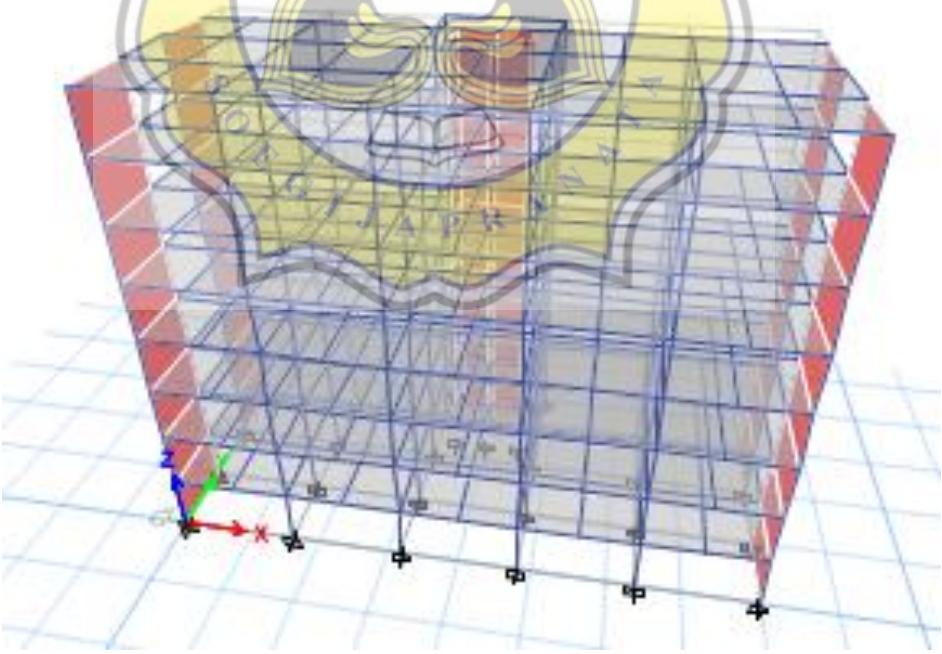
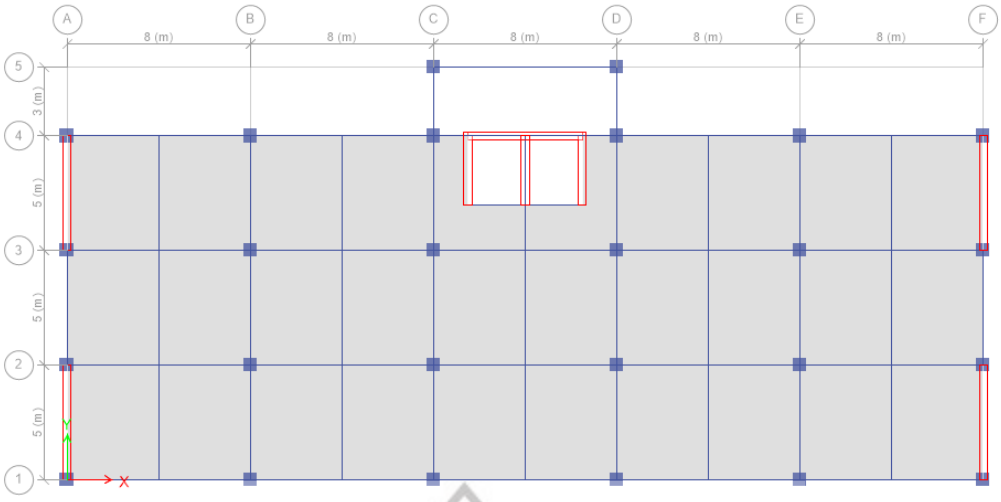
BAB 4
PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Pendahuluan

Pada bab ini membahas tentang analisis dan pembahasan struktur bangunan Gedung *Training Center* Banyumanik Semarang. Desain struktur dilakukan dengan program ETABS 2016 berdasarkan SNI 2019. Permodelan struktur dibuat dengan analisis portal tiga dimensi yang dapat dilihat pada Gambar 4.1, berdasakan kombinasi pembebanan dan gaya gempa yang terjadi. Arah X untuk permodelan panjang gedung, sedangkan arah Y untuk permodelan lebar gedung yang dapat dilihat pada Gambar 4.2. Perhitungan dimulai dari menentukan gaya-gaya akibat gempa. Berat struktur tiap lantai meliputi pelat lantai, balok kolom, *shear wall*, tangga dan berat tambahan meliputi pasir, keramik, spesi, plafond, *Mechanical Electrical*, dan dinding.



Gambar 4.1 Permodelan Tiga Dimensi ETABS V.16 (Sumber: Diolah dari ETABS V.16)



Gambar 4.2 Denah Struktur Lantai 2 Permodelan ETABS V.16 (Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

4.1.1 Data-data gedung

1. Fungsi bangunan = Gedung *Training Center*
2. Tinggi bangunan = 29 m
3. Tinggi tiap lantai = 4 m
4. Jumlah lantai = 8 Lantai dan 1 lantai atap
5. Lokasi = Jalan durian raya,Banyumanik, Semarang
6. Material = Beton bertulang
7. Mutu beton = K-350 (*fc'* = 29,05 MPa)
8. Mutu baja (*fy*) = 400 MPa
9. Elevasi lantai

Elevasi lantai 1	= ± 0,00	m
Elevasi lantai 2	= + 4,00	m
Elevasi lantai 3	= + 8,00	m
Elevasi lantai 4	= + 12,00	m
Elevasi lantai 5	= + 16,00	m
Elevasi lantai 6	= + 20,00	m
Elevasi lantai 7	= + 24,00	m
Elevasi lantai 8	= + 28,00	m
Elevasi lantai atap	= + 32,00	m

10. Dimensi kolom

    Kolom K1 = 500 mm × 500 mm

    Kolom K2 = 450 mm × 450 mm

    Kolom K3 = 400 mm × 400 mm

    Kolom K4 = 350 mm × 350 mm

11. Dimensi *Shearwall*

    Shearwall 1-4 = 350 mm × 5000 mm

    Shearwall Lift = 200 mm × 2500 mm

12. Dimensi balok

    Balok induk BI-A = 350 mm × 700 mm

    Balok induk BI-B = 250 mm × 500 mm

    Balok anak BA = 200 mm × 300 mm

    Tie beam = 400 mm × 700 mm

13. Dimensi tangga

    Bordes tangga = 2850 mm × 1700 mm

    Pelat tangga = 1225 mm × 2700 mm × 150 mm

14. Dimensi pelat

    Pelat lantai = 120 mm

    Pelat atap = 120 mm

15. Beban mati tambahan lantai 1-8 (SNI 1727-2018 Tabel 4.3.1)

    Keramik (1 cm) = 2400 kg/m^3 × 0,01 m = 24 kg/m^2

    Pasir (5 cm) = 1800 kg/m^3 × 0,05 m = 90 kg/m^2

    Spesi (2 cm) = 2100 kg/m^3 × 0,02 m = 42 kg/m^2

    Plafon dan penggantung = 11 kg/m^2

    Mechanical and engineering = 25 kg/m^2

    Pasangan Bata Ringan 60 cm × 20 cm × 7,5 cm = 57,5 kg/m^2

    Total beban mati tambahan = 249.5 kg/m^2

16. Beban mati tambahan lantai atap (SNI 1727-2018 Tabel 4.3.1)

    Lapisan *Waterproofing* = 5,1 kg/m^2

    Mechanical and engineering = 25 kg/m^2

    Plafon dan penggantung = 11 kg/m^2

Total beban mati tambahan = 41,1 kg/m^2

17. Beban hidup (SNI 1727-2018 Tabel 4.3.1)

Tangga	= 300 kg/m^2
Ruang Lobi, Koridor Lantai Pertama	= 480 kg/m^2
Ruang Pertemuan	= 480 kg/m^2
Ruang Publik dan koridor pelayanan, Asrama	= 480 kg/m^2
Ruang kuliah	= 250 kg/m^2
Lantai Atap	= 100 kg/m^2

18. Inersia penampang dimodelkan dalam kondisi penampang retak (SNI 2847-2019 Pasal 6.6.3.1.1)

Balok	= 0.35 Ig (m22, m33)
Kolom	= 0.7 Ig (m22, m33)
Shearwall	= 0.35 Ig (f11, f22)
Pelat	= 0.25 Ig (f11, f22, f12, m11, m22, m12)

19. Kombinasi pembebanan (SNI 1727-2019)

Comb 1 = 1,4 DL

Comb 2 = 1,2 DL + 1,2 SDL + 1,6LL

Comb 3 = 1,2 DL + 1,0 Ex + 0.3 Ey + 0.5LL

Comb 4 = 1,2 DL + 1,0 Ex - 0.3 Ey + 0.5LL

Comb 5 = 1,2 DL - 1,0 Ex + 0.3 Ey + 0.5LL

Comb 6 = 1,2 DL - 1,0 Ex - 0.3 Ey + 0.5LL

Comb 7 = 1,2 DL + 1,0 Ey + 0.3 Ex + 0.5LL

Comb 8 = 1,2 DL + 1,0 Ey - 0.3 Ex + 0.5LL

Comb 9 = 1,2 DL - 1,0 Ey + 0.3 Ex + 0.5LL

Comb 10 = 1,2 DL - 1,0 Ey - 0.3 Ex + 0.5LL

Comb 11 = 0.9 DL + 1,0 Ey + 0.3 Ex

Comb 12 = 0.9 DL + 1,0 Ey - 0.3 Ex

Comb 13 = 0.9 DL - 1,0 Ey + 0.3 Ex

Comb 14 = 0.9 DL - 1,0 Ey - 0.3 Ex

Comb 15 = 0.9 DL + 1,0 Ex + 0.3 Ey

Comb 16 = 0.9 DL + 1,0 Ex - 0.3 Ey

Comb 17 = 0.9 DL - 1,0 Ex + 0.3 Ey

Comb 18 = 0.9 DL - 1,0 Ex - 0.3 Ey

Gravity = 1,2 DL + 1,0 LL

20. Data gempa

Wilayah gempa = IV (Kota Semarang)

Karakteristik tanah = Tanah Lunak

4.2 Analisis Gaya Gempa Berdasarkan SNI 1727:2019

Pembangunan gedung berada di Semarang, kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa termasuk kategori IV yaitu gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan.

4.2.1 Analisis dinamik respon spektrum

Berdasarkan data tanah yang digunakan, klasifikasi situs termasuk kelas situs SE (tanah lunak). Untuk menentukan respon spektrum desain lokasi tersebut (Kota Semarang) data yang diperlukan sebagai berikut.

1. Percepatan batuan dasar pada periode pendek, Ss = 0,74067 g
2. Percepatan batuan dasar pada periode 1 detik, S_1 = 0,3333 g
3. Faktor amplifikasi getaran percepatan pada getaran periode pendek, F_a = 1,315
4. Faktor amplifikasi getaran percepatan pada getaran periode 1 detik, F_v = 2,667
5. Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek, S_{MS} = 0,9739
6. Parameter spektrum respon percepatan pada periode 1 detik, S_{M1} = 0,8889
7. Parameter percepatan *spectral* desain untuk periode pendek, S_{DS} = 0,6493 g
8. Parameter percepatan desain untuk periode 1 detik, S_{D1} = 0,5926 g

Berdasarkan SNI 1726:2019, Pasal 6.5 tentang kategori desain seismik, dengan nilai $0,50 \leq S_{DS}$ = 0,6493 g dapat dilihat pada Tabel 4.1 dan $0,50 \leq S_{D1}$ = 0,5926 g dapat dilihat pada Tabel 4.2, maka termasuk dalam kategori desain seismik A (KDS A). Berdasarkan SNI 1726-2019, bangunan penahan beban lateral berupa sistem rangka pemikul momen khusus maka didapat nilai :

1. Koefisien modifikasi respon, R = 8
2. Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 = 3
3. Faktor pembesaran defleksi, C_d = 5,5

Bangunan berfungsi untuk gedung sekolah dan fasilitas Pendidikan termasuk kedalam Kategori Resiko IV (SNI 1726-2019), maka faktor keutamaan gempa I_e = 1,50 (SNI 1726:2019)

Tabel 4.1 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan periode pendek

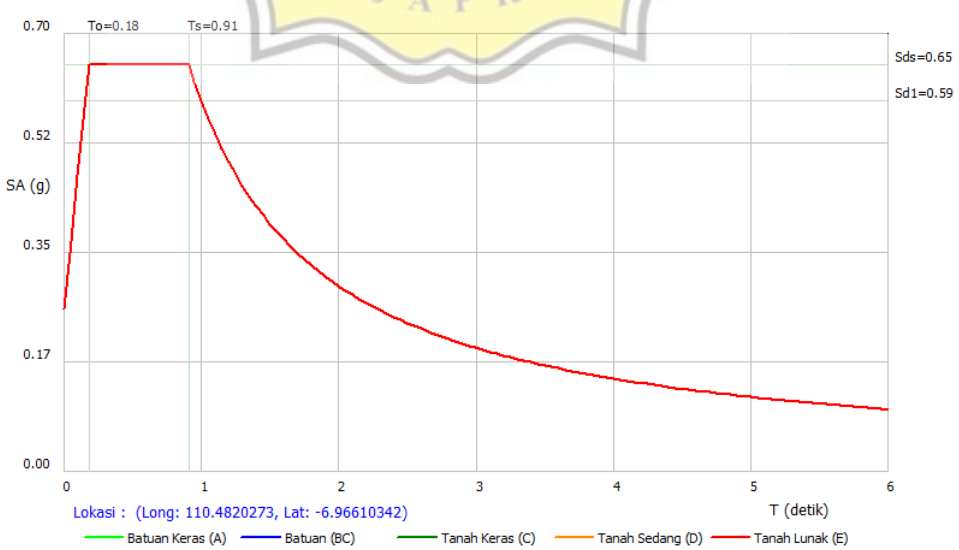
Nilai S_{DS}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
S_{DS} < 0,167	A	A
0,167 < S_{DS} < 0,33	B	C
0,33 < S_{DS} < 0,50	C	D
O,50 < S_{DS}	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 4.2 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respon percepatan periode 1 detik

Nilai S_{D1}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
S_{D1} < 0,067	A	A
0,067 < S_{D1} < 0,133	B	C
0,133 < S_{D1}< 0,20	C	D
O,20 < S_{D1}	D	D

(Sumber: SNI 1726:2019)



Gambar 4.3 Grafik Respon Spektrum (Sumber: Diolah dari Peta Gempa dan Respon Spektra 2019)

Berdasarkan penyelidikan tanah di Jalan Durian Semarang yang dapat dilihat pada Lampiran B halaman L-31, maka didapat nilai SPT yang dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Data N-SPT Penyelidikan Tanah

Lapisan ke-i	Tebal Lapisan di (m)	N-SPT
1	7	7.67
2	2	18
3	2	21
4	2	23
5	10	24.6
6	2	42
7	5	60

$\sum di$ = (7+2+2+2+10+2+5) = 30 m

$\sum \frac{di}{Ni} = \frac{7}{7,67} + \frac{2}{18} + \frac{2}{21} + \frac{2}{23} + \frac{10}{24,6} + \frac{2}{42} + \frac{75}{60} = 1,7434$

Nilai N = $\frac{\sum \mathrm{di}}{\sum \frac{di}{Ni}} = \frac{30}{1,7434}$ = 17,208, maka dapat ditentukan kelas situs tanah SD (SNI 1726:2019)

4.2.2 Periode fundamental struktur

Menurut SNI 1726:2019, dengan S_{D1} = 0,5926 g didapat nilai C_u = 1,4 dapat dilihat pada Tabel 4.4. tipe struktur yang digunakan adalah rangka pemikul momen khusus, maka didapat nilai C_t = 0,0466 dan x = 0,9 dapat dilihat pada Tabel 4.5. Tinggi gedung (h_n) = 32 m.

