

PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG HOTEL FAVE SOLO BARU

Disusun oleh : Bangkit Andriyulianto (L2A606016), Dwi Agus Nugroho (L2A606023)

Pembimbing : Ir. Himawan Indarto M.S., Dr. Ilham Nurhuda ST.MT.

Teknik Sipil Universitas Diponegoro, Semarang

Abstrak

Dalam perancangan struktur gedung, pengaruh gempa merupakan salah satu hal yang penting untuk dianalisa, terutama untuk bangunan-bangunan yang berada dalam wilayah yang sering dilanda gempa besar. Di dalam peta gempa, sebagian wilayah Indonesia terletak di zona rawan gempa. Oleh karena itu dibutuhkan perancangan yang tahan terhadap bahaya gempa agar tidak terjadi tingkat kecelakaan dan kerugian yang besar apabila terjadi gempa besar.

Dalam tugas akhir ini direncanakan struktur gedung beton bertulang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sesuai dengan SNI 03-2847-2002 dan SNI 1726-2002 yang di desain dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menggunakan konsep “*Strong Column Weak Beam*” (kolom kuat dan balok lemah). Struktur gedung yang direncanakan adalah Hotel Fave Solo Baru- Surakarta yang terdiri dari 14 lantai dengan 2 basement dan terletak di gempa zona 3

Diharapkan dengan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ini dapat diaplikasikan dan bermanfaat bagi masyarakat luas dalam hal perencanaan bangunan yang berada pada daerah rawan gempa.

Kata-kata kunci: SRPMK, strong column weak beam, SNI 03-2847-2002

Abstract

In case of building structure plan, analyzing of earthquake effect is important. Especially for building which located in big earthquake zones. Indonesian isles are situated on major earthquake zones. That's why the good planning are needed to manage earthquake risk to avoid big accident.

On this final paper, the building are planned with Sway Special Design System. That based on SNI 03-2847-2002 and SNI 1726-2010. “Strong Column Weak Beam” concept is used for the building. The planning of structure are consist of 14 levels and 2 basements which located in 3rd earthquake zone

We expected that Sway Special Design System can be good applicated and useful for all of people on building plan which located in major earthquake zone.

Keyword : Sway Special, strong column weak beam, SNI 03-2847-2002

1) Pendahuluan.

Hotel Fave adalah salah satu Hotel di daerah Solo yang di bangun sebagai salah satu langkah untuk memenuhi kebutuhan masyarakat untuk areal penginapan. Pemilihan lokasi hotel ini sangat strategis karena terletak di kawasan perkantoran dan pusat bisnis di wilayah Solo Baru. disamping itu kawasan Solo Baru juga memiliki infrastruktur (jalan) yang bagus, bebas banjir, dekat dengan pusat kota Surakarta, terletak di kawasan hijau dan menyediakan berbagai jenis kebutuhan hidup.

Dalam perencanaan struktur gedung pengaruh gempa merupakan salah satu hal yang perlu di analisa terutama pada daerah rawan gempa. Perencanaan dari struktur

gedung pada daerah rawan gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut agar tidak runtuh, walaupun terjadi kerusakan pada elemen-elemen struktur tetapi tidak terjadi keruntuhan gedung.

Berdasarkan SNI 03-2847-2002, Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (2002), dilengkapi penjelasan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah rawan gempa menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang di rancang dengan menggunakan konsep *strong column weak beam*, artinya bangunan di rancang agar dapat merespon beban gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi sendi plastis pada pertemuan balok dan kolom.

2) Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dari penulisan adalah sebagai berikut:

- Mampu melakukan analisis struktur dengan menggunakan *software* komputer (SAP 2000);
- Mengetahui konsep desain struktur metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRMPK) dalam kaitannya dengan konsep *strong column weak beam* pada sendi-sendi plastis;
- Merencanakan penulangan struktur gedung dengan menggunakan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

3) Tinjauan Umum

3.1 Konsep Pemilihan Sistem Struktur

Ketentuan pembebanan gempa dan perencanaan struktur beton bertulang tahan gempa di Indonesia, diatur dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002. Agar sebuah disain struktur di daerah gempa menjadi ekonomis, sifat daktail yang dimiliki struktur dapat dimanfaatkan untuk menerima energi gempa pasca kondisi elastisnya. Dengan adanya daktilitas ini, respons spektrum gempa rencana elastis dapat direduksi menjadi gempa nominal dengan konsekuensi persyaratan desain yang cukup ketat. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah sistem struktur tahan gempa yang memanfaatkan daktilitas yang dimiliki ini secara penuh.

3.2 Konsep Pembebanan

Dalam melakukan analisis desain suatu struktur bangunan akan menerima beban-beban yang bersifat statis dan dinamis.

a. Beban Statis

Beban statis merupakan beban yang relatif konstan atau beban yang memiliki perubahan intensitas beban terhadap waktu berjalan lambat. Jenis-jenis beban statis menurut Peraturan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987 adalah sebagai berikut

▪ Beban mati (*Dead Load*/DL)

Beban mati adalah beban yang dipikul oleh struktur sebagai akibat dari berat sendiri struktur dan akibat berat elemen-elemen struktur dan merupakan satu kesatuan.

