

PERENCANAAN STRUKTUR APARTEMEN WARHOL RESIDENCES SEMARANG

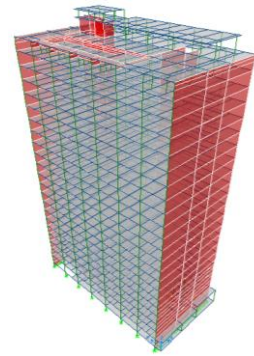
Mardani Rizki Anggoro, Monica Devi

Nuroji, Rudi Yuniarto Adi

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Diponegoro

Jln. Prof. Soedarto, SH., Tembalang, Semarang. 50239,

Telp : (024) 7474770, Fax : (240) 7460060



ABSTRAK

Apartemen *Warhol Residences* merupakan salah satu calon gedung pencakar langit yang akan segera dibangun di kawasan strategis Simpang Lima Semarang. Apartemen ini berlokasi di jalan Ahmad Yani no 137 Semarang. Dengan mengusung desain yang minimalis dan modern, Apartemen ini diharapkan mampu memenuhi kebutuhan warga Semarang maupun yang berasal dari luar Semarang akan hunian yang nyaman.

Dalam tugas akhir ini, struktur apartemen *Warhol Residences* ini didesain berdasarkan metode SRPMK atau Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus. Pedoman utama dalam perencanaan ini diambil dari SNI Beton 03-2847-2002 dan RSNi Gempa 03-1726-2010 (SNI 1726-2012). Adapun pemodelan yang dibuat, dilakukan dengan menggunakan bantuan software *Extended Three-Dimensional Analysis of Building System (ETABS) versi 9.2.7*. Selain itu, juga digunakan beberapa macam *software* pendukung lain seperti Structure Analysis Program 2000 (SAP 2000), PCACOL, dan Auto Cad.

Beberapa item pekerjaan yang diperhitungkan meliputi secara keseluruhan pekerjaan struktur baik elemen Primer maupun Sekunder. Elemen struktur primer meliputi : Balok, Balok Tinggi, Kolom, *Shearwall/Corewall*, HBK dan Pondasi *Bore Pile*. Sedangkan elemen sekundernya antara lain : Pelat lantai, Dinding dan Pelat Basement, Tangga, *Ramp*, serta *Lift*. Hasil analisis menunjukkan bahwa struktur apartemen *Warhol Residences* aman dan mampu dipertanggungjawabkan secara analitis.

ABSTRACT

Warhol Residences Apartment is one of the candidates for the skyscrapers that will soon be built in strategic areas Simpang Lima Semarang. These Apartments are located at No. 137 Ahmad Yani Street Semarang. By carrying out the minimalist and modern design, these apartments are expected to meet the needs of the residents of Semarang and foreigner the comfortable dwelling.

In this thesis, *Warhol Residences* apartment's structure is designed based on the method SRPMK or Special Moment Frame Structure bearers. The main guidelines in this plan are taken from Concrete SNI 03-2847-2002 and RSNi 03-1726-2010 Earthquake. The modeling is made, performed using software *Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems (ETABS) version 9.2.7*. Beside that, it also use some other kind of supporting *software* such as *Structure Analysis Program 2000 (SAP 2000)*, PCACOL, and *Auto Cad*.

Some work items are taken into account include the overall structure of the work of both Primary and Secondary element. Primary structural elements include: Beams, High Beams, Columns, *Shearwall / Corewall, joint* and *Bore Pile* Foundation. While the secondary elements are: the plates, and the plate Basement Walls, Stairs, *Ramp*, and *Lift*. The analysis showed that the structure of the apartment safe and capable *Warhol Residences* accounted for analytically.

PENDAHULUAN

Perencanaan Struktur Apartemen *Warhol Residences* Semarang yang terdiri dari 21 lantai terletak pada kawasan rawan gempa, didesain menggunakan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan mengacu pada ketentuan RSNi 03-1726-2010 dan SNI 03-2847-2002.

Perencanaan meliputi dua tahapan utama, yaitu pemodelan struktur dan perhitungan elemen struktur. Analisis gedung ini menggunakan permodelan struktur 3D dengan bantuan software ETABS v9.2.7 (*Extended Three-Dimensional Analysis of Building System*). Kolom dan balok dimodelkan sebagai elemen *frame*. Plat lantai, ramp parkir dan tangga sebagai elemen *shell*. *Shearwall, Corewall* dan Dinding penahan tanah sebagai elemen *wall*. Sedangkan untuk perhitungan elemen struktur didesain sesuai peraturan yang berlaku pada SNI Beton 03-2847-2002.

Gambaran Umum

Warhol Residences Semarang :

Alamat Lokasi : Jl. Ahmad Yani No 137 Semarang

Perusahaan : PT. Graha Satu Tiga Tujuh

Luas Tanah : 1.200 sqm

GFA : 18.000 sqm

Jumlah Lantai : 20 Lantai + 1 Basement,
5 Lantai parkir dan 15 Lantai Hunian.

Ketinggian : ± 70 m

Kriteria Desain Material

Mutu Beton Rencana ($f'c$)

Kolom : $f'c$ 35

Pelat : $f'c$ 35

Balok : $f'c$ 35

Pile Cap : $f'c$ 35

Mutu Tulangan (F_y)

Tulangan Ulir F_y : 400 MPa

BJ Beton : 2400 kg/cm³

Modulus Elastisitas : 278000 kg/cm²

Poisson Ratio : 0,2

Peraturan dan Standart

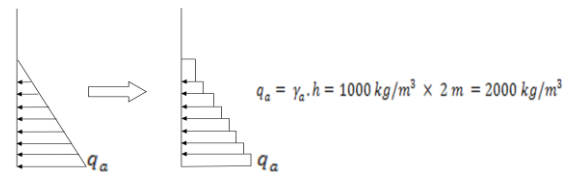
1. Tata Cara Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-1989-F).
2. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (RSNI 03-1726-2010).
3. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (RSNI 03-2847-2002).
4. Untuk hal-hal yang tidak diatur dalam peraturan dan standar di atas dapat mengacu pada peraturan-peraturan dan standar berikut :

- *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-95)
- *Uniform Building Code* (UBC)

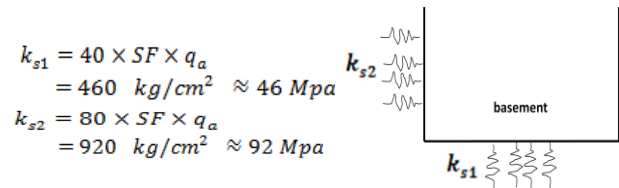
Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur meliputi beban mati (*Dead Load*) dan beban hidup (*Live Load*) yang mengacu pada peraturan pembebanan dari SNI 03-1727-1989-F mengenai pembebanan untuk Rumah dan Gedung. Selain

itu juga diperhitungkan beban tekanan air (*Hidrostatic Load*) berdasarkan rumusan Bernoulli seperti terlihat pada Gambar 1. Besarnya beban elastis tanah dimodelkan sebagai beban sring k_s mengacu pada rumusan Bowles dan dimodelkan seperti pada Gambar 2.



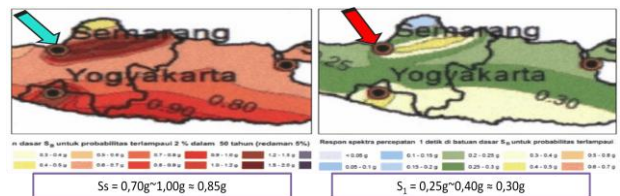
Gambar 1. Pomodelan beban tekana air tanah



Gambar 2. Pemodelan beban spring pada basement

Beban gempa yang diperhitungkan pada perencanaan apartemen ini mengacu pada peraturan RSNI 03-1726-2010 atau yang sekarang sudah disahkan sebagai SNI Gempa 1726-2012. Berdasarkan peta persebaran spektral percepatan gempa SNI 1726-2012 tersebut (Gambar 3), diperoleh nilai Spektral percepatan S_s dan S_1 untuk daerah Semarang yaitu sebesar $S_s = 0,85g$ dan $S_1 = 0,3g$. Faktor keutamaan I diperoleh berdasarkan Tabel 1 dan Tabel 2 yaitu sebesar $I = 1,0$ untuk bangunan apartemen.

Gambar 3. Peta spektral percepatan 0,2 det dan 1 dt



Tabel 1. Kategori Resiko Bangunan RSNI 03-1726-2010

Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :	II
- Perumahan	
- Rumah toko dan rumah kantor	
- Pasar	
- Gedung perkantoran	
- Gedung apartemen/ Rumah susun	
- Pusat perbelanjaan/ Mall	
- Bangunan industri	
- Fasilitas manufaktur	
- Pabrik	

Sumber: RSNI 03-1726-2010 Tabel 1

Tabel 2. Faktor Keutamaan Gempa RSNI 03-1726-2010

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: RSNI 03-1726-2010 Tabel 2

Penentuan Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* tanah yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai NSP-T tanah rata untuk kedalaman bor 36 meter yaitu $N = 10,903$ ($N < 15$). dengan hasil tersebut, bedasarkan Tabel 3, maka kategori yang ada di lapangan merupakan kategori TANAH

LUNAK. Dengan demikian, dari hasil nilai S_s , S_1 dan kategori tanah SE, dapat diperoleh nilai koefisien situr F_a dan F_v dari Tabel 4 dan Tabel 5. Koefisien ini dapat digunakan sebagai dasar untuk membuat respon spektrum gempa desain yang akan digunakan sebagai beban gempa.

Tabel 3. Klasifikasi Situs

Kelas situs	V_s (m/detik)	Natau Nah	S_u (kPa)
SA(batuankeras)	>1500	N/A	N/A
SB(batuan)	750sampai1500	N/A	N/A
SC(tanahkeras, sangat padat dan batuanlunak)	350sampai750	>50	≥ 100
SD(tanahsedang)	175sampai350	15sampai50	50sampai100
SE(tanahlunak)	<175	<15	<50

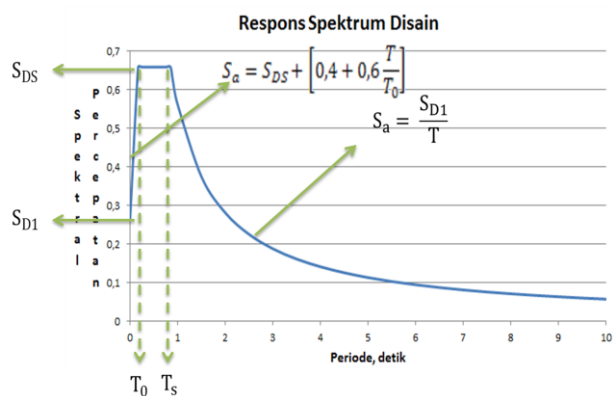
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan Karakteristik sebagai berikut:
 1. Indeks plastisitas $PI > 20$,
 2. Kadar air $w \geq 40$ persen, dan
 Kua tgeser rular su < 25kPa

Tabel 4. Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SSb				

Tabel 5. Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$(S_1 = 0,3)$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SSb				



Gambar 4. Grafik respon spektrum desain

Respon Spektrum Desain

Sebelum membuat grafik respon spektrum desain, perlu dihitung terlebih dahulu nilai batasan periode T_0 dan T_s berdasarkan rumusan berikut :

$$T_0 = 0,20 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,20 \times \frac{0,56}{0,657} = 0,17 \quad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,56}{0,657} = 0,85$$

Setelah itu dapat dibuat grafik respon spektrum berdasarkan ketentuan rumusan seperti yang terlihat pada Gambar 4.