Tabel 4.4 Koefisien untuk Batas atas pada Periode yang dihitung

parameter percepatan respon spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
> 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
<0,1	1,7

(Sumber: SNI 1726:2019)

Tabel 4.5 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismik yang disyarakatkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih bkaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik :		
a. Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
b. Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726:2019)

Penentuan periode fundamental pendekatan memiliki syarat $T_{min} < T < T_{max}$ (SNI 1726:2019, Pasal 7.8.2)

T_{min} (T_a) $= C_t \times h_n^{(x)}$

T_a $= 0{,}0466 \times 32^{(0{,}9)}$

T_a = 0,965 detik

T_{max} $= C_u \times T_a$

T_{max} = 1,4 × 0,965

T_{max} = 1,351detik

T_x = 1,004 detik (dari ETABS)

T_y = 0,727 detik (dari ETABS)

Berdasarkan hasil analisis srruktur diperoleh nilai waktu getar alami fundamental sebesar T = 1,004 detik. Nilai T berdasarkan hasil analisis gempa mengunakan ETABS untuk masing-masing arah dapat dilihat pada Tabel 4.6

Tabel 4.6 *Modal Participacing Mass Ratios*

Case	*Mode*	*Period* sec	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1.004	0.7034	0.0003	0.7034	0.0003
Modal	2	0.727	0.0003	0.6565	0.7037	0.6568
Modal	3	0.521	0.0123	0.0001	0.7159	0.6569

Case	*Mode*	*Period* *sec*	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	4	0.282	0.1719	2.41E-05	0.8878	0.6569
Modal	5	0.157	3.02E-05	0.1895	0.8879	0.8464
Modal	6	0.139	0.0593	4.66E-05	0.9472	0.8465
Modal	7	0.108	1.66E-06	6.44E-06	0.9472	0.8465
Modal	8	0.091	0.028	8.54E-06	0.9752	0.8465
Modal	9	0.082	1.58E-06	0.0533	0.9752	0.8998
Modal	10	0.067	0.0134	0	0.9886	0.8998
Modal	11	0.058	5.71E-06	8.89E-07	0.9886	0.8998
Modal	12	0.054	0.0061	0.0002	0.9947	0.9

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

Berdasarkan SNI 1726:2019, Pasal 7.9.1.1, syarat menentukan modal dalam permodelan struktur tiga dimensi minimal partisipasi massa ragam kombinasi harus ≥ 90% massa struktur untuk masing-masing arah. Sesuai peraturan didapat nilai partisipasi rasio sebagai berikut :

SUM UX (Mode 6) = 94,72% ≥ 90% **…OK!**

SUM UY (Mode 12) = 90% ≥ 90% **…OK!**

4.2.3 Modifikasi faktor skala (*scale factor*)

Penentuan faktor skala semua arah bernilai sama, karena sistem struktur gedung merupakan sistem rangka pemikul momen khusus.

g = 9,80665 m/s^2

$SF = g \times (\frac{I_e}{R})$

$= 9{,}80665 \times (\frac{1{,}5}{8})$

$= 1838{,}747$ mm/s^2

Faktor skala diubah berdasarkan nilai gaya geser dasar yang dihasilkan oleh aplikasi ETABS. Syarat nilai geser dasar yang dihasilkan (V_t) harus sama dengan nilai gaya geser dasar desain (V).

1. Koefisien respon seismik (C_s)

$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e}$

$= \frac{0,6493}{8/1,5}$

$= 0,1217$

2. Nilai $C_{s\ max}$

$C_{s\ max}$ (arah x) $= \frac{S_{D1}}{T\ (R/I_e)}$

$= \frac{0,5926}{1,004\ (8/1,5)}$

$= 0,11067$

$C_{s\ max}$ (arah y) $= \frac{S_{D1}}{T\ (R/I_e)}$

$= \frac{0,5926}{0,727\ (8/1,5)}$

$= 0,1151$

3. Nilai $C_{s\ min}$

$C_{s\ min}$ (arah x) $= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$

$= 0,044 \times 0,6493 \times 1,5 \geq 0,01$

$= 0,01 \geq 0,01$

$C_{s\ min}$ (arah x) $= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$

$= 0,044 \times 0,6493 \times 1,5 \geq 0,01$

$= 0,01 \geq 0,01$

$C_{s\ min}$ (arah y) $= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$

$= 0,044 \times 0,6493 \times 1,5 \geq 0,01$

$= 0,01 \geq 0,01$

4. Nilai C_s

$C_{s\ min\ (x)}$ (0,01) < $C_{s\ (x)}$ (=0,1217) > $C_{s\ max\ (x)}$ (=0,11067), maka nilai C_s arah x sebesar 0,11067

$C_{s\ min\ (y)}$ (0,01) < $C_{s\ (y)}$ (=0,1217) > $C_{s\ max\ (y)}$ (=0,1151), maka nilai C_s arah y sebesar 0,1151

Berat per lantai bangunan dihitung dengan bantuan perangkat lunak ETABS yang dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Massa Bangunan Tiap Lantai

Story	UX	UY
	kg	kg
Story8	335634.95	335635
Story7	419038.91	419038.9
Story6	413993.9	413993.9
Story5	418088.9	418088.9
Story4	421872.5	421872.5
Story3	426513.5	426513.5
Story2	430843.1	430843.1
Story1	445065.16	445065.2
Base	267570.02	267570

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

Berat keseluruhan bangunan (W) didapat :

$\sum Wx$ = 3.578.620,94 kg = 35.094,283 kN

$\sum Wy$ = 3.578.620,94 kg = 35.094,283 kN

5. Nilai gaya geser dasar desain

V_x = $C_{s\ (x)} \times W$

= 0,11067 × 35.094,283

= 3883,878 kN

V_y = $C_{s\ (y)} \times W$

= 0,11051 × 35.094,283

= 4040,687 kN

Nilai geser dasar hasil perhitungan ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Gaya Geser Dasar

Output Case	FX (kN)	FY (kN)
RSx	2672,7162	72,2124
Rsy	72,2125	2692,051

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

Vt_x = 2672,7162 kN

Cek $Vt_x < 100\%\ V$ = 2672,7162 < 0,1 × 3883,878

= 2672,7162 < 388,3878 (Ganti *SF*)

SF_x baru $= 2672{,}7162 \times 1 \times \frac{3883{,}878}{2672{,}7162}$

= 2671,9891

Karena $Vt_x < 100\%\ V$ tidak memenuhi syarat, mengganti nilai SF_x baru. Nilai geser dasar yang baru dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Gaya Geser Dasar Baru

Output Case	FX (kN)	FY (kN)
RSx	3883.878	104.936
Rsy	108.3887	4040.687

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

Vt_x baru = 3883.878

Cek $Vt_x < 100\%\ V_x$ $= \frac{3883.878}{388.387{,}8012}$

= 99,99 %

4.2.4 Simpangan antar lantai

Menurut SNI 1726:2019, Pasal 7.8.6, penentuan simpangan antar lantai *(Δ)* harus dihitung sebagai perbedaan massa diatas dan dibawah lantai.

$d_x = C_d \times \frac{d_{xe}}{I_e}$

d_{xe} = defleksi inelastic dari lantai ke i-l

C_d = 5,5

I_e = 1,5

Δa = 0,015 h_{sx} (Tabel 4.12)

ρ = 1,3 (untuk KDS D,E,F)

Berikut nilai simpangan gedung tiap lantai arah X, yang dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Simpangan Gedung tiap Lantai Arah X

Story	Diaphragm	Output Case	UX mm
Lantai Atap	D1	RS X Max	59,293
Lantai 8	D1	RS X Max	50,396
Lantai 7	D1	RS X Max	42,113
Lantai 6	D1	RS X Max	33,608
Lantai 5	D1	RS X Max	24,975
Lantai 4	D1	RS X Max	16,804
Lantai 3	D1	RS X Max	9,408
Lantai 2	D1	RS X Max	3,589

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

1. Nilai *displacement* arah X lantai 6

δ_6 (x) $= \frac{C_d \times (UX_{(6)} - UX_{(5)})}{I_e}$

$= \frac{5,5 \times (33,608 - 24,975)}{1,5}$

= 31,185 mm

Δ_{ijin} (6,x) $= \frac{\Delta a \times h_{sx}}{\rho}$

$= \frac{0,015 \times 3500}{1,3}$

= 40,3846 mm

2. Cek syarat simpangan antar lantai

$\delta_{6\ (x)}$ (= 31,185 mm) < $\Delta_{ijin\ (6,x)}$ (= 40,3846 mm) **…OK!**

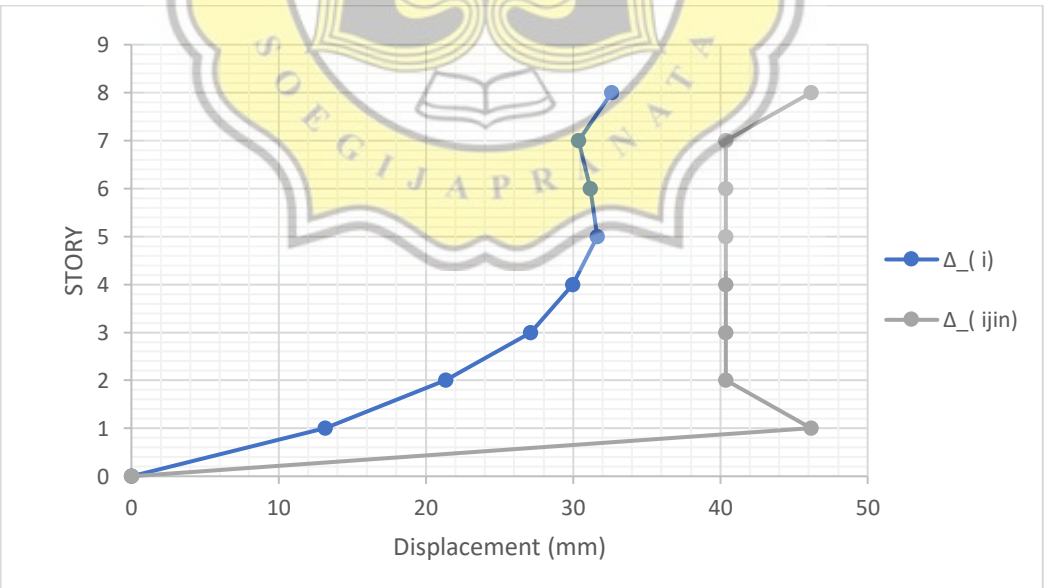
Hasil perhitungan simpangan antar lantai arah X dapat dilihat pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah X

STORY	OUTPUT CASE	UX (mm)	hsx (mm)	Delta i (mm)	Delta ijin (mm)	CHECK STATUS
Lantai Atap	RS X Max	59,293	4000	30.62233333	46.15384615	OK
Lantai 8	RS X Max	50,396	4000	30.371	40.38461538	OK
Lantai 7	RS X Max	42,113	4000	31.185	40.38461538	OK
Lantai 6	RS X Max	33,608	4000	31.65433333	40.38461538	OK
Lantai 5	RS X Max	24,975	4000	29.96033333	40.38461538	OK
Lantai 4	RS X Max	16,804	4000	27.11866667	40.38461538	OK
Lantai 3	RS X Max	9,408	4000	21.33633333	40.38461538	OK
Lantai 2	RS X Max	3,589	4000	13.15966667	46.15384615	OK
Ground Floor	RS X Max	59,293	0	32,62233333	0	0

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

Grafik simpangan antar lantai arah X dapat dilihat pada Gambar 4.4.



Gambar 4.4 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah X

Berikut nilai simpangan gedung tiap lantai arah Y, yang dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Simpangan Gedung Tiap Lantai

Story	***Diaphragm***	***Output Case***	**0**
			mm
Lantai Atap	D1	RS X Max	1.516
Lantai 8	D1	RS X Max	1.223
Lantai 7	D1	RS X Max	0.971
Lantai 6	D1	RS X Max	0.73
Lantai 5	D1	RS X Max	0.507
Lantai 4	D1	RS X Max	0.314
Lantai 3	D1	RS X Max	0.159
Lantai 2	D1	RS X Max	0.052

(Sumber: Diolah dari ETABS V.16)

3. Nilai displacement arah Y lantai 6

$$\delta_{6\ (y)} = \frac{C_d \times (UY_{(6)} - UY_{(5)})}{I_e}$$

$$= \frac{5{,}5 \times (0{,}73 - 0{,}507)}{1{,}5}$$

= 0,8837 mm

$$\Delta_{ijin\ (6,y)} = \frac{\Delta a \times h_{sy}}{\rho}$$

$$= \frac{0{,}015 \times 3500}{1{,}3}$$

= 40,3846 mm

4. Cek syarat simpangan antar lantai

$\delta_{6\ (y)}$ (= 0,8837 mm) < $\Delta_{ijin\ (6,y)}$ (= 40,3846 mm) **…OK!**

Hasil perhitungan simpangan antar lantai arah Y dapat dilihat pada Tabel 4.13.

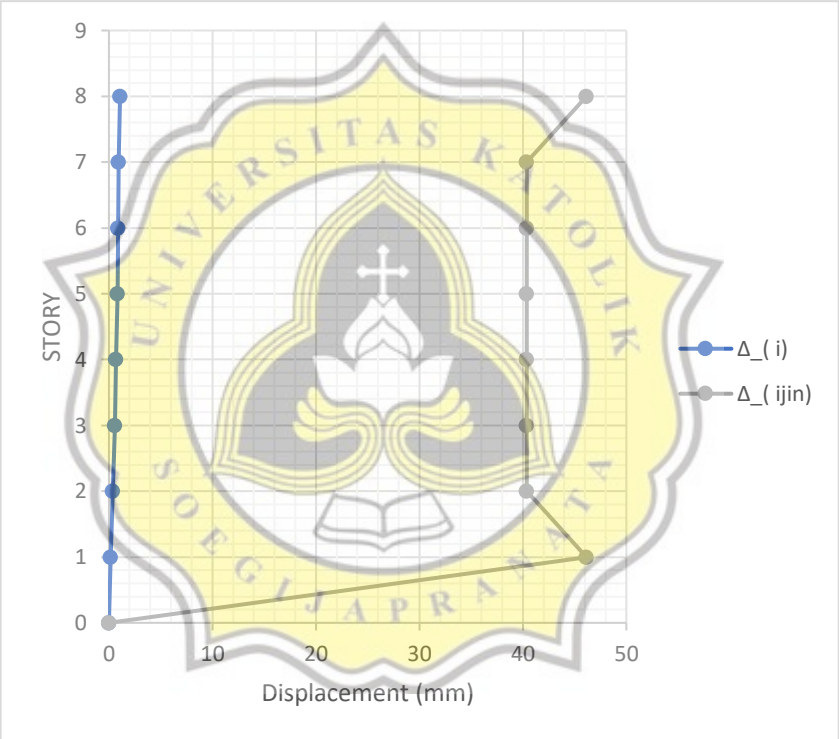
Tabel 4.13 Hasil Perhitungan Simpangan Antar Lantai Arah Y

STORY	***OUTPUT CASE***	**UY**	**hsx**	**Delta i**	**Delta ijin**	**CHECK STATUS**
		(mm)	**(mm)**	**(mm)**	**(mm)**	
Lantai Atap	RS Y Max	1.516	4000	1.074333333	46.15384615	OK
Lantai 8	RS Y Max	1.223	4000	0.924	40.38461538	OK
Lantai 7	RS Y Max	0.971	4000	0.883666667	40.38461538	OK

STORY	***OUTPUT CASE***	**UY (mm)**	**hsx (mm)**	**Delta i (mm)**	**Delta ijin (mm)**	**CHECK STATUS**
Lantai 6	RS Y Max	0.73	4000	0.817666667	40.38461538	OK
Lantai 5	RS Y Max	0.507	4000	0.707666667	40.38461538	OK
Lantai 4	RS Y Max	0.314	4000	0.568333333	40.38461538	OK
Lantai 3	RS Y Max	0.159	4000	0.392333333	40.38461538	OK
Lantai 2	RS Y Max	0.052	4000	0.190666667	46.15384615	OK
Ground Floor	RS Y Max	1,516	0	1.074333333	0	0

(Sumber: Output Analisis Gempa ETABS V.16)

Grafik simpangan antar lantai arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4.5 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah Y

4.2.5 Pengaruh P-Delta

Menurut SNI 1726-2019, Pasal 7.8.7. Pengaruh P-Delta harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$\theta \leq 0{,}1$

$\theta < \theta_{maks}$

Nilai $\theta_{maks} \leq 0{,}25$

Jika nilai koefisien stabilitas (θ) kurang dari atau sama dengan 0,1 tidak perlu dihitung. Jika nilai (θ) lebih besar dari θ_{max}, struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang.

Nilai θ_{max}

$$\theta_{maks} = \frac{0,5}{\beta \times C_d} \leq 0,25$$

$$= \frac{0,5}{1 \times 5,5} \leq 0,25$$

$$= 0,0909 \leq 0,25 \quad \textbf{... OK!}$$

Nilai θ untuk Lantai 6

Nilai θ dihitung menggunakan rumus dalam SNI 1726:2019, Persamaan 46

$$\theta = \frac{P_x \ \Delta \ I_e}{V_x \ h_{sx} \ C_d}$$

$$\theta_{6\,(x)} = \frac{(23.500,0409)\ (31,185)\ (1,5)}{(2332,2158)(3500)(5,5)}$$

$\theta_{6\,(x)}$ = 0.024485341 < 0,1 , maka P-Delta tidak perlu dihitung.

$$\theta_{6\,(y)} = \frac{(23.500,0409)\ (0,883666667)\ (1,5)}{(2571,0966)(3500)(5,5)}$$

$\theta_{6\,(y)}$ = 0,00062396 < 0,1 , maka P-Delta tidak perlu dihitung.