▪ Beban hidup

Beban hidup adalah beban yang bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu yang diberikan

b. Beban Dinamis

Beban dinamis adalah beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur. Pada umumnya, beban ini bersifat tidak tetap (*unsteady-state*) serta mempunyai karakteristik besaran dan arah yang berubah dengan cepat. Deformasi pada struktur akibat beban dinamik ini juga akan berubah-ubah secara cepat.

4) Permodelan Struktur

Permodelan struktur yang di gunakan adalah :

4.1 Struktur Atas

Struktur atas adalah struktur bangunan dalam hal ini adalah bangunan gedung yang secara visual berada di atas tanah yang terdiri dari struktur sekunder dan struktur portal utama.

a. Struktur Sekunder

Struktur Sekunder adalah struktur pendukung yang hanya menyalurkan beban ke struktur utama. Adapun dalam gedung ini struktur sekunder yang akan dianalisa adalah balok anak, tangga dan pelat. Dimana dalam perhitungannya harus dipisahkan dengan struktur utama.

b. Struktur Portal Utama

Gedung yang akan direncanakan ini adalah suatu struktur gedung yang menggunakan sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Dimana dalam perhitungannya struktur utama yang akan dianalisa adalah meliputi balok induk, kolom, dan corewall.

4.2 Struktur Bawah.

Adapun struktur bawah merupakan struktur yang menghubungkan antara gedung dengan tanah. Dimana dalam perhitungannya harus bisa mengakomodasi seluruh beban yang ada dan disalurkan ke tanah. Struktur bawah yang dimaksudkan disini adalah pondasi. Pondasi yang digunakan adalah pondasi borepile. Dimana dalam sistem ini meliputi tiang borepile, pilecap dan tiebeam.

5) Kombinasi Pembebanan

Pengaruh beban gempa horisontal dapat bekerja pada masing-masing arah dari sumbu utama bangunan, atau pada kedua arah sumbu utama dari struktur bangunan secara bersamaan. Untuk itu, perlu direncanakan kekuatannya terhadap pengaruh 100% dari beban gempa dalam satu arah sumbu utama bangunan, dikombinasikan dengan pengaruh 30% dari beban gempa dalam arah tegak lurus terhadapnya.

a. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Dari Tabel Faktor Keutamaan Bangunan (RSNI 03-1726-2010, halaman 23), besarnya faktor keutamaan struktur (I) untuk gedung umum seperti untuk perhotelan diambil sebesar 1.

b. Faktor Reduksi Gempa (R)

Dari tabel Faktor Reduksi Gempa (SNI 03-1726-2002, halaman 23), Struktur Gedung ini termasuk dalam kategori Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur, besarnya nilai faktor reduksi gempa $R = 8,5$.

Kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03 – 2847 – 2002) sebagai berikut :

- Kombinasi 1
= 1,2 DL + 1,6 LL

- Kombinasi 2
= 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 (I/R) Ex + 0,3 (I/R) Ey
= 1,2 DL + 1,0 LL + 0,118 Ex + 0,039 Ey

- Kombinasi 3
= 1,2 DL + 1,0 LL + 0,3 (I/R) Ex + 1,0 (I/R) Ey
= 1,2 DL + 1,0 LL + 0,039 Ex + 0,118 Ey

6) Metode Analisis Struktur Terhadap Beban Gempa

6.1 Metode Analisis Statis

Analisis statis prinsipnya menggantikan beban gempa dengan gaya - gaya statis ekuivalen atau disebut Metode Gaya Lateral Ekuivalen (*Equivalent Lateral Force Method*), yang mengasumsikan gaya gempa besarnya berdasar hasil perkalian suatu konstanta/massa dan elemen struktur tersebut. Dengan kata lain gaya gempa rencana (V_{statik}) adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh gempa rencana menurut persamaan :

$$V_{statik} = \frac{C I W_t}{R}$$

- C = Nilai faktor respons gempa
- I = Faktor keutamaan struktur
- R = Faktor reduksi gempa
- W_t = Berat total gedung

Tabel 1. Perhitungan V_{statik}

keterangan	Periode (T)	Zona Gempa	Harga c	(W_t)	V_{statik} (kg)	0.8 V_{statik} (kg)
Gempa Arah X	1.827	($c=0,33T$)	0.180	8.791.927,7	186.181,99	148.945,59
Gempa Arah Y	1.597	($c=0,33T$)	0.206	8.791.927,7	206.868,89	165.495,11

6.2 Metode Analisis Dinamis

Analisis Dinamis dilakukan untuk evaluasi yang akurat dan untuk mengetahui perilaku struktur akibat pengaruh gempa yang sifatnya berulang. Karakteristik struktur bangunan yang perlu dilakukan analisis dinamik adalah sebagai berikut :

- Gedung dengan konfigurasi struktur sangat tidak beraturan.
- Gedung dengan loncatan – loncatan bidang muka yang besar.
- Gedung dengan kekakuan tingkat yang tidak merata.
- Gedung dengan yang tingginya lebih dan 40 meter.

Analisis Dinamis menggunakan Metode Analisis Ragam Spektrum Respon (*Spectrum Modal Analysis*) dimana respon maksimum dan tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respon Rencana (*Design Spectra*).

