



BAB 4 PERHITUNGAN STRUKTUR

4.1 Pendahuluan

Pada bab ini dijelaskan mengenai analisis dan pembahasan mengenai struktur bangunan gedung Universitas Pemuda Cendekia Semarang. Perhitungan berat struktur tiap lantai merupakan langkah pertama dalam menentukan gaya geser horisontal akibat gempa. Berat struktur tiap lantai dihitung mulai dari pelat lantai, dinding, kolom, balok, shear wall, dan tangga.

4.1.1 Data-data gedung

1. Fungsi bangunan : Sekolah
2. Tinggi bangunan : 32 m
3. Tinggi tiap lantai : 4 m
4. Jumlah lantai : 7 lantai dan 1 lantai atap
5. Lokasi : Semarang
6. Material : Beton Bertulang
7. Mutu beton : 35 MPa
8. Mutu baja : 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 atap = + 32,00 m



10. Dimensi kolom
Dimensi kolom K1 = 850 mm × 850 mm
11. *Shear wall*
Tebal *shear wall* = 200 mm
12. Dimensi balok
Dimensi balok BI = 550 mm × 1000 mm
Dimensi balok BA1 = 400 mm × 700 mm
Dimensi balok BA2 = 250 mm × 400 mm
Dimensi balok TB = 900 mm × 900 mm
13. Dimensi tangga
Tebal pelat tangga = 150 mm
Dimensi bordes tangga = 1750 mm × 1700 mm
Dimensi pelat tangga = 1750 mm × 3300 mm
14. Dimensi pelat
Tebal pelat lantai 1 = 200 mm
Tebal pelat lantai 2-8 = 130 mm
Tebal dak atap = 120 mm
15. Beban mati
Berat sendiri elemen struktur
16. Beban hidup
17. Data gempa
Wilayah gempa = IV (Kota Semarang)
Karakteristik tanah = Tanah lunak

Tabel 4.1 Berat Tiap Lantai

Lantai	Total Beban (kg)
Lantai 1	683.862
Lantai 2	1.621.481
Lantai 3	1.637.681
Lantai 4	1.618.481
Lantai 5	1.624.781
Lantai 6	1.621.481



Lantai	Total Beban (kg)
Lantai 7	1.624.7811
Lantai atap	382.416
Total	10.815.264

4.2 Pembebanan

Pembebanan yang diberikan pada struktur gedung Universitas Pemuda Cendekia mengacu pada SNI 1727:2013 dan SNI 1726:2019. SNI 1727:2013 mengatur tentang beban mati, beban hidup, dan beban angin, sedangkan SNI 1726:2019 mengatur tentang beban gempa.

4.2.1. Beban mati

Terdiri dari beban sendiri elemen struktur dapat dilihat pada lampiran dan beban mati tambahan dapat dilihat pada lampiran.

4.2.2. Beban hidup

Beban hidup yang digunakan mengacu SNI 1727:2013, tergantung pada tata guna ruangan yang ada.

4.3 Analisis Gaya Gempa Berdasarkan SNI 1726:2019

Lokasi pembangunan berada di Semarang, kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa masuk kategori IV yaitu gedung sekolah dan fasilitas pendidikan.

4.3.1 Data perhitungan gaya geser akibat gempa

1. 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 atap = + 32,00 m

2. Dimensi kolom

Dimensi kolom K1 = 850 mm × 850 mm

3. Shear wall

Tebal *shear wall* = 250 mm

4. Dimensi balok

Dimensi balok BI = 550 mm × 1000 mm

Dimensi balok BA1 = 400 mm × 700 mm

Dimensi balok BA2 = 250 mm × 400 mm

Dimensi balok TB = 850 mm × 850 mm

5. Dimensi tangga

Tebal pelat tangga = 150 mm

Dimensi bordes tangga = 1750 mm × 1700 mm

Dimensi pelat tangga = 1750 mm × 3300 mm

6. Dimensi pelat

Tebal pelat lantai 1 = 200 mm

Tebal pelat lantai 2-8 = 130 mm

Tebal dak atap = 120 mm

Tebal spesi = 2 cm

Tebal urugan = 3 cm

7. Beban mati

Keramik (1 cm) = $2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,01 \text{ m}$ = 24 kg/m²

Pasir (1 cm) = $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,01 \text{ m}$ = 18 kg/m²

Spesi (2 cm) = $2100 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m}$ = 42 kg/m²