Nilai gaya geser seismik arah X dan nilai beban desain vertikal (P_x) diperoleh dari hasil analisis gempa ETABS. Untuk perhitungan P-Delta arah X dapat dilihat pada Tabel 4.14 dan untuk perhitungan P-Delta arah Y dapat dilihat pada Tabel 4.15. Grafik perbandingan P-Delta arah X dan arah Y dapat dilihat pada Gambar 4.6.

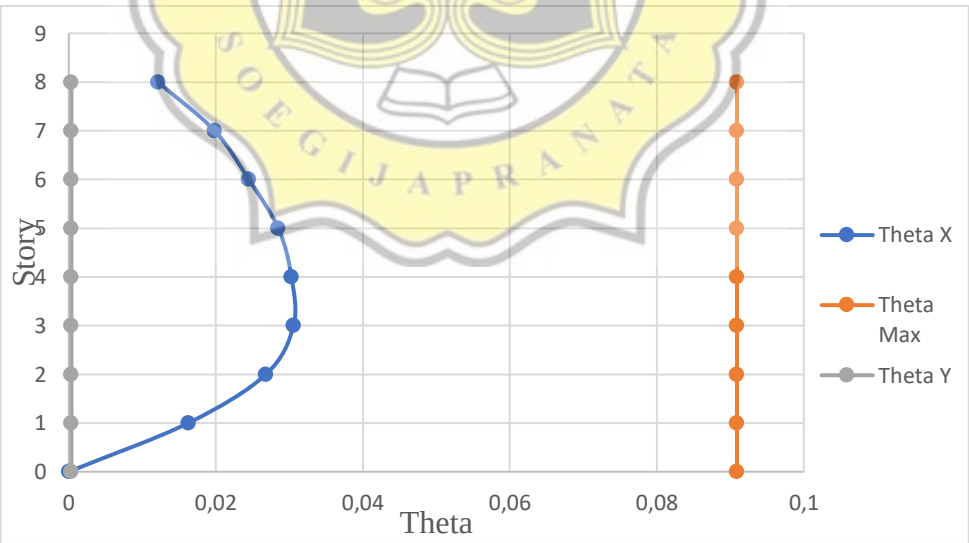
Tabel 4.14 Perhitungan P-Delta arah X

STORY	**Px**	**Delta x**	**Vx**	**hsx**	θi	**PERLU HITUNG**
	(kN)	**(mm)**	**(kN)**	**(mm)**		
Lantai Atap	4807.5798	32.62233333	881.6531	4000	0.012128647	**TIDAK**
Lantai 7	14233.7207	30.371	1699.18	4000	0.019824337	**TIDAK**
Lantai 6	23500.0409	31.185	2332.2158	4000	0.024485341	**TIDAK**

STORY	**Px**	**Delta x**	**Vx**	**hsx**	θi	**PERLU HITUNG**
	(kN)	**(mm)**	**(kN)**	**(mm)**		
Lantai 5	32846.6776	31.65433333	2842.7503	4000	0.028500103	**TIDAK**
Lantai 4	42184.9061	29.96033333	3251.6519	4000	0.030287275	**TIDAK**
Lantai 3	51614.1599	27.11866667	3567.8261	4000	0.030569902	**TIDAK**
Lantai 2	61035.0054	21.33633333	3782.8107	4000	0.026825306	**TIDAK**
Lantai 1	70488.9386	13.15966667	3889.8927	4000	0.016259112	**TIDAK**
Ground Floor	0	0	0	0	0	**TIDAK**

Tabel 4.15 Perhitungan P-Delta arah Y

STORY	**Py**	**Delta y**	***Vy***	***hsx***	**θi**	**PERLU HITUNG**
	(kN)	**(mm)**	**(kN)**	**(mm)**		
Lantai Atap	4807.5798	1.074333333	989.3179	4000	0.000355958	**TIDAK**
Lantai 7	14233.7207	0.924	1891.777	3500	0.000541728	**TIDAK**
Lantai 6	23500.0409	0.883666667	2571.0966	3500	0.00062936	**TIDAK**
Lantai 5	32846.6776	0.817666667	3100.877	3500	0.000674907	**TIDAK**
Lantai 4	42184.9061	0.707666667	3508.8801	3500	0.000662945	**TIDAK**
Lantai 3	51614.1599	0.568333333	3805.7674	3500	0.000600607	**TIDAK**
Lantai 2	61035.0054	0.392333333	3990.4275	3500	0.000467601	**TIDAK**
Lantai 1	70488.9386	0.190666667	4067.2373	4000	0.000225302	**TIDAK**
Ground Floor	0	0	0	0	0	**TIDAK**



Gambar 4.6 Grafik Perbandingan P-Delta arah X dan arah Y

Perbandingan antara dinding geser (*Shearwall)* dan struktur kolom (*Frame*) dalam menahan gempa didapat dari analisis gempa ETABS. Hasil rasio struktur dalam menahan gempa dapat dilihat pada Tabel 4.16.

Tabel 4.16 Rasio Struktur Dalam Menahan Gempa

Arah Gempa	Struktur pemikul momen khusus	F (kN)	Rasio (%)
X	FRAME	626,9263	31,1515
	SW	1.367,6469	68,8485
	ALL	1986.4586	100
Y	FRAME	576,2478	29,2314
	SW	1.395,0837	70,7686
	ALL	1971.3315	100

4.3 Perhitungan Struktur Pelat

Struktur pelat didukung oleh balok tinjauan dengan luasan terbesar yang bertumpu pada kolom-kolom bangunan. Balok tinjauan dipilih sebagai tumpuan pada keempat sisi yang dapat dilihat pada Gambar 4.7. Berikut desain pelat lantai :

f_c' (Mutu beton) = 29,05 MPa

f_y (Mutu baja) = 400 MPa

E_c (Modulus elastisitas beton = $4700 \times \sqrt{fc}$

= $4700 \times \sqrt{29{,}05}$

= 25.743,084 MPa

E_s (Modulus elastisitas baja) = 200.000 MPa

t (Tebal pelat) = 120 mm

L_x (Panjang sisi pelat yang pendek) = 4 m

L_y (Panjang sisi pelat yang Panjang) = 5 m

d'' (Tebal selimut beton) = 25 mm

Beban mati (SNI 1727-2018 Tabel 4.3.1)

Berat sendiri pelat =

Keramik (1 cm) = 2400 kg/m^3 × 0,01 m = 24 kg/m^2

Pasir (5 cm) = 1800 kg/m^3 × 0,05 m = 90 kg/m^2

Spesi (2 cm) = 2100 kg/m^3 × 0,02 m = 42 kg/m^2

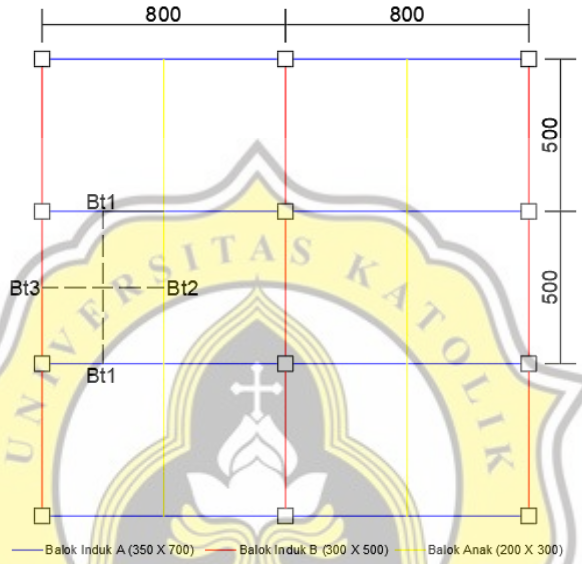
Plafon dan penggantung = 11 kg/m^2

Mechanical and engineering	= 25	kg/m^2
Total beban mati tambahan	= 249.5	kg/m^2

Syarat

$L_y / L_x \leq 2$ (Pelat dua arah)

$5/4 = 1{,}25 \leq 2$

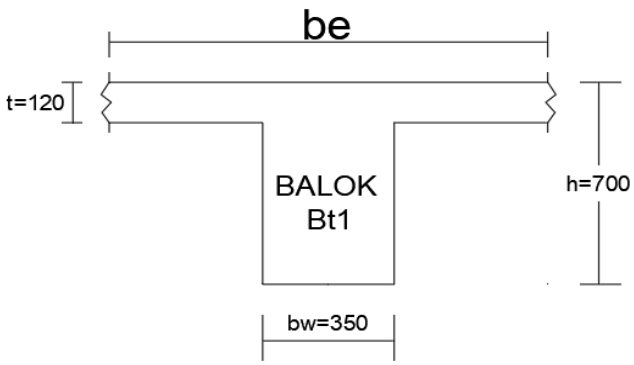


Gambar 4.7 Balok Tinjauan pada Keempat Sisi

4.3.1 Hitung momen inersia balok dan pelat tinjauan

1. Balok tinjauan 1 (350 mm × 700 mm)

Dimensi balok Bt1 dapat dilihat pada Gambar 4.8 sebagai acuan perhitungan momen inersia.



Gambar4.8 Dimensi Balok Bt1

b_E $= b_w + 2(h\text{-}t)$

$= 350 + 2(700\text{-}120)$

$= 1.510$ mm

b_E $= b_w + 8t$

$= 350 + 8(120)$

$= 1310$ mm

Diambil nilai minimum = b_E = 1310 mm

$$k_1 = \frac{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)\times\left[4-6\left(\frac{t}{h}\right)+4\left(\frac{t}{h}\right)^2+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= \frac{1+\left(\frac{1310}{350}-1\right)\times\left(\frac{120}{700}\right)\times\left[4-6\left(\frac{120}{700}\right)+4\left(\frac{120}{700}\right)^2+\left(\frac{1310}{350}-1\right)\times\left(\frac{120}{700}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{1310}{350}-1\right)\times\left(\frac{120}{700}\right)}$$

$= 2{,}0106$

Inersia balok

$$I_b = k_1 \times \frac{b_w h^3}{12}$$

$$= 2{,}0106 \times \frac{350\times700}{12}$$

$= 20{,}1144 \times 10^9$ mm^4

Inersia *slab* (pelat)

$$I_s = \frac{b_w h^3}{12}$$

$$= \frac{5000\times120^3}{12}$$

$= 0{,}72 \times 10^9$ mm^4

Kekakuan : $af_{y1} = \frac{E_c\times I_b}{E_c\times I_s}$

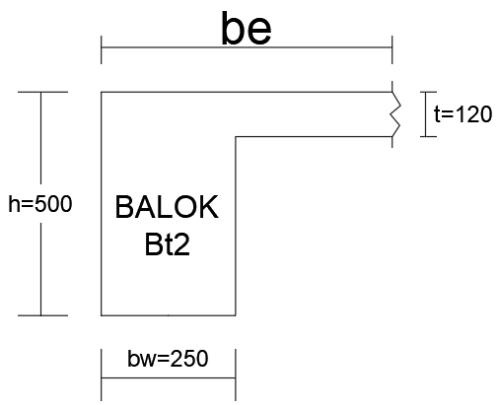
$$= \frac{25.743{,}084 \times 20{,}1144 \times 10^9}{25.743{,}084 \times 0{,}72 \times 10^9}$$

$= 27{,}9367$

$af_{y1} = af_{y2}$

2. Balok tinjauan 2 (250 mm × 500 mm)

Dimensi balok Bt2 dapat dilihat pada Gambar 4.9 sebagai acuan perhitungan momen inersia.



Gambar 4.9 Dimensi Balok Bt2

b_E $= b_w + (h\text{-}t)$

$= 250 + (500\text{-}120)$

$= 630$ mm

b_E $= b_w + 4t$

$= 250 + 4(120)$

$= 730$ mm

Diambil nilai minimum = b_E = 630 mm

$$k_1 = \frac{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)\times\left[4-6\left(\frac{t}{h}\right)+4\left(\frac{t}{h}\right)^2+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= \frac{1+\left(\frac{630}{250}-1\right)\times\left(\frac{120}{500}\right)\times\left[4-6\left(\frac{120}{500}\right)+4\left(\frac{120}{500}\right)^2+\left(\frac{630}{250}-1\right)\times\left(\frac{120}{500}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{630}{250}-1\right)\times\left(\frac{120}{500}\right)}$$

$= 1{,}5347$

Inersia balok

$$I_b = k_1 \times \frac{b_w h^3}{12}$$

$$= 1{,}5347 \times \frac{250\times500^3}{12}$$

$= 3{,}9966 \times 10^9$ mm^4

Inersia *slab* (pelat)

$$I_s = \frac{b_w h^3}{12}$$

$$= \frac{2000\times120^3}{12}$$

$= 0{,}288 \times 10^9$ mm^4

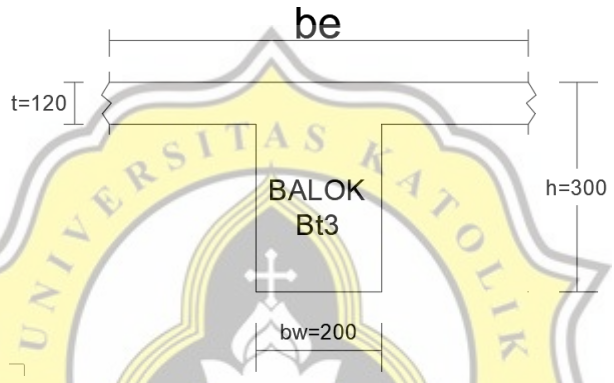
Kekakuan : $af_{x1} = \frac{E_c \times I_b}{E_c \times I_s}$

$= \frac{25.743{,}084 \times 3{,}9966 \times 10^9}{25.743{,}084 \times 0{,}288 \times 10^9}$

$= 13{,}8771$

3. Balok tinjauan 3 (200 mm × 300 mm)

Dimensi balok Bt3 dapat dilihat pada Gambar 4.10 sebagai acuan perhitungan momen inersia.



Gambar 4.10 Dimensi Balok Bt3

$b_E = b_w + 2(h\text{-}t)$

$= 200 + 2(300\text{-}120)$

$= 560$ mm

$b_E = b_w + 8t$

$= 200 + 8(120)$

$= 1.160$ mm

Diambil nilai minimum = b_E = 560 mm

$$k_1 = \frac{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)\times\left[4-6\left(\frac{t}{h}\right)+4\left(\frac{t}{h}\right)^2+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{b_E}{b_w}-1\right)\times\left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$= \frac{1+\left(\frac{560}{200}-1\right)\times\left(\frac{120}{300}\right)\times\left[4-6\left(\frac{120}{300}\right)+4\left(\frac{120}{300}\right)^2+\left(\frac{560}{200}-1\right)\times\left(\frac{120}{300}\right)^3\right]}{1+\left(\frac{560}{200}-1\right)\times\left(\frac{120}{300}\right)}$$

$= 1{,}5673$

Inersia balok

$I_b = k_1 \times \frac{b_w h^3}{12}$

$= 1{,}5673 \times \frac{200 \times 300^3}{12}$

$= 0{,}7053 \times 10^9$ mm^4

Inersia *slab* (pelat)

$I_s = \frac{b_w h^3}{12}$

$= \frac{8000 \times 120^3}{12}$

$= 1{,}152 \times 10^9$ mm^4

Kekakuan : $af_{x2} = \frac{E_c \times I_b}{E_c \times I_s}$

$= \frac{25.743{,}084 \times 0{,}7053 \times 10^9}{25.743{,}084 \times 1{,}152 \times 10^9}$

$= 0{,}6122$

$af_m = \frac{\alpha f_{x1} + \alpha f_{x2} + \alpha f_{y1} + \alpha f_{y2}}{4}$

$= \frac{13{,}8771 + 0{,}6122 + 27{,}9367 + 27{,}9367}{4}$

$= 17{,}5907$

Karena $af_m > 2$, menurut SNI 2847:2019, Tabel 8.3.1.2 tentang ketebalan minimum pelat dua arah nonprategang dengan balok di antara tumpuan pada semua sisinya. Menentukan syarat h minimum sebagai berikut :

$h_{min} = \frac{L_n\left(0{,}8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9(\beta)}$

$L_{n1} = L_y - \frac{b_w B_{t1}}{2} - \frac{b_w B_{t1}}{2}$

$= 5.000 - \frac{350}{2} - \frac{350}{2}$

$= 4.650$ mm

$L_{n2} = L_x - \frac{b_w B_{t2}}{2} - \frac{b_w B_{t3}}{2}$

$= 4000 - \frac{250}{2} - \frac{200}{2}$

$= 3.775$ mm

$\beta = \frac{L_n}{S_n}$

$= \frac{L_{n1}}{L_{n2}}$

$= \frac{4.650}{3.775}$

= 1,232

Perhitungan h_{min} :

$$h_{min1} = \frac{L_n\left(0{,}8+\frac{f_y}{1400}\right)}{36+9(\beta)}$$

$$= \frac{4.650\left(0{,}8+\frac{400}{1400}\right)}{36+9(1{,}232)}$$

= 107,2157 mm

h_{min2} = 90 mm

Nilai h_{min} diambil yang terbesar diantara h_{min1} dan h_{min2}, maka nilai h_{min} sebesar 107,2157 mm. Nilai (h_{min} = 90 mm) < (*h* asumsi awal = 130 mm).