Tabel 2. Nilai Base Reaction

Output Case	Tipe Case	V dinamik
Gempa arah x	LinRespSpec	1.250.185,69
Gempa arah y	LinRespSpec	1.058.130,17

6.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam pertama atau $V_{dinamik} \geq 0,8 V_{statik}$.

$$0,8 V_{statik} \text{ gempa arah } x = 0,8 \times 186.181,99 = 148.945,59 \text{ kg}$$

$$0,8 V_{statik} \text{ gempa arah } y = 0,8 \times 206.868,89 = 165.495,11 \text{ kg}$$

$$V_{dinamik} \text{ gempa arah } x = 1.250.185,69 \text{ Kg}$$

$$V_{dinamik} \text{ gempa aray } y = 1.058.130,17 \text{ kg}$$

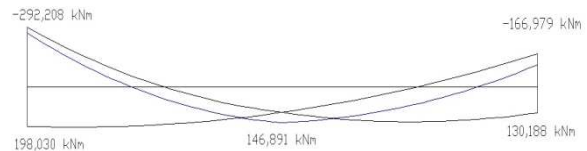
Dari hasil di atas didapat nilai Respons Spektrum telah memenuhi $V_{dinamik} \geq V_{statik}$.

7) Desain Struktur

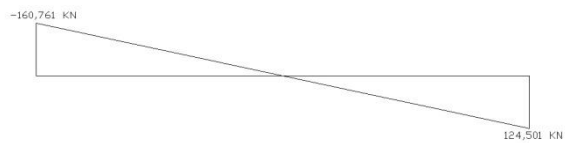
7.1 Balok Induk

Berdasarkan hasil analisis struktur dari 3 kombinasi pembebanan maka untuk desain digunakan momen-momen maksimum dari ke tiga kombinasi tersebut baik momen lapangan maupun momen tumpuan. Momen desain yang akan digunakan dalam perhitungan ini dapat dilihat pada gambar dibawah :

- M- tump kiri = -292,208 kN-m (komb.2)
- M+ tump kiri = 198,030 kN-m (komb.2)
- M- tump kanan = -166,979 kN-m (komb.2)
- M- tump kanan = 130,188 kN-m (komb.2)
- Momen lapangan = 146,891 kN-m (komb.1)
- Gaya lintang max = 160,761 kN (komb.1)



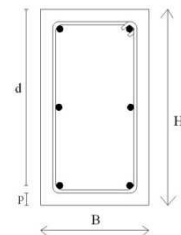
Gambar 1. Diagram Momen pada Balok



Gambar 2. Diagram Gaya Lintang pada Balok

Data Perencanaan

- $f'_c = 30 \text{ Mpa (300 kg/cm}^2)$
- $f_y = 400 \text{ Mpa (4000 kg/cm}^2)$
- Selimit beton (p) = 40 mm
- \varnothing tulangan pokok = 22 mm
- \varnothing sengkang = 12 mm
- B = 300 mm
- H = 600 mm



Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 dijelaskan bahwa untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang memikul gaya akibat beban gempa dan direncanakan untuk memikul lentur maka struktur tersebut harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut :

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur (balok) tidak melebihi $0,1A_g f'_c$
 $A_g(600 \times 300) = 180000 \text{ mm}^2$
 $f'_c = 0,3 \text{ N/mm}^2$
 $0,1A_g f'_c = 54000 \text{ N}$
- Gaya aksial tekan terfaktor pada balok akibat kombinasi beban gravitasi dan beban gempa = 17,092 kN
 $54 \text{ kN} > 17,092 \text{ kN}$ (syarat terpenuhi)
- Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya.
 $L_n > 4d$
 $7400 > 4 \times 532$ (syarat terpenuhi)
- Perbandingan lebar dan tinggi tidak boleh kurang dari 0,3
 $b = 300 \text{ mm}$
 $h = 600 \text{ mm}$
 $\frac{b}{h} > 0,3$
 $\frac{300}{600} > 0,3$
 $0,50 > 0,3$ (syarat terpenuhi)
- Lebarnya tidak boleh kurang dari 250 mm.
 $b = 300 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ (syarat terpenuhi)

a. Perhitungan Momen Negatif Tumpuan

$M_u = -292,208 \text{ kNm}$,
 Tulangan tarik yang dibutuhkan untuk lentur

$$d' = p + \frac{1}{2} D_{Utama} + D_{sengkang}$$

$$d' = 40 + 11 + 12 = 63 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 537 \text{ mm}$$

$$jd = 0,85 d$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot jd}$$

$$A_s = \frac{-292,208 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot 0,85 \cdot 537} = 2060,814 \text{ mm}^2$$

Jumlah baja tulangan tarik yang diperlukan
 6 D 22 ($A_s = 2279,64 \text{ mm}^2$)

b. Perhitungan Momen Positif Tumpuan

Menurut SNI-03-2847-2002 pasal 23.3.22 menerangkan bahwa kapasitas momen positif rencana di muka kolom haruslah minimum $\frac{1}{2}$ kali ϕM_n untuk momen negatif pada muka kolom.

