

PERENCANAAN STRUKTUR KONDOTEL GRAND DARMO SUITE SURABAYA

Elfrida G. Lumbantobing, Septesen Nababan,
Indrastono^{*)}, Sukamta^{*)}

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Diponegoro
Jl.Prof.Soedarto,SH., Tembalang, Semarang, 50239,
Telp.: (024) 7474770, Fax.: (024) 7460060

ABSTRAK

Struktur Kondotel Grand Darmo Suite Surabaya direncanakan 13 lantai dan terletak di wilayah gempa 2. Tugas akhir ini merencanakan struktur gedung beton bertulang dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Bangunan model Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) menggunakan konsep *Strong Column and Weak Beam* (kolom kuat dan balok lemah) sesuai dengan SNI 03-2847-2002 dan SNI-1726-2002. Perencanaan struktur gedung ini menggunakan konsep Desain Kapasitas. Struktur ditinjau dengan menggunakan analisa pengaruh beban statik ekuivalen dan analisis struktur dihitung dengan bantuan program SAP2000 v11.

Hasil perencanaan struktur Kondotel Grand Darmo Suite Surabaya terdiri dari portal beton dengan tulangan diameter (D22, D19, D16, D13, dan P10), dinding geser dengan tebal 25 cm, atap menggunakan pelat beton bertulang, dan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak berdiameter 40 cm dan 50 cm. Hasil perhitungan yang telah dilakukan menunjukkan bahwa seluruh elemen struktur bangunan ini aman secara analisis.

Kata kunci : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), Desain Kapasitas, SNI 03-2847-2002, SNI 03-1726-2002.

ABSTRACT

Structure Condotel Grand Darmo Suite Surabaya planned 13 floors and is located in the region quake 2. The final task is to plan the structure of the building of reinforced concrete using System Frame bearers Special Moment (SRPMK).

Building System model frame bearers Special Moment (SRPMK) using the concept of Strong Column and Weak Beam (strong column and weak beam) in accordance with SNI 03-2847-2002 and SNI-1726-2002. Planning the structure of the building using the concept of design capacity. Structure is reviewed by using the analysis of load effects equivalent static and structural analysis calculated with the help of the program SAP2000 v11.

Results of the structural design Condotel Grand Darmo Suite Surabaya consisting of concrete frame with reinforcement diameter (D22, D19, D16, D13, and P10), shear wall thickness of 25 cm, the roof using a reinforced concrete slab and foundation using concrete piles precast diameter of 40 cm and 50 cm. Calculations that have been done show that all elements of the building structure is safe in the analysis.

Keywords : *Special Moment Resisting Frame System (SMRFS), Capacity Design, SNI 03-2847-2002, SNI 03-1726-2002.*

I. PENDAHULUAN

Kekakuan dan kekuatan struktur adalah hal yang sangat menentukan dalam proses perencanaan gedung bertingkat banyak untuk mengantisipasi gaya lateral yang terjadi. Gaya lateral yang terjadi akan semakin besar seiring semakin tingginya struktur gedung yang direncanakan. Untuk itu sistem struktur didesain dengan kekakuan yang optimal. Gaya lateral sangat bergantung pada berat dari struktur yang direncanakan sehingga untuk meminimalkan gaya lateral tersebut massa bangunan harus diperhatikan

agar bisa seminimal mungkin. Disamping itu gaya lateral yang cukup besar bisa diantisipasi dengan perencanaan dinding struktural atau dinding geser. Dengan demikian diharapkan sistem struktur akan kuat menahan gaya-gaya lateral yang bekerja pada struktur gedung bertingkat banyak.

Gedung Kondotel Grand Darmo Suite terletak di Surabaya. Gempa menjadi faktor yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan struktur gedung ini karena Surabaya berada dalam zona wilayah gempa 2. Besarnya gaya lateral akibat gempa harus

diperhitungkan dengan mengacu pada peraturan SNI 03-1726-2002, yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung. Gedung Kondotel Grand Darmo Suite didesain dengan struktur beton bertulang sesuai dengan SNI 03-2847-2002, yaitu Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

II. TINJAUAN PUSTAKA

1. Pembebanan Struktur

Pembebanan mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), dimana jenis pembebanan yang dipakai dalam perencanaan struktur gedung ini adalah sebagai berikut:

- a. Beban statis
 - 1) Beban mati (PPIUG 1983 Tabel 2.1)
 - 2) Beban hidup (PPIUG 1983 Tabel 3.1).
- b. Beban gempa

Pada peraturan SNI 03-2847-2002, disebutkan perencanaan struktur bangunan gedung dirancang menggunakan kombinasi pembebanan, diantaranya:

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L
3. 1,2D + 1,0L ± 1,0E_x ± 0,3E_y
4. 1,2D + 1,0L ± 0,3E_x ± 1,0E_y

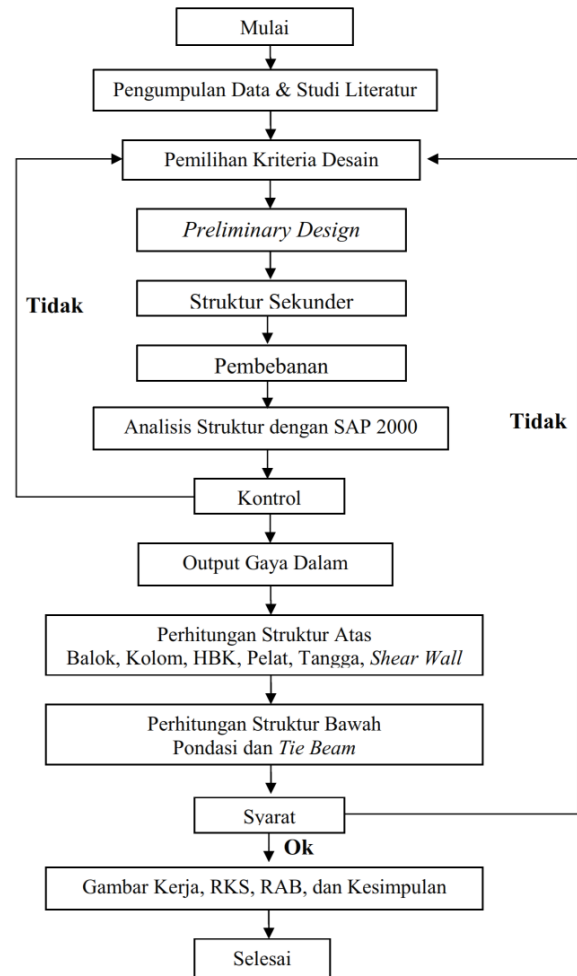
Dimana : D = Beban Mati
L = Beban Hidup
E = Beban Gempa

2. Faktor Reduksi Kekuatan

Faktor reduksi kekuatan merupakan suatu bilangan yang bersifat mereduksi kekuatan bahan, dengan tujuan untuk mendapatkan kondisi paling buruk jika pada saat pelaksanaan nanti terdapat perbedaan mutu bahan yang ditetapkan sesuai standar bahan yang ditetapkan dalam perencanaan sebelumnya. SNI 03-2847-2002 pada pasal 11.3, menetapkan berbagai nilai faktor reduksi (ϕ) untuk berbagai jenis besaran gaya yang didapat dari perhitungan struktur.