Plafon dan penggantung = 10 kg/m²

Mechanical and engineering = 20 kg/m²

Berat dinding (hebel) = 200 kg/m²

8. Beban hidup

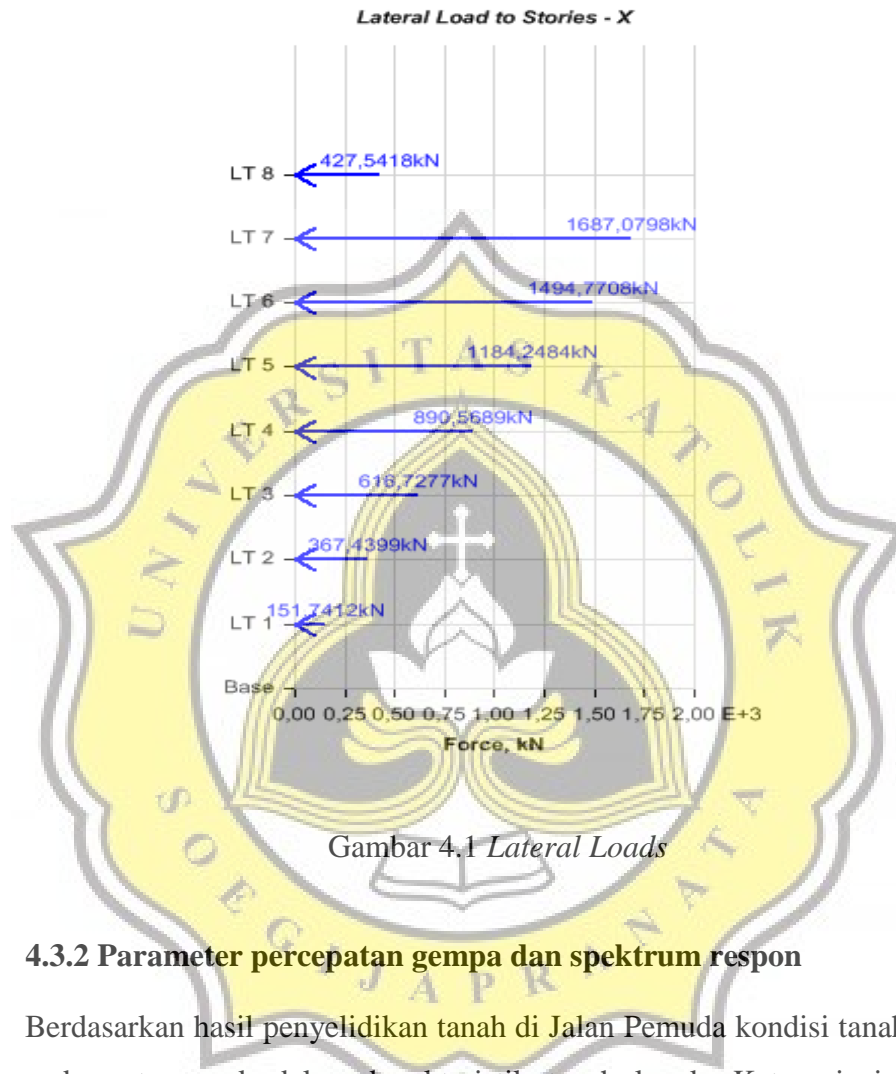
Tangga = 300 kg/m²

Ruang arsip, minibank, ruang teater dan perpustakaan = 400 kg/m²

9. Data gempa

Wilayah gempa = IV (Kota Semarang)

Karakteristik tanah = Tanah lunak



Gambar 4.1 Lateral Loads

4.3.2 Parameter percepatan gempa dan spektrum respon

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah di Jalan Pemuda kondisi tanah di lokasi gedung termasuk dalam karakteristik tanah lunak. Kategori risiko untuk penentuan fungsi struktur sebagai gedung maupun non gedung ditabelkan berdasarkan (tabel-1, SNI 1726:2012) , Berikut data yang diperoleh dari beberapa tabel meliputi:

kategori Risiko = IV

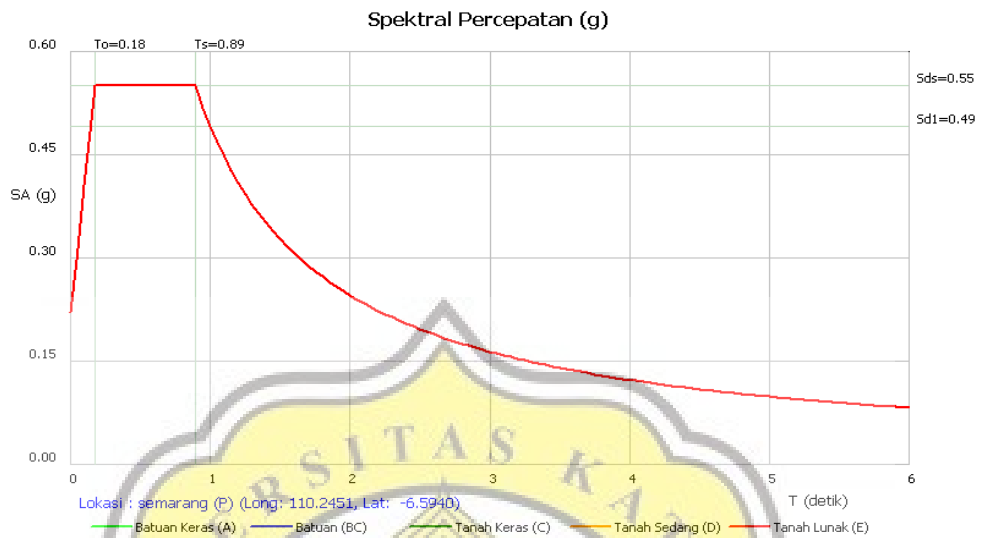
I_e = 1,5

R = 7

Ω_0 = 2,5

C_d = 5,5

Kelas situs = SE (Tanah lunak)



Gambar 4.2 Respon Spektrum

4.3.3 Desain Gempa SNI 1726:2019 (ASCE 7-16) untuk Arah X

Berikut hasil data desain spektrum arah X

SS	= 0,447704 g	SM1	= 0,736694 g
S1	= 0,236193 g	SDS	= 0,551102 g
FA	= 1,846429 g	SD1	= 0,491129 g
Fv	= 3,119035 g	TL	= 20 s
SMS	= 0,826654 g		

Tabel 4.2 Data SPT

Lapisan ke-i	Tebal Lapisan (m)	N-SPT
	1	
2	3,8	4,5
3	2,4	15
4	1,2	2
5	4,4	3



Lapisan ke-i	Tebal Lapisan	N-SPT
	(m)	
6	2	13
7	2	22
8	2	44
9	6	56,5
jumlah	25	-

(Sumber: Laboratorium Penyelidikan Tanah)

$$\sum d_i = 25$$

$$\frac{\sum d_i}{N_i} = \left(\frac{1,2}{2} + \frac{3,8}{4,5} + \frac{2,4}{15} + \frac{1,2}{2} + \frac{4,4}{3} + \frac{2}{13} + \frac{2}{22} + \frac{2}{44} + \frac{6}{56,5} \right) = 4,067$$

$$\text{Nilai } N = \frac{25}{4,0675162} = 6,146$$

Berdasarkan kategori desain seismik (pasal 6.5)

Berdasarkan $SDS = KR=IV$ $SDS = 0,551$ KDS = D (Tabel 4.3)

Berdasarkan $SD1 = KR=IV$ $SD1 = 0,491$ KDS = D (Tabel 4.4)

Tabel 4.3 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019)

Tabel 4.4 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019)

Metode analisis dapat dilihat pada Tabel 4.5 prosedur analisis yang diizinkan.

Tabel 4.5 Prosedur analisis yang diizinkan

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen pasal 0	Analisis spektrum respons ragam pasal 0	Prosedur respons riwayat waktu seismik pasal 0
B, C	Semua struktur	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori risiko I atau II yang tidak melebihi 2 tingkat diatas dasar	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dan ketinggiannya tidak melebihi 48,8 m	I	I	I
	Struktur tanpa ketidakberaturan struktural dengan ketinggian melebihi 48,8 m dan $T < 3,5 T_c$	I	I	I
	Struktur dengan ketinggian tidak melebihi 48,8 m dan hanya memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 2,3,4 atau 5 atau ketidakberaturan vertikal tipe 4, 5a atau 5b	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

CATATAN I: Diizinkan, TI: Tidak Diizinkan

Sistem struktur (SNI 2847:2019, Pasal 18)

- 18.6 Balok sistem rangka pemikul momen khusus
- 18.7 Kolom sistem rangka pemikul momen khusus
- 18.8 Joint sistem rangka pemikul momen khusus
- 18.9 Sistem rangka pemikul momen khusus beton pracetak
- 18.10 Dinding struktural khusus

Penentuan kondisi penampang retak [SNI 2847:2019, pasal 6.6.3.1.1]