$$M_u > \phi M_n / 2$$

$$M_{u+} = 198,030 \text{ kNm}$$

$$198,03 > 292,208 / 2$$

$$198,03 > 146,104$$

$$\text{Gunakan } M_{u2} = 198,030 \text{ kNm}$$

Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Penentuan luas tulangan

$$d' = p + D_{sengkang} + D_{Utama} + D_{Utama}$$

$$d' = \left(40 + 12 + \frac{22}{2} \right) = 63 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 537 \text{ mm}$$

Asumsikan :

$$jd = 0,85 d$$

$$\phi = 0,8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot jd}$$

$$A_s = \frac{198,03 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot 0,85 \cdot 537} = 1355,77 \text{ mm}^2$$

Jumlah baja tulangan yang diperlukan
 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

c. Perhitungan Momen Positif Lapangan

$$M_u = 146,891 \text{ kNm}$$

Baja tulangan yang dibutuhkan untuk lentur

Penentuan luas tulangan

$$d' = p + D_{sengkang} + D_{Utama} / 2$$

$$d' = 40 + 12 + 22 / 2 = 63 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 537 \text{ mm}$$

Asumsikan :

$$jd = 0,85 d$$

$$\phi = 0,8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot jd}$$

$$A_s = \frac{146,891 \cdot 10^6}{0,8 \cdot 400 \cdot 0,85 \cdot 537} = 1005,661 \text{ mm}^2$$

Jumlah baja tulangan yang diperlukan
 3D22 ($A_s = 1139,82 \text{ mm}^2$)

d. Momen Kapasitas Penampang

Menurut SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.4.2 dinyatakan bahwa geser seismic pada balok dihitung dengan mengasumsikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai hingga $1,25 f_y$ dan $\phi = 1$

▪ Kondisi 1

Tulangan tarik (atas) 6D22

$$(A_s = 2279,64 \text{ mm}^2)$$

Tulangan tekan (bawah) 4D22

$$(A_s = 1519,76 \text{ mm}^2)$$

Asumsi tulangan tekan belum leleh :

$$\frac{\epsilon'_s}{c-d} = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$es' = \frac{(c-d)ec}{c}$$

$$Cs = A'_s \cdot es'$$

$$Cs = 1519,76 \left(\frac{c-63}{c} \right) kN$$

$$a = 0,85 c$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$Cc = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 = 6,5025 c \text{ kN}$$

Tulangan tarik sudah leleh :

$$Ts = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$= 1,25 \cdot 2279,64 \cdot 400 = 1139,82 \text{ kN}$$

$$Ts = Cc + Cs$$

$$1139,82 = 6,5025c + \frac{1519,76(c-63)}{c}$$

$$6,5025c^2 - 379,55c - 47897 = 0$$

Dengan menyelesaikan persamaan tersebut maka diperoleh nilai :

$$c = 114,828 \text{ mm} ; a = 0,85 \cdot c = 97,604 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{(c-63)ec}{c} = \left(\frac{114,828-63}{114,828} \right) 0,003 =$$

$$0,00135 < \frac{f_y}{E_s} = 0,002 \text{ (Asumsi Benar)}$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b = 746.670,6 \text{ N}$$

$$= 746,670 \text{ kN}$$

$$Cs = 1519,76 \left(\frac{c-63}{c} \right) = 393,15 \text{ kN}$$

Kapasitas momen terhadap T :

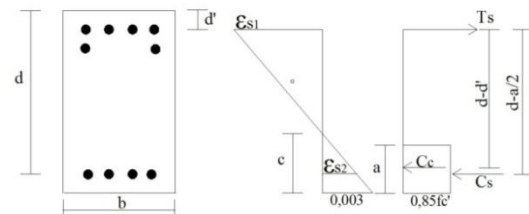
$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{1}{2}a \right) + Cs \cdot (d - d')$$

$$Mn = 746,67 \cdot (537 - 48,802)$$

$$+ 393,15 \cdot (537 - 63)$$

$$M_{pr1} = 527,205 \text{ kNm}$$

$$Mn = 364,552 + 162,653 = 527,205 \text{ kNm}$$



Gambar 3. Diagram Regangan dan Gaya Dalam Kondisi 1

▪ Kondisi 2

Tulangan tekan (atas) 6 D 22

$$(A_s = 2279,64 \text{ mm}^2)$$

Tulangan tarik (bawah) 4 D 22

$$(A_s = 1519,76 \text{ mm}^2)$$

Asumsi tulangan tarik sudah leleh :

$$Ts = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y$$

$$= 1,25 \cdot 1519,76 \cdot 400 = 759,88 \text{ kN}$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$Cc = 0,85 \cdot 30 \cdot a \cdot 300 = 7,650 c \text{ kN}$$