III. METODOLOGI

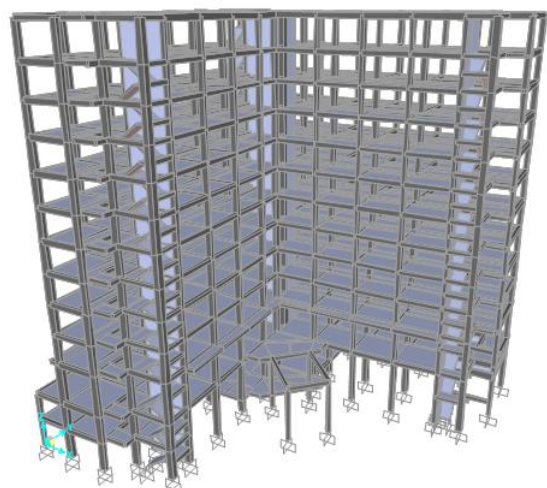
Garis besar langkah-langkah perencanaan struktur gedung Kondotel Grand Darmo Suite ini disajikan dalam *flowchart* berikut:



Gambar 1. Flowchart Perencanaan Struktur Gedung Kondotel Grand Darmo Suite

IV. PERENCANAAN STRUKTUR

1. Pemodelan Seluruh Struktur Dengan SAP2000



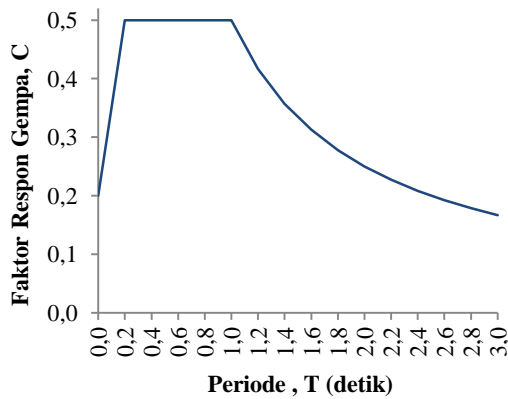
Gambar 2. Pemodelan Struktur 3D dengan SAP2000

Analisis struktur gedung terhadap beban gempa mengacu pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002),

dimana analisis beban gempa struktur gedung dilakukan dengan Metode Analisis Dinamik Spektrum Respons sebagai berikut :

- Lokasi bangunan : Surabaya, Jawa Timur
- Faktor keutamaan (I) : 2
- Kategori risiko : 1
- Koef. respons (R) : 8,5 (SRPMK)

Hasil penyelidikan tanah menunjukkan bahwa kondisi tanah dasar termasuk tanah lunak dan grafik Respons spektrum gempa rencana adalah sebagai berikut.



Gambar 3. Respons Spektrum Gempa Rencana Wilayah 2 untuk Tanah Lunak

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Pasal 7.2.1, jumlah pola getar yang ditinjau dalam penjumlahan respon ragam harus mencakup partisipasi massa sekurang-kurangnya 90%. Dalam analisis dinamik yang dilakukan, digunakan 12 pola ragam getar, dan partisipasi massa yang disumbangkan oleh masing-masing pola getar dan dari hasil perhitungan terlihat bahwa pada mode yang ke-7 mencapai 92,01 %.

Tabel 1. Partisipasi Massa Bangunan

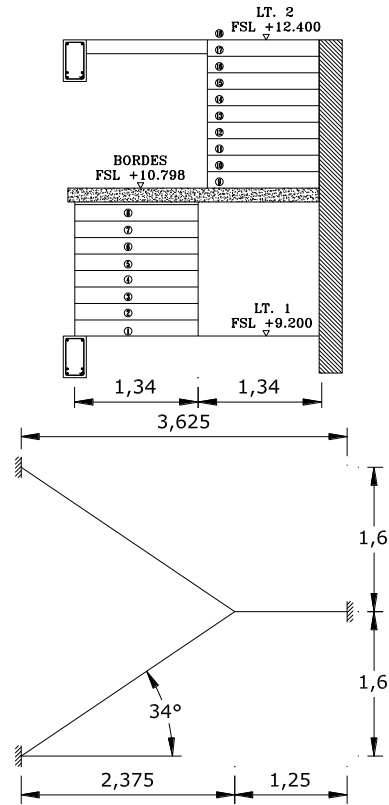
Mode	Periode (T)	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	1,685077	63,08%	7,20%
2	1,571036	70,33%	70,17%
3	1,008616	70,67%	70,23%
4	0,470468	84,31%	72,02%
5	0,438297	86,44%	84,87%
6	0,26789	86,65%	84,97%
7	0,228992	92,01%	85,41%
8	0,208539	92,49%	91,00%
9	0,142549	95,80%	91,11%
10	0,123736	95,88%	95,12%
11	0,078566	98,69%	95,36%
12	0,067621	98,88%	98,83%

2. Perencanaan Struktur Sekunder

a. Tangga

Pada perencanaan tangga 2 ditetapkan untuk tinggi antar lantai 3200 mm, lebar tangga 1340 mm, lebar anak tangga 1900 mm, tinggi oprade 180 mm,

lebar antrede 300 mm, lebar bordes 1250 mm, kemiringan tangga 34°, tebal selimut beton 20 mm dan tebal pelat tangga 150 mm. Mutu beton $f'_c = 30$ MPa dan baja untuk tulangan menggunakan mutu baja $f_y = 240$ MPa.