Periode Getar Struktur

Dari hasil analisa ETABS, diperoleh periode getar ragam 1 struktur sebesar 1,5502detik. Sedangkan berdasar ketentuan RSNI 03-1726-2010 periode getar struktur tidak melebihi,

$$T < C_u T_a$$

C_u merupakan koefisien pembatas waktu getar struktur yang diperoleh dari Tabel 6. Sedangkan T_a merupakan waktu getar maksimum yang diijinkan untuk masing-masing tipe struktur yang berbeda. Besarnya T_a ditentukan dari rumusan berikut :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

h_n adalah ketinggian struktur = 69,95 m. Tipe Struktur adalah **Sistem Struktur Lain**, karena ada penggunaan *shearwall* dan *corewall* sehingga perilaku struktur bukan lagi merupakan struktur rangka. Dengan tipe struktur lain, maka nilai $C_t = 0,0488$; $X = 0,75$ (Sumber: RSNI 03-1726-2010 Tabel 15).

Hasil analisa menunjukkan bahwa untuk arah X & Y, nilai $T_a = 0,0488 \cdot 69,95^{0,75} = 1,1803$ detik, sehingga,

$$T_{max \text{ ijin}} = C_u \cdot T_a = 1,4 \cdot 1,18 = 1,652 \text{ detik}$$

Dengan demikian $T < C_u T_a = 1,5502 \text{ detik} < 1,652 \text{ detik}$, maka periode getar struktur yang terjadi masi dalam batasan ijin sesuai RSNI Gempa 03-1726-2010, dengan kata lain periode getar struktur aman.

Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Pada tahap akhir pemodelan struktur dilakukan pengecekan nilai akhir respon spektrum. Berdasarkan peraturan, kontrol nilai akhir respons spektrum :

$$V \text{ dinamik} \geq 80 \% V \text{ statik}$$

Hasil analisa statik ETABS menunjukkan $V_y = 1232,052$ ton dan $V_x = 2127,033$ ton. $80\% V_y = 985,641$ ton dan $80\% V_x = 1701,626$ ton. Sedangkan hasil analisis dinamik dapat dilihat pada Gambar 5.

Case	Dir	EccRatio	EccOverrides	TopStory	BotStory	C	K	WeightUsed	BaseShear
QUAKEY	Y+EcX	0,0500	Yes	LFT	BASE	0,0530	1,0000	25049,78	1327,64
QUAKEY	X+EcY	0,0500	No	LFT	BASE	0,0915	1,0000	25049,78	2292,05

Gambar 5. Hasil Analisis dGempa Dinamik ETABS

$$1327,64 > 80\% V_y = 985,641 \text{ ton}$$

$$2292,05 > 80\% V_x = 1701,626 \text{ ton}$$

Dengan demikian pemodelan struktur apartemen Warhol Residences tersebut telah selesai dengan hasil aman.

Perhitungan Pelat Lantai

Pembebanan pada Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai berupa beban mati dan beban hidup. Kombinasi pembebanan yang dipakai adalah 120% beban mati ditambah 160% beban hidup.

$$W_t = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

DL = Beban mati (berat sendiri) struktur.

LL = Beban hidup total (beban berguna).

Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

menurut SNI 03-2847-2002, pasal 12.6.1 ρ_{min} diambil nilai terbesar dari:

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

$$= \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \cdot 400} = 0,0037 \text{ (menentukan)}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \text{ (SNI 03-2847-2002, pasal 12.3.3)}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot 0,036 = 0,027$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = \frac{0,85 \cdot 35 \cdot 0,81}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400} = 0,036$$

Perhitungan Tulangan Lapangan Arah X (Tipe A)

$$M_{11} = M_u = 958,82 \text{ kgm}$$

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{958,82}{1,0 \cdot 1,44^2} = 31669,309 \text{ kg/m}^2$$

Dari buku *Dasar-dasar Perhitungan Beton Bertulang* (Vis dan Gideon, 1997) didapat rumus :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot f_y \left[1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$31669,309 = \rho \cdot 0,8 \cdot 40000000 \left[1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{40000000}{3500000} \right]$$

$$\rho = 0,000996 \leq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0037 \cdot 1000 \cdot 174 = 643,3737 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 13-150 (As terpasang = 753,6 mm²)

Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah X (Tipe A)

$$M_{11} = M_u = 1229,68 \text{ kgm}$$

Dengan perhitungan yang sama, diperoleh :

$$\rho = 0,00128 \leq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0037 \cdot 1000 \cdot 174 = 643,3737 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 13 – 150 (As terpasang = 884,43 mm²)

$$A_{sb} = 20\% \times A_s \text{ pakai} = 20\% \times 753,6 = 150,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Dipakai tulangan bagi D 13 – 250 (As terpasang = 530,66 mm²)

Perhitungan Tulangan Lapangan Arah Y (Tipe A)

$$M_{22} = M_u = 557,24 \text{ Kgm}$$

Dengan perhitungan yang sama, diperoleh :

$$\rho = 0,000667 \leq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0037 \cdot 1000 \cdot 162 = 599,0031 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 13 – 150 (As terpasang = 753,6 mm²)

Perhitungan Tulangan Tumpuan Arah Y (Tipe A)

$$M_{22} = M_u = 849,26 \text{ kNm}$$

Dengan perhitungan yang sama, diperoleh :

$$\rho = 0,001018 \leq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{min} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0037 \cdot 1000 \cdot 162 = 599,0031 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 13 – 150 (As terpasang = 884,43 mm²)

$$A_{sb} = 20\% \times A_s \text{ pakai} = 20\% \times 753,6 = 150,72 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Dipakai tulangan bagi D 13 – 250 (As terpasang = 530,66 mm²)

Perhitungan Dinding Basement

Penulangan Dinding Basement

Dari hasil analisis *software* ETABS diperoleh besarnya gaya-gaya dalam sebagai berikut :

Tabel 6. Momen Hasil Analisa ETABS pada Dinding Basement

Arah Momen	Tumpuan (kNm)	Lapangan (kNm)
Vertikal (M ₂₂)	248,11	264,19

Tulangan Tumpuan (M₂₂ = 248,11 kNm)

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{248,11}{1,0 \cdot 2,49^2} = 4001,7 \text{ kN/m}^2 = 4,002 \text{ MPa}$$

Dari buku *Dasar-dasar Perhitungan Beton Bertulang* (Vis dan Gideon, 1997) didapat rumus :

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \rho \cdot 0,8 \cdot f_y \left[1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'c} \right]$$

$$4,002 = \rho \cdot 0,8 \cdot 400 \left[1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{35} \right]$$

$$\rho = 0,0137 \geq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{pakai} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0137 \cdot 1000 \cdot 249 = 3431 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D22-100 (As terpasang = 3801,3 mm²)

Tulangan Lapangan ($M_{22} = 264,19$ kNm)

$$\frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{264,19}{1,0 \cdot 2,49^2} = 4261,06 \text{ kN/m}^2 = 4,261 \text{ MPa}$$

Dengan perhitungan yang sama, diperoleh :

$$\rho = 0,0147 \geq \rho_{min}$$

$$A_s = \rho_{pakai} \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 0,0147 \cdot 1000 \cdot 249 = 3681 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D22 - 100 (As terpasang = 3801 mm²)

Perencanaan Tangga

Kombinasi pembebanan yang diperhitungkan berdasarkan SK SNI 03-1726-2002 adalah :

$$1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

Data Perencanaan Tangga

Tinggi antar lantai : 3,00 m

Lebar Tangga : 1,20 m

Kemiringan : (α) : 36,86°

Panjang Bordes : 2,60 m

Lebar bordes : 1,30 m

Mencari tinggi *optrade* dan panjang *antrade* :

Menurut Diktat Konstruksi Bangunan Sipil karangan Ir. Supriyono

$$2 \cdot \text{Opt} + \text{Ant} = 61 \sim 65$$

$$\text{Ant} \approx 25 \text{ cm}$$

Nilai *antrade* 25 cm digunakan pada tiap tingkatan tangga, sedangkan nilai *optrade* menjadi $\text{Opt} = \text{Ant} \cdot \text{tg } \alpha$

$$\text{Opt} = 25 \cdot \text{tg } 36,86^\circ = 18,75 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah } \text{Optrade} = \frac{3000 \text{ mm}}{187,5 \text{ mm}} = 16 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah } \text{Antrade} = 16 - 1 = 15 \text{ buah.}$$

Menghitung tebal pelat tangga :

Tebal selimut beton : 2 cm

Tebal Pelat tangga (h) : 13 cm

Ekivalen tebal anak tangga

$$h' - h = \frac{\text{Optrade}}{2} \cos \alpha^\circ = \frac{18,75}{2} \cos 36,86^\circ = 7,5 \text{ cm} = 0,075 \text{ m}$$

Pembebanan Pelat Tangga ($h = 0,13$ m) :

Pembebanan pada pelat tangga tidak jauh berbeda dengan pembebanan pelat pada umumnya sesuai dengan beban *Dead Load* dan *Live Load* yang tertera pada

peraturan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (SNI 03-1727-1989-F).

Analisa Gaya Dalam Pelat Tangga dan Pelat Bordes

Analisa gaya dalam (khususnya momen) pada pelat tangga dan pelat bordes dilakukan seperti halnya analisa pelat seperti sebelumnya. Analisa momen pada pelat tangga dan pelat bordes dilakukan menggunakan *Finite Element Method* dengan bantuan program *SAP 2000*. Tinjauan momen maksimum pada *joint Area* yang ditinjau dianggap mewakili sepanjang sumbu *joint* tersebut, sehingga tinjauan tidak dilakukan berdasarkan *per-element Area* (tiap-tiap jalur mesh). Hasil analisa pelat tangga dan pelat bordes disajikan sebagai berikut :

Perhitungan Tulangan Pelat Tangga

Tabel 7. Momen Hasil Analisis *SAP 2000* pada Pelat Badan Tangga

Kategori	Momen	M ⁺ kNm	M ⁻ kNm
Pelat Tangga	M ₁₁	1.3178	1.8934
	M ₂₂	1.7178	2.9703

Perhitungan Tulangan Pelat Badan Tangga dengan kriteria desain sebagai berikut :

$$h = 130 \text{ mm}$$

$$p = 20 \text{ mm}$$

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$d_y = h - p - (0,5 \phi_{tul}) = 130 - 20 - 0,5(13) = 104 \text{ mm}$$

Dengan cara perhitungan yang sama dengan pelat, diperoleh hasil :

Tulangan arah M_{22} (Arah Y) Lapangan

Dipakai tulangan D 13 - 200 (As terpasang = 565 mm²)

Tulangan bagi arah X,

$$A_{sb} = 20\% \cdot 565 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 10 - 250 (As terpasang = 302 mm²)

Tulangan arah M_{22} (Arah Y) Tumpuan

Dipakai tulangan D 13 - 200 (As terpasang = 565 mm²)

Tulangan bagi arah X,

$$A_{sb} = 20\% \cdot 565 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 130 = 260 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 10 - 250 (As terpasang = 314 mm²)

Perhitungan Tulangan Pelat Bordes

Tabel 8. Momen hasil Analisis *SAP 2000* pada Pelat Bordes

Kategori	Momen	M ⁺ (kNm)	M ⁻ (kNm)
Bordes	M ₁₁	0,8981	3,2547
	M ₂₂	4,0083	4,9098

Perhitungan Tulangan Pelat Badan Tangga dengan kriteria desain sebagai berikut :

$$h = 130 \text{ mm}$$

$$p = 20 \text{ mm}$$

$$D = 13 \text{ mm}$$

$$dx = h - p - (0,5\phi_{tul}) = 130 - 20 - 0,5(13) = 104 \text{ mm}$$

Dengan cara perhitungan yang sama dengan pelat, diperoleh hasil :

Tulangan Arah M₁₁ (Arah X) Tumpuan

Dipakai tulangan D 13 – 200 (As terpasang = 565 mm²)

Tulangan bagi arah Y,

$$As_b = 20\% * 565 = 113 \text{ mm}^2$$

$$As_b = 0,002 * b * h = 0,002 * 1000 * 130 = 260 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 10 – 250 (As terpasang = 314 mm²)