4.3.2 Pembebanan

1. Beban mati (DL)

Berat Sendiri pelat	= 0,12 × 24	= 2,88 $^{kN}/_{m^2}$
Berat pasir	= 0,04 × 18	= 0,72 $^{kN}/_{m^2}$
Berat spesi	= 0,02 × 21	= 0,42 $^{kN}/_{m^2}$
Berat keramik		= 0,24 $^{kN}/_{m^2}$
Berat plafon, penggantung dan ME		= 0,36 $^{kN}/_{m^2}$
Total beban mati		= 4,62 $^{kN}/_{m^2}$

2. Beban hidup (LL)

Ruang Publik, koridor pelayanan, Asrama dan pertemuan = 4,8 $^{kN}/_{m^2}$

3. Beban kombinasi

q_u = 1,2(DL) + 1,6(LL)

= 1,2(4,62) + 1,6(4,8)

= 13,224 $^{kN}/_{m^2}$

4.3.3 Momen ultimate (M_u) menurut PBI 1971

Karena $\frac{L_y}{L_x}$ = 1,3

Menurut PBI 1971, Tabel 13.3.1 tentang momen didalam pelat persegi yang menumpu pada keempat tepinya akibat beban merata, didapat nilai sebagai berikut.

$x\ ML_x$ = 31

x ML_y = 19

$x\ Mt_x$ = 69

$x\ Mt_y$ = 57

jadi

ML_x = 0,001 × q_u × l_x^2 × x

= 0,001 × 13,224 × 5^2 × 31

= 10,2486 kN.m

ML_y = 0,001 × q_u × l_x^2 × x

= 0,001 × 13,224 × 5^2 × 19

= 6,2814 kN.m

Mt_x = -0,001 × q_u × l_x^2 × x

= 0,001 × 13,224 × 5^2 × 69

= -19,8114 kN.m

Mt_y = -0,001 × q_u × l_x^2 × x

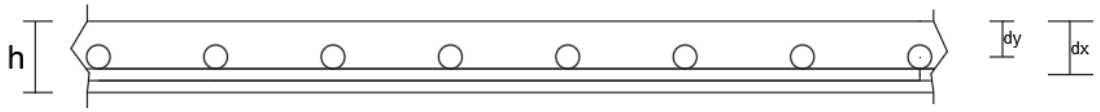
= 0,001 × 13,224 × 5^2 × 57

= -18,8442 kN.m

M_ux = 19,8114 kN.mm = 19.811.400 N.mm (Tulangan arah Y)

M_uy = 18,8442 kN.mm = 18.844.200 N.mm (Tulangan arah X)

4.3.4 Desain tulangan lentur dan susut



Gambar 4.11 Potongan Pelat Lantai

1. Tulangan arah X

d_x = h-t_s-$\frac{\emptyset tulangan\ lentur}{2}$

= 120-25-$\frac{13}{2}$

= 88,5 mm

$M_n\ Y$ $= \frac{M_u Y}{\emptyset}$

$= \frac{18.844.200}{0,9}$

= 20.938.000 N.mm

R_n $= \frac{M_n\ Y}{b \times {d_x}^2}$

$= \frac{20.938.000}{1000 \times 89^2}$

= 2,6434

m $= \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$

$= \frac{400}{0,85 \times 29,05}$

= 16,1993

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{16,1993}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,1993 \times 2,6434}{400}}\right)$

= 0,00701

A_{sh} $= \rho \times b \times d_x$

= 0,00701×1000×88,5

= 620,385≈ 621 mm^2

Menurut SNI 2847, Pasal 7.7.2.3 dan Pasal 7.7.2.4, tentang spasi maksimum (*s*) untuk tulangan ulir harus kurang dari 3h dan 450 mm. syarat spasi tidak boleh melebihi nilai terkecil dari 5h dan 450 mm.

$S < 3h$ atau 450 mm

$3h$ = 3 (120)

= 360 mm

Diambil, s = 200 mm

A_{sp} $= \frac{1000}{s} \times \frac{\pi\ D^2}{4}$

$= \frac{1000}{200} \times \frac{3,14\ 13^2}{4}$

= 663,325 mm^2

$A_{sp} > A_{sh}$ = 663,325 mm^2 > 621 mm^2 … (OK!)

Jadi, tulangan arah X yang digunakan adalah Ø13-200.

2. Tulangan arah Y

D_y $= h\text{-}t_s\text{-}Ø\text{-}\frac{\text{Øtulangan lentur}}{2}$

$= 120\text{-}25\text{-}13\text{-}\frac{13}{2}$

= 75,5 mm

M_n X = $\frac{M_u X}{\emptyset}$

$= \frac{19.811.400}{0,9}$

= 22.012.666,67 N.mm

R_n $= \frac{M_n X}{b \times {d_x}^2}$

$= \frac{22.012.666,67}{1000 \times 75,5^2}$

= 3,8617

m $= \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$

$= \frac{400}{0,85 \times 29,05}$

= 16,1993

ρ $= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{16,1993}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,1993 \times 3,8617}{400}}\right)$

= 0,00812

A_{sh} $= \rho \times b \times d_y$

= 0,00812×1000×75,5

= 613,06 ≈ 615 mm^2

Menurut SNI 2847, Pasal 7.7.2.3 dan Pasal 7.7.2.4, tentang spasi maksimum (*s*) untuk tulangan ulir harus kurang dari 3*h* dan 450 mm. syarat spasi tidak bolehmelebihi nilai terkecil dari 5h dan 450 mm.

S < 3*h* atau 450 mm

$3h$ = 3 (120)

= 360 mm

Diambil, s = 200 mm

A_{sp} $= \frac{1000}{s} \times \frac{\pi D^2}{4}$

$= \frac{1000}{200} \times \frac{3{,}14\ 13^2}{4}$

= 663,325 mm^2

$A_{sp} > A_{sh}$ = 663,325 mm^2 > 615 mm^2 … (OK!)

Jadi, tulangan arah X yang digunakan adalah Ø13-200.

4.3.5 Rekap Perhitungan Struktur Pelat

Rekap hasil perhitungan tulangan pelat struktur dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Rekap Perhitungan Tulangan Pelat Struktur

Tipe Pelat	Tebal (mm)	*cv* (mm)	*fc'* (MPa)	*fy* (MPa)	M_u (kN.m)	Tulangan L_x	Tulangan *Ly*
PL	120	25	29.05	400	19,8114	D13-200	D13-200
PA	120	25	29.05	400	10,2361	D13-200	D13-200

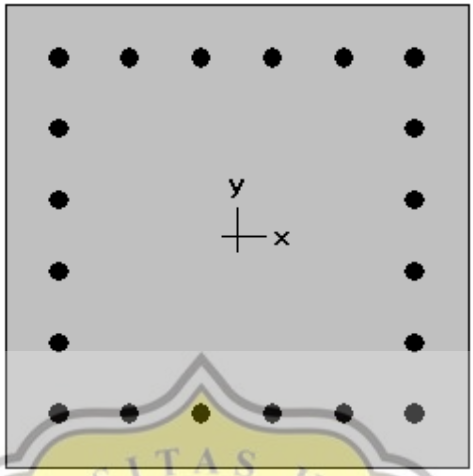
4.4 Perhitungan Struktur Kolom

Menurut SNI 2847:2019, kolom dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban semua lantai dan momen maksimum dari satu bentang lantai. Kondisi pembebanan momen maksimum terhadap beban aksial harus juga ditinjau. Desain kolom sebagai berikut.

b (lebar penampang)	= 500	mm
h (tinggi penampang)	= 500	mm
f_c' (Mutu beton)	= 29,05	MPa
f_y (Mutu baja)	= 400	MPa
C_v (selimut beton)	= 60	mm
Tinggi kolom	= 4000	mm
P_u	= 4958.02	kN
M_u	= 174.6672	kN.m

V_u = 96.5298 kN.m

Hasil output ETABS dapat dilihat pada Lampiran C halaman L-53, L-54, dan L-55



Gambar 4.12 Desain kolom (sumber : SPColumn)

4.4.1 Perhitungan tulangan longitudinal kolom

1. Gunakan tulangan 20D25

$d = c_v + d_{sengkang} + \frac{d_{longitudinal}}{2}$

$= 60 + 10 + \frac{25}{2}$

$= 82.5$ mm

2. Tinjau arah x

Luas tulangan sisi atas

$A_1 = \frac{jumlah\ tulangan}{2} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \left(D_{tulangan}\right)^2$

$= \frac{20}{2} \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times (25)^2$

$= 4910{,}7143$ mm^2

Luas tulangan sisi bawah

$A_2 = \frac{jumlah\ tulangan}{2} \times \frac{1}{4} \times \pi \times \left(D_{tulangan}\right)^2$

$= \frac{20}{2} \times \frac{1}{4} \times \frac{22}{7} \times (25)^2$

$= 4910{,}7143$ mm^2

Luas total tulangan atas-bawah

$A_{s\ total} = A_1 + A_2$

= 4910,7143 + 4910,7143

= 9821,43 mm^2

3. Kondisi pada keadaan gaya aksial sentris

$P_{o,n}$ $= \left[0{,}85\ f_c'\ \left(A_g - A_{s\ total}\right)\right] + \left(f_y\ A_{s\ total}\right)$

$= \left[0{,}85\ (29{,}05)\ \left((500)(500) - 9821{,}43\right)\right] + \left((400)\ (9821{,}43)\right)$

= 12575355,8 N

= 12575,4 kN

$\theta\ P_{o,n}$ = 0,65 (12575,4)

= 8173,9813 kN

$P_{o,r}$ = 0,80 θ $P_{o,n}$

= 0,80 (8173,9813)

= 6539,185 kN

4. Kondisi pada keadaan seimbang

a. Hitung jarak garis netral dari tepi tekan beton

C_b $= \frac{0{,}003}{0{,}003 + \left(\frac{f_y}{\varepsilon_s}\right)}$ d

$= \frac{0{,}003}{0{,}003 + \left(\frac{400}{200.000}\right)}$ (500-82.5)

= 310.5 mm

b. Hitung tebal lapisan beton tekan

a_b = 0,85 C_b

= 0,85 (310.5)

= 263,925 mm

c. Hitung gaya tekan beton

C_1 = a_b b 0,85 f_c'

= (263,925) (500) (0,85) (29,05)

= 3910180,84 N

d. Hitung gaya tarik tulangan baja tarik

C_2 = A_1 f_y

= 4910,7143 (400)

= 1964285,71 N

e. Hitung gaya tekan tulangan tekan

f_s' = $600\left(\frac{C_b - d'}{C_b}\right) \leq 400$ MPa

= $600\left(\frac{310,5-82,5}{310,5}\right) \leq 400$ MPa

= 440,5797 ≤ 400 MPa

Maka f_s' = 400 MPa

C_3 = A_2 f_s'

= 4910,7143 (400)

= 1964285,71 N

f. Hitung kuat tekan nominal kolom

$P_{n,b}$ = C_1 - C_2 + C_3

= 3910180,84 - 1964285,71 + 1964285,71

= 3910180,838 N

= 3910,1808 kN

g. Hitung momen nominal kolom

$M_{n,b,1}$ = $C_1\left[\left(\frac{h}{2}\right) - \left(\frac{a_b}{2}\right)\right]$

= $3910180,84\left[\left(\frac{500}{2}\right) - \left(\frac{263,925}{2}\right)\right]$

= 657057012 N.mm

$M_{n,b,2}$ = $C_2\left[\left(\frac{h}{2}\right) - d'\right]$

= $1964285,71\left[\left(\frac{500}{2}\right) - 82,5\right]$

= 427232143 N.mm

$M_{n,\,b,\,3}$ $= C_3 \left[\left(\frac{h}{2}\right) - d'\right]$

$= 1964285{,}71 \left[\left(\frac{500}{2}\right) - 82{,}5\right]$

= 427232143 N.mm

$M_{n,\,b}$ $= \sum M_{n,b}$

$= M_{n,\,b,\,1} + M_{n,\,b,\,2} + M_{n,\,b,\,3}$

= 657057012 + 427232143 + 427232143

= 1511521298 N.mm

= 1511,5213 kN.m

h. Kuat rencana

$P_{r,\,b}$ $= 0{,}65\ P_{n,\,b}$

= 0,65 (3910,1808)

= 2541,6175kN

$M_{r,\,b}$ $= 0{,}65\ M_{n,\,b}$

= 0,65 (1511,5213)

= 982,4888 Kn

5. Kondisi saat P=0

a. Menghitung C_o, C_o dihitung dengan rumus abc

A $= 0{,}7225\ b\ f_c'$

= 0,7225 (500) (29,05)

= 12.593,175

B $= (600\ A_2) - (f_y\ A_1)$

= 600 (4910,7143) – 400 (4910,7143)

= 982.142,857

C $= -\ (600\ d\ A_2)$

= - 600 (82,5) (4910,7143)

= - 243.080.357

C_{o1} $= \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

$= \frac{-982.142,857 + \sqrt{(982.142,857)^2 - 4(12.593,175)(-243.080.357)}}{2\,((12.593,175))}$

= 105,3073 mm

C_{o2} $= \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$

$= \frac{-982.142,857 - \sqrt{(982.142,857)^2 - 4(12.593,175)(-243.080.357)}}{2\,((12.593,175))}$

= -183,2974 mm

Dipilih C_o paling kecil, yaitu = 105,3073 mm

b. Hitung gaya tekan beton

C_1 $= 0,85\ C_o\ b\ 0,85\ f_c'$

= 0,85 (105,3073) (500) (0,85) (29,05)

= 1.326.153 N

c. Hitung gaya tarik baja

C_2 $= A_1\ f_s'$

= (4910,7143) (400)

= 1.964.285,71 N

d. Hitung gaya tekan baja

f_s' $= 600\left(\frac{C_o - d'}{C_o}\right) \leq 400$ MPa

$= 600\left(\frac{105,3073 - 82,5}{105,3073}\right) \leq 400$ MPa

= 129,9470 MPa ≤ 400 MPa

Maka f_s' = 129,9470 MPa

C_3 $= A_2\ f_s'$

= (4910,7143) (129,9470)

= 638.132,714 N

e. Kontrol hasil perhitungan

P $= C_1 - C_2 + C_3$

= 1.326.153 - 1.964.285,71 + 638.132,714

$= -1,281 \times 10^{-9} \leq 0,1$ **…OK!**

f. Hitung momen nominal

$M_{n,1}$ $= C_1\ 0{,}5\ [h - (0{,}85\ C_O)]$

$= 1.326.153\ 0{,}5\ [500 - (0{,}85)(105{,}3073\ )]$

$= 338.493.135{,}1$ N.mm

$M_{n,2}$ $= C_2 \left[\frac{h}{2} - d'\right]$

$= 1.964.285{,}71 \left[\frac{500}{2} - 82{,}5\right]$

$= 427.232.142{,}9$ N.mm

$M_{n,3}$ $= C_3 \left[\frac{h}{2} - d'\right]$

$= 638.132{,}714 \left[\frac{500}{2} - 82{,}5\right]$

$= 138.793865{,}3$ N.mm

$M_{n,P=0}$ $= \sum M_n$

$= M_{n,1} + M_{n,2} + M_{n,3}$

$= 338.493.135{,}1 + 427.232.142{,}9 + 138.793865{,}3$

$= 904.519.143{,}2$N.mm

$= 904.519$ kN.m

g. Kuat rencana

$M_{r,P=0}$ $= 0{,}65\ M_{n,P}$

$= 0{,}65\ (904.519)$

$= 587{,}9374$ kN.mm

h. Gambar diagram interaksi kolom

$Ø\ P_{o,n}$ = 8173,9813 kN

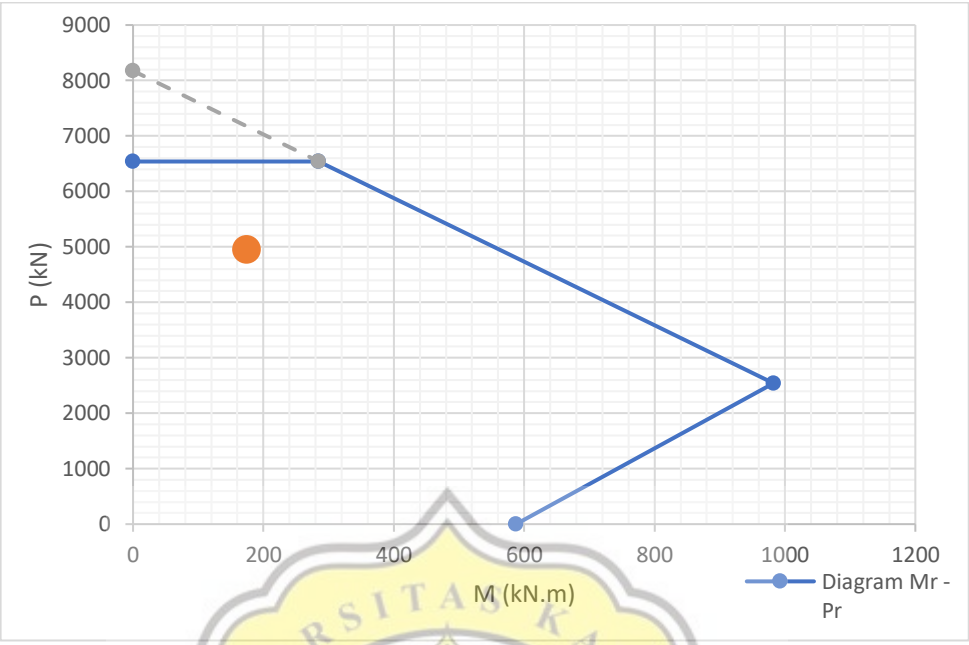
$P_{o,r}$ = 6593,1850 kN

$P_{r,b}$ = 2541,6175 kN

$M_{r,b}$ = 982,4889 kN.m

$M_{r,P=0}$ = 587,9374 kN.m

Hasil perhitungan gaya tekan nominal dan gaya momen nominal dapat dilihat pada Gambar 4.13



Gambar 4.13 Diagram Interaksi Kolom K1 Arah X

Menurut diagram tersebut bahwa momen ultimit dan gaya aksial ultimit berada dalam daerah keruntuhan tekan yang dapat dipikul.