A. Penentuan Periode Fundamental Struktur

Syarat: $T_{\min} < T < T_{\max}$

$C_t = 0,0466$ (Tabel 4.6)

Tabel 4.6 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• 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

$h_n = 32$ m (tinggi gedung)



$x = 0,9$ (Tabel 4.8)

$C_u = 1,4$ (Tabel 4.7)

Tabel 4.7 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

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

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

$T_a = 1,054437632$ (input di T gempa statik x)

$T_{max} = C_u \times T_a$

$T_{max} = 1,4 \times 1,054$

$T_{max} = 1,476$

$T_x = 0,889$ sec (Etabs) *Pilih modal awal arah x terbesar

Pilih T_x 1,054437632 sec

Tabel 4.8 Modal Participating Mass Ratio

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0,919	0,1165	0,4898	0	0,1165	0,4898	0
Modal	2	0,889	0,2984	0,2803	0	0,4148	0,7701	0
Modal	3	0,809	0,3566	0,0073	0	0,7715	0,7773	0
Modal	4	0,283	0,0355	0,0309	0	0,807	0,8082	0
Modal	5	0,271	0,0186	0,0879	0	0,8256	0,8961	0
Modal	6	0,24	0,0731	0,0006	0	0,8987	0,8967	0
Modal	7	0,152	0,0128	0,0048	0	0,9115	0,9015	0
Modal	8	0,142	0,003	0,0397	0	0,9145	0,9412	0
Modal	9	0,125	0,0311	0,0004	0	0,9456	0,9416	0
Modal	10	0,101	0,0045	0,0016	0	0,9502	0,9431	0
Modal	11	0,091	0,003	0,0199	0	0,9532	0,9631	0
Modal	12	0,085	0,0144	0,0021	0	0,9675	0,9652	0

(Sumber: Etabs)



Cek modal X jika maks sumUX > 0,9 OK

Cek modal Y jika maks sumUY > 0,9 OK

B. Modifikasi Scale Factor

Scale factor

$$g = 9,806 \text{ m/s}^2$$

$$SF_x = 9,806 \times 1,5 / 7 \times 1000 = 2101,425 \text{ mm/s}^2$$

Syarat $V_t = 100\% V$

$$C_s = SDS / (R/I_e)$$

$$C_s(x) = 0,551102 / (7/1,5) = 0,118$$

$$C_s \text{ max} = SD1 \times (T / (R/I_e)) \quad \text{*jika } T \leq TL$$

$$C_s \text{ max} = 0,49112 \times (1,0554437632 / (7/1,5))$$

$$C_s \text{ max} = SD1 \times TL/T^2 (R/I_e) \quad \text{*jika } T > TL$$

$$C_s \text{ max (x)} = 0,491129 \times 20 / 1,0554437632^2 (7/1,5) = 0,0998$$

$$C_s \text{ max (x) pilih} = 0,0998$$

$$C_s \text{ min} = 0,444 SDS \times I_e > = 0,01 \quad \text{*jika } S1 < 0,6$$

$$C_s \text{ min (x)} = 0,444 \times 0,551 \times 1,5 > = 0,01$$

$$C_s \text{ min (x)} = 0,01$$

$$C_s \text{ min} = 0,5 S1 \times (R/I_e) \quad \text{*jika } S1 \geq 0,6$$

$$C_s \text{ min (x)} = 0,5 \times 0,236193 \times (7/1,5) = 0,0253$$

$$C_s \text{ min (x) pilih} = 0,1$$

Maka $C_s(x)$ pilih 0,0998

Tabel 4.9 *Mass summary by story*

TABLE: Mass Summary by Story			
Story	UX	UY	UZ
	kg	kg	kg
LT 8	193682,58	193682,6	0
LT 7	906391,92	906391,9	0
LT 6	977823,99	977824	0
LT 5	977823,99	977824	0
LT 4	977823,99	977824	0
LT 3	977823,99	977824	0



Story	UX	UY	UZ
	kg	kg	kg
LT 2	977823,99	977824	0
LT 1	978721,56	978721,6	0
Base	773868,61	773868,6	0
SUM	7741784,62		

(Sumber: *Etabs*)

$$W_x = 7741784,62 \text{ kg}$$

$$W_x = 9,80665 \times 7741784,62 / 1000 = 7590,972 \text{ kN}$$

$$V = C_s \times W$$

$$V_x = 0,099808586 \times 7590,97214 = 7577,565 \text{ kN}$$

Tabel 4.10 *Base Reactions*

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
RSx	LinRespSpec	Max	5397,5296	928,4011
RSy	LinRespSpec	Max	928,4033	6072,9292