Asumsi Tulangan Tekan belum leleh

$$\frac{\epsilon'_s}{c-d} = \frac{\epsilon_c}{c}$$

$$es' = \frac{(c-63)ec}{c}$$

$$Cs = A'_s \cdot es' \cdot E$$

$$Cs = A_s \cdot f_y$$

$$= 2279,64 \cdot \left(\frac{c-63}{c} \right) 0,003 \cdot 200000$$

$$Cs = 1367,784 \cdot \left(\frac{c-63}{c} \right)$$

$$Ts = Cs + Cc$$

$$759,88 = 1367,784 \left(\frac{c-63}{c} \right) + 7,65c$$

$$7,65c^2 + 607,404 c - 86170,39 = 0$$

Dengan menyelesaikan persamaan tersebut maka diperoleh nilai

$$c = 73,615 \text{ mm} ; a = 0,85 \cdot c = 62,572 \text{ mm}$$

$$\epsilon'_s = \frac{(c-63)ec}{c} = \left(\frac{64,496-63}{64,496} \right) 0,003$$

$$= 0,00152$$

$$Cs = 1367,784 \left(\frac{73,615-63}{73,615} \right)$$

$$= 197,229 \text{ kN}$$

$$Cc = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b$$

$$Cc = 0,85 \cdot 30 \cdot 62,572 \cdot 300$$

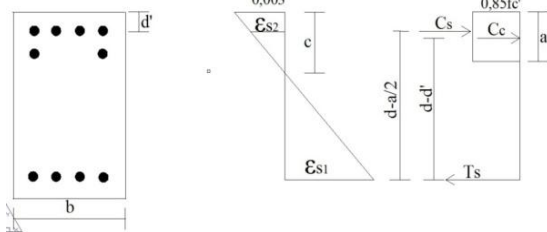
$$Cc = 478,331 \text{ kN}$$

Kapasitas momen terhadap T :

$$Mn = Cc \cdot \left(d - \frac{1}{2}a\right) + Cs \cdot (d - d')$$

$$Mn = 478,331 \cdot (537 - 54,441) + 197,229 \cdot (537 - 63)$$

$$Mpr2 = 731,409 \text{ kNm}$$



Gambar 4. Diagram Regangan dan Gaya Dalam Kondisi 2

e. Perencanaan Tulangan Geser

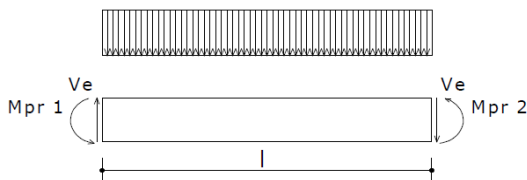
Gaya geser yang digunakan untuk merencanakan tulangan sengkang balok induk dihitung berdasarkan kombinasi gaya geser akibat beban gravitasi dan momen kapasitas balok induk. Reaksi geser di ujung-ujung balok akibat pembebanan struktur secara gravitasi

$$Wu = 1,2 D + 1,0 L$$

$$Wu = 160,761 \text{ kN}$$

$$V_{sway} = \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln}$$

$$= \frac{527,205 + 731,409}{7,4} = 170,083 \text{ kN}$$



Gambar 5. Momen Probabilitas Balok

$$Vu = Wu + \frac{Mpr1 + Mpr2}{Ln}$$

$$= 160,761 + 170,083 = 330,848 \text{ kN}$$

Gaya geser Maksimum

$$V_{umax} = 330,848 \text{ kN}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi}$$

$$Vs = \frac{330,848}{0,75} = 441,130 \text{ kN}$$

Untuk Nilai Vs max (SNI 03-2847-06 Pasal 13.5.6.9)

$$VsMax = \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$= \frac{2}{3} \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 537 = 588,254 \text{ kN}$$

$$> 441,130 \text{ OK}$$

Spasi tulangan geser didapatkan dengan menggunakan persamaan :

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy \cdot d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{441,130 \cdot 10^3}{240 \cdot 537}$$

Direncanakan menggunakan tulangan geser 2Ø12, Av=226,08 mm²

$$s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{Vs} = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 537}{441,130 \cdot 10^3} = 111,06 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tidak boleh melebihi :

1. $\frac{d}{4} = \frac{537}{4} = 134,25 \text{ mm OK}$

2. 8 kali diameter tulangan longitudinal terkecil = $8 \times 22 = 176 \text{ mm OK}$

3. 24 kali diameter tulangan sengkang = $24 \times 12 = 288 \text{ mm OK}$

4. 300 mm

Gunakan S = 100 mm

$$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{S}$$

$$Vs = \frac{226,08 \cdot 240 \cdot 537}{100} = 485,619 > 441,130 \text{ kN,}$$

Diperlukan sengkang sepanjang jarak 2h dari sisi (muka) kolom terdekat. Jadi 2h=1200 mm. Pada daerah yang berpotensi sendi plastis, sengkang tertutup yang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka kolom. Jadi tulangan geser 2 leg Ø12 dipasang dengan spasi 100 mm (2Ø12-100) di daerah sepanjang 2h (1200mm) dari muka kolom.

Sedangkan untuk daerah lapangan, jarak maximum tulangan geser pada balok SPRMK, SNI-03-2847-2002, pasal 23.3.3.4 mensyaratkan $S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{537}{2} = 268,5 \text{ mm}$.

Untuk daerah lapangan (diluar 2h dari muka kolom) dipasang 2Ø12-250.