4.4.2 Perhitungan tulangan geser kolom

f_c' = 4.213,3452 psi

f_y = 34.809,06 psi

cv = 2.3622 in

bw = 19.6850 in

h = 19.6850 in

d' = 3.2480 in

d = 19.6850 - 3.2480 = 16,437 in

V_u = 22 kip = 22.000 lb

P_u (N_u) = 1115 kip = 1.115.000 lb

A_g = 387,499 in^2

1. Perhitungan kuat nominal geser kolom $ØV_c$

$$V_c = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000\,A_g}\right)\sqrt{f_c'}\,b_w\,d$$

$= 2\left(1 + \frac{1.115.000}{2000\ (387,499)}\right)\sqrt{58.015,08}\ (19,6850)\ (16,437)$

$=$ 224.248,0428 lb

$\emptyset V_c$ = 0,85 (224.248,0428)

= 190.610,8364 lb

2. Cek keperluan Sengkang

$\frac{1}{2}\emptyset V_c = \frac{190.610,8364}{2}$ = 95.305,4182 lb

V_u (=22.000 lb) > $\frac{1}{2}\emptyset V_c$(= 95.305,4182 lb) **… Perlu Sengkang**

3. Hitung V_s

$V_s = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset}$

$= \frac{22.000 - 190.610,8364}{0,85}$

= - 198.365,6899 lb

4. Perhitungan kebutuhan Sengkang

$A_{tul} = \frac{1}{4}\pi\ d^2$

$= \frac{1}{4}\ \frac{22}{7}\ 0,5^2$

= 0,1963 in^2

$S_{max1} = \frac{A_v f_y}{50\ b_w}$

$= \frac{(2 \times 0,1963)\ (34.809,06)}{50\ (23,622)}$

= 11,5706 in

$S_{max2} = \frac{d}{2}$

$= \frac{16,437}{2}$

= 8,2185 in < 24 in, maka S_{max2} = 8,2185 in

S_{min} = 3 in

Jarak Sengkang yang dipakai, S_{pakai} = 8,2185 in = 208.7499mm ≈ 200 mm

4.4.3 Rekap perhitungan struktur kolom

Rekap hasil perhitungan tulangan kolom struktur dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Rekap Perhitungan Tulangan Kolom Struktur

Tipe Kolom	b_w (mm)	h_b (mm)	c_v (mm)	fc' (MPa)	V_u (kN)	P_u (kN)	M_u (KN.m)	Tul. Long.	Tul. Geser
K1	500	500	60	29.05	96,5298	4958,02	174,6672	20D25	D10-200
K2	450	450	60	29.05	90,4343	3599,14	163,6804	20D22	D10-200
K3	400	400	60	29.05	66,4593	2270,08	120,5519	16D22	D10-200
K4	350	350	60	29.05	40,6427	959,239	73,4489	16D19	D10-200

4.5 Perhitungan Struktur Balok

4.5.1 Perhitungan struktur balok B1-A

1. Perhitungan menurut SNI

Balok BI-A dengan data sebagai berikut:

b = 350 mm

h = 700 mm

d' = 62,5 mm

d = 700 – 62,5 = 637,5 mm

f_c' = 29,05 MPa

f_y = 400 MPa

M_u = 292,262 KN.m

V_u = 380,743 KN

T_u = 70,5768 KN.m

2. Cek tulangan tunggal/rangkap

a. Menghitung $A_{s\ min}$

$$k = \frac{\sqrt{fc'}}{4} = \frac{\sqrt{29,05}}{4} = 1,3475 < 1,4, \text{ maka nilai } k = 1,4$$

$$A_{s\ min} = \frac{k}{f_y} b.d = \frac{1,4}{400} (350)\ (637,5) = 780,9375\ mm^2$$

b. Menghitung nilai β_1

β_1 = $0{,}85 - \frac{0{,}05}{7}(f_c' - 28) = 0{,}85 - \frac{0{,}05}{7}(29{,}05 - 28) = 0{,}8425$

$0{,}65 \leq \beta_1 \leq 0{,}85$, maka $\beta_1 = 0{,}8425$

Nilai ϕ sebagai kontrol tarik sebesar 0,9.

c. Menghitung M_n

$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{292{,}262}{0{,}9} = 324{,}735$ KN.m

c = 0,3 d = 0,3 (637,5) = 191,25 mm

$\alpha = \beta_1$ c = 0,8425 (191,25) = 161,128 mm

Cc = 0,85 f_c' α b = 0,85 (29,05)(161,128)(350)= 1392529,7 KN.m

d. Cek tulangan tunggal

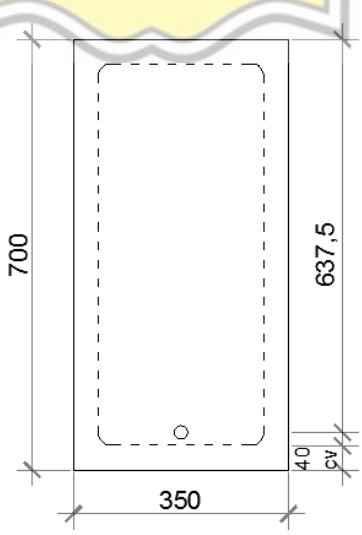
$A_{s1} = \frac{Cc}{f_y} = \frac{1392529{,}7}{400} = 3481{,}3242$ mm^2

$M_{n1} = Cc\left(d - \frac{a}{2}\right) = 1392529{,}7\left(637{,}5 - \frac{161{,}13}{2}\right) = 775549822{,}4$ KN.m

$M_{n2} = M_n - M_{n1} = 324{,}735 - 775549822{,}4 = -450814266{,}9$KN.m

Karena nilai $M_{n2} < 0$, maka balok menggunakan tulangan tunggal.

Berikut gambar sketsa penampang balok BI-A ditunjukan pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Sketsa Penampang Balok BI-A

3. Perhitungan A_s tulangan tunggal

$$\frac{f_y}{1{,}7\, b\, f_{c'}} A_s - (d)\, A_s + \frac{M_u}{\phi f_y} = 0$$

$$A_s = \frac{d - \sqrt{d^2 - 4\left(\frac{f_y}{1{,}7\, b\, f_{c'}}\right)\left(\frac{M_u}{f_y}\right)}}{2\left(\frac{f_y}{1{,}7\, b\, f_{c'}}\right)}$$

$$A_s = \frac{637{,}5 - \sqrt{637{,}5^2 - 4\left(\frac{400}{1{,}79(350)(29{,}05)}\right)\left(\frac{292{,}262(10^6)}{400}\right)}}{2\left(\frac{f_y}{1{,}7\, b\, f_{c'}}\right)} = 1338{,}509 \text{ mm}^2$$

$A_s = A_{s\,min} = 1338{,}509 \text{ mm}^2$

$A_s' = 0$ (tulangan tunggal)

$$c = \frac{A_s f_y - A_s' f_s'}{0{,}85\, \beta 1\, f_{c'}\, b} = \frac{(1338{,}509)(400) - (0)}{(0{,}85)(0{,}8425)(29{,}05)(350)} = 73{,}5323 \text{ mm}$$

4. Perhitungan A_s maksimum

$$A_{s\,max} = 0{,}31875\, \beta_1\, b\, d\, \frac{f c'}{f_y}$$

$$A_{s\,max} = 0{,}31875\,(0{,}8425)\,(350)\,(637{,}5)\left(\frac{29{,}05}{400}\right)$$

$A_{s\,max} = 4351{,}6552 \text{ mm}^2$

5. Perhitungan M_u

Balok BI-A dengan ukuran 350x700 menggunakan tulangan 5D25, A_s tulangan = 2455,357 mm^2

$\beta_1 = 0{,}8425$

$$a = \frac{A_s f_y}{0{,}85 f_c{}' b} = \frac{(2455{,}357)(400)}{(0{,}85)(29{,}05)(350)} = 113{,}6427 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{113{,}6427}{0{,}8425} = 134{,}8875 \text{ mm}$$

$$\phi = 0{,}65 + 0{,}25\left(\frac{1}{c/dt} - \frac{5}{3}\right) = 0{,}65 + 0{,}25\left(\frac{1}{134{,}8875/637{,}5} - \frac{5}{3}\right)$$

$\phi = 1{,}4148$

nilai ϕ =1,4148 > 0,9, maka kontrol tarik sesuai dengan ketentuan SNI.

A_s (=2455,357 mm^2) > $A_{s\,min}$(=1338,509 mm^2) **...OK!**

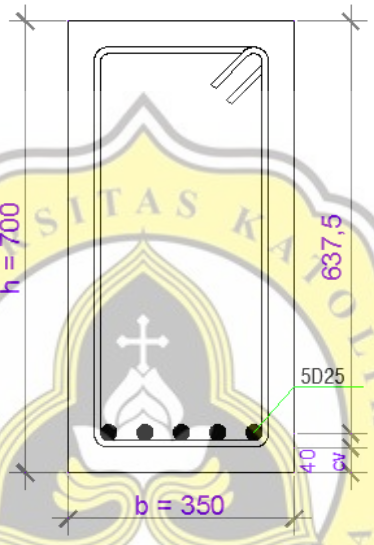
M_n $= A_s\, f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (2455{,}357)(400)\left(637{,}5 - \frac{113{,}6427}{2}\right)$

M_n = 570,3093 KN.m

M_u $= \phi\, M_n$ = 0,9 (570,3093) = 513,2784 KN.m

M_u (=513,2784KN.m) > 292,262 KN.m **...OK!**

Berikut detail gambar penulangan balok BI-A ditunjukan pada Gambar 4.15.



Gambar 4.15 Detail Penulangan Balok BI-A Hasil perhitungan Tulangan Penahan Momen Lentur

V_u = 380,7431 kN

T_u = 70,5768 kN.m

A_s Tul = 2455,357 mm^2

d sengkang = 13 mm

f_{yt} = 400 Mpa

f_{yv} = 240 Mpa

ϕ = 0,75

d = 637,5 mm

1. Cek desain tulangan torsi

A_{cp} $= b_w \cdot h$ = (350) (700) = 245.000 mm^2

P_{cp} $= 2(b_w + h)$ = 2 (350 + 700) = 2.100 mm

T_u $= \frac{\phi\sqrt{f_{c'}}}{12}\frac{A_{cp}}{P_{cp}}$ $= \frac{0,75\sqrt{29,5}}{12}\frac{245000}{2100}$ = 39,6038 kN.m < 70,5768 kN.m,

Maka diperlukan tulangan torsi.

T_n $= \frac{Tu}{\phi}$ $= \frac{70,5768}{0,75}$ = 94,1024 kN.m

2. Perhitungan penulangan geser

V_n $= \frac{Vu}{\phi}$ $= \frac{70,5768}{0,75}$ = 94,1024 kN

V_c = 200,433 kN

V_s = V_n - V_c = 94,1024 - 200,433 = -106,331 kN

3. Perhitungan s_{max}

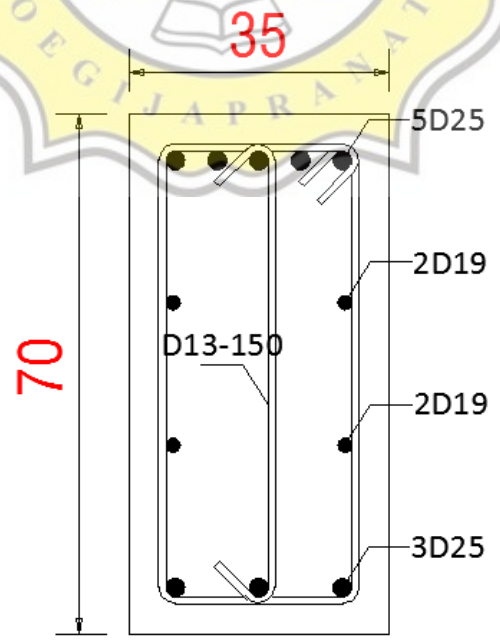
s_{max} $= \frac{1}{8} P_h \leq 300$ mm

s_{max} $= \frac{1}{8}$ (1.732) = 216,5 < 300 mm

4. Perhitungan tulangan geser

s = 153 mm < 216,5 mm, maka diambil 153 mm

jadi digunakan tulangan geser D13 jarak 150 mm (2 kaki sengkang)



Gambar 4.16 Detail Tulangan Lentur, Torsi dan Geser Balok BI-A

4.5.2 Rekap perhitungan struktur balok

Rekap hasil perhitungan tulangan lentur untuk balok struktur dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Rekap Perhitungan Tulangan Balok Struktur

Tipe Balok	b_w (mm)	h_b (mm)	c_v (mm)	V_u (KN.m)	T_u (KN.m)	M_u (KN.m)	Tul. Tekan	Tul. Tarik
BI-A	350	700	40	380,7431	70,5768	292,262	3D25	5D25
BI-B	250	500	40	98,11	10,8331	122,2026	2D22	3D22
BA	200	300	40	88,4572	3,7862	56,0954	2D19	3D19

4.6 Perhitungan *Shear Wall*

Bangunan beton bertulang yang tinggi umumnya didesain menggunakan dinding geser. Hal ini dikarenakan dinding geser (*shear wall*) dapat memberikan stabilitas lateral terhadap struktur dengan menahan geser yang disebabkan oleh angin maupun gempa.

Data-data perencanaan :

f_c' = 29,05 MPa

f_y = 400 MPa

l_w = 5.000 mm

h_w = 4.000 mm

h = 250 mm

P_u = 1047,45 kN

M_u = 3575,81 kN

V_u = 738,58 kN

ϕ_{lentur} = 0,85

4.6.1 Perhitungan tulangan minimum

Menurut SNI 2847-2019 Pasal 18.10.2.1 menjelaskan rasio tulangan badan tidak boleh bila ρ_1 dan ρ_2 > 0.0025, kecuali bila $V_u > 0.083\, A_{cv}\, \lambda \sqrt{f_c}$

Periksa $V_u > 0.083\, A_{cv}\, \lambda \sqrt{f_c}$

A_{cv} = h×l_w

= 250 (5.000)

= 1.250.000 mm^2

$0{,}083\ A_{cv}\ \lambda\ \sqrt{f_c}$ = 0,083 (1.250.000) (1) $\sqrt{29{,}05}$

= 559.192,2886 kN < V_u = 738,58 kN

Maka rasio tulangan vertical dan horizontal ρ_1 dan ρ_2 > 0.0025

4.6.2 Perhitungan tulangan horisontal dan vertikal

Rasio tulangan minimum adalah 0,025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per m dinding sebesar :

$0{,}0025\ A_{cv}$ = 0,0025 (250×1.000)

= 625 mm^2/m

Jika menggunakan tulangan D13 dalam dua lapis, A_g = 2(133) = 266 mm^2, maka jarak antar tulangan menjadi :

$s = \frac{A_g}{0{,}0025\ A_{cv}}$

$= \frac{266}{625}$

= 0,426 m ≈ 300 mm > 450 mm

Maka, tulangan yang digunakan adalah D13-300 dalam dua lapis arah horisontal, dan D13-250 untuk dua lapis arah vertikal.

