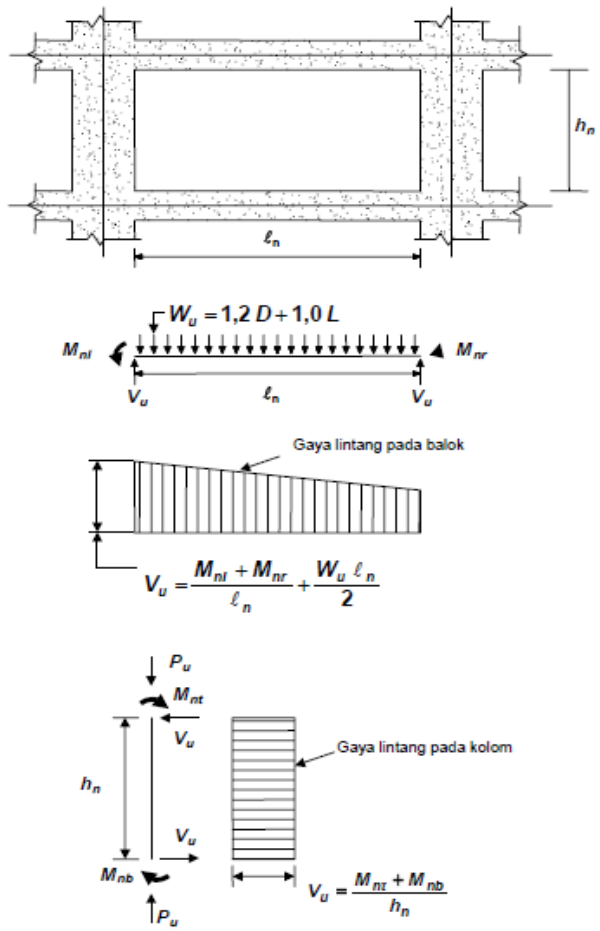
- ✚ Setidak-tidaknya setengah dari seluruh tulangan bawah di tengah bentang harus diteruskan dan diangkur hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.
- ✚ Pada tepi pelat yang tidak menerus, semua tulangan atas dan bawah pada daerah tumpuan harus dipasang sedemikian hingga mampu mengembangkan kuat lelehnya pada muka tumpuan.



**Gambar 2.10 Pengaturan Tulangan Pada Pelat**

Kuat geser rencana balok, kolom, konstruksi pelat dua arah yang memikul beban gempa tidak boleh kurang daripada:

- Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan gaya lintang akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk pengaruh beban gempa,  $E$ , diman nilai  $E$  diambil sebesar dua kali nilai yang ditentukan alam peraturan perencanaan terhadap gempa.



Gambar 2.11 Gaya lintang rencana untuk SPRMM