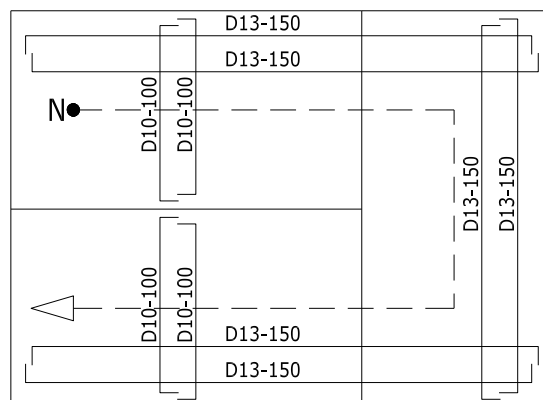


Gambar 4. Model Struktur Tangga 2 Lantai 1 ke Lantai 2

Dari analisis struktur dengan SAP2000 didapat momen:

Tabel 2. Momen pada Tangga 2

Kategori	Gaya Dalam	Nilai (kg m/m)	Nilai (N.mm/mm)
Bordes	M_{11}	-487,01	-4870,1
	M_{22}	-220,83	-2208,3
Tangga	M_{11}	-1676,3	-1676,3
	M_{22}	-808,92	-8089,2

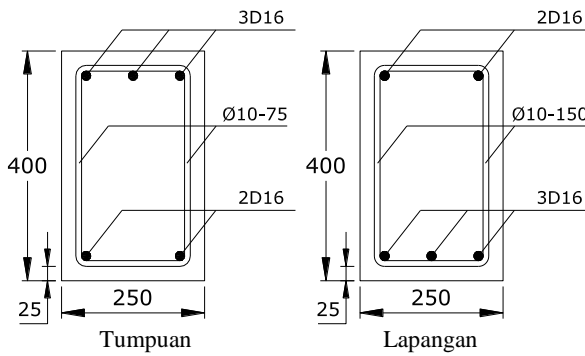


Gambar 5. Penulangan Tangga 2 Lantai 1 ke Lantai 2

Perencanaan tulangan pada balok bordes tangga (G7C) yang direncanakan adalah 250×400 mm, dengan L = 2800 mm dan kriteria desain sebagai berikut h = 400 mm b = 250 mm, p = 25 mm, mutu beton $f'_c = 30$ MPa dan baja untuk tulangan menggunakan mutu baja $f_y = 400$ MPa.

Tabel 3. Momen Balok Tangga G7C

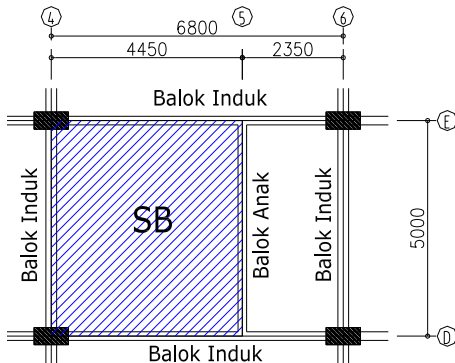
Kondisi	Lokasi	Arah Momen	M_u (kg m)
1.	Tumpuan	Negatif	945,07
2.	Lapangan	Positif	427,85



Gambar 6. Potongan Balok Tangga G7C

b. Pelat Lantai

Pada perencanaan pelat lantai SB menggunakan beton bertulang dengan mutu beton $f'_c = 30$ MPa dan baja untuk tulangan menggunakan mutu baja $f_y = 240$ MPa.

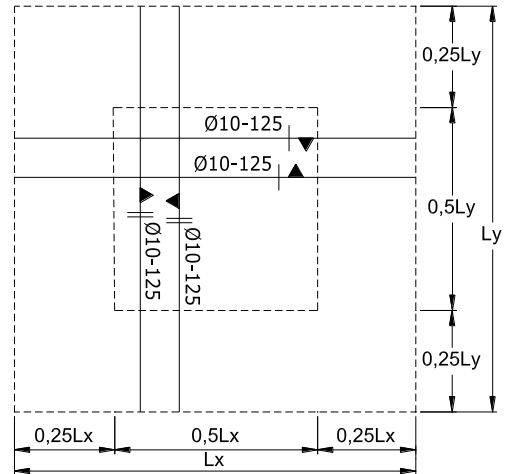


Gambar 7. Denah Pelat Lantai SB Lantai Mezzanine yang Ditinjau

Dimensi pelat lantai yang direncanakan pada lantai Mezzanine As 4-6 dan As D-E, dengan $l_y = 5000$ mm dan $l_x = 4450$ mm.

Tabel 4. Perhitungan Tulangan Plat Lantai SB

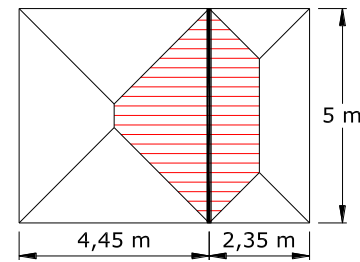
M	M_u (kg.m)	d_x/d_y (mm)	M_n (kg.m)	R_n	ρ	ρ_{des}	A_{st} (mm ²)	Tul terpasang	A_s terpasang (mm ²)
M_{lx}	432,417	95	540,521	0,599	0,0025	0,0058	554,17	P10-125	628
M_{ly}	349,603	85	437,004	0,605	0,0026	0,0058	495,83	P10-125	628
M_{rx}	1012,452	95	1265,565	1,402	0,0060	0,0060	571,24	P10-125	628
M_{ry}	916,677	85	1145,846	1,586	0,0068	0,0068	580,34	P10-125	628



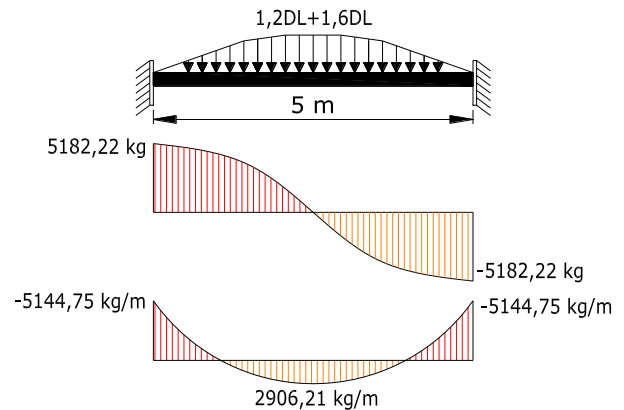
Gambar 8. Detail Penulangan Plat Lantai SB

c. Balok Anak

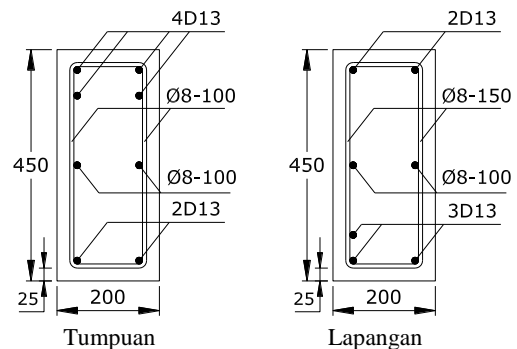
Balok anak BA yang ditinjau pada lantai Mezzanine direncanakan dengan L = 5000 mm adalah h = 450 mm dan b = 200 mm.



Gambar 9. Beban Amplop pada Balok Anak BA



Gambar 10. Bidang Momen dan Geser yang Bekerja pada Balok BA akibat Kombinasi Beban 1,2 DL + 1,6 LL dengan SAP2000



Gambar 11. Potongan Melintang Balok Anak BA

3. Perencanaan Struktur Primer

a. Balok Induk

Perencanaan balok induk G2A menurut Vis dan Gideon (1997), dimensi tinggi balok induk diperkirakan $h = (1/10 - 1/15) L$ dan perkiraan lebar balok induk $b = (1/2 - 2/3) h$. Sehingga direncanakan dimensi balok induk dengan ukuran panjang $L = 5000$ mm adalah $b = 350$ mm dan $h = 650$ mm. Mutu beton $f'_c = 30$ MPa dan baja untuk tulangan menggunakan mutu baja $f_y = 400$ MPa.