4.6.3 Perhitungan kuat geser

Menurut SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1 menjelaskan dinding struktural tidak boleh melebihi $V_n = A_{cv}\left(\alpha\ \lambda\ \sqrt{f_c} + \rho\ f_y\right)$. Dengan koefisien λ = 0.25, untuk $h_w/l_w \leq 1{,}5$ dan λ = 0.17, untuk $h_w/l_w \leq 2$.

$h_w/l_w = 4.000/5.000$

= 0,8 ≤ 1,5 sehingga α = 0,25

A_{cv} = 250 (5.000)

= 1.250.000 mm^2

$\rho = \frac{266}{250\ (300)}$

= 0,003547

$V_n = A_{cv}\left(\alpha\ \lambda\ \sqrt{f_c} + \rho\ f_y\right)$

$= 1.250.000 \left((0,25)\ (1)\ (\sqrt{29,05}) + (0,003547 \times 400)\right)$

= 3.457.875 N

ϕV_n = 0,75 (3.457.875)

= 2.593.406,25 N

= 2.593,41 kN > 738,58 kN

4.6.4 Perhitungan tulangan lentur

$\rho_b = \frac{0,85\ \beta\ f_c'}{f_y} \left[\frac{87.000}{87.000 + f_y}\right]$

$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 3.611,446}{56.564,820} \left[\frac{87.000}{87.000 + 56.564,820}\right]$

= 0,0280

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

= 0,75 × 0,0280

= 0,0210

$\rho_{min1} = \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}$

$= \frac{3\sqrt{3.611,446}}{56.564,820}$

= 0,00319

$\rho_{min2} = \frac{200}{56.564,820}$

= 0,00354

Karena $\rho_{min2} > \rho_{min1}$, maka ρ_{min} yang digunakan yaitu ρ_{min2} = 0,00354.

$M_u = V_u \times h_w$

= 28,284 × 11,811 = 334,062 ft-k @pada dasar dinding

$R_n = \frac{12 \times 334,062 \times 1.000}{0,85 \times 9,843 \times (220,483^2)}$

= 9,856 psi

$$\rho = \left(\frac{0,85f'_c}{fy}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\beta f'_c}}\right)$$

$$\rho = \left(\frac{0{,}85 \times 3.611{,}446}{56.564{,}820}\right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(9{,}856)}{0{,}85 \times 3.611{,}446}}\right)$$

ρ = 0,000175

Hasil perhitungan ρ tidak memenuhi persyaratan, karena ρ = 0,000175 < ρ_{min} = 0,00354. Sehingga digunakan ρ_{min} = 0,00354.

A_s = $\rho.b.d$

= 0,00354 × 9,843 × 220,483

= 7,683 in^2

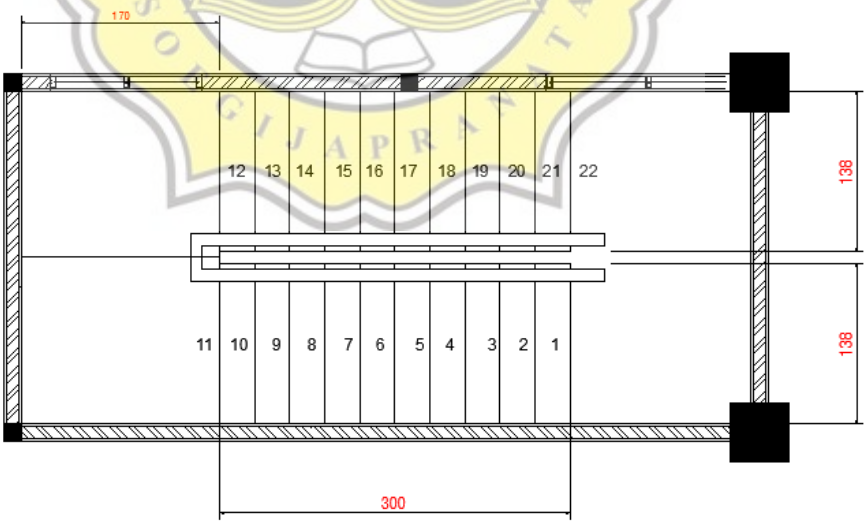
Tulangan utama yang digunakan merupakan tulangan no.6 dengan diameter 0,750 in (19,05 mm) dan luas tulangan 0,442 in^2.

Jumlah tulangan yang diperlukan $= \frac{7{,}683}{0{,}442}$

= 17,381 tulangan

Jadi tulangan lentur yang digunakan adalah 18D19 pada masing-masing ujung.

4.7 Perhitungan Tangga



Gambar 4.17 Denah tangga

Berikut ini adalah beberapa data yang diperlukan untuk menghitung kebutuhan struktur tangga:

1. Mutu beton, f_c' = 24,9 MPa

2. Mutu tulangan, f_y = 390 MPa
3. Berat keramik = 24 kg/m^2
4. Berat adukan = 21 kg/m^2
5. Beban hidup = 300 kg/m^2
6. Panjang tangga = 3,00 m
7. Lebar anak tangga = 1,38 m
8. Tebal pelat = 15 cm
9. Tebal keramik = 1 cm
10. Tebal adukan = 3 cm
11. Tinggi tangga = 4 m
12. Panjang bordes = 1,7 m
13. Lebar bordes = 2,85 m
14. Tinggi bordes = 2 m
15. *Optrede* / tanjakan = 0,165 m
16. *Antrade* / injakan = 0,28 m
17. Sudut (α) = 31 ^{o}

4.4.1 Pembebanan Tangga

1. Anak tangga
   a. Beban mati (DL_1)
   a.1 Beban adukan = tebal × berat jenis
   = 3 cm × 21 kg/m^2/cm
   = 63 kg/m^2
   a.2 Beban keramik = tebal ×berat jenis
   = 1 cm × 24 kg/m^2/cm
   = 24 kg/m^2
   Total beban mati (DL_1) =63 kg/m^2 + 24kg/m^2
   = 87 kg/m^2
   b. Beban hidup (LL_1) = 300 kg/m^2
2. Pelat bordes
   a. Beban mati (DL_2)

a.1 Beban adukan = tebal × berat jenis

= 3 cm × 21 kg/m^2/cm

= 63 kg/m^2

a.2 Beban keramik = tebal × berat jenis

= 1 cm × 24 kg/m^2/cm

= 24 kg/m^2

Total beban mati (DL_2) = 63 kg/m^2 + 24kg/m^2

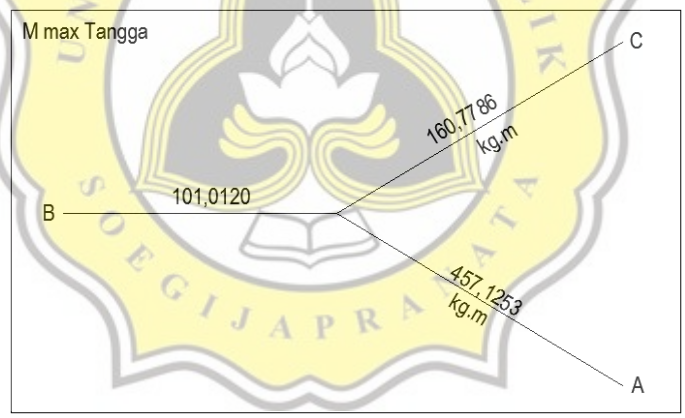
=87 kg/m^2

b. Beban hidup (LL_2) = 300 kg/m^2

4.4.2 Penulangan Tangga

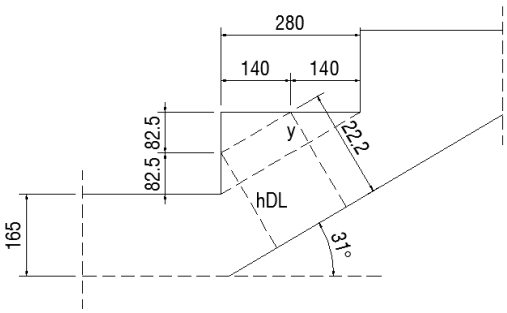
1. Hasil *output* dari program Etabs V.16

Momen maksimum dengan nilai 457,1253 kg.m



Gambar 4.18 Momen Maksimum Tangga

2. Tebal ekuivalen dari pelat tangga



Gambar 4.19 Tebal Ekuivalen Tangga

sin α	= y / 14
sin 31	= y / 14
0,515	= y / 14
y	= 0,515 × 14
y	= 7,210 cm
h_{DL}	= tebal pelat + y
h_{DL}	= 15 cm + 7,210 cm
h_{DL}	= 22,210 cm
h_{DL}	= 0,222 m

3. Perhitungan tulangan tangga SNI 2847:2019

a. Data perencanaan tulangan

a.1 Lebar anak tangga (*b*) = 1.380 mm
= 1.380 / 25,4
= 54,33 in

a.2 Tebal tangga (h_{DL}) = 222,100 mm
= 222,100 / 25,4
= 8,744 in

a.3 *d*' = 28 cm
= 28 / 25,4
= 1,102 in

a.4 *d* = h_{DL} – *d*'
= 8,744 – 1,102
= 7,642 in

a.5 Mutu beton, f_c' = 24,9 MPa
= 3611,446 psi

a.6 Mutu tulangan, f_y = 390 MPa
= 56.564,718 psi

a.7 M_u dari Etabs = 457,1253 kg.m
= 3,371 ft-k

a.8 β = 0,85 untuk f'c ≤ 4000 psi

a.9 Faktor reduksi (ϕ) = 0,9

b. Hitungan tulangan pokok

b.1 R_n $= \dfrac{M_u}{\phi\ b\ d^2}$

$= \dfrac{3{,}371\ \times (12 \times 1000)}{0{,}9 \times 54{,}33 \times 7{,}642^{\ 2}}$

= 14,1658 psi

b.2 Perbandingan tulangan baja

$\rho = \dfrac{0{,}85 f_c'}{f_y}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{2R_n}{0{,}85 f_c'}}\right]$

$= \dfrac{0{,}85 \times 3611{,}44}{56.564{,}718}\left[1 - \sqrt{1 - \dfrac{2 \times 14{,}1658}{0{,}85 \times 3611{,}44}}\right]$

= 0,0002528

b.3 Perbandingan maksimal tulangan

$\rho_b = \dfrac{0{,}85\ \beta f_c'}{f_y}\left[\dfrac{87.000}{87.000 + f_y}\right]$

$= \dfrac{0{,}85 \times 0{,}85 \times 3611{,}44}{56.564{,}718}\left[\dfrac{87.000}{87.000 + 56.564{,}718}\right]$

= 0,028

ρ_{max} $= 0{,}75\ \rho_b$

$= 0{,}75 \times 0{,}028$

= 0,021

b.4 Perbandingan minimal tulangan

$\rho_{min} = \dfrac{3\sqrt{f_c'}}{f_y}$

$= \dfrac{3\sqrt{3611{,}44}}{56.564{,}718}$ = 0,0032

tidak boleh kurang dari

$\rho_{min} = \dfrac{200}{f_y}$

$= \dfrac{200}{56.564{,}718}$ = 0,00354

b.5 Luas penampang tulangan yang dibutuhkan (A_s)

Nilai ρ digunakan yaitu ρ_{min} = 0,00354 karena $\rho<\rho_{min}$.

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

= 0,00354 × 54,33 × 7,642

= 1,469 in^2

= 1,469 × 25,4^2

= 947,74 mm^2

Dipakai tulangan diameter 13 mm

$$\text{Jarak tulangan} = \left(\frac{1}{4}\pi \times \frac{(\text{Ø tulangan})^2}{\text{As}_{\text{pakai}}}\right) \times 1.000$$

$$\text{Jarak tulangan} = \left(\frac{1}{4}\pi \times \frac{(13)^2}{947,74}\right) \times 1.000 = 140,05 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan berikut : D13 – 100 mm

c. Perhitungan tulangan arah melintang

A_s = 0,0018 × b × d

= 0,0018 × 54,33 × 7,642

= 0,7473 in^2

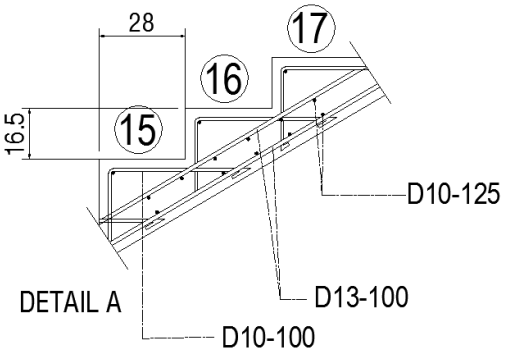
= 482,128 mm^2

Dipakai tulangan diameter 10 mm

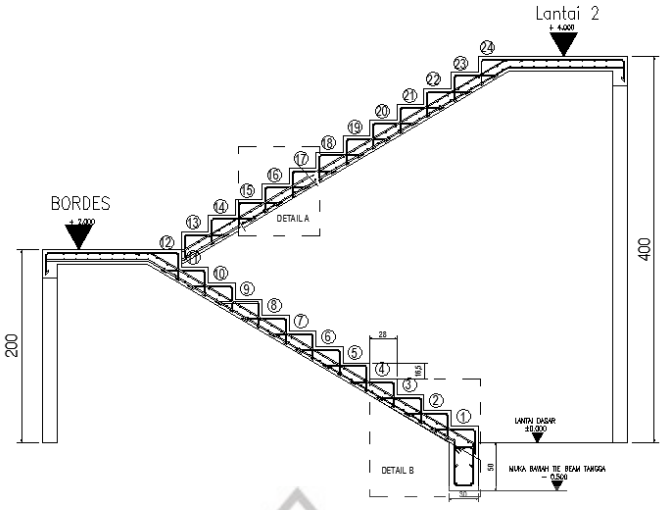
$$\text{Jarak tulangan} = \left(\frac{1}{4}\pi \times \frac{(\text{Ø tulangan})^2}{\text{As}_{\text{pakai}}}\right) \times 1.000$$

$$\text{Jarak tulangan} = \left(\frac{1}{4}\pi \times \frac{(10)^2}{482,128}\right) \times 1.000 = 162,09 \text{ mm}$$

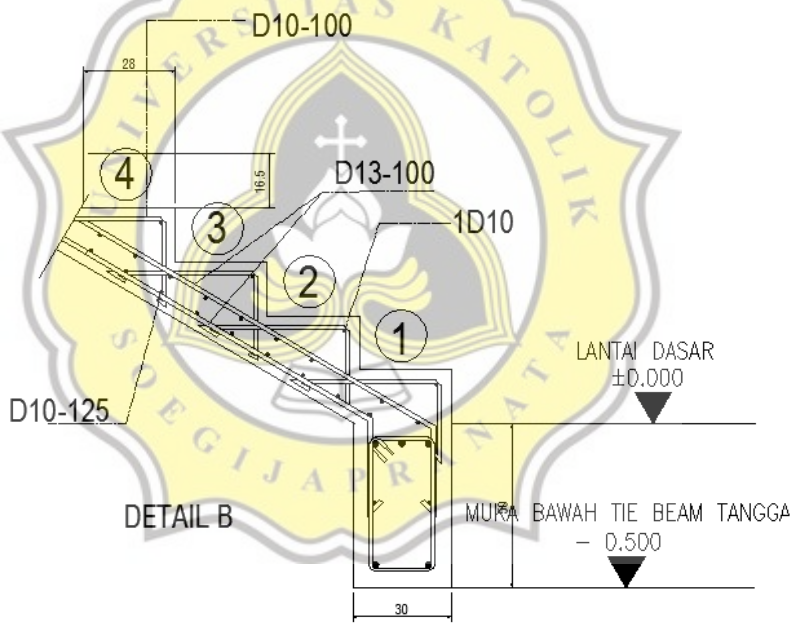
Digunakan tulangan berikut : D10 – 125 mm



Gambar 4.20 Detail Tangga A



Gambar 4.21 Potongan Tangga



Gambar 4.22 Detail Tangga B

4.8 Perhitungan Struktur Balok *Tie Beam*

Struktur tie beam direncanakan untuk mampu menahan gaya tekan dari kolom, gaya momen kolom, gaya geser balok, dan gaya momen akibat defleksi (lihat Gambar 4.24). Sketsa gambar penampang balok tie beam dapat dilihat pada Gambar 4.23.