(Sumber: *Etabs*)

$$V_{tx} = 5397,5296 \text{ kN} \quad (\text{Etabs})$$

$$\text{Cek } V_{tx} < 100 \% V = 5397,5296 < 0,1 \times 7577,56484 \text{ Ganti SF}$$

$$SF_x \text{ baru} = 5397,5296 \times 1 \times 7577,56484 / 5397,5296$$

$$SF_x \text{ baru} = 2950,180$$

Tabel 4. 11 *Base Reactions*

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kN	kN
RSx	LinRespSpec	Max	7577,5649	1303,3777
RSy	LinRespSpec	Max	1158,4228	7577,5468

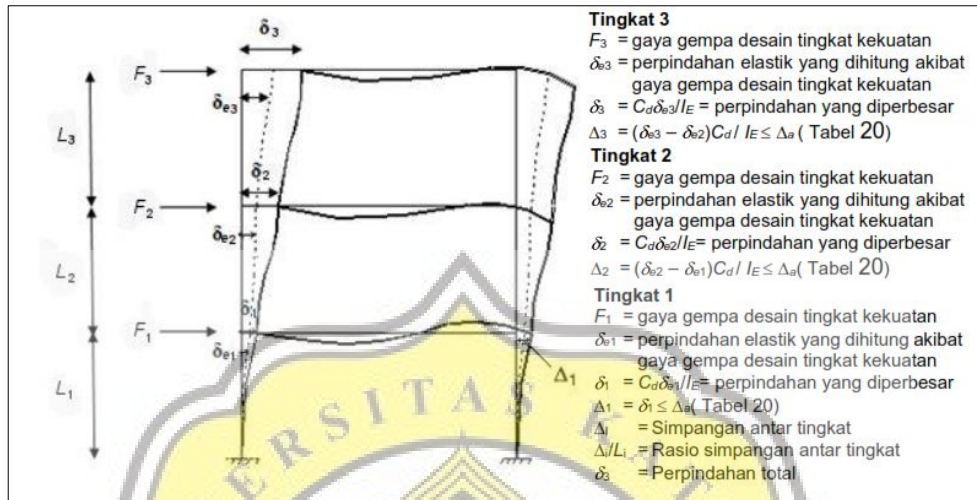
(Sumber: *Etabs*)

$$V_{tx} = 7577,5649 \text{ kN}$$

$$\text{Cek } V_{tx} = 7577,5649 / 7577,5648 = 100 \% V_x$$

C. Simpangan Antar Lantai

Syarat : $\Delta_i < \Delta$ ijin ($\Delta a/\rho$)



Gambar 4.3 Penentuan simpangan antar lantai

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

d_{xe} = defleksi inelastis dari lantai ke i-1

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1,5$$

$$\Delta a = 0,01 h_{sx} \quad (\text{Tabel 4.12})$$

$$\rho = 1,3 \quad (\text{untuk KDS D,E,F})$$

Tabel 4.12 Base Reactions

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$



D. Cek Displacement Arah X

Berikut merupakan pengecekan displacement arah X

Tabel 4.13 *Diaphragm Center of mass displacements*

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements				
Story	Step Type	UX	UY	Z
		mm	mm	m
LT 8	RSx Max	37,194	6,659	32
LT 7	RSx Max	33,923	6,263	28
LT 6	RSx Max	30,463	5,669	24
LT 5	RSx Max	26,024	4,875	20
LT 4	RSx Max	20,677	3,894	16
LT 3	RSx Max	14,699	2,777	12
LT 2	RSx Max	8,566	1,611	8
LT 1	RSx Max	3,057	0,556	4

(Sumber:Etabs)

Tabel 4.14 Hasil Cek Displacement Arah X

STORY	UX	hsx	Delta i	Delta ijin	CHECK STATUS
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
8	37,194	4000	11,99366667	30,769231	OK
7	33,923	4000	12,68666667	30,769231	OK
6	30,463	4000	16,27633333	30,769231	OK
5	26,024	4000	19,60566667	30,769231	OK
4	20,677	4000	21,91933333	30,769231	OK
3	14,699	4000	22,48766667	30,769231	OK
2	8,566	4000	20,19966667	30,769231	OK
1	3,057	4000	11,209	30,769231	OK

$$h_{sx} = (32-28) \times 1000 = 4000 \text{ mm}$$

$$\Delta_1 = 5,5 \times (37,194-33,923)/1,5 = 11,99366667 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ijin} = 0,01 \times 4000 / 1,3 = 30,769231 \text{ mm}$$