Tabel 5. Resume Momen Desain Balok Induk G2A Portal Arah X

Pembebanan/ Kombinasi Pembebanan	Posisi	Posisi pada Bentang		
		Kiri (kNm)	Tengah (kNm)	Kanan (kNm)
D	M- Tump.	29,994	-	49,882
	M+ Tump.	-	-	-
	M+ Lap.	-	35,994	-
L	M- Tump.	9,636	-	13,554
	M+ Tump.	-	-	-
	M+ Lapa.	-	10,331	-
E _{ka}	M- Tump.	168,564	-	143,208
	M+ Tump.	-	-	-
	M+ Lapa.	-	-	-
E _{ki}	M- Tump.	-	-	-
	M+ Tump.	168,564	-	143,208
	M+ Lap.	-	-	-
1,2D + 1,0L ± 1,0E _Y ± 0,3E _X	M- Tump.	208,194	-	206,584
	M+ Tump.	128,934	-	79,833
	M+ Lap.	-	46,275	-

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} = \frac{400}{0,85(30)} = 15,686$$

Rasio tulangan:

Karena $f'_c = 30$ MPa < 31,36 MPa, maka:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_b = \frac{0,85\beta f'_c \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0,85(0,85)(30) \left(\frac{600}{600 + 400} \right)}{400} = 0,033$$

$$\rho_{maks} = 0,75\rho_b = 0,75(0,033) = 0,024$$

1) Perhitungan Tulangan Utama

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

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} \dots \dots \dots (2)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \dots \dots \dots (3)$$

Cek ρ

Luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_{st} = \rho bd \dots \dots \dots (4)$$

Tulangan yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{A_s} \dots \dots \dots (5)$$

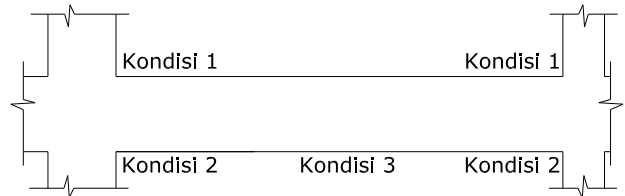
Cek momen nominal (M_n)

Diamsusikan tulangan tekan diabaikan (jika ada)

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} \dots \dots \dots (6)$$

$$\phi M_n = 0,8 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (7)$$

Cek $\phi M_n > M_u$ (Ok)



Gambar 12. Zona 3 Kondisi Penulangan Balok Induk

Tabel 6. Kebutuhan Tulangan pada Balok Induk G2A

Jenis	Kondisi	Dimensi			A _s (mm ²)
		n	D (mm)	A _{st} (mm ²)	
Tumpuan	1	4	19	283,39	1133,54
	2	3	19	283,39	850,16
Lapangan	3	3	19	283,39	850,16

2) Perhitungan Tulangan Geser

a) Kapasitas minimum momen positif dan negatif

Kapasitas momen positif dan negatif minimum pada sembarang penampang disepanjang bentang balok tidak boleh kurang dari 1/4 kali kapasitas momen maksimum yang disediakan pada kedua muka kolom-balok tersebut (SNI 03-2847-02 Pasal 23.3.2.2).

- Momen positif-negatif terbesar pada bentang = 210,421 kNm
- 1/4 momen negatif terbesar = 52,605 kNm
- Kapasitas momen terkecil (tengah bentang) = 159,543 kNm

Dari perhitungan diatas didapatkan:

1/4 momen negatif terbesar = 52,605 kNm < 159,543 kNm (**Terpenuhi**)

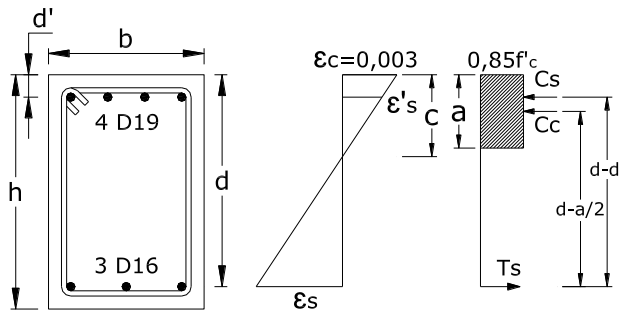
b) Kapasitas momen probabilitas

Geser seismik pada *beam* dihitung dengan mengamsusikan sendi plastis terbentuk di ujung-ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai hingga $1,25f_y$ dan $\phi = 1$.

- Kondisi 1 (M_{pr} di ujung i akibat goyangan ke kanan dan atau di ujung j akibat goyangan ke kiri)

Tulangan tekan (atas) 4D19 (A'_s = 1133,54 mm²)

Tulangan tarik (bawah) 3D19 (A_s = 850,16 mm²)

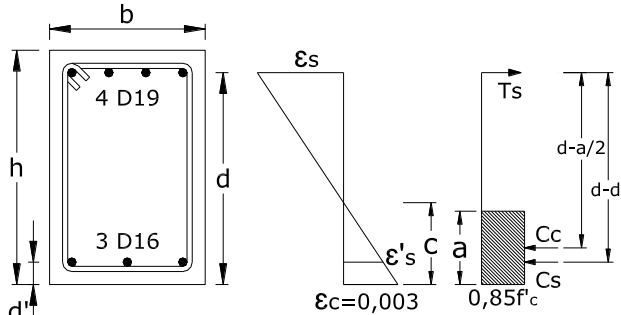


Gambar 13. Diagram Regangan dan Gaya Dalam Kondisi 1

- Kondisi 2 (M_{pr} di ujung j akibat goyangan ke kanan dan atau di ujung i akibat goyangan ke kiri)

Tulangan tarik (atas) 4D19 ($A_s = 1133,54 \text{ mm}^2$)

Tulangan tekan (bawah) 3D19 ($A'_s = 850,16 \text{ mm}^2$)



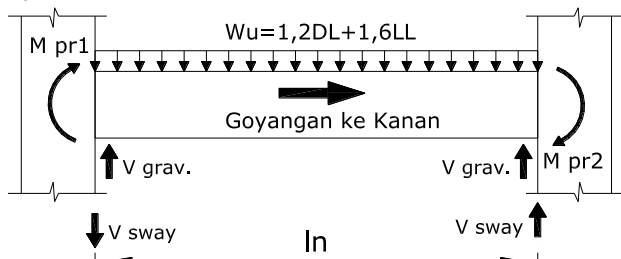
Gambar 14. Diagram Regangan dan Gaya Dalam Kondisi 2

Kapasitas momen:

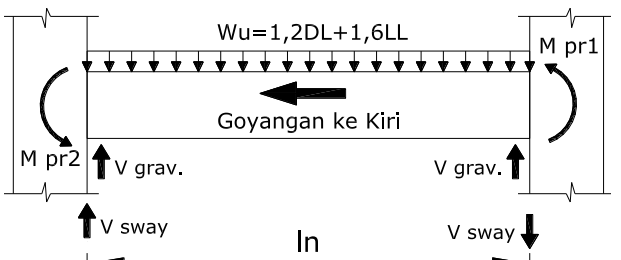
$$M_{pr} = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \dots \dots \dots (8)$$

$$M_{pr1} = 247,242 \text{ kNm}$$

$$M_{pr2} = 326,644 \text{ kNm}$$



Gambar 15. Gaya Dalam Akibat Goyangan ke Kanan



Gambar 16. Gaya Dalam Akibat Goyangan ke Kiri

Perhitungan gaya geser akibat beban gravitasi:

$$V_u = \frac{q_{u \text{ tot}} l_n}{2} = \frac{23,07(4,6)}{2} = 53,068 \text{ kN}$$

Rangka bergoyang ke kanan

$$V_{\text{sway ka}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} = \frac{247,242 + 326,644}{4,6} = 124,758 \text{ kN}$$

Total reaksi geser di ujung kiri balok = 53,068 – 124,758 = –71,690 kN

Total reaksi geser di ujung kanan balok = 53,068 + 124,758 = 177,825 kN

Geser maksimum $V_u = 177,825 \text{ kN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots \dots \dots (9)$$

$$V_{s \text{ maks}} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b_w d \dots \dots \dots (10)$$

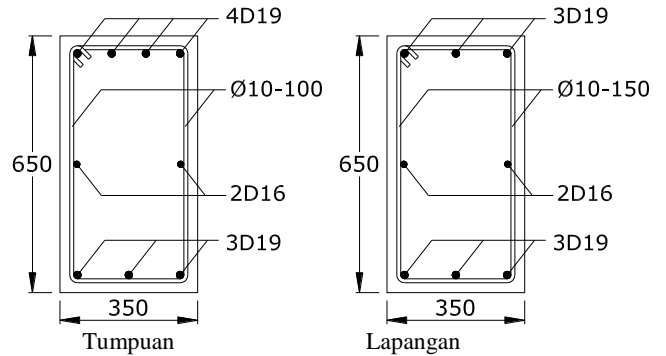
Cek $V_{s \text{ maks}} > V_s$ (Ok)

$$s = \frac{A_s f_y d}{V_s} \dots \dots \dots (11)$$

Jadi dipasang tulangan geser:

Tumpuan: 2D10-100 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$)

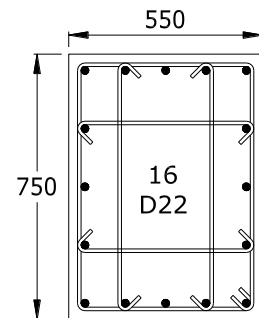
Lapangan: 2D10-150 ($A_v = 157 \text{ mm}^2$)



Gambar 17. Penulangan dan Potongan Balok Induk G2A (350×650)

b. Kolom

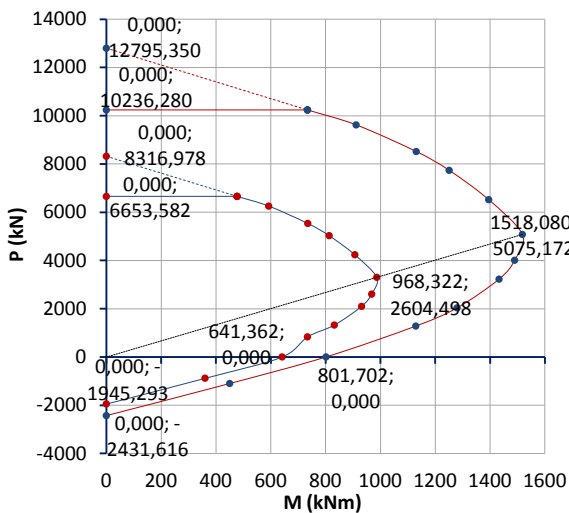
Perhitungan struktur kolom yang direncanakan pada struktur gedung ini adalah kolom lantai Mezzanine As D-3 dengan ukuran 550 × 750 mm dan tinggi 4,5 m.



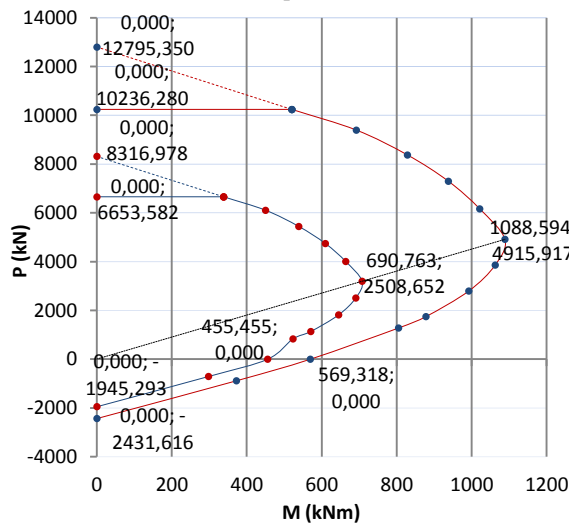
Gambar 18. Penampang Kolom (C1. 550 x 750)

Tabel 7. Gaya-gaya Terfaktor pada Kolom Lantai Mezzanine
As D-3

Posisi Kolom	Gaya Aksial (kN)		Gaya Geser (kN)
	1,2DL + 1,6LL	1,2DL + 1,0LL	
Kolom di lantai atas	3239,217		
a. Goyangan (Gempa X)		3242,230	
b. Goyangan (Gempa Y)		3268,362	
Kolom yang didesain	3640,489		
a. Goyangan (Gempa X)		3652,566	76,648
b. Goyangan (Gempa Y)		3680,232	68,006
Kolom di lantai bawah	4015,751		
a. Goyangan (Gempa X)		4006,856	
b. Goyangan (Gempa Y)		4055,344	



Gambar 19. Diagram Interaksi P-M pada Kolom C1.550x750 pada Sumbu X



Gambar 20. Diagram Interaksi P-M pada Kolom C1.550x750 pada Sumbu Y

1) Kuat Kolom

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4.2.2 diterangkan bahwa kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\Sigma M_c \geq 1,2 \Sigma M_g$.

a) Kuat Kolom terhadap Sumbu X

- Join Kolom Atas

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(M_{pr\ ba\ ki} + M_{pr\ ba\ ka})$$

$$= 1,2(362,876 + 202,924)$$

$$1,2 \Sigma M_g = 678,960\ kNm$$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n\ atas} + \phi M_{n\ desain}$$

$$\Sigma M_c = 742,103 + 957,424 = 1699,527\ kNm$$
 Cek kuat kolom:

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

$$1699,527\ kNm > 678,960\ kNm\ (\mathbf{Ok})$$

- Join Kolom Bawah

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(M_{pr\ bb\ ki} + M_{pr\ bb\ ka})$$

$$= 1,2(326,644 + 160,425)$$

$$1,2 \Sigma M_g = 584,482\ kNm$$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n\ bawah} + \phi M_{n\ desain}$$

$$\Sigma M_c = 924,472 + 957,424 = 1881,896\ kNm$$
 Cek kuat kolom:

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

$$1881,896\ kNm > 584,482\ kNm\ (\mathbf{Ok})$$

b) Kuat Kolom terhadap Sumbu Y

- Join Kolom Atas

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(M_{pr\ ba\ ki} + M_{pr\ ba\ ka})$$

$$= 1,2(184,638 + 247,242)$$

$$1,2 \Sigma M_g = 518,256\ kNm$$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n\ atas} + \phi M_{n\ desain}$$

$$\Sigma M_c = 617,286 + 683,107 = 1300,393\ kNm$$
 Cek kuat kolom:

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

$$1300,393\ kNm > 518,256\ kNm\ (\mathbf{Ok})$$

- Join Kolom Bawah

$$1,2 \Sigma M_g = 1,2(M_{pr\ bb\ ki} + M_{pr\ bb\ ka})$$

$$= 1,2(209,760 + 247,242)$$

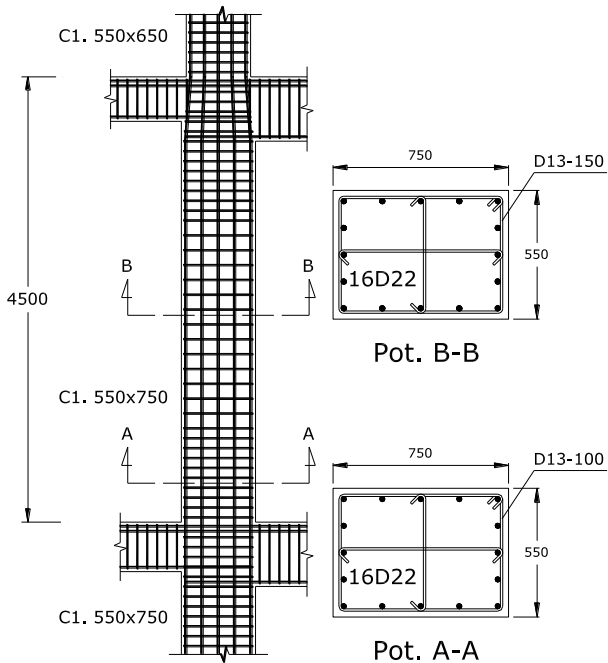
$$1,2 \Sigma M_g = 548,402\ kNm$$

$$\Sigma M_c = \phi M_{n\ bawah} + \phi M_{n\ desain}$$

$$\Sigma M_c = 660,75 + 683,107 = 1343,861\ kNm$$
 Cek kuat kolom:

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

$$1343,861\ kNm > 548,402\ kNm\ (\mathbf{Ok})$$



Gambar 21. Detail Penulangan Kolom C1.550x750

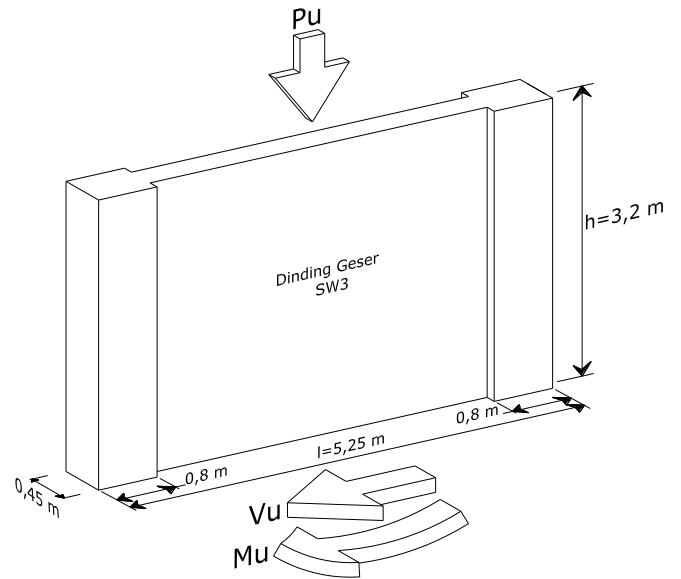
c. Dinding Geser

Dinding geser yang direncanakan adalah dinding geser SW.3 di lantai ground 1 gedung yang berada di antara As 3-4 dan As B. Perencanaan berdasarkan analisis komponen struktur yang menerima kombinasi lentur dan beban aksial pada bangunan dengan kategori gedung Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berdasarkan ketentuan Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4 adalah sebagai berikut:

1) Gaya-Gaya Dalam Diding Geser

Dinding geser direncanakan dengan panjang 5,25 m tebal 0,25 m dan tinggi 3,2 m. Hasil analisis struktur dinding geser berupa kombinasi momen, gaya aksial dan gaya geser akibat beban mati, beban hidup, dan beban gempa adalah seperti berikut.

Momen (M_u) = 105,692 tonm = 1056,92 kNm
 Gaya geser (V_u) = 71,22 t = 712,2 kN
 Gaya aksial (P_u) = 1022,744 t = 10227,44 kN



Gambar 22. Gaya-gaya Dalam pada Dinding Geser

2) Penentuan Baja Tulangan Horizontal Dan Transversal Minimum Yang Diperlukan

Kuat geser maksimum:

$$\frac{5}{6} A_{cv} \sqrt{f'_c} = \frac{5}{6} \times 1,3125 \times 10^6 \times \sqrt{30} = 5990,715 \text{ kN}$$

$$> V_u = 712,2 \text{ kN}$$

Gaya geser yang bekerja masih di bawah batas kuat geser dinding geser.

Rasio distribusi tulangan minimum 0,0025 dan spasi maksimum 45 cm.

Dipasang baja tulangan D13-200.

3) Penentuan Baja Tulangan Yang Diperlukan Untuk Menahan Geser

Peninjauan konfigurasi tulangan sebelumnya yaitu dua layer D13 spasi 200 mm.

$$\text{Kuat geser dinding geser: } V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$\text{Dimana: } h_w / l_w = 43 / 5,25 = 8,19 > 2$$

h_w = tinggi total struktur gedung

$$\alpha_c = 0,167 \rightarrow \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2,$$

$$\text{ untuk } h_w / l_w \leq 1,5, \alpha_c = 0,25$$

$$\rho_n = \frac{265,3}{250 \times 200} = 0,0053 > \rho_{min} = 0,0025 \text{ (Ok)}$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$V_n = 1312500 (0,167 \sqrt{30} + 0,0053 \times 400)$$

$$= 3984,108 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3984,108 \text{ kN} = 2988,081 \text{ kN}$$

$V_u = 712,2 \text{ kN} < \phi V_n = 2988,081 \text{ kN}$, dinding geser kuat menahan geser.