7.2 Kolom

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 dijelaskan bahwa untuk komponen-komponen struktur pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang memikul gaya akibat beban gempa dan menerima beban aksial terfaktor yang lebih besar dari $0,1 \cdot Ag \cdot f'c$ maka komponen struktur tersebut harus memenuhi beberapa persyaratan sebagai berikut :

- Gaya aksial tekan terfaktor komponen struktur melebihi $0,1 A_g \cdot f'_c$
 $A_g = 700 \times 700 = 490000 \text{ mm}^2$
 $0,1 \cdot A_g \cdot f'_c = 0,1 \cdot 490000 \cdot 30 = 1470 \text{ kN}$
 Gaya aksial terfaktor maksimum
 = 6.368,25 kN (Syarat Terpenuhi)
- Sisi terpendek
 Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm, Sisi terpendek kolom (b) = 700 mm (Syarat Terpenuhi)
- $\frac{b}{h}$ ratio
 Rasio dimensi penampang tidak boleh kurang dari 0,4
 $\frac{b}{h} = \frac{700}{700} = 1 > 0,4$ (Syarat Terpenuhi)

Karena pengaruh faktor pembesaran momen, maka nilai momen terfaktor yang diperbesar dapat dihitung menggunakan rumus yang terdapat pada pasal 12.13.3 SNI-03-2847-2002 berikut ini.

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_{ns} + \delta M_s \\
 M_{ns} &= 63,0406 \text{ kNm} \\
 M_s &= 147,2283 \text{ kNm} \\
 M_n &= 63,0406 + 147,2283 \times 2,208 \\
 &= 388,121 \text{ kNm} \\
 P_u &= 6033,849 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

a. Perhitungan Tulangan

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_s' = \frac{P \times \left[(e - d) + \frac{P}{2 \times 0,85 f'_c \times b} \right]}{[f_y \times (d - d')] } \\
 &= \frac{615281,33 \times \left[(37,68 - 63,7) + \frac{615281,33}{2 \times (0,85 \times 300) \times 70} \right]}{[4000 \times (63,7 - 6,3)]} \\
 &= 23,5426 \text{ cm}^2 = 2354,26 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 12.9.1 (Luasan tulangan longitudinal komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang (A_g)).

$$\begin{aligned}
 A_g &= b \cdot h = 700 \times 700 = 490.000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Rasio minimum tulangan kolom} \\
 &= 1\% \times A_g \\
 &= 0,01 \times 490.000 \\
 &= 4900 \text{ mm}^2 \\
 \text{digunakan tulangan D22 mm} \\
 (A_s &= 379,94 \text{ mm}^2) \\
 \text{Jumlah Tulangan Yang digunakan :} \\
 &= \frac{4900 \text{ mm}^2}{379,94 \text{ mm}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 12,89 \text{ (16 buah)} \\
 \text{As terpasang} &= 16 \times 379,94 = 6079,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Kapasitas Kolom

Kapasitas penampang beton bertulang dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi P-M yang menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada kondisi batas. Setiap kombinasi beban yang berada pada bagian dalam kurva berarti aman, sedangkan setiap kombinasi beban yang berada di luar kurva menyatakan keruntuhan.

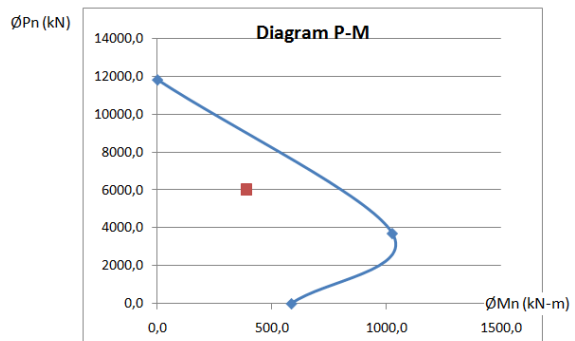
1. Kondisi Beban Aksial Maksimum
 Kondisi ini terjadi pada saat $e = 0$
2. Kondisi Seimbang (balanced)
 Pada kondisi ini maka regangan beton maksimum mencapai 0.003 dan bersamaan dengan itu tegangan tulangan tarik pasti mencapai tegangan leleh
3. Keruntuhan pada Kondisi Lentur Murni
 Kondisi ini terjadi jika $P_u = 0$ pada kondisi ini tulangan tarik telah mengalami leleh, $f_s = f_y$

Tabel 3. Perhitungan Kapasitas Kolom

Kondisi	P (kN)	ØM (kNm)
Lentur murni	0	548,328
Seimbang	3707,925	1024,02
Pn max	11817,28	0

$$M_u = 388,121 \text{ kNm}$$

$$P_u = 6033,849 \text{ kN}$$



Gambar 6. Kombinasi P_u dan M_u pada Diagram P-M K70

c. Kuat Kolom (*Strong Column Weak Beam*)

Menurut SNI pasal 23.4.2.2 diterangkan bahwa kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$. Dimana ΣM_c adalah jumlah M_n dua kolom yang bertemu di *joint*. Sedangkan ΣM_g adalah jumlah M_n dua balok yang bertemu di *joint*

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2 (160,424 + 88,295) = 248,719 \text{ kNm joint atas}$$

➤ Kolom Lantai Atas

Gaya aksial terfaktor di kolom atas = 5576,306 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh $M = 848,675 \text{ kNm}$