Tulangan Arah M₁₁ (Arah X) Lapangan

Dipakai tulangan D 13 – 200 (As terpasang = 565 mm²)

Tulangan bagi arah Y,

$$As_b = 20\% * 565 = 113 \text{ mm}^2$$

$$As_b = 0,002 * b * h = 0,002 * 1000 * 130 = 260 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 10 – 250 (As terpasang = 314 mm²)

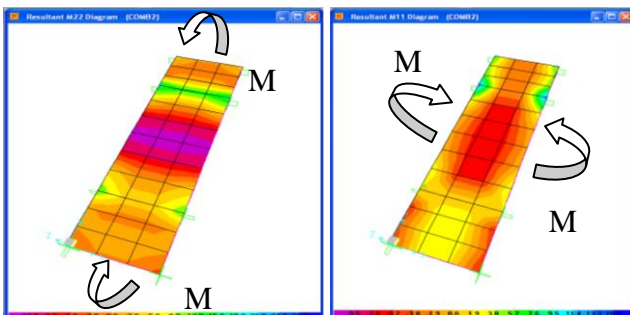
Perhitungan Ramp Parkir

Perhitungan Tulangan Pelat Ramp

Hasil analisis yang dilakukan dengan menggunakan bantuan *software SAP 2000*, pada tabel di bawah ini :

Tabel 9. Momen Hasil Analisa *SAP 2000* pada Ramp

Posisi	M ₁₁ (kNm)	M ₂₂ (kNm)
Tumpuan	-10.9631	-14.0884
Lapangan	14.6403	27.7230



Gambar 6. Pemodelan Distribusi Momen Ramp

Arah X

Daerah tumpuan :

$$M_{11min} = -10.9631 \text{ kNm}$$

$$\frac{Mu}{b.d^2} = \frac{10,9631}{1,0,256^2} = 167,28 \text{ kN/m}^2 = 0,167 \text{ Mpa}$$

Dengan perhitungan yang sama dengan pelat diperoleh :

$$\rho = 0,0005 \leq \rho_{min}$$

$$As = \rho . b . d$$

$$As = 0,0037 . 1000 . 256 = 947,2 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan D 13 – 100 (As terpasang = 1130,4 mm²)

Daerah Lapangan :

Dipakai tulangan D 13 – 100 (As terpasang = 1130,4 mm²)

Arah Y

Daerah Tumpuan :

Dipakai tulangan D 13 – 125 (As terpasang = 904,32 mm²)

Daerah Lapangan :

Dipakai tulangan D 13 – 125 (As terpasang = 904,32 mm²)

Perhitungan Balok

Perhitungan Tulangan Lentur

f'c = 35 Mpa ;

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 * \frac{(f'c - 30)}{7} = 0,85 - 0,05 * \frac{(35-30)}{7} = 0,814$$

$$\text{Rasio tulangan pada kondisi balance, } \rho_b = \beta_1 * 0,85 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{600}{600 + f_y} = 0,81 * 0,85 * \frac{35}{400} * \frac{600}{600 + 35} = 0,0363$$

Faktor tahanan momen maksimum,

$$R_{max} = 0,75 * \rho_b * f_y * \left[1 - \frac{0,5 * 0,75 * \rho_b * f_y}{0,85 * f'c} \right] = 0,75 * 0,0363 * f_y * \left[1 - \frac{1/2 * 0,75 * 0,0363 * 400}{0,85 * 35} \right] = 8,904$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,80$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } ds = ts + \phi + \frac{D}{2} = 40 + 10 + \frac{22}{2} = 61 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan dalam satu baris, } ns = \frac{(b - 2 * ds)}{25 + D} = \frac{(400 - 2 * 61)}{25 + 22} = 5,915 \approx 6 \text{ buah}$$

Jarak horisontal pusat ke pusat antara tulangan, $x = \frac{b - n_s \cdot D - 2 \cdot d_s}{n_s - 1} = \frac{400 - (5 - 1) \cdot 22 - 2 \cdot 61}{5 - 1} = 47,5 \text{ mm}$

Kondisi 1, Ujung Kiri Balok, momen negatif, goyangan ke kiri di tumpuan

$M_u = 460,671 \text{ kN-m}$

Momen positif nominal rencana,

$M_n = \frac{M_u^+}{\phi} = \frac{460,671}{0,80} = 575,839 \text{ kNm}$

Diperkirakan jarak pusat tulangan lentur ke sisi beton,

$d' = 61 \text{ mm}$

Tinggi efektif balok, $d = h - d' = 800 - 61 = 739 \text{ mm}$

Faktor tahanan momen, $R_n = \frac{M_n \cdot 10^6}{b \cdot d^2} = \frac{575,839 \cdot 10^6}{400 \cdot 739^2} = 2,6365$
 $R_n < R_n \text{ max} \rightarrow \text{OK}$

Rasio tulangan yang diperlukan: $\rho = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot$

$\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right] = \frac{0,85 \cdot 35}{400} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,636}{0,85 \cdot 35}} \right] = 0,00691$

Rasio tulangan minimum, $\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \cdot 400} =$

$0,0037$, $\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$

Luas Tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00691 \cdot 400 \cdot 739 = 2042,596 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yang diperlukan, $n = \frac{A_s}{\pi/4 \cdot D^2} = 5,376$

Digunakan tulangan, **6 D 22**

Luas Tulangan terpakai, $A_s = n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 6 \cdot \pi/4 \cdot 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$

Cek Tahanan Momen Nominal Balok

$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2279,64 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 76,627 \text{ mm}$

Momen nominal, $M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 2279,64 \cdot 400 \cdot (739 - 76,627/2) = 638,925 \text{ kNm}$

Tahanan momen balok,

$\phi M_n = 0,80 \cdot 638,925 \text{ kNm} = 511,140 \text{ kNm}$

Syarat : $\phi M_n \geq M_u^+ \rightarrow 511,140 \text{ kNm} \geq 460,671 \text{ kNm}$
 $\rightarrow \text{Aman (OK)}$

Hal serupa dapat dilakukan juga untuk kondisi lainnya :

Kondisi 2, Ujung Kanan Balok, momen negatif, goyangan ke kanan di tumpuan

$M_u = 475,026 \text{ kN-m}$

Digunakan tulangan, **6 D 22**

Kondisi 3, Ujung Kiri Balok, momen positif, goyangan ke kanan di tumpuan

$M_u = 395,165 \text{ kN-m}$

Digunakan tulangan, **5 D 22**

Kondisi 4, Ujung Kanan Balok, momen positif, goyangan ke kiri di tumpuan

$M_u = 316,363 \text{ kN-m}$

Digunakan tulangan, **4 D 22**

Kondisi 5, Tengah bentang, momen positif, goyangan kedua arah

$M_u = 233,546 \text{ kN-m}$

Digunakan tulangan, **4 D 22**

Kondisi 6, Tengah bentang, momen positif, goyangan kedua arah

$M_u = 139,469 \text{ kN-m}$

Digunakan tulangan, **4 D 22**

Perhitungan Tulangan Geser

Tumpuan

Gaya geser ultimit, $V_u = 381,440 \text{ kN}$

Gaya geser akibat Torsi, $T_u = 27,015 \text{ kN}$

Gaya geser ultimit rencana, $V_u + T_u = 408,455 \text{ kN}$

Faktor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,75$

Tegangan leleh tulangan geser, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Kuat geser beton, $V_c = (\sqrt{f_c'}) / 6 \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (\sqrt{35}) / 6 \cdot 400 \cdot 800 \cdot 10^{-3} = 315,52 \text{ kN}$

Tahanan geser beton, $\phi V_c = 0,75 \cdot 315,52 = 236,64 \text{ kN}$

Kuat geser sengkang, $V_s = 408,455 \text{ kN}$

Digunakan sengkang berpenampang 3 (3 kaki)

Luas tulangan geser sengkang,

$A_v = n_s \cdot \pi / 4 \cdot D^2 = 3 \cdot \pi / 4 \cdot 10^2 = 235,5 \text{ mm}^2$

Jarak sengkang yang diperlukan :

$s = A_v \cdot f_y \cdot d / (V_s \cdot 10^3)$

$= 235,5 \cdot 400 \cdot 740,5 / (408,455 \cdot 10^3)$

$= 170,778 \text{ mm}$

Jarak sengkang maksimum,

$s_{max} = d / 2 = 740,5 / 2 = 370,25 \text{ mm}$

Jarak sengkang maksimum, $s_{max} = 250 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang : $s = 75 \text{ mm}$

Digunakan sengkang = **D10 – 75**

Lapangan

Gaya geser ultimit, $V_u = 348,412 \text{ kN}$

Gaya geser akibat Torsi, $T_u = 27,015 \text{ kN}$

Gaya geser ultimit rencana, $V_u + T_u = 375,427 \text{ kN}$

Dengan cara yang sama, digunakan sengkang berpenampang 3 (3 kaki) D10 – 100

Reaksi geser di ujung-ujung balok akibat beban gravitasi berdasarkan analisa program etabs diperoleh 84,59 kN

- Rangka goyang kiri

$$V_{\text{sway-ka}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{785,40 + 503,53}{4,7} = 274,24 \text{ kN}$$

Total reaksi geser diujung kiri balok

$$= 84,59 + 274,24 = 358,83 \text{ kN}$$

Total reaksi geser diujung kanan balok

$$= 84,59 - 274,24 = 189,65 \text{ kN}$$

- Rangka goyang kanan

$$V_{\text{sway-ki}} = \frac{M_{pr2} + M_{pr3}}{l_n} = \frac{785,40 + 599,17}{4,7} = 294,59 \text{ kN}$$

Total reaksi geser diujung kiri balok

$$= 84,59 - 294,59 = 210 \text{ kN}$$

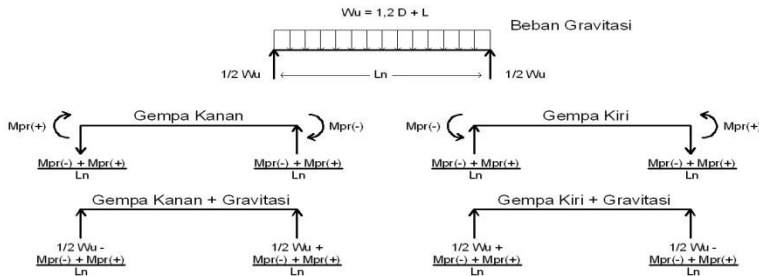
Total reaksi geser diujung kanan balok

$$= 84,59 + 294,59 = 379,18 \text{ kN}$$

Tabel 10. Gaya Geser Ujung Balok 3BI.1c

Tumpuan	V _{n-gravitasi} (kN)	V _{sway-ki} (kN)	V _{sway-ka} (kN)
Ujung kiri	84,59	358,83	210
Ujung kanan		189,65	379,18

Perhitungan Tulangan Geser Sendi Plastis



Gambar 7. Perhitungan Gaya Geser Desain Ve

Momen untuk rangka begoyang ke kiri

Kondisi 1

$$a = \frac{As \cdot (1,25 fy)}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2267,08 \cdot (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 95,26 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot (1,25 fy) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2267,08 \cdot (500) \left(740,5 - \frac{95,26}{2}\right) = 785,40 \text{ kNm}$$

Berlawanan arah jarum jam diujung kiri balok

Kondisi 4

$$a = \frac{As \cdot (1,25 fy)}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1416,925 \cdot (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 59,53 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot (1,25 fy) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1416,925 \cdot (500) \left(740,5 - \frac{59,53}{2}\right) = 503,53 \text{ kNm}$$

Berlawanan arah jarum jam diujung kanan balok

Momen untuk rangka begoyang ke kiri

Kondisi 2

$$a = \frac{As \cdot (1,25 fy)}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{2267,08 \cdot (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 95,26 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot (1,25 fy) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 2267,08 \cdot (500) \left(737,5 - \frac{95,26}{2}\right) = 785,4 \text{ kNm}$$