Data yang diperlukan untuk perhitungan beban struktur tie beam:

f_c' = 29,05 Mpa = 4213,34 psi

f_y = 400 MPa = 58015,1 psi

b_w = 500 mm = 19,685 inci

h_b = 700 mm = 27,559 inci

c_v = 75 mm = 2,9527 inci

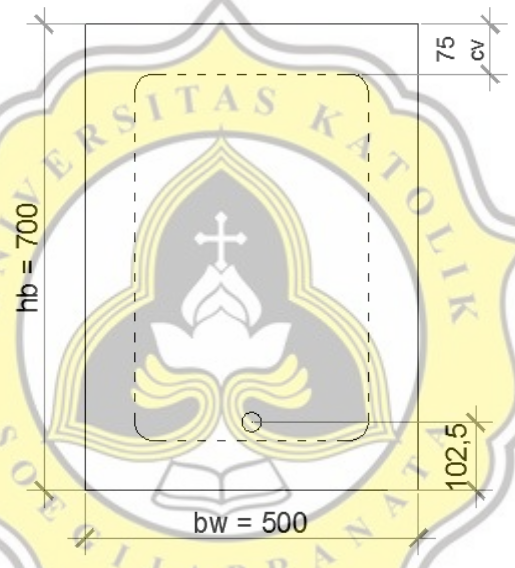
d' = (75 + 13 + 29/2) = 102,5 mm = 4,0354 inci

d = 700 – 102,5 mm = 597,5 mm = 23,523 inci

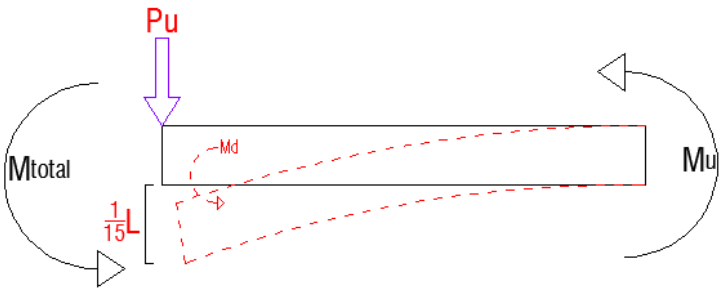
M_u = 123 kN.m = 90,72 ft-k

P_u = 92 KN.m = 67,8557 ft-k

V_u = 92 kN.m = 67,8557 ft-k



Gambar 4.23 Sketsa Penampang Struktur Balok *Tie Beam*



Gambar 4.24 Gaya Momen pada *Tie Beam*

4.8.1 Perhitungan momen defleksi balok

$M_d = \frac{1}{15}(L_{(m)})\ (P_u) = \frac{1}{15}\ (8)\ (92)$ = 49,067 KN.m = 26,19 ft-k

Perhitungan momen total balok *tie beam*

M_{total} = M_u + M_d = 123 + 49,067 = 172,067 KN.m = 126,91 ft-k

Menghitung persentase maksimal tulangan baja (ρ_{max}) dan persentase minimum tulangan baja (ρ_{min}) .

$$\rho_b = \frac{0{,}85\ \beta\ fc'}{fy}\left[\frac{87.000}{87.000+fy}\right]$$

$$= \frac{0{,}85 \text{ x } 0{,}85 \text{ x } 4213{,}34}{58015{,}1}\left[\frac{87.000}{87.000+58015{,}1}\right]$$

= 0,03147

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

= 0,75 x 0,03147

= 0,0236

$$\rho_{min1} = \frac{3\sqrt{fc'}}{fy}$$

$$= \frac{3\sqrt{4213{,}34}}{58015{,}1}$$

= 0,00335

$$\rho_{min2} = \frac{200}{58015{,}1}$$

= 0,003447

Karena $\rho_{min1} < \rho_{min2}$, maka ρ_{min} yang digunakan yaitu ρ_{min2} = 0,003447

4.8.2 Perhitungan luas tulangan utama

M_u = 172,067 KN.m

M_u = 126,91 lb.ft-k

$$R_n = \frac{(12 \text{ x } Mu \text{ x } 1.000)}{\emptyset b d^2}$$

$$= \frac{(12 \text{ x } 126{,}98 \text{ x } 1.000)}{0{,}9\ x\ 19{,}685 \text{ x } 23{,}523^{\ 2}}$$

= 155,4365 psi

ρ = 0,00273

karena $\rho_{min} > \rho$, sehingga digunakan nilai ρ = 0,003447

A_s = ρ x b x d

= 0,003447 x 19,685 x 23,523

= 1,6207 in^2

= 1045,625 mm^2

4.8.3 Perhitungan kebutuhan tulangan lentur

$A_{s\ min}$ = 1.045,625 mm^2

$A_{s\ max}$ = 5.826,586 mm^2

Gunakan tulangan 5D29 ($A_{s\ tul}$ = 3.303,9286 mm^2, M_u = 647,01 KN.m)

4.8.4 Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

Setelah melakukan perhitungan tulangan longitudinal balok tie beam maka dapat dihitunga kebutuhan tulangan transversal pada balok tie beam. Penulangan transversal harus didesai sesuai persyaratan SNI 2847-2019 pasal 21.5.3. hal ini dapat diartikan bahwa tulangan geser dapat menjamin kekangan ada ujung balok saat terjadinya goyangan gempa.

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI:2847-2019 pasal 21.5.3.2)

S = *d*/4 = 597,5 mm / 4 = 149,375 mm

S = 6x d_b = 6 x 29 mm = 174 mm

S = 150 mm

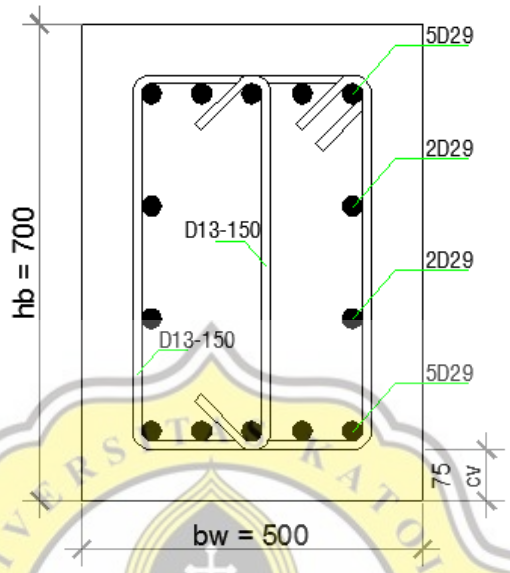
Sehingga dipakai sengkang D13-150

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis (SNI:2847-2013 ps 21.5.3.4)

S = *d*/2 = 597,5 mm / 2 = 298,75 mm

S maks = 300 mm (SNI:2847-2013 pasal 11.7.4.1)

Sehingga dipakai sengkang D13-300



Gambar 4.25 Kebutuhan Tulangan pada *Tie Beam*

4.9 Perhitungan Pondasi

4.9.1 Data Perencanaan Perhitungan Pondasi

Perencanaaan pondasi tiang pancang untuk struktur Gedung *Training Center* akan menggunakan letak tanah keras pada kedalaman 20,80 m dengan nilai q_c *min* sebesar 107 kg/cm^2 dan nilai gesekan total minimum (T_f *min*) sebesar 878 kg/cm. Pada perencanaan ini menggunakan pondasi dengan panjang 20 meter dengan diameter tiang 60 centimeter.

4.9.2 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

Pembahasan perhitungan pondasi tiang pancang ini diambil dari reaksi *joint* maksimum kolom K1 dari hasil run ETABS v16 dengan reaksi sebagai berikut:

P_u = 134.449,7 kg

M_{ux} = 6265,880 kg.m

M_{uy} = 75,311 kg.m

1. Rumus perhitungan tulangan tiang

Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk menghitung penulangan pada tiang:

A_{tiang} = Fb + n.Fe

P_{tiang} = σb . A_{tiang}

Dengan :

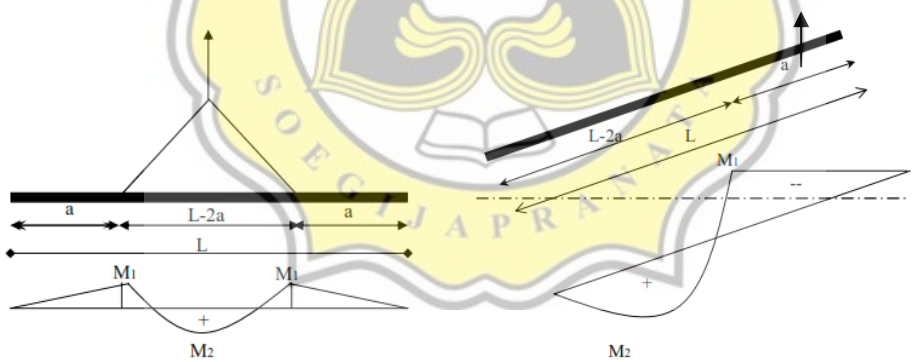
A_{tiang} = Luas permukaan tiang pancang tunggal

Fb = Luas tiang pancang tunggal

N = Jumlah tiang pancang dalam 1 *pile cap*

Fe = Luas tulangan dalam 1 tiang pancang

Berdasarkan hasil perencanaan dapat diketahui kemampuan pondasi tiang terhadap bahan tiang terlebih dahulu dilakukan perhitungan penulangan tiang pancang. Perhitungan tulangan bergantung pada kebutuhan waktu pada saat pengangkatan tiang pancang. Metode pengangkatan tiang memiliki 2 cara, yang dapat dilihat pada Gambar 4.26



(1) (2)

Gambar 4.26 Metode Pengangkatan Tiang

M1 = ½.q.a² → q = berat tiang per meter

M2 = 1/8.q. (L – 2a)² - ½ q.a²

Untuk pengambilan momennya diambil yang terbesar dari 2 cara tersebut untuk menentukan penulangan tiang. Cara perhitungan penulangan tiang pancang :

$M_n = \frac{Mu^8}{\phi}$

$K = \frac{Mn}{bd^2.R1}$

$F = 1 - \sqrt{1 - 2K}$

$As = F.b.d.\frac{R1}{fy}$

2. Perhitungan daya dukung ijin tiang

a. Daya dukung ijin tekan (P_a)

A_p = *luas penampang tiang*
$= 0{,}25 \times \pi \times D^2$
$= 0{,}25 \times \pi \times 30^2$
$= 706{,}5 \text{ cm}^2$

A_{st} = *keliling penampang tiang*
$= \pi \times D$
$= \pi \times 30$
$= 94{,}2$ cm

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2}$$

$$= \frac{107 \times 706{,}5}{3} + \frac{878 \times 94{,}2}{5}$$

$= 41.740{,}02$ kg

b. Daya dukung ijin tarik (P_{ta})

W_p = *berat pondasi tiang*

$= \gamma_{beton} \times$ *volume pondasi tiang*

$$= 2.400 \times \frac{706{,}5}{10^4} \times 30$$

$= 5.087$ kg

$$P_{ta} = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0{,}70}{FK2} + W_p$$

$$= \frac{(878 \times 94{,}2) \times 0{,}70}{5} + 5.087$$

$= 16.666{,}06$ kg

3. Perhitungan jumlah tiang (n_p)

$$n_p = \frac{P_u}{P_a}$$

$$= \frac{134.449,7}{41.740,02}$$

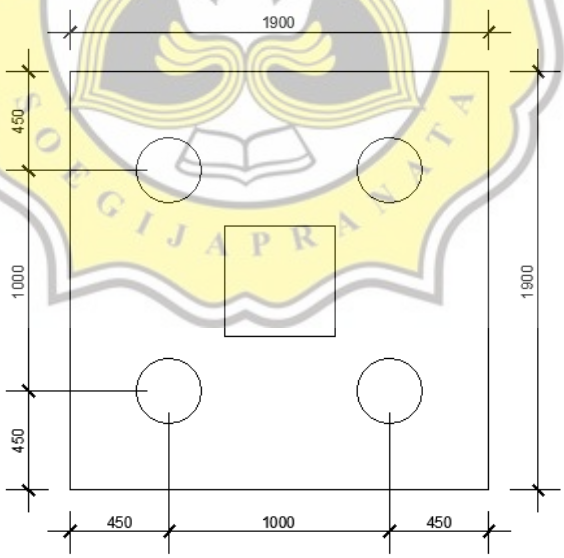
= 3,22

Jumlah tiang yang dipakai sebanyak 4 tiang.

4. Perhitungan efisiensi kelompok tiang (E_g)

Jarak antar tiang dalam suatu kelompok tiang (*s*) minimal adalah 2*D*-3*D* dari titik as tiap tiang. Tidak ada peraturan yang mengatur jarak maksimum, jarak antara 8D-10D pun pernah dipakai dilapangan tetapi jika semakin jauh jarak yang dipakai semakin besar resiko yang akan dihadapi atau bisa juga dengan menambah tebal *pile cap*.

Jarak tiang pancang terhadap bagian tepi *pile cap* biasanya sebesar 1*D* dari titik as tiang tersebut. Atau jarak minimumnya 10 – 15 cm dari sisi terluar tiang pancang ke sisi terluar *pile cap*. Perencanaan kelompok tiang dengan jumlah tiang sebanyak 4 tiang dapat dilihat dalam Gambar 4.27.



Gambar 4.27 Kelompok Tiang KT 1

s = *3D*

= 3 × 30

= 90 cm ≈ 100 cm

θ = *arctg (D/s)*

= arctg (60/100)

= 34,404°

m = *jumlah tiang dalam 1 kolom*

= 2 tiang

n = *jumlah tiang dalam 1 baris*

= 2 tiang

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

$= 1 - 34{,}404 \frac{(2-1)2+(2-1)2}{90 \times 2 \times 2}$

= 0,618

5. Perhitungan daya dukung vertikal kelompok tiang

Nilai daya dukung vertikal kelompok tiang (P_g) harus bisa menahan beban aksial akibat reaksi pembebanan struktur pada kolom. ($P_g > P_u$)

$P_g = E_g \times n_p \times P_a$

= 0,618× 4 × 41.740,02

= 166.960,08 kg >P_u = 134.449,7 kg.....**OK**

6. Perhitungan beban maksimum tiang dalam kelompok tiang

X_{max} = *jarak tiang arah sumbu x terjauh dari as kolom*

$= \frac{0{,}5 \times (3 \times D)}{100}$

$= \frac{0{,}5 \times (3 \times 30)}{100}$

= 0,45 m

Y_{max} = *jarak tiang arah sumbu y terjauh dari as kolom*

$= \frac{0{,}5 \times (3 \times D)}{100}$

$= \frac{0{,}5 \times (3 \times 30)}{100}$

= 0,45 m

n_x = *jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x*

= 2 tiang

n_y = *jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y*

= 2 tiang

$\sum X^2$ = *jumlah kuadrat X*

= *jumlah baris tiang arah x* × n_x × X_{max}^2

= 2 × 2 × $(0,45)^2$

= 0,81 m^2

$\sum Y^2$ = *jumlah kuadrat Y*

= *jumlah baris tiang arah y* × n_y × Y_{max}^2

= 2 × 2 × $(0,45)^2$

= 0,81 m^2

$$P_{max} = \frac{P_u}{n_p} + \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \times \sum X^2} + \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \times \sum Y^2}$$

$$= \frac{134.449}{4} + \frac{75,311 \times 0,45}{2 \times 0,81} + \frac{6.265 \times 0,45}{2 \times 0,81}$$

= 35.373,44 kg <P_a = 41.740,02 kg.....**OK**

4.10 Perhitungan *Pile Cap*

4.10.1 Data Perencanaan Perhitungan *Pile Cap* PC 1

Dalam perhitungan *pile cap* diambil kelompok tiang 1 yaitu kelompok tiang yang dibebani kolom K1 500x500 sesuai denah struktur gedung *training center*. Data-data yang digunakan untuk perhitungan *pile cap* sebagai berikut:

1. Data reaksi tumpuan Etabs v16
   a. P_u = 134,449 ton
   b. M_x = $P_u \times X_{max}$ = 134,449 × 0,45 = 60,502 ton.m
   c. M_y = $P_u \times Y_{max}$ = 134,449 × 0,45 = 60,502 ton.m
2. Data pondasi tiang pancang pipa
   a. n_p = 4 tiang
   b. γ_{beton} = 2.400 kg/m^3
   c. L_p = 24 m
   d. D = 0,3 m

3. Data *pile cap*
   a. Mutu beton K 350, f_c' = 29,05 MPa
   b. Mutu tulangan, f_y = 400 MPa
   c. Selimut beton = 7,5 cm = 0,075 m
   d. Panjang *pile cap*, b_1 = 1 × 100 + 3 × 30
      = 190 cm = 1,9 m
   e. Lebar *pile cap*, b_2 = 1 × 100 + 3 × 30
      = 190 cm = 1,9 m
   f. Tebal *pile cap*, *h* = 90 cm = 0,9 m
   g. Panjang kolom,*p* = 50 cm = 0,5 m
   h. Lebar kolom,*l* = 50 cm = 0,5 m