Untuk itu, digunakan dual layer D13 dengan spasi 200 mm.

Rasio tulangan ρ_v tidak boleh kurang dari ρ_n apabila $h_w / l_w < 2$. Jadi karena $h_w / l_w = 8,19$, maka ρ_v boleh kurang dari ρ_n .

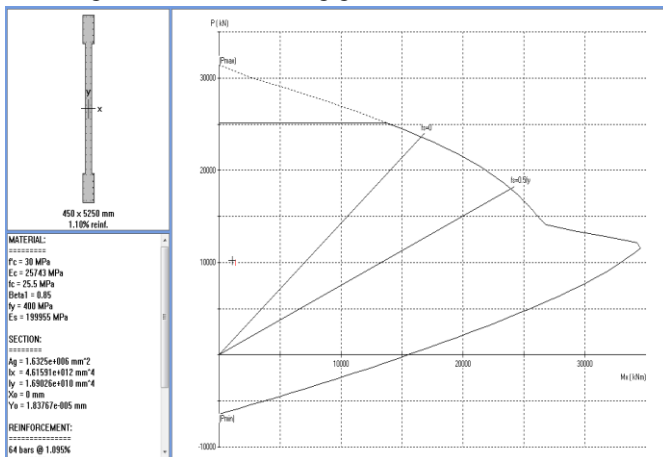
Digunakan dua layer D16 ($A = 201 \text{ mm}^2$) untuk arah vertikal dengan spasi 200 mm.

$$A_s = 2 \times 201 = 402 \text{ mm}^2$$

$$\rho_v = \frac{402}{250 \times 200} = 0,008 > \rho_{min} = 0,0025 \text{ (Ok)}$$

4) Kebutuhan Baja Tulangan Untuk Kombinasi Aksial dan Lentur

Kuat tekan dan kuat lentur dinding geser dengan konfigurasi yang didesain seperti terlihat pada diagram interaksi dinding geser.



Gambar 23. Diagram Interaksi Dinding Geser SW3 dengan spColumn

Dari diagram pada gambar 4.18 di atas dapat disimpulkan bahwa dinding geser cukup kuat menerima kombinasi beban aksial 10227,44 kN dan lentur 1056,92 kNm.

5) Analisa Special Boundary Element

Special boundary element diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada dinding geser melebihi $0,2f'_c$.

- Special boundary element diperlukan jika:

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} = \frac{10227,44}{1,3125} + \frac{1056,92 \times 2,625}{3,015} = 8,7 \text{ MPa}$$

$$0,2f'_c = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$$

$$\text{ternyata, } \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} > 0,2f'_c$$

- Special boundary element diperlukan jika jarak c dari serat terluar zone kompresi lebih besar dari harga yang diperoleh dari:

$$c > \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)}$$

dimana $\delta_u/h_w > 0,007$

Dari hasil analisis spColumn, didapat jarak $c = 1673 \text{ mm}$ (c untuk kondisi kombinasi aksial dan momen terfaktor).

Perpindahan maksimum di puncak gedung dalam arah pembebanan gempa yang ditinjau δ_s adalah 34,46 mm, maka;

$$\delta_u = 0,7R\delta_s = 0,7 \times 8,5 \times 34,46 = 205,04 \text{ mm}$$

$$\delta_u/h_w = 205,04/43000 = 0,0048 < 0,007$$

Dipaka nilai $\delta_u/h_w = 0,007$

Sehingga;

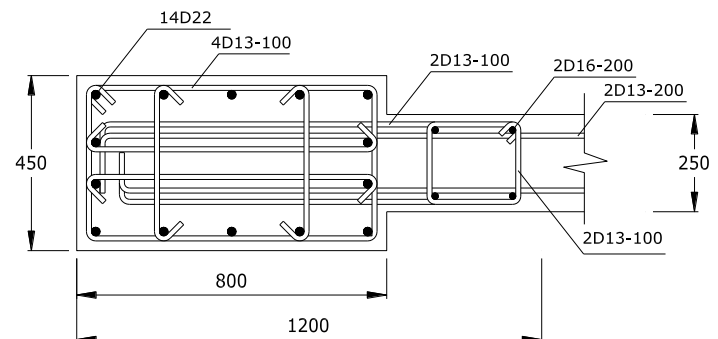
$$\frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} = \frac{5250}{600(0,007)} = 1250,0 \text{ mm} < c = 1673 \text{ mm}$$

Sehingga special boundary element diperlukan.

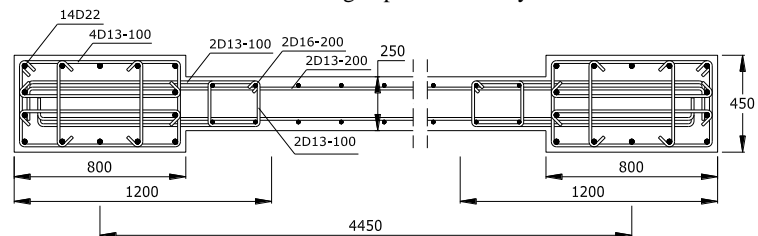
$$c - 0,1l_w = 1673 - 0,1 \times 5250 = 1148 \text{ mm}$$

$$c/2 = 1673/2 = 836,5 \text{ mm}$$

Digunakan yang terbesar, panjang special boundary element = 1148 mm \approx 1200 mm.



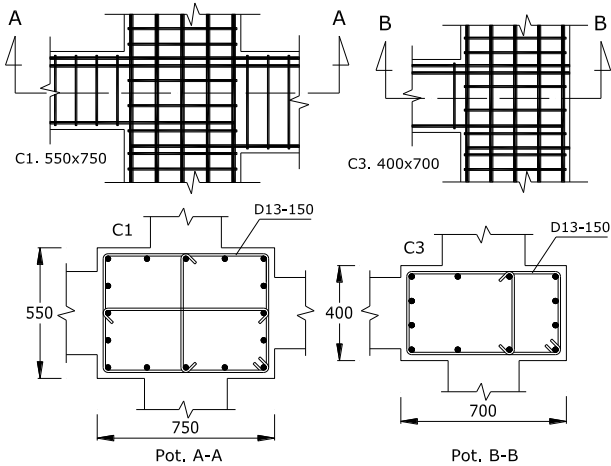
Gambar 24. Detail Penulangan pada Boundary Element



Gambar 25. Detail Penulangan Dinding Geser SW1

d. Hubungan Balok Kolom (HBK)

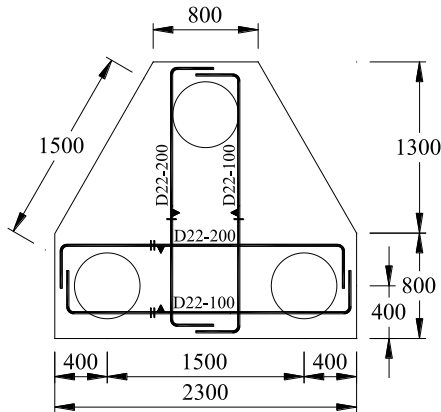
Hubungan balok-kolom (HBK) atau beam-column joint mempunyai peranan yang sangat penting dalam perencanaan suatu struktur gedung, khususnya pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Berikut adalah contoh perencanaan penulangan dan hubungan balok-kolom pada lantai Mezzanine As X6-Y4 dan As X7-Y4.