Searah jarum jam diujung kiri balok

Kondisi 3

$$a = \frac{As \cdot (1,25 fy)}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{1700,31 \cdot (1,25 \cdot 400)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 71,44 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = As \cdot (1,25 fy) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 1700,31 \cdot (500) \left(740,5 - \frac{71,44}{2}\right) = 599,17 \text{ kNm}$$

Searah jarum jam diujung kanan balok

Diagram gaya geser untuk balok 3BI.1c

Ujung kiri dan Kanan Balok

$$V_c = 0$$

$$V_u = 379,18 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{379,18}{0,75} - 0 = 505,573 \text{ kN}$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{2\sqrt{f'c}}{3} \cdot b \cdot d = \frac{2 \cdot \sqrt{35}}{3} \cdot 400 \cdot 740,5 = 1168,229 \text{ kN}$$

$$V_s = 505,573 \text{ kN} < V_{s \text{ max}} = 1168,229 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

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

Dicoba sengkang D 10

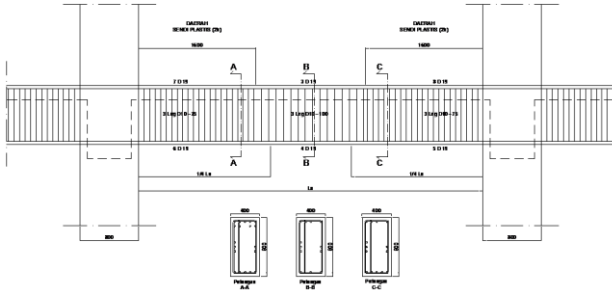
Tabel 11. Tulangan Geser Balok 3BI.1c

Jenis	Dimensi			Av (mm ²)	s (mm)
	Jumlah Kaki	Diameter	Luas / bar		
Diameter 10mm	3	10	78,5	235,5	75

$$V_s = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{s} = \frac{235,5 \cdot 400 \cdot 740,5}{75 \cdot 1000} = 930,068 \text{ kN}$$

$$V_s = 505,573 \text{ kN} < V_{s \text{ terpasang}} = 930,068 \text{ kN}$$

Jadi gunakan 3 leg tulangan **D10 - 75**



Gambar 8. Sketsa Penulangan Balok 3BI.1c

Perhitungan Balok Tinggi

Perhitungan Balok tinggi di Top Floor B400/800

$$\text{Mu maks} : 36.350.932,9 \text{ kgmm} = 363.509.329 \text{ Nmm}$$

Tumpuan Menerus

Perancangan Tulangan Lentur

$$\text{Mu max} = 363.509.329 \text{ Nmm}$$

Syarat balok tinggi : $\frac{ln}{h} \leq 5$ (untuk balok dengan beban merata)

$$\frac{(1200 - 300)}{800} \leq 5$$

$$1,125 \leq 5 \text{ (memenuhi syarat balok tinggi)}$$

$$jd = 0,2 * (l + 1.5h) = 0,2 * (1200 + 1.5 * 800) = 468 \text{ mm}$$

Kebutuhan As,

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * jd} = \frac{363.509.329 \text{ Nmm}}{0,8 * 400 \text{ Mpa} * 468 \text{ mm}} = 2427,279 \text{ mm}^2$$

$$As = \frac{1,38 * b * d}{fy} = \frac{1,38 * 400 * 760 \text{ Nmm}}{0400 \text{ Mpa}} = 1048,8 \text{ mm}^2$$

Diambil As terbesar = 2427,279 mm²

$$n \text{ tul. lentur} = \frac{As}{\frac{1}{4} * \pi * D^2} = \frac{2427,279}{283,5287} = 9 \text{ buah (Tulangan Tarik). Digunakan } \mathbf{9D19}$$

Digunakan **9D19**

$$As1 = 0,5 * \left(\frac{l}{h} - 1\right) * As = 151,7049 \text{ mm}^2 .$$

Digunakan **2D19**

$$As2 = As - As1 = 2275,57 \text{ mm}^2 . \text{ Digunakan } \mathbf{9D19}$$

Penempatan tulangan tarik pada bagian bawah daerah

$$Y1 = Y2 = 0,2h = 160 \text{ mm}$$

$$Y3 = 480 \text{ mm}$$

Perancangan Tulangan Geser

$$Vu = 159.728,788 \text{ kg} = 1.597.287,88 \text{ N}$$

$$\text{Kuat geser nominal (Vn)} \quad Vn = \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{2}{3} * \sqrt{35} * 400 * 760 = 1.198.992,169 \text{ N}$$

$$\phi Vn = 719.395,30 \text{ N}$$

Momen rencana pada penampang kritis ,

$$Mu = 363.509.329 \text{ Nmm}$$

$$\frac{Mu}{Vu * d} = \frac{363.509.329 \text{ Nmm}}{1.597.287,88 * 760 \text{ Nmm}} = 0,299$$

$$3,5 - 2,5 * \frac{Mu}{Vu * d} \leq 2,5$$

$$2,75 \leq 2,5 \text{ (dipakai 2,5)}$$

$$Vc = 2,5 * \frac{1}{7} * \left(\sqrt{f'c} + \frac{120 \rho w * Vu * h}{Mu}\right) * bw * d$$

Dimana

$$\rho w = \frac{As}{b * d} = \frac{2427,279}{400 * 760} = 6,673 * 10^{-3}$$

$$Vc = 2,5 * \frac{1}{7} * \left(\sqrt{35} + \frac{120 * 6,673 * 10^{-3} * 1.597.287,88 * 760}{363.509.329}\right) * 400 * 760 = 989712,7 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{2} * \sqrt{f'c} * b * d = \frac{1}{2} * \sqrt{35} * 400 * 760 = 899.244,127 \text{ N}$$

Diambil nilai Vc yang terkecil, Vc = 899.244,127 N

$$Vu > \phi Vc , 1.597.287,88 > 539.546,476 ,$$

Jadi perlu tulangan geser.

Digunakan tulangan D13 untuk geser vertical dan D13 untuk geser horizontal.

$$Asv = 2 * \left(\frac{1}{4} * \pi * d^2\right) = 265,33 \text{ mm}$$

$$\phi Vs = Vu - \phi Vc$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{1.597.287,88}{0,6} - 899.244,127 = 1.097.366 \text{ N}$$

$$Sh = Sv = \frac{\left[\left\{Asv * \left(\frac{1 + \frac{ln}{d}}{12}\right) + Ash * \left(\frac{11 - \frac{ln}{d}}{12}\right)\right\} * fy * d\right]}{1.097.366} = \frac{\left[\left\{157 * \left(\frac{1 + \frac{900}{760}}{12}\right) + 226 * \left(\frac{11 - \frac{900}{760}}{12}\right)\right\} * 400 * 760\right]}{1.097.366} = 73,5 \text{ mm}$$

Syarat minimum Sv :

$$Sv = \frac{1}{5} d = \frac{1}{5} * 760 = 152 \text{ mm}$$

$$Sv = \frac{Asv}{0,0015 * b} = \frac{265,33}{0,0015 * 400} = 442 \text{ mm}$$

$$Sv = 500 \text{ mm}$$

Diambil Sv terkecil, Sv = 50 mm

Syarat minimum Sh

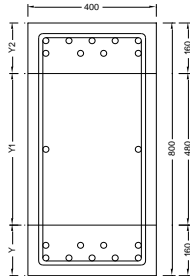
$$Sh = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} * 800 = 266,667 \text{ mm}$$

$$Sh = \frac{Ash}{0,0025 \cdot b} = \frac{265,33}{0,0025 \cdot 400} = 265,3 \text{ mm}$$

$$Sh = 500 \text{ mm}$$

Diambil Sh terkecil, Sh = 50 mm

Jadi tulangan geser vertical digunakan **D13-50** dan tulangan geser horizontal digunakan **D13-50**



Gambar 9. Sketsa Penulangan Balok Tinggi

Perhitungan Kolom

Perancangan kolom K1 lantai P3 (800mm x 1200mm)

Analisa Kolom

Menentukan tinggi efektif kolom

$$d = h - s - Ds - \frac{Dp}{2} = 1200 - 40 - 12 - \frac{25}{2}$$

$$= 1135,5 \text{ mm}$$

$$d' = s + Ds + \frac{Dp}{2} = 40 + 12 + \frac{25}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$Ec = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{35} = 27.805,575 \text{ Mpa}$$

$$\beta d = 0,5$$

Kolom desain C57 (800mm x 1200mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 800 * 1200^3 = 115.200.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 115.200.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 8,542 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kanan atas (400mm x 800mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 400 * 800^3 = 17.060.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 17.060.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 1,625 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kiri atas (400mm x 800mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 400 * 800^3 = 17.060.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 17.060.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 1,625 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok depan atas (400mm x 800mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 400 * 800^3 = 17.060.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 17.060.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 1,625 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Kolom atas (800mm x 1200mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 800 * 1200^3 = 115.200.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 115.200.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 8,542 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kiri bawah (500mm x 1000mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 500 * 1000^3 = 41.660.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 41.660.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 3,089 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok kanan bawah (500mm x 1000mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 500 * 1000^3 = 41.660.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 41.660.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 3,089 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Balok depan bawah (500mm x 1000mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 500 * 1000^3 = 41.660.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 41.660.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 3,089 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

Kolom bawah (800mm x 1200mm)

$$Igb = \left(\frac{1}{12}\right) * b * h^3 = \left(\frac{1}{12}\right) * 800 * 1200^3 = 115.200.000.000 \text{ mm}^4$$

$$EI = \frac{\left(\frac{Ec * Igb}{2,5}\right)}{(1 + \beta d)} = \frac{\left(\frac{27.805,575 * 115.200.000.000}{2,5}\right)}{(1 + 0,5)} = 8,542 * 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

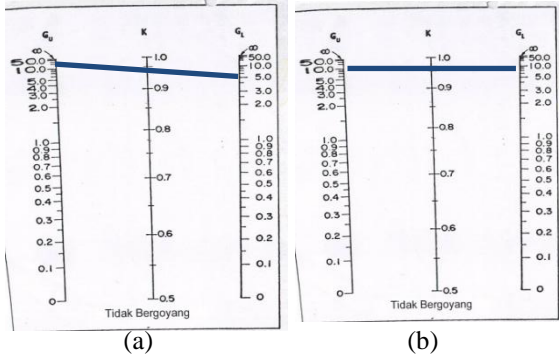
Faktor kekangan ujung Ψ yang terjadi pada kolom

Sumbu X

$$\psi A = \frac{\left(\frac{EI_k}{lk}\right) + \left(\frac{EI_k}{lk}\right)}{\left(\frac{EI_b}{lb}\right) + \left(\frac{EI_b}{lb}\right)} = \frac{\left(\frac{8,542 * 10^{14}}{2200}\right) + \left(\frac{8,542 * 10^{14}}{2200}\right)}{\left(\frac{1,625 * 10^{14}}{5100}\right) + \left(\frac{1,625 * 10^{14}}{5100}\right)} = \frac{7,7655 * 10^{11}}{6,37 * 10^{10}} = 12,19073$$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{EIk}{lk}\right) + \left(\frac{EIk}{lk}\right)}{\left(\frac{EIB}{lb}\right) + \left(\frac{EIB}{lb}\right)} = \frac{\left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right) + \left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right)}{\left(\frac{3,089 \cdot 10^{14}}{5100}\right) + \left(\frac{3,089 \cdot 10^{14}}{5100}\right)} = \frac{7,7655 \cdot 10^{11}}{1,211 \cdot 10^{11}} = 6,412$$

Dari grafik nomogram Gambar 10 (a), diperoleh nilai faktor k untuk sumbu X sebesar = 0,95