➤ Kolom Yang di Desain

Gaya aksial terfaktor di kolom desain = 6033,849 kN

Dari diagram interaksi kolom diperoleh $M = 802,231 \text{ kNm}$

$$\Sigma M_c = (848,675 + 802,231) = 1650,9 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$$

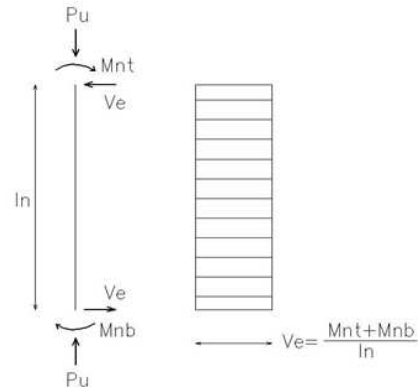
$$1650,9 > 248,719 \text{ (Syarat Terpenuhi)}$$

d. Penulangan Geser Kolom

Gaya geser rencana, V_e untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.5.1 harus ditentukan dari kuat momen maksimum, M_{pr} dari setiap ujung komponen struktur yang bertemu di Hubungan Balok Kolom yang bersangkutan. M_{pr} ini ditentukan berdasarkan rentang beban aksial terfaktor yang mungkin terjadi dengan $\phi=1,0$. M_{pr} ini diambil sama dengan momen balanced diagram interaksi dari kolom yang bersangkutan. Momen pakai $f_s = 1,25 f_y$. Namun pasal tersebut diatas juga membatasi bahwa V_e tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok Kolom berdasarkan M_{pr} balok-balok melintang dan tidak boleh diambil kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis struktur.

Dari diagram interaksi P-M, setelah dimasukan beban aksial terfaktor sebesar $P_u = 6033,849 \text{ kN}$ yang bekerja pada kolom,

didapatkan kuat momen maksimum, M_{pr} sebesar 802,231 kNm



Gambar 7. Gaya Geser Rencana Kolom

$$M_u \text{ kolom} = 802,231 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_{ut} + M_{ub}}{l_n} = \frac{802,231 + 802,231}{5} = 320,892 \text{ kN}$$

V_e tidak perlu lebih besar dari gaya geser rencana yang ditentukan dari kuat Hubungan Balok Kolom berdasarkan M_{pr} balok-balok melintang :

$$M_{pr} 1 \text{ (balok Kanan)} = 527,205 \text{ kNm}$$

$$M_{pr} 2 \text{ (balok Kiri)} = 731,409 \text{ kNm}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom sama, sehingga $DF = 0,5$ untuk setiap kolom.

$$M = 0,5(731,409 + 527,205) = 629,307 \text{ kNm}$$

Gaya geser pada kolom :

$$V_{sway} = \frac{629,307 + 629,307}{5} = 251,722 \text{ kN}, \text{ maka dipakai } V_e = 251,722 \text{ kN}$$

- Dalam bentang l_o
Sebelumnya dalam syarat desain confinement reinforcement digunakan 5 leg 12 dengan spasi 100 mm, berarti $A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{251722 \cdot 100}{240 \cdot 700} = 149,834 \text{ mm}^2$
Sementara itu A_{sh} untuk leg 5 leg 12 = 678,24 mm², sudah cukup memenuhi. $A_v < A_{sh}$ Persyaratan kuat geser memenuhi.

- Di luar bentang l_o

$$V_c = \left(1 + \frac{P}{14 \cdot A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot b \cdot d\right)$$

$$V_c$$

$$= \left(1 + \frac{6033,849 \cdot 1000}{14 \cdot 700 \cdot 700}\right) \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 700 \cdot 700\right) = 840,744 \text{ kN}$$

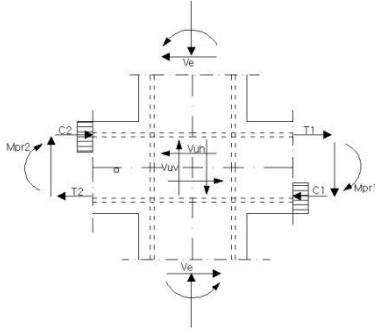
direncanakan menggunakan tulangan
5 leg 12 (As 678,24mm²)

$$s \text{ maks} = \frac{f_y \cdot d \cdot A_v}{V_c} = \frac{240 \cdot 700 \cdot 678,24}{840,744}$$

$$= 179,79 \text{ mm}$$

jadi dipakai tulangan 5 leg 12 -150

7.3 Hubungan Balok-Kolom (HBK)



Gambar 8. Gaya-gaya yang bekerja pada HBK

Sebelumnya dari perhitungan momen kapasitas penampang balok kondisi 1 dan kondisi 2, didapat nilai :

$$T1 = 1139,82 \text{ kN}$$

$$Mpr1 = 527,205 \text{ kNm}$$

$$T2 = 759,88 \text{ kN}$$

$$Mpr2 = 731,409 \text{ kNm}$$

Gaya geser pada kolom atas akibat momen kapasitas balok

$$V_{sway} = \frac{731,409 + 527,205}{3} = 419,538 \text{ kN}$$

Maka gaya geser yang bekerja pada joint adalah :