4.10.2 Perhitungan Pondasi dan Tulangan *Pile Cap* PC 1

Perhitungan *pilecap* dalam hitungan ini diambil dari kelompok tiang yang dibebani kolom K1 sesuai denah struktur Gedung *Training Center*. Data-data yang digunakan untuk perhitungan *pilecap* sebagai berikut:

P_u	= 4958,02 KN	
n_p	= 4 tiang	
γ_{beton}	= 2400 kg/m^3	
D pondasi	= 60 cm	= 0,6 m
Mutu beton K350, f_c'	= 29,05 Mpa	
Mutu tulangan, f_y	= 400 Mpa	
Selimut beton	= 7,5 cm	= 0,075 m
b kelompok tiang	= 3,8 m	
h kelompok tiang	= 3,8 m	
Jarak tepi ke as tiang bor	= 0,9 m	
b kolom struktur	= 50 cm	= 0,5 m
h kolom struktur	= 50 cm	= 0,5 m

1. Hitung beban terfaktor

$V_u = \frac{Pu}{np} = \frac{4958,02}{4}$ = 1239,505 KN

Tebal asumsi kelompok tiang 150 cm > 30 cm (SNI 2847:2019)

d = tebal efektif *pilecap*

= *h – cv – d tul*

= 1500 mm – 75 mm – 22

= 1.403 mm

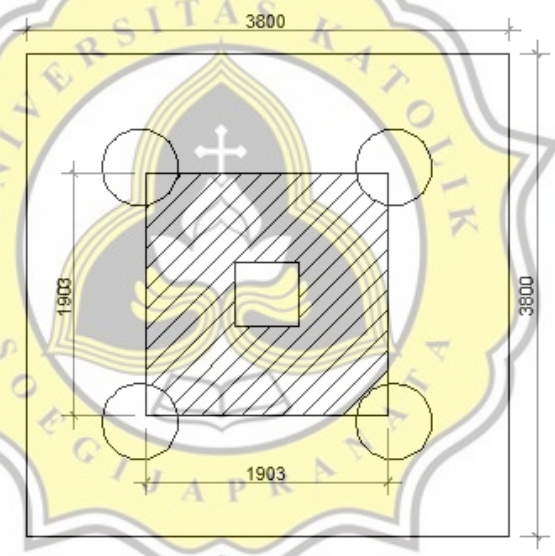
2. Geser dua arah sekitar kolom struktur

b_{ox} = 2 (cx + d) = 2 (500 + 1403) = 3.806 mm

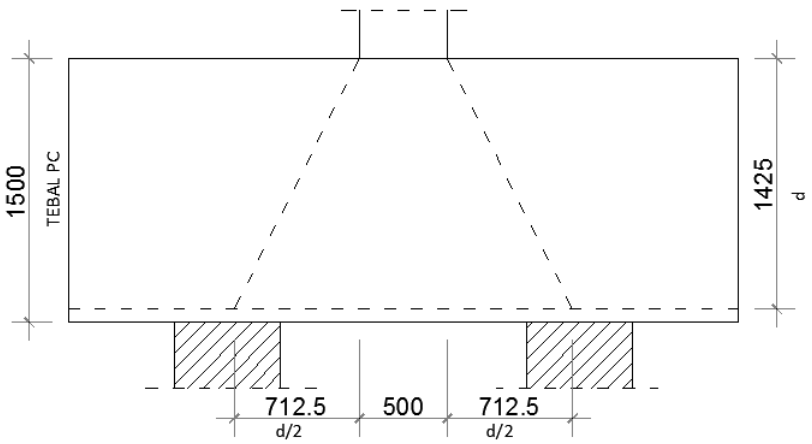
b_{oy} = 2 (cy + d) = 2 (500 + 1403) = 3.806 mm

b_o = $b_{ox} + b_{oy}$ = 3806 +3806 = 7.612 mm

Berikut gaya geser dua arah disekitar kolom:



Gambar 4.28 Lokasi Kritis Gaya Geser Dua Arah di Sekitar Kolom



Gambar 4.29 Retak Akibat Geser Pons 2 Arah pada Kelompok Tiang PC1

Nilai kuat geser pons 2 arah untuk kolom (SNI 2847:2019)

Nilai V_c diambil nilai terkecil dari:

V_{c1} $= \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 1/3\ (1)\ (\sqrt{29{,}05})\ (7.612)\ (1.403)$

$= 19.187.052{,}5$ N

V_{c2} $= 0{,}17\ (1 + \frac{2}{\beta})\ \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 0{,}17\ (1 + \frac{2}{1})\ (\sqrt{29{,}05})\ (7.612)\ (1.403)$

$= 29.356.190{,}4$ N

α_s = konstanta dalam perhitungan *pilecap*

(kolom dalam = 40, kolom tepi = 30, kolom sudut = 20)

V_{c3} $= 0{,}83\ (\frac{\alpha s.d}{bo} + 2)\ \lambda \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 0{,}83\ (\frac{80}{7612} + 2)\ (\sqrt{29{,}05})\ (7.612)\ (1.403) = 96.053.631{,}4$ N

Nilai V_c yang digunakan adalah 19.187.052,5 N

$\phi\ V_c$ = kuat geser beton, dengan ϕ =0,75

= 0,75 x 19.187.052,5 N = 1.439.028,9 N = 1439,03 KN

= 1439,03 KN > V_u kolom 96,529 KN **…OK.**

3. Geser dua arah di sekitar tiang pondasi

$b_{o\ bpx}$ = jarak tepi ke as tiang pondasi + $\frac{x}{2} + \frac{d}{2}$

$= (900) + \frac{436}{2} + \frac{1403}{2}$

= 1189 mm

$b_{o\ bpy}$ = jarak tepi ke as tiang pondasi + $\frac{y}{2} + \frac{d}{2}$

$= (900) + \frac{436}{2} + \frac{1403}{2}$

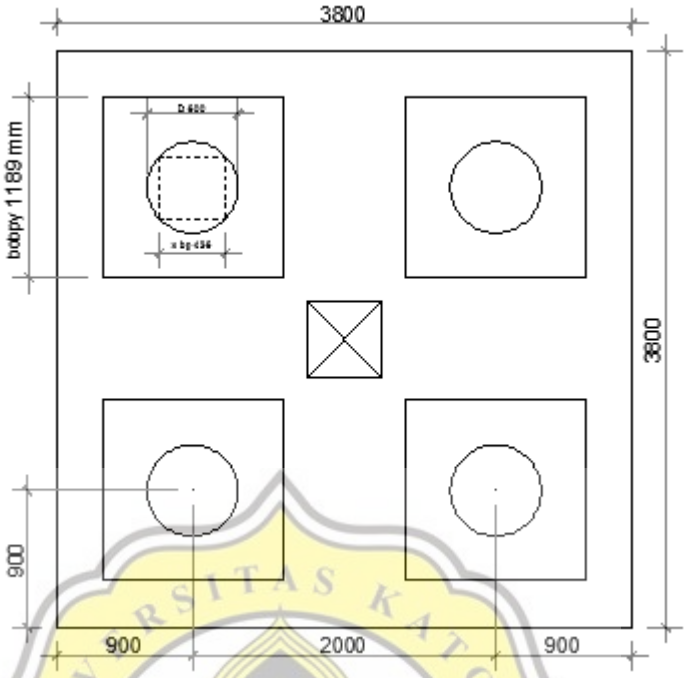
= 1189 mm

$b_{o\ bp}$ $= b_{o\ bpx} + b_{o\ bpy}$

= 1189 mm +1189 mm

= 2378 mm

Gaya geser dua arah di sekitar tiang pondasi dapat dilihat pada Gambar 4.30.



Gambar 4.30 Lokasi Kritis di Sekitar Tiang Pondasi pada Kelompok Tiang PC1

Nilai kuat geser pons 2 arah untuk tiang bor (SNI 2847:2019)

Nilai V_c diambil nilai terkecil dari:

$V_{c1} = \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 1/3\ (1)\ (\sqrt{29{,}05})\ (2.378)\ (1.403) = 5.994.063{,}43$ N

$V_{c2} = 0{,}17\ (1 + \frac{2}{\beta})\ \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 0{,}17\ (1 + \frac{2}{1})\ (\sqrt{29{,}05})\ (2.378)\ (1.403) = 9.170.917{,}06$ N

α_s = konstanta dalam perhitungan *pilecap*

(kolom dalam = 40, kolom tepi = 30, kolom sudut = 20)

$V_{c3} = 0{,}83\ (\frac{\alpha s.d}{bo} + 2)\ \lambda \sqrt{f_c'}\, b_o\, d$

$= 0{,}83\ (\frac{80}{2378} + 2)\ (\sqrt{29{,}05})\ (2.378)\ (1.403) = 30.352.545{,}9$ N

Nilai V_c yang digunakan adalah 5.994.063,43 N

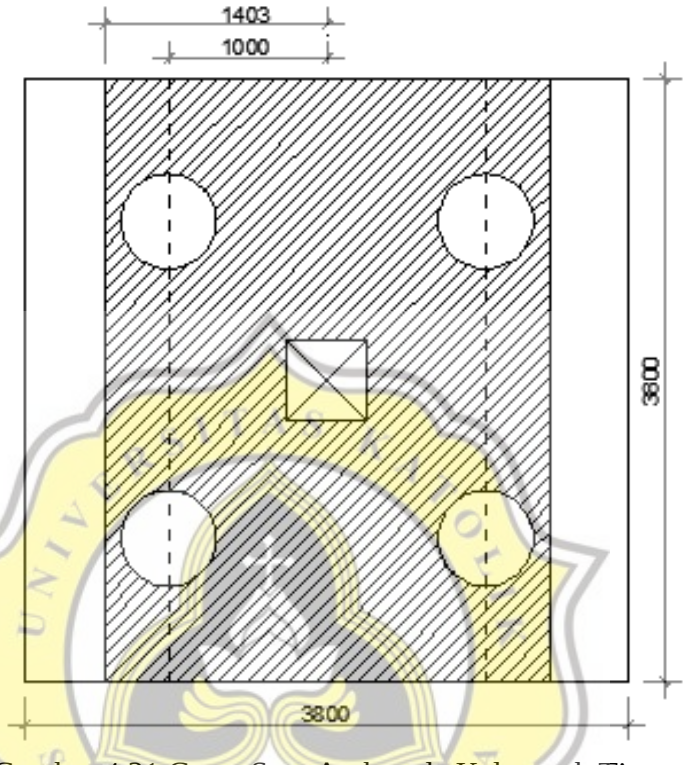
$\phi\ V_c$ = kuat geser beton, dengan ϕ =0,75

= 0,75 x 5.994.063,43 N = 4.495.547,57 N = 458,42 ton

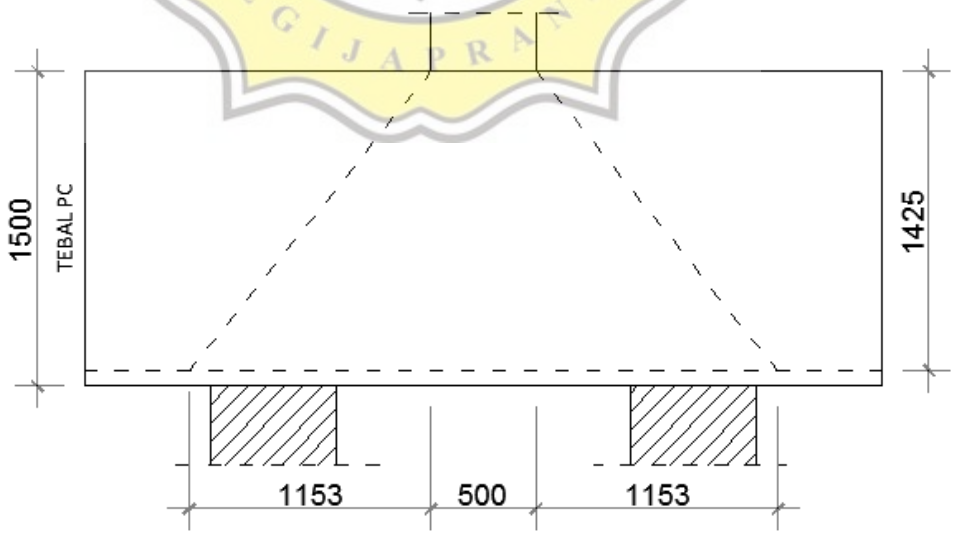
= 458,42 ton > V_u kolom 96,529 ton **…OK.**

4. Cek geser satu arah

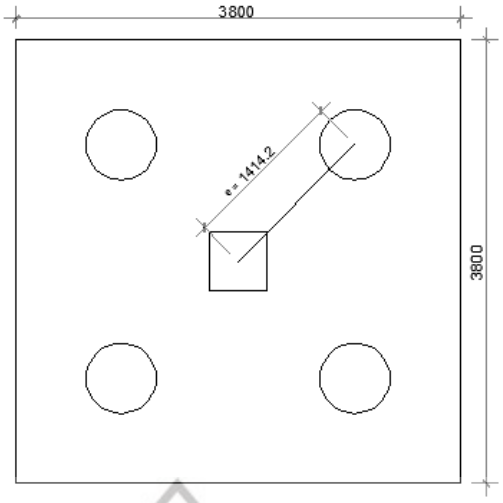
Berdasarkan SNI 2847:2019 cek geser satu arah tidak diperlukan karena daerah d melebihi daerah titik berat (as) tiang pondasi (lihat Gambar 4.31)



Gambar 4.31 Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang



Gambar 4.32 Retak Akibat Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang



Gambar 4.33 Nilai e pada Kelompok Tiang PC1

5. Desain terhadap lentur

P_u = 1239,505 KN

e = 1414,2 mm

M_{ux} = n_x e_x P_u

= 2 (1414,2) (1239,505)

= 3.505.815,94 N.mm

R_{nx} = $\frac{Mux}{\emptyset\ x\ hpc\ x\ d^2}$

= $\frac{3.505.815,94}{0,9\ x\ 3800\ x\ 1403^2}$

= 0,005207

ρ_{perlu} = 0,000135

As $_{perlu}$ = ρ h_{pc} d

= (0,000135) (3800) (1403)

= 719,739 mm^2

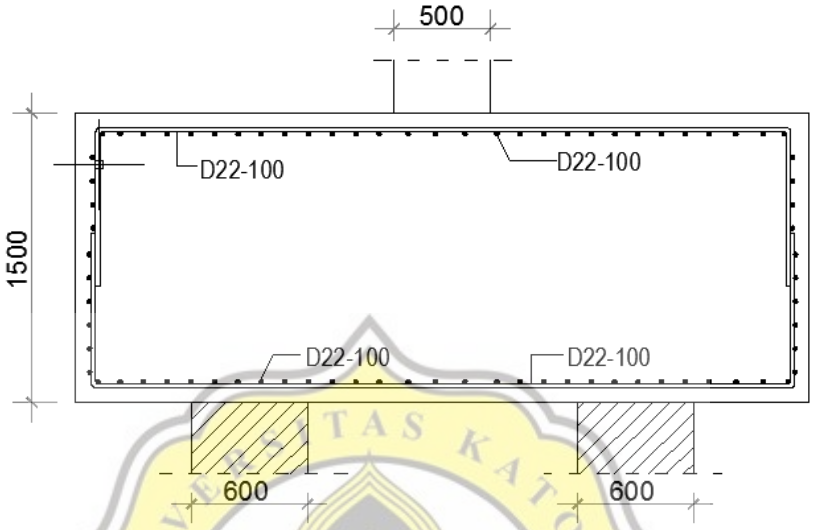
As $_{min}$ = 0,0018 h_{pc} h

= (0,0018) (3800) (1500)

= 10.260 mm^2

As $_{pakai}$ = 10.260 mm^2

Berdasarkan perhitungan diatas tulangan lentur kelompok tiang PC1 untuk arah x dan y digunakan 28D22 (As_{tul} = 10.842,48 mm^2) atau D22-100 gambar hasil perhitungan tulangan lentur PC 1 dapat dilihat pada Gambar 4.33.



Gambar 4.33 Hasil Perhitungan Tulangan Lentur Kelompok Tiang PC1

Berikut tabel rekap penulangan *pilecap*:

Tabel 4.20 Rekap Penulangan *Pilecap*

Nama	Ukuran (m)	Tulangan arah x dan y
PC1 KOLOM	3,8 x 3,8	D22-100
PC SW1-SW4	1,2 x 6,2	D22-100
PC LIFT	4,2 x 4,2	D22-100