Gambar 10. Hasil k dari Nomogram Sumbu X dan Y Sumbu Y

$$\psi_A = \frac{\left(\frac{EIk}{lk}\right) + \left(\frac{EIk}{lk}\right)}{\left(\frac{EIB}{lb}\right)} = \frac{\left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right) + \left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right)}{\left(\frac{1,625 \cdot 10^{14}}{5100}\right)} = \frac{7,7655 \cdot 10^{11}}{3,18 \cdot 10^{10}} = 24,4$$

$$\psi_B = \frac{\left(\frac{EIk}{lk}\right) + \left(\frac{EIk}{lk}\right)}{\left(\frac{EIB}{lb}\right)} = \frac{\left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right) + \left(\frac{8,542 \cdot 10^{14}}{2200}\right)}{\left(\frac{3,089 \cdot 10^{14}}{5100}\right)} = \frac{7,7655 \cdot 10^{11}}{6,0568 \cdot 10^{10}} = 12,821$$

Dari grafik nomogram Gambar 10 (b), diperoleh nilai factor k untuk sumbu Y sebesar = 0,97

Menentukan angka kelangsingan kolom

$$r = 0,3 \cdot h \rightarrow 0,3 \text{ untuk kolom persegi} \\ = 0,3 \cdot 1200 = 360$$

Sumbu X

$$\left(\frac{k \cdot ln}{r}\right) = \left(\frac{0,95 \cdot 2200}{360}\right) = 5,683 < 34 - 12 \cdot \frac{M1}{M2}$$

$$\left(\frac{k \cdot ln}{r}\right) = \left(\frac{0,95 \cdot 2200}{360}\right) = 5,683 < 34 - 12 \cdot \frac{328,065}{329,398}$$

5,683 < 22,048 → KOLOM PENDEK

Sumbu Y

$$\left(\frac{k \cdot ln}{r}\right) = \left(\frac{0,97 \cdot 2200}{360}\right) = 5,805 < 34 - 12 \cdot \frac{M1}{M2}$$

$$\left(\frac{k \cdot ln}{r}\right) = \left(\frac{0,97 \cdot 2200}{360}\right) = 5,805 < 34 - 12 \cdot \frac{328,065}{329,398}$$

5,805 < 22,048 → KOLOM PENDEK

Perencanaan Tulangan Lentur

Direncanakan :

$$A = 10D25 = 4908,738 \text{ mm}^2$$

$$As' = 10D25 = 4908,738 \text{ mm}^2$$

$As = 9817,477 \text{ mm}^2 = 0,010226\% \cdot Ag$ (Jadi, terpasang 20D25)

$$\rho_g = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{9812,6}{800 \cdot 1200} = 0,001022$$

0,001 < ρ_g < 0,06.....OK!

Check Desain Strong Column Weak Beam

Kuat Kolom (SNI Pasal 23.4.2.2)

Kuat kolom ϕM_n harus memenuhi $\sum M_c \geq 1,2 \sum M_g$

$\sum M_c$ = Jumlah M_n dua kolom yang bertemu di joint

$\sum M_g$ = Jumlah M_n dua balok yang bertemu di joint

$$1,2 \sum M_g = 1,2 \cdot (509 + 324) = 999,6 \text{ kNm}$$

Kolom lantai atas

$$\phi P_n \text{ above} = \text{Gaya aksial terfaktor di kolom atas} \\ = 6005,743 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom, diperoleh

$$\phi M_n = 2711 \text{ kNm}$$

Kolom yang di desain

$$\phi P_n \text{ above} = \text{Gaya aksial terfaktor di kolom desain} \\ = 6387,426 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom, diperoleh

$$\phi M_n = 2767 \text{ kNm}$$

$$\sum M_c = \phi M_n \text{ above} + M_n \text{ desain} = 2711 + 2767 \\ = 5478 > 999,6 \text{ kNm (OK)}$$

Kolom lantai bawah

$$\phi P_n \text{ above} = \text{Gaya aksial terfaktor di kolom bawah} \\ = 6764,46 \text{ kN}$$

Dari diagram interaksi kolom, diperoleh

$$\phi M_n = 2815 \text{ kNm}$$

$$\sum M_c = \phi M_n \text{ below} + M_n \text{ desain} = 2815 + 2767 \\ = 5582 > 999,6 \text{ kNm (OK)}$$

Desain Confinement Reinforcement

Total cross section hoop tidak kurang dari salah satu yang terbesar antara

$$Ash = 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_y h}\right) \left(\frac{Ag}{A_{ch}} - 1\right)$$

Dicoba baja tulangan D13 mm

Tabel 12. Tulangan Confinement Kolom K1

Jenis	Dimensi			As (mm ²)
	jumlah	Diameter	Luas/bar	
3D13	ARAH Y			

	3	13	132,665	397,995
4D13	ARAH X			
	4	13	132,665	530,66

(arah Y) Ok,

Untuk arah X digunakan 3 leg baja D13mm mempunyai luas penampang > 278,38 mm².

Untuk arah Y digunakan 4 leg baja D12mm mempunyai luas penampang > 447,69mm².

Kebutuhan Ash minimum terpenuhi

Desain Shear Reinforcement

Mpr kanan = 509 kNm

Mpr kiri = 324 kNm

$$V_{sway} = \left(\frac{M_{prtop} \cdot DF_{top} + M_{prbot} \cdot DF_{bot}}{l_n} \right) = \left(\frac{(509+324) \cdot 0,5 + (509+324) \cdot 0,5}{2,2} \right) = 378,636 \text{ kN}$$

Diambil $V_e = 378,636 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{35}}{6} * 800 * 1135,5 = 895.694,5 \text{ N}$$

Check apakah

$$\frac{V_u}{\phi} > \frac{V_c}{2}$$

$$\frac{378,636}{0,75} > \frac{895,694}{2}$$

504,848 > 447,847 (OK)

Check apakah

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} bw * d$$

504,848 > 1198,5 (ternyatasukukiri < sukukanan, yangdiperlukanadalautul. geserminimum)

Sebelumnya telah dipasang *confinement* 3D13 dan 4D13 dengan spasi 50mm, berarti :

$$A_{vmin} = \frac{1}{3} \frac{bw * s}{f_y} = \frac{1}{3} \frac{800 * 50}{400} = 33,333 \text{ mm}^2$$

Sementara itu Ash untuk 3legD13 = 397,995 mm² dan 4legD13 = 530,66 mm². Sudah cukup memenuhi.

Untuk bentang di luar Io

$$V_c \text{ regular} : V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} * bw * d = \frac{\sqrt{35}}{6} * 800 * 1135,5 = 895.694,5 \text{ N}$$

SNI Pers (47) memberikan harga V_c :

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 * A_g} \right) \left(\frac{1}{6} * \sqrt{f'c} \right) * bw * d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{6387426,3}{14 * 800 * 1200} \right) \left(\frac{1}{6} * \sqrt{35} \right) * 800 * 1135,5 = 1321,377 \text{ kN}$$

Karena hasil V_c melebihi nilai $V_u/\phi = 504,848 \text{ kN}$ maka untuk bentang diluar Io, sengkang tidak dibutuhkan untuk geser tapi hanya untuk *confinement*.

Desain Lap Slices

Untuk Arah X (Sisi Terpendek)

$$h_c = \text{cross section dimensi inti} = bw - 2(40+1/2 * db) = 800 - 2(40+6.5) = 707 \text{ mm}$$

Ach = cross section area inti kolom, diukur dari serat terluar hoop ke serat terluar hoop di sisi lainnya

$$= (bw-2(40)) * (h-2(40)) = (800-80) * (1200-80) = 806.400 \text{ mm}^2.$$

Sehingga,

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 * \left(\frac{h_c * f'c}{f_y h} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 * \left(\frac{708 * 35}{400} \right) \left(\frac{800 * 1200}{806.400} - 1 \right) = 3,535 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 * h_c * f'c}{f_y h} = \frac{0,09 * 707 * 35}{400} = 5,5675 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Jadi diambil nilai terbesar yaitu 5,5675 mm²/mm

Untuk Arah Y (Sisi Terpanjang)

$$h_c = \text{cross section dimensi inti} = h - 2(40+1/2 * db) = 1200 - 2(40+6.5) = 1137 \text{ mm}$$

Ach = cross section area inti kolom, diukur dari serat terluar hoop ke serat terluar hoop di sisi lainnya

$$= (bw-2(40)) * (h-2(40)) = (800-80) * (1200-80) = 806.400 \text{ mm}^2.$$

Sehingga,

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 * \left(\frac{h_c * f'c}{f_y h} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 * \left(\frac{1137 * 35}{400} \right) \left(\frac{800 * 1200}{806.400} - 1 \right) = 5,685 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = \frac{0,09 * h_c * f'c}{f_y h} = \frac{0,09 * 1137 * 35}{400} = 8,953 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Jadi diambil nilai terbesar yaitu 8,953 mm²/mm

Spasi maksimum adalah yang terkecil diantara

- 1/4 cross section dimensi kolom = 800 mm/4 = 200 mm
- 6kali diameter tulangan longitudinal = 6*25 = 150 mm
- S_x menurut persamaan $S_x \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$

Dimana $hx = 2/3 * h_c = 2/3 * 708 = 472 \text{ mm}$

$$S_x \leq 100 + \frac{350-hx}{3} = 59,33 \text{ mm}$$

Digunakan spasi 50mm.

$$A_{shoop 1} = 5,567625 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 50 \text{ mm} = 278,38 \text{ mm} \text{ (arahX)}$$

$$A_{shoop 2} = 8,953 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * 50 \text{ mm} = 447,69 \text{ mm}$$

Class B Lap Splice = 1,3Ld

$$Ld = 45 * DP = 1125 \text{ mm}$$

$$1,3Ld = 1,3 * 1125 \text{ mm} = 1462,5 \text{ mm}$$

$$S = 50 \text{ mm}$$

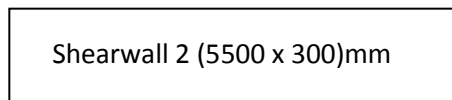
$$\text{Area Efektif} = 0,0015 * 1200 * 50 = 9000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Area hoops} = 278,38125 \text{ mm}^2$$

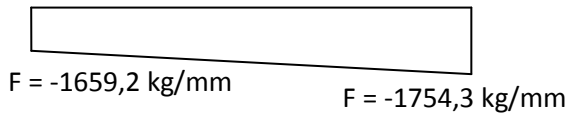
Dengan demikian lap splices menjadi

$$= 0,83 * 1462,4 = 1213,875 \text{ mm (dipakai 1250 mm)}$$

Perencanaan Shearwall dan Corewall



550

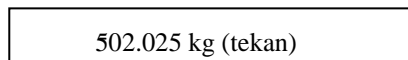


$$F = -1659,2 \text{ kg/mm}$$

$$F = -1754,3 \text{ kg/mm}$$

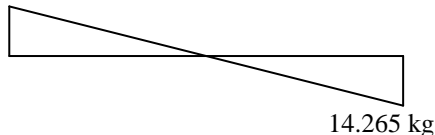
$$P1 = 1659,2 \text{ kg/mm} * 300 \text{ mm} = 497.760 \text{ kg}$$

$$P2 = 1754,3 \text{ kg/mm} * 300 \text{ mm} = 526.290 \text{ kg}$$



502.025 kg (tekan)

14.265 kg



14.265 kg

Maka dapat diperoleh,

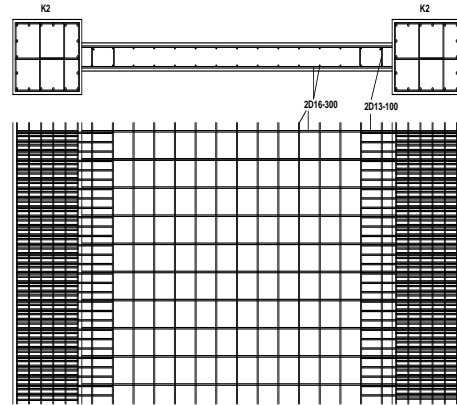
$$P = 502.025 \text{ kg} = 5020,25 \text{ kN}$$

$$M = \frac{1}{2} * 5500 * 14.265 = 39.228.750 \text{ kgmm} = 392,2875 \text{ kNm}$$

Chek Desain Shearwall dan Corewall dengan Menggunakan Software PCACOL

Untuk daerah selain corewall digunakan tulangan lentur 2D16-300 untuk tulangan longitudinal dan tulangan transversal. Selanjutnya dilakukan analisa menggunakan PCACOL dengan menganalisa P-M yang terjadi dengan P-M kapasitas. Dan tulangan geser digunakan 2D13-100.