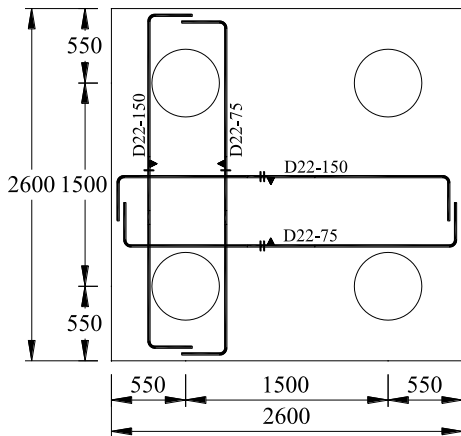
Gambar 26. Detail Tulangan pada Hubungan Balok-Kolom

e. Pondasi

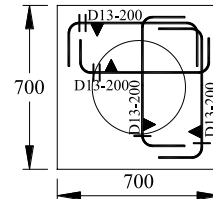
Perhitungan pondasi yang ditinjau pada struktur gedung kuliah ini terdapat empat tipe. Pembebanan pondasi yang direncanakan berasal dari pembebanan pada kolom yang dimasukkan sebagai *input* data untuk program SAP2000 yang akan menghasilkan *output* berupa gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi (reaksi perletakan pada *joint* tumpuan).



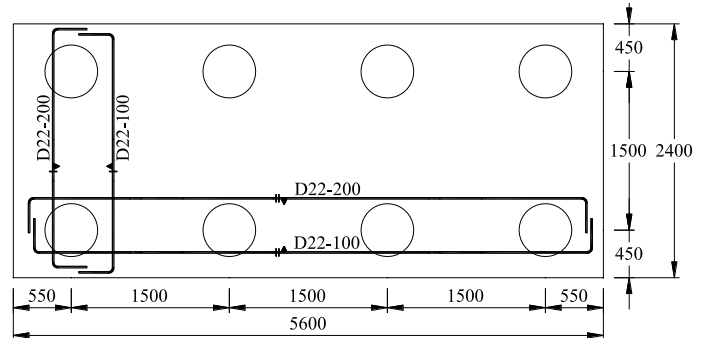
Gambar 27. Penulangan Pile Cap Tipe 3P50



Gambar 28. Penulangan Pile Cap Tipe 4P50



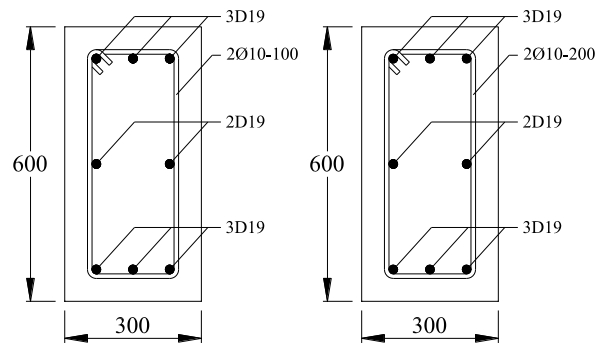
Gambar 29. Penulangan Pile Cap Tipe 1P40



Gambar 30. Penulangan Pile Cap Tipe 8P50

f. Tie Beam

Tie beam merupakan balok penghubung atau pengikat antar *pile cap* yang berfungsi agar dapat mengantisipasi terjadinya tarikan atau tekanan akibat goyangan kolom dan meningkatkan kekakuan antar *pile cap*. Selain itu, perencanaan *tie beam* juga dimaksudkan agar struktur pondasi berperilaku jepit. Perhitungan *tie beam* yang direncanakan pada struktur gedung kuliah ini adalah *tie beam* pada As C4 – D4



Gambar 31. Detail Penulangan Tie Beam

V. PENUTUP

1. Kesimpulan

- a. Agar dapat merencanakan suatu struktur bangunan yang sederhana, aman dan ekonomis, perencanaan harus didasarkan pada peraturan-peraturan perencanaan struktur yang berlaku
- b. Gempa merupakan faktor yang perlu dipertimbangkan dalam perencanaan struktur gedung bertingkat jika berada di wilayah yang memiliki intensitas gempa dan didesain sesuai daerah zonasi gempa dimana bangunan tersebut akan dibuat

- c. Perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah menjamin struktur bangunan tersebut tidak rusak atau runtuh oleh gempa kecil dan gempa sedang, tetapi oleh gempa yang kuat struktur utama boleh rusak tetapi tidak menyebabkan keruntuhan
- d. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dirancang dengan menggunakan konsep *Strong Column Weak Beam*, dimana kolom dirancang sedemikian rupa agar struktur dapat berespon terhadap beban gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi plastis pada balok-baloknya dan pada dasar kolom
- e. Untuk mengurangi resiko kegagalan struktur akibat penurunan/*settlement* tanah maka pondasi dirancang berada sampai lapisan tanah keras.

2. Saran

Dalam merencanakan struktur gedung yang berada di wilayah yang terdapat intensitas gempa, sebaiknya menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan konsep Desain Kapasitas, karena dengan menggunakan metode perencanaan ini diharapkan sendi plastis dapat terbentuk di balok, sehingga apabila terjadi gempa yang kuat struktur masih bisa berdiri (tidak terjadi keruntuhan) dan kemungkinan jatuhnya korban jiwa masih bisa dihindari.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Standar Nasional Indonesia: Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002*. Bandung: BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. *Standar Nasional Indonesia: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1726-2002*. Bandung: BSN.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1971. *Peraturan Beton Bertulang Indonesia*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung.
- Wang, Chu-Kia and Salmon, Charles G. 1987. *Disain Beton Bertulang* (Edisi Ke-4). Jakarta: Erlangga.
- Christady, Hary. 2008. *Teknik Fondasi 2* (Cetakan Ke-4). Yogyakarta: Beta Offset.
- Bowles, Jossephe, 1997 “*Analisa dan Desain Pondasi*”, Penerbit Erlangga, Jakarta.