$$VuH = T1 + T2 - V_s$$

$$= 1139,82 + 759,88 - 419,538$$

$$= 2248,3 \text{ kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{2248,3}{0,8} = 2810,375 \text{ kN}$$

kontrol tegangan geser ijin

Kuat geser nominal tidak boleh melebihi batas ijin tegangan geser hubungan balok-kolom yang terkekang keempat sisinya

$$V_{nh} < 1,7 \sqrt{f_c} \cdot A_g \text{ (SNI 23.5.3)}$$

$$2810,375 < 1,7 \cdot \sqrt{30} \cdot 700 \cdot 700$$

$$= 4562,528 \text{ kN}$$

Ok (syarat terpenuhi)

a. Penulangan Geser Horizontal

Dari hasil analisis struktur didapat nilai
 $N_u = P = 4364,77 \text{ kN}$.

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{N_{uk}}{A_g} - 0,1 f_c\right)} b_j h_c$$

$$V_{ch} = \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{4364770}{700 \cdot 700} - 0,1 \cdot 30\right)} 700 \cdot 700$$

$$V_{ch} = 793,987 \text{ kN}$$

$$V_{sh} + V_{ch} = V_{nh}$$

$$V_{sh} = V_{nh} - V_{ch}$$

$$V_{sh} = 2810,375 - 793,987$$

$$V_{sh} = 2016,388 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_{sh}}{f_y \cdot d} = \frac{2016388}{240 \cdot 537} = 9,387 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan tulangan geser rangkap
3D12 = 3,129 mm²/mm

$$A_s = 3,129 \times 100 = 312,90 \text{ mm}^2$$

Jadi dipasang tulangan sengkang 3Ø12-100
(As = 339,12 mm²)

b. Pengekangan Kolom di Daerah Sendi Plastis

Kebutuhan pengekangan di daerah sendi plastis ditentukan dari SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 23.4.4.1.b, yang menyatakan luas sengkang tidak boleh kurang dari syarat berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{s \cdot h_c \cdot f_c}{f_y h}\right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)$$

$$A_{sh} = 0,3 \left(\frac{100 \cdot 637 \cdot 30}{240}\right) \left(\frac{700 \cdot 700}{637 \cdot 637} - 1\right)$$

$$= 495,865 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Atau

$$A_{sh} = 0,09 \left(s \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_y h}\right)$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(100 \cdot 637 \cdot \frac{30}{240}\right)$$

$$= 516,625 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai sengkang sepanjang sendi plastis 5Ø12-100 (As=565.2 mm²)

8) Kesimpulan

Struktur bangunan ini di desain dengan menggunakan sistem SRMPK dengan daktilitas penuh, dengan asumsi bahwa :

- Struktur dengan tingkat daktilitas penuh memerlukan pendetailan khusus secara menyeluruh baik pada balok, kolom, maupun pertemuan balok dan kolom
- Pada struktur yang daktil, meskipun terjadi deformasi permanen tetapi pada kondisi seperti ini walaupun elemen-elemen struktur bangunan mengalami kerusakan namun secara keseluruhan struktur tidak mengalami keruntuhan
- Pada struktur dengan daktilitas penuh diijinkan terjadi sendi-sendi plastis pada balok yang terjadi akibat pengaruh momen (*strong column weak beam*) dan untuk menghindari sendi plastis akibat geser maka pada daerah penempatan sendi-sendi plastis diperlukan tulangan sengkang yang lebih rapat
- Pada daerah resiko gempa menengah atau gempa tinggi, struktur dengan daktilitas penuh (SRPMK) menghasilkan dimensi beton dan tulangan yang lebih ekonomis bila dibandingkan dengan daktilitas terbatas (SRPMM) maupun elastis (SRPMB).

9) Saran

- Untuk daerah rawan gempa, baik pada daerah dengan resiko gempa menengah atau tinggi, perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan metode SRPMK perlu di pertimbangkan dalam kaitannya dengan desain struktur yang lebih ekonomis.
- Stuktur yang di desain dengan metode SRPMK perlu pendetailan khusus pada daerah sendi-sendi plastisnya, sehingga pada saat pelaksanaan di lapangan perlu pengawasan yang profesional dalam hal pemasangan dan penempatan tulangan pada daerah sendi-sendi plastis.

DAFTAR PUSTAKA

- Das, Braja M., Noor Endah, Indrasurya B Mochtar, 2004, **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1**. Jakarta : Erlangga
- Das, Braja M., Noor Endah, Indrasurya B Mochtar, 2004, **Mekanika Tanah Untuk Bangunan Gedung 1987 (PPIUG 1987)**.. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987. **Peraturan Beban Indonesia 1971 (PBI 1971)**.. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1987. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung 1987 (PPIUG 1987)**.. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Konstruksi dan Bangunan. 2002. **SNI-03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Badan Standardisasi Nasional.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan. 2003. **SNI-03-1726-2003 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Badan Standardisasi Nasional.
- Panitia Teknik Konstruksi dan Bangunan. 2010. **SNI-03-1726-2010 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Badan Standardisasi Nasional.
- W. C. Vis. dan Gideon H. 1993. **Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang Jilid 1**. Jakarta:Erlangga