(Pemodelan tulangan Shearwall daerah selain corewall)



Gambar 11. Skesta Tulangan Shearwall

Perhitungan Hubungan Antara Kolom dan Balok (HBK/Joint)

Dimensi Joint

SNI Pasal 23.5.3.1

$$Aj = 800 \text{ mm} * 1200 \text{ mm} = 960.000 \text{ mm}^2$$

SNI Pasal 23.5.1.4

Panjang joint yang diukur paralel terhadap tulangan lentur balok yang menyebabkan shear di joint sedikitnya 20 kali Dp

$$= 20 * 25 \text{ mm} = 500 \text{ mm (OK)}$$

Penulangan Transversal untuk Confinement

(SNI Pasal 23.5.2.1) Harus ada tulangan confinement dalam joint

(SNI Pasal 23.5.2.2) Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement yang dibutuhkan setidaknya setengah tulangan confinement yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom.

$$0,5 \text{ Ash/s} = 0,5 * 8,953 = 4,4765 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi vertikal hoop diijinkan untuk diperbesar hingga 150mm.

Jarak bersih antar tulangan tekan dan tulangan tarik balok adalah 650mm.

Coba pasang 5hoops dengan spasi 125 mm.

$$\text{Area tulangan hoops yang dibutuhkan} = 125 * 4,4765 \text{ mm}^2/\text{mm} = 559,5625 \text{ mm}^2$$

Dengan menggunakan 5hoops D13

(As terpasang = 663,35 mm²) As terpasang > As yang dibutuhkan (OK)

Shear di joint dan cek shear strength

Pada balok memiliki probable moment 324kNm dan 509kNm

$$Me = 0,5 * (324 + 509) \text{ kNm} = 416,5 \text{ kNm}$$

Geser pada kolom atas = 595,565 kN

Di bagian layer atas balok baja tulangan yang dipakai adalah 6D19

$$A_s = 1700,31 \text{ mm}^2$$

Gaya yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kanan adalah =

$$T_1 = 1,25 A_s F_y = 1,25 * 1700,31 * 400 = 850.155 \text{ N}$$

Gaya Tekan yang bekerja pada balok ke arah kanan adalah

$$C_1 = T_1 = 850,155 \text{ kN}$$

Gaya yang bekerja pada baja tulangan balok di bagian kiri adalah

$$T_2 = 1,25 * A_s * F_y = 1,25 * 1416,925 * 400 = 708.462,5 \text{ N}$$

Gaya Tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri adalah

$$C_2 = T_2 = 708,4625 \text{ kN}$$

$$V_u = V_j = V_{\text{sway}} - T_1 - C_2$$

$$= 595,565 - 850,155 - 708,4625 = 963,0525 \text{ kN}$$

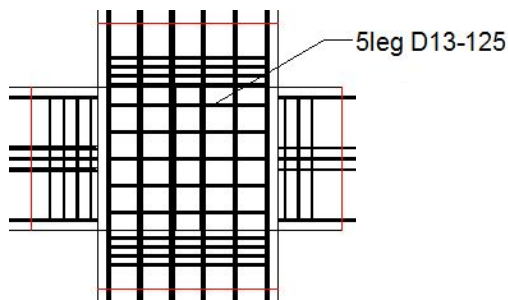
SNI Pasal 23.5.3.1, Kuat geser nominal joint yang dikeang di keempat sisinya adalah

$$V_n = 1,7 * \sqrt{f_c} * A_j$$

$$= 1,7 * \sqrt{35} * 960.000 = 9655,042 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,8 * V_n = 0,8 * 9655,042 = 7724,033 \text{ kN}$$

Dengan demikian, joint memiliki kuat geser yang memadai.



Gambar 12. Sketsa Penulangan HBK

Perhitungan Pondasi Dalam Bore Pile

Pemilihan Jenis Pondasi

Pemilihan jenis pondasi yang akan digunakan sebagai struktur bawah (*substructure*) dipengaruhi oleh beberapa faktor berikut :

- Terhadap tanah dasar
- Terhadap struktur pondasi itu sendiri harus cukup kuat sehingga tidak pecah akibat gaya yang bekerja.
- Ekonomis dan dapat diterima.
- Mudah dalam pelaksanaannya.

Dengan pertimbangan dari pengumpulan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi pekerjaan, dapat digunakan sebagai pedoman untuk memprediksi kedalaman pondasi. Untuk bangunan di atas tiga lantai atau lebih dianjurkan menggunakan pondasi dalam. Pemilihan tipe pondasi untuk perencanaan bangunan ini tidak lepas dari prinsip tersebut di atas. Lokasi proyek ini sendiri berada di kawasan perkotaan dan sangat dekat dengan pemukiman penduduk, maka tipe pondasi yang penulis pilih sebagai alternatif terbaik adalah tipe pondasi *Bore Pile*.

Perhitungan Daya Dukung Tanah

Pada perhitungan ini ditinjau dalam tiga rumusan perhitungan daya dukung tanah, antara lain sebagai berikut :

Pada perhitungan kapasitas daya dukung tanah, berdasarkan nilai kekuatan bahan didapatkan nilai sebesar 989,1 ton, berdasarkan hasil sondir 46,315 ton (Mayerhoff), 43,304 ton (Bogeman) dan 77,943 ton (Rumus Umum daya dukung tanah Sondir). Sedangkan berdasarkan perhitungan N-SPT boring log diperoleh daya dukung sebesar 275,379 ton. Dari data tersebut digunakan nilai daya dukung tanah sebesar 275,379 ton dari perhitungan N-SPT, untuk kedalam tanah keras sampai ± 36 m (SPT = 60). Sedangkan pengujian dengan sondir tidak mampu menembus kedalaman tanah lebih dalam lagi karena hanya menggunakan sondir ringan (sampai kedalaman 20 meter).

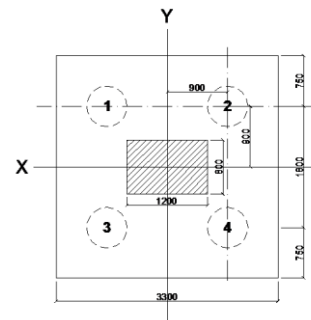
Dengan demikian, berdasarkan pertimbangan akurasi hasil pengujian tersebut, maka perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menggunakan pengujian hasil boring (*boring log*), karena hasil yang diperoleh lebih akurat.

Tabel 13. Hasil Perhitungan P_{all}

Mayerhoff	Bogemann	Rumus Umum	N-SPT
P_{all} (kg)	P_{all} (kg)	P_{all} (kg)	P_{all} (ton)
46.314,994	43.303,778	77.942,856	275.379

Perhitungan Pondasi Titik / Setempat

Contoh perhitungan pondasi *bore pile* pada titik tumpuan 74 tipe Pile P3 :



Gambar 13. Dimensi Rencana *Pile Cap* Pondasi Tipe P3

Diketahui berdasarkan hasil analisis perhitungan ETABS :

$$F_x = 6.492,76 \text{ kg} \quad M_x = 747.430,6 \text{ kg.mm}$$

$$F_y = 6.699,35 \text{ kg} \quad M_y = 23.265.150,0 \text{ kg.mm}$$

$$F_z = 960.297,70 \text{ kg} \quad M_z = 99.833,4 \text{ kg.mm}$$

Rencana dimensi pondasi :

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jumlah tiang (n)} = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Diameter (d)} = 600 \text{ mm}$$

Effisiensi tiang dalam group yang terjadi : $\eta = 1$ (tiang sampai tanah keras)

Daya dukung tiang group :

$$P_{all \text{ group}} = \eta \cdot n \cdot P_{all}$$

$$P_{all \text{ group}} = 1 \times 4 \times 275379 = 1101516 \text{ kg}$$

$$\text{Tulangan pokok (D)} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton (p)} = 50 \text{ mm}$$

Tinggi poer minimum (h_{min})

$$h_{min} = \frac{s-h_{kolom}+d}{2} = \frac{1800-1200+600}{2} = 600 \text{ mm}$$

Diambil $h = 1000 \text{ mm}$

$$d' = p + D + 0,5D = 50 + 25 + 12,5 = 87,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 1000 - 87,5 = 912,5 \text{ mm}$$

Check Kekuatan Tiang

P_{max} yang terjadi akibat pembebanan pada tiang :

Berat jenis beton bertulang (γ_c) = 2400 kg/m^3

$$P_{poer} = (b \cdot l \cdot h) \gamma_c = (3 \times 3 \times 1) 2400 = 21600 \text{ kg}$$

$$F_z = 960297,7 \text{ kg}$$

$$P_v = P_{poer} + F_z = 21600 + 960297,7 = 981898 \text{ kg}$$

$$P_{max} = \frac{P_v}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum Y^2} \leq P_{all}$$

Jumlah total tiang $n = 4$

$$n_y = 2 \quad n_x = 2$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m} \quad Y_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$\sum X^2 = 2 \times 0,9^2 = 1,62 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = 2 \times 0,9^2 = 1,62 \text{ m}^2$$

$$P_{max} = \frac{981898}{4} + \frac{23265150 \times 0,9}{2 \times 1,62} + \frac{7474306 \times 0,9}{2 \times 1,62} \leq P_{all}$$

$$P_{max} = 253.279,0 \text{ kg} \leq 275.379,0 \text{ kg}$$

→ AMAN

Penulangan *Pile Cap*

$$M_u = 232,65 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 290,81 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{290,81 \times 10^6}{1000 \times 912,5^2} = 0,3493$$

Untuk $f'_c = 35$,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 30)}{7} = 0,85 - 0,05 \times \frac{(35-30)}{7} = 0,814$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0,814 \times 0,85 \frac{35}{400} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right] = \frac{0,85 \times 60}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,349 \times 13,445}{400}} \right] = 0,0009$$

$\rho < \rho_{min}$ → dipakai $\rho_{min} = 0,0037$

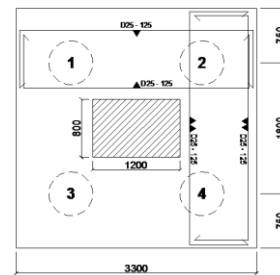
$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 1000 \times 912,5 = 3374,01 \text{ mm}^2$$

Digunakan D 25 – 125

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s} \right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{1000}{125} \right) = 3925 \text{ mm}^2$$

$$\text{Check Rasio Tulangan } \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3925}{1000 \times 912,5} = 0,0043$$

Syarat $\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ → OK !!!



Gambar 14. Rencana Penulangan *Pile Cap* Pondasi Tipe P3

Kontrol Momen Lawan pengaruh C_u

$$H = F_y = 6.699,35 \text{ kg}$$

$$H_u = H \cdot SF = H \cdot 2 = 13398,7 \text{ kg}$$

$$C_u = 0,14 \text{ kg/cm}^3$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$f = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot d} = 177,231 \text{ cm}$$

$$H_u = \frac{2 \cdot M_y}{1,5d + 0,5f}$$

$$M_y = \frac{H_u \cdot (1,5d + 0,5f)}{2} = 1196609,363 \text{ kg.cm} = 11,966 \text{ ton.m}$$

Kontrol Momen Lawan pengaruh ϕ

$$H = Fy = 6.699,35 \text{ kg}$$

$$Hu = H \cdot SF = H \cdot 2 = 13398,7 \text{ kg}$$

$$\gamma = 1,77145 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$Kp = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 3,247$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{d \cdot Kp \cdot \gamma}} = 161,57 \text{ cm}$$

$$My = \frac{Hu \cdot (e + 2/3 \cdot f)}{2} = 721611,36 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$My = 7,216 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Penulangan Tiang Bore Pile

Rencana Dimensi

Tiang bulat diameter (d) = 600 mm

Panjang tiang (L) = 36.000 mm

Tebal selimut beton (p) = 50 mm

$f'c = 35 \text{ Mpa}$

$fy = 400 \text{ Mpa}$

$fys = 400 \text{ Mpa}$

Tulangan pokok D 13 ($As = 132,665 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang spiral D 10 ($As = 78,5 \text{ mm}^2$)

$$d' = p + D10 + \frac{1}{2}(D13) = 66,5 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 533,5 \text{ mm}$$

$$Agr = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 282600 \text{ mm}^2$$

Perhitungan Tulangan Pokok

Untuk $fy = 400 \text{ Mpa}$ dan $f'c = 35 \text{ Mpa}$, maka $\beta_1 = 0,636$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \frac{f'c}{fy} \frac{600}{600 + fy} = 0,636 \times 0,85 \frac{35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0363$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$Pu = 960297,66 \text{ kg} = 9602976,6 \text{ N}$$

$$Mu = My = 23265149,799 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

$$= 232651497,99 \text{ N}$$

$$e_t = \frac{Mu}{Pu} = 24,227 \text{ mm}$$

$$\frac{e_t}{h} = \frac{24,227}{600} = 0,04 \quad ; \quad \frac{Pu}{\phi \cdot Agr \cdot 0,85 \cdot f'c} = 0,888$$

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Agr \cdot 0,85 \cdot f'c} \cdot \left(\frac{e_t}{h}\right) = 0,888 \times 0,04 = 0,0355$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{66,5}{600} = 0,111 \approx 0,1$$

Dari grafik CUR 4 gambar 6.3.d “Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang” diperoleh :

$$r = 0,00102 \quad ; \quad \beta = 1$$

$$\rho = r \cdot \beta < \rho_{min} = 0,0037$$

$$As_{total} = \rho_{min} \cdot Agr = 1044,928 \text{ mm}^2$$

Untuk diameer D 13, $As = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 132,665 \text{ mm}^2$

Maka $n = \frac{As_{total}}{As_{tul}} = \frac{1044,928}{132,665} = 7,876 \approx 8$ buah

Digunakan **8 D 13** $As_{terpasang} = 1061,32 \text{ mm}^2$

Perhitungan Tulangan Spiral

$$Hu = 13398,7 \text{ kg} = 133987 \text{ N}$$

$$Vu = \frac{Hu}{4} = 33496,75 \text{ N}$$

$$\frac{Vu}{\phi} = \frac{33496,75}{0,75} = 44662,33 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{35} \times 527 \times 533,5 = 277222 \text{ N}$$

$$\phi \cdot Vc = 0,75 \times 277222 = 207917 \text{ N}$$

$$\frac{\phi Vc}{2} = 103958 \text{ N} > Vu = 33496,75 \text{ N}$$

Direncanakan dipakai tulangan geser diameter 10 mm ($As = 78,5 \text{ mm}^2$)

$$Av = 2 \cdot As = 157 \text{ mm}^2$$

$$s_{max} = \frac{d}{2} = \frac{533,5}{2} = 266,75 \text{ mm}$$

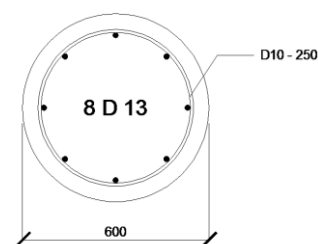
Diambil $s = 250 \text{ mm}$

$$Av_{min} = \frac{b \cdot s}{3 \cdot fy} = \frac{527 \times 250}{3 \times 400} = 109,79 \text{ mm}^2 < Av \rightarrow OK!$$

$$Vs_{max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{35} \times 527 \times 533,5 = 1108888,3 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{s} = \frac{157 \times 400 \times 533,5}{250} = 111679,33 \text{ N} < Vs_{max} \rightarrow OK!$$

Jadi digunakan tulangan spiral **D10 – 250** dengan sketsa seperti pada Gambar 15.



Gambar 15. Penulangan Tiang Bore Pile

Cek Geser Pons pada Pile Cap

$P = 960,298 \text{ ton}$

$b_o = 4 \times (950 + 527) = 5908 \text{ mm}$

$d = h - p = 1000 - 70 = 950 \text{ mm}$

$\beta_c = \frac{1200}{800} = 1,5$

Agar tidak terjadi geser pons, harus dipenuhi persyaratan : $P \leq \phi V_c$

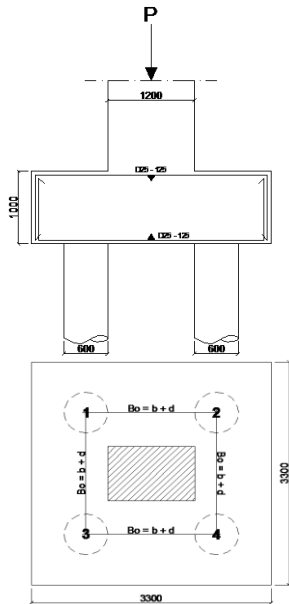
$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f'c} \times b_o \times d}{6}$
 $= \left(1 + \frac{2}{1,5}\right) \frac{\sqrt{35} \times 5908 \times 950}{6} \cdot 10^{-4} = 1291,290 \text{ ton}$

$V_{c,max} = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \times b_o \times d = \frac{1}{3} \sqrt{35} \times 8000 \times 950 = 1306,82 \text{ ton}$

$P \leq \phi V_c$

$960,298 \text{ ton} \leq 0,75 \times 1291,29$

$= 968,467 \text{ ton (Aman)}$



Gambar 16. Daerah Geser Pons

Perhitungan Pondasi Pile Group Penumpu Corewall / Shearwall

Tipe Pondasi P4 (penumpu corewall)

Berdasarkan hasil analisa perhitungan dalam pemodelan struktur menggunakan ETABS, diperoleh besarnya resultan gaya P_u yang terjadi pada base reaction sebagai berikut :

$\sum P_u = 62.900,81 \text{ kN}$

P_{max} = Beban maksimum yang diterima 1 tiang pancang

$P_{max} = 275.379 \text{ kg} = 2753,79 \text{ kN}$

Jumlah tiang yang dibutuhkan

$n = \frac{\phi P_n}{P_{all}} = \frac{62900,81}{2753,79} = 22,842 \approx 24 \text{ tiang}$

n_x = jumlah tiang dalam 1 baris = 4 buah

n_y = jumlah tiang dalam 1 kolom = 6 buah

e_1 = jarak eksentrisitas terhadap sumbu

b = lebar pile cap = 7400 mm

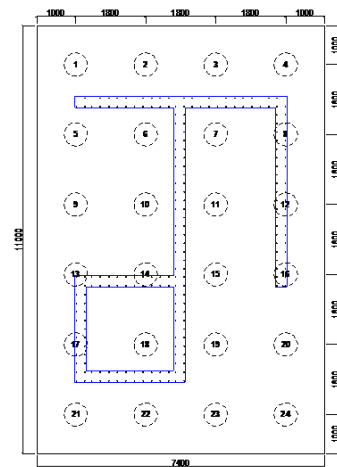
l = panjang pile cap = 11000 mm

t = tebal pile cap = 1500 mm

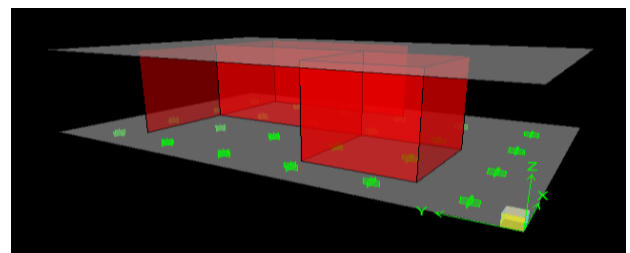
Berdasarkan hasil pemodelan Gambar 18 pile cap untuk pondasi penumpu corewall, diperoleh (Gambar 19):

$M_x = 39481,864 \text{ kNm}$

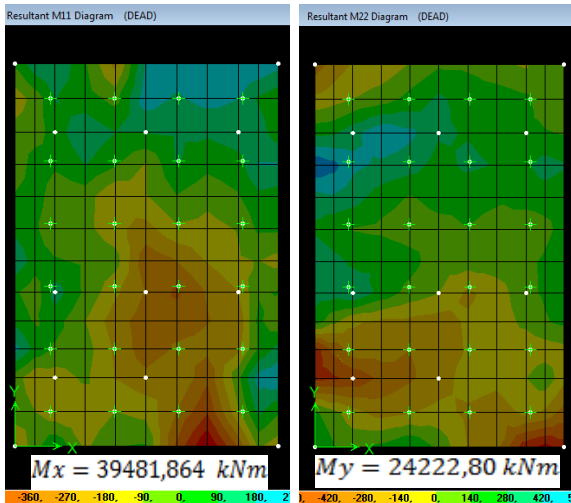
$M_y = 24222,80 \text{ kNm}$



Gambar 17. Sketsa rencana konfigurasi penempatan tiang bor tipe pile cap P4

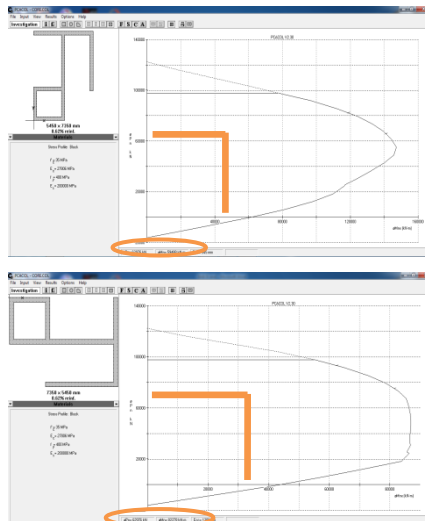


Gambar 18. Pemodelan Pile Cap P4



Gambar 19. Momen Hasil Pemodelan pada Pile Cap P4

Check Pu dan momen kapasitas dari corewall



Gambar 20. Gambar Diagram interaksi pada corewall

Penulangan Pile Cap

Arah X

$$M_u = 39481,864 \text{ KNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{39481,864}{0,8} = 49352,33 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,445$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{49352,33 \times 10^6}{11000 \times 1412,5^2} = 2,249$$

Untuk $f'_c = 60$,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 30)}{7} = 0,85 - 0,05 \times \frac{(35 - 30)}{7} = 0,814$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \frac{f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y} = 0,814 \times 0,85 \frac{35}{400} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0,0363$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right] = \frac{0,85 \times 60}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,249 \times 13,445}{400}} \right] = 0,0059$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow$ dipakai $\rho = 0,0059$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0059 \times 11000 \times 1412,5 = 90926,45 \text{ mm}^2$$

Digunakan **D 25 – 125**

Bagian Bawah, $A_{s1} = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s}\right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{11000 + 1500}{125}\right) = 48719,06 \text{ mm}^2$

Bagian Atas, $A_{s2} = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s}\right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{11000 + 1500}{125}\right) = 48719,06 \text{ mm}^2$

Check Rasio Tulangan

$$\rho = \frac{A_{s \text{ total}}}{b \times d} = \frac{97438,13}{11000 \times 1412,5} = 0,0063 \text{ Syarat } \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{OK !!!}$$

Arah Y

$$M_u = 24222,80 \text{ KNm}$$

Dengan cara yang sama diperoleh :

$$\rho = \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right] = \frac{0,85 \times 60}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,0508 \times 13,445}{400}} \right] = 0,0053$$

$\rho > \rho_{min} \rightarrow$ dipakai $\rho = 0,0053$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0053 \times 7400 \times 1412,5 = 55576,86 \text{ mm}^2$$

Digunakan **D 25 – 150**

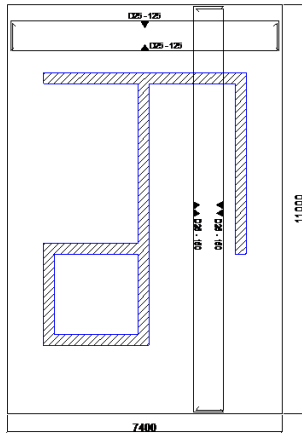
Bagian Bawah 2 layer, $A_{s1} = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s}\right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{7400 + 1500}{150}\right) = 28824,22 \text{ mm}^2$

Bagian Atas, $A_{s2} = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s}\right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{7400 + 1500}{150}\right) = 28824,22 \text{ mm}^2$

Check Rasio Tulangan

$$\rho = \frac{A_{s \text{ total}}}{b \times d} = \frac{57648,44}{7400 \times 1412,5} = 0,0055$$

Syarat $\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{OK !!!}$



Gambar 21. Gambar rencana penulangan *pile cap* pondasi tipe P4

Type Pondasi 5 (penumpu *shearwall* belakang)

Berdasarkan hasil analisa perhitungan dalam pemodelan struktur menggunakan ETABS, diperoleh besarnya resultan gaya Pu yang terjadi pada *base reaction* sebagai berikut :

$$\sum P_u = 66.919,05 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = \text{Beban maksimum yang diterima 1 tiang pancang} \\ = 275.379 \text{ kg} = 2753,79 \text{ kN}$$

Jumlah tiang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\sum P_n}{P_{\text{all}}} = \frac{66919,05}{2753,79} = 24,301 \approx 26 \text{ tiang}$$

$$n_x = \text{jumlah tiang dalam 1 baris} = 13 \text{ buah}$$

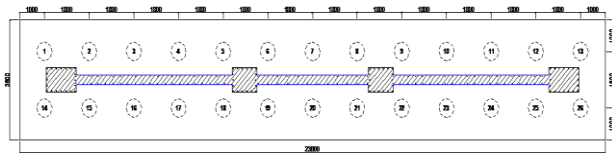
$$n_y = \text{jumlah tiang dalam 1 kolom} = 2 \text{ buah}$$

$$e_1 = \text{jarak eksentrisitas terhadap sumbu}$$

$$b = \text{lebar } \textit{pile cap} = 3800 \text{ mm}$$

$$l = \text{panjang } \textit{pile cap} = 23600 \text{ mm}$$

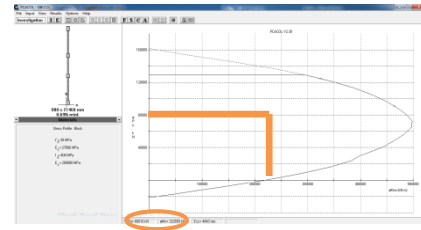
$$t = \text{tebal } \textit{pile cap} = 1500 \text{ mm}$$



Gambar 22. Sketsa Rencana Konfigurasi Penempatan Tiang Bor Tipe P5

$$Mu = n_x \cdot P_{\max} \cdot e_1 \\ = (13 \cdot 2753,79 \cdot 0,9) = 32219,34 \text{ kNm}$$

Check Pu dan Momen Kapasitas dari *Shearwall*



Gambar 23. Diagram Interaksi pada *Shearwall* Penulangan *Pile Cap*

Arah X

$$Mu = 32219,34 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{32219,34}{0,8} = 40274,18 \text{ kNm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 35} = 13,445$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{40274,18 \times 10^6}{23600 \times 1412,5^2} = 5,3121$$

Untuk $f'c = 35$,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'c - 30)}{7} = 0,85 - 0,05 \times \frac{(35 - 30)}{7} = 0,814$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 \cdot fy} = \frac{\sqrt{35}}{4 \times 400} = 0,0037$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \frac{f'c}{fy} \frac{600}{600 + fy} = 0,814 \times 0,85 \frac{35}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0363$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0363 = 0,0273$$

$$\rho = \frac{0,85 \cdot f'c}{fy} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right] = \frac{0,85 \cdot 60}{400} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5,3121 \cdot 13,445}{400}} \right] = 0,0022$$

$$\rho > \rho_{\min} \rightarrow \text{dipakai } \rho = 0,0037$$

$$As = \rho \times b \times d = 0,0037 \times 23600 \times 1412,5 = 123257,82 \text{ mm}^2$$

Digunakan D 25 – 175

$$\text{Bagian Bawah, } As_1 = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s} \right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{23600 + 1500}{175} \right) = 70124,33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Bagian Atas, } As_1 = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \left(\frac{b}{s} \right) = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 \times \left(\frac{23600 + 1500}{175} \right) = 70124,33 \text{ mm}^2$$

Check Rasio Tulangan

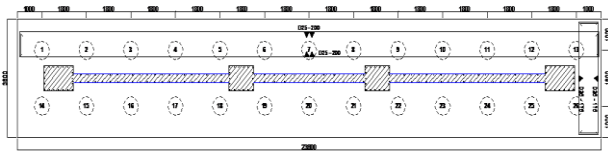
$$\rho = \frac{As_{\text{total}}}{b \cdot d} = \frac{140248,66}{23600 \times 1412,5} = 0,0042$$

$$\text{Syarat } \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \rightarrow \text{OK !!!}$$

Arah Y

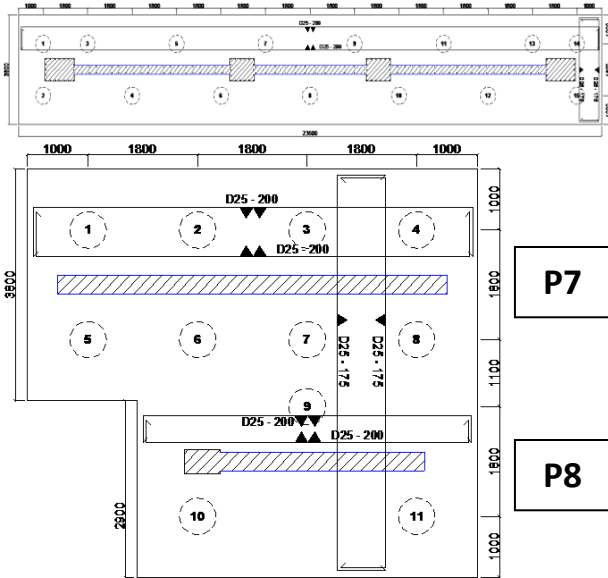
$$\text{Untuk penulangan arah y diambilkan } As \text{ sebesar } 20\% \text{ dari arah x, } As = \frac{20}{100} \times 123257,82 = 24651,66 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan D 25 – 200



Gambar 24. Rencana Penulangan *Pile Cap* Pondasi Tipe P5

Hasil perencanaan pondasi *pile group* yang menumpu *shearwall* sisi depan (P6) dan sisi tangga tengah (P7 dan P8) sebagai berikut :



Gambar 25. Penulangan *Pile Group* P6, P7 dan P8

KESIMPULAN

Dari perhitungan analisa struktur konstruksi yang telah dibahas dalam bab-bab sebelumnya dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut :

1. Diperlukan suatu sinkronisasi yang baik antara desain struktur dari segi estetika bangunan dan dari segi kekuatan struktur itu sendiri. Dengan demikian dapat menghasilkan suatu desain struktur bangunan tidak hanya indah dipandang tapi optimal dari segi desain strukturalnya.
2. Dalam perencanaan struktur gedung pada daerah rawan gempa seperti Indonesia, sistem perencanaan harus mengacu pada perilaku "*strong column weak beam*", dimana letak sendi plastis yang direncanakan terjadi terlebih dahulu terjadi pada balok. Dengan demikian antisipasi keselamatan manusia yang dapat dilakukan saandainya terjadi gempa dapat lebih optimal.
3. Desain daktilitas struktur yang paling baik digunakan adalah kategori daktil parsial, dimana struktur diharapkan sudah berada pada kondisi

berdeformasi saat terjadi gempa. Hal ini dinilai paling optimal dengan pertimbangan gempa rencana yang digunakan gempa kuat dengan periode ulang yang sangat lama yaitu 2500 tahun. Dengan demikian dihasilkan desain struktur yang efektif dan tidak terlalu boros.

4. Dalam perencanaan struktur gedung khususnya yang bertingkat tinggi (ketinggian lebih dari 10 tingkat / 40 m) dengan sistem SRPMK terdapat beberapa hal yang harus dikontrol untuk mendapatkan hasil analisis yang akurat, antara lain :

- Pengaktifan analisis P-Delta untuk memperhitungkan beban tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping.
- Pembatasan waktu getar fundamental struktur, untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel.
- Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum, yaitu 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 $V_{dinamik} \geq 0,8 V_{statis}$.
- Kontrol Simpangan Struktur Terhadap Beban Gempa, dimana simpangan struktur akibat beban lateral / gempa dibatasi agar tidak melampaui kinerja batas layan struktur.

5. Dalam perencanaan dan perhitungan struktur tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI Gempa 2010, seluruh elemen pada gedung dapat dibentuk menjadi kesatuan sistem struktur. Pelat lantai berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan menyalurkan ke kolom, sementara kolom-kolom berfungsi untuk menahan beban lateral seperti beban gempa.

Sistem didesain terhadap beban gempa dengan metode analisis spektrum respons gempa dinamik. Struktur yang terjadi didesain sebagai struktur daktil penuh (struktur rangka penahan momen khusus) sehingga presentase efektifitas penampang balok maupun kolom beton dalam menahan momen dan geser < 100% (penampang retak).

6. Adanya perbedaan pusat masa dan pusat geser pada penampang, ini dapat menyebabkan elemen struktur mengalami torsi, sehingga harus diantisipasi dengan adanya tulangan torsi. Dengan demikian, beberapa kasus pada balok perlu diperhatikan mengenai tulangan torsi.
7. Dalam pemilihan tipe pondasi kita perlu memperhatikan faktor lingkungan disekitar lokasi bangunan serta daya dukung tanahnya. Pada tugas akhir ini digunakan pondasi tiang bore pile karena sesuai data tanah, lapisan tanah keras berada pada kedalaman 36,00 m.

REFERENSI

- Badan Standarisasi Nasional. (1989). *Standar Nasional Indonesia : Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung. (SNI 03-1727-1989)*. Bandung: Author.
- Badan Standarisasi Nasional. (2002). *Standar Nasional Indonesia : Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)*. Bandung: Author.
- Badan Standarisasi Nasional. (2010). *Revisi Standar Nasional Indonesia : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2010)*. Bandung: Author.
- Badan Standarisasi Nasional. (1989). *Standar Nasional Indonesia : Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung. (SNI 03-1727-1989)*. Bandung: Author.
- Blowes, Joseph E. (1988). *Analisa dan Desain Pondasi II*. Jakarta: Author.
- Das, B.M. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Dasar Rekayasa Geoteknis)* (Jilid 2). (Noor Endah & Indrasurya B. Mochtar, Trans.). Jakarta: Erlangga.
- Dinas Cipta Karya dan Tata Ruang Provinsi Jawa Tengah. (2012). *Harga Satuan Pekerjaan Bahan dan Upah Pekerjaan Konstruksi Kota Semarang*. Semarang: Author.
- Indonesia. Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Yayasan Badan Penerbit Pekerjaan Umum.
- Kusuma, G.H. & Vis, W.C. (1997). *Dasar-Dasar Perencanaan Beton Bertulang: Berdasarkan SKSNI T-15-1991-03 (Seri Beton 1)*. Jakarta: Erlangga.
- American Concrete Institute (ACI) 318-05*
- Wang, Chu-Kia & Salmon, C.G. (1993). *Desain Beton Bertulang (Jilid 1)*. (Binsar Hariandja, Trans.). Jakarta: Erlangga.