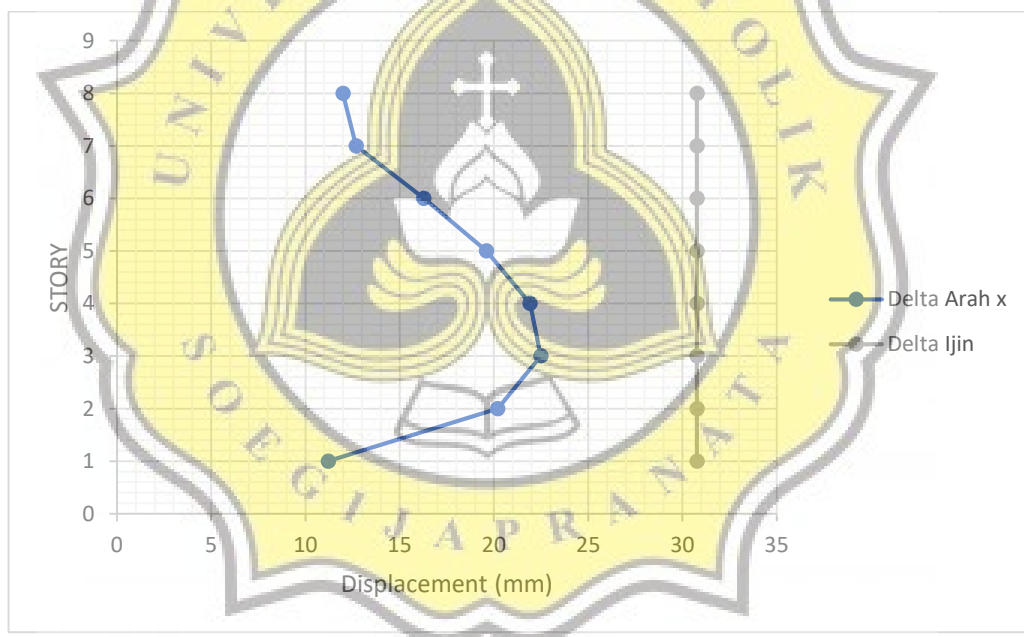
Jika $\Delta_i < \Delta_{ijin}$ OK

Grafik simpangan

Tabel 4.15 Data Grafik Simpangan

STORY	LABEL	Delta i (x)	Delta ijin
		(mm)	(mm)
8	LT 8	11,99366667	30,769231
7	LT 7	12,68666667	30,769231
6	LT 6	16,27633333	30,769231
5	LT 5	19,60566667	30,769231
4	LT 4	21,91933333	30,769231
3	LT 3	22,48766667	30,769231
2	LT 2	20,19966667	30,769231
1	LT 1	11,209	30,769231

Berikut merupakan hasil dari grafik simpangan:



Gambar 4.4 Grafik Simpangan

E. Pengaruh P-Δ (Pasal 7.8.7)

Syarat :

$\theta < 0,1$ maka tidak perlu dihitung

$\theta < \theta \text{ maks}$ maka OK

$\theta \text{ maks} \leq 0,25$ dengan rumus

jika $\theta \text{ maks} > \theta > 0,1 = \Delta_i$ dikoreksi dengan dibagi $(1 - \theta)$



$$\beta = 1 \quad \text{konservarif} = 1$$

$$C_d = 5,5$$

$$I_e = 1,5$$

$$\theta \text{ maks} = 0,5/(1/5,5) = 0,90909$$

$$\theta \text{ maks pilih} = 0,90909$$

$$\theta = P_x \times \Delta_i \times I_e / (V_x \times h_{sx} \times C_d)$$

cek P-Δ arah x

Tabel 4.16 Hasil Cek P-Δ Arah X

STORY	P _x	Delta _x	V _x	THETA	Delta x corrected	V _x corrected	CEK STORY DRIFT	CHECK STATUS
	(kN)	(mm)	(kN)		(mm)	(kN)		
8	1263,85	11,99	77,66	0,013	12,16	78,71	OK	OK
7	9434,40	12,69	375,80	0,022	12,97	384,14	OK	OK
6	19023,58	16,28	644,88	0,033	16,83	666,71	OK	OK
5	28612,76	19,61	866,86	0,044	20,51	906,87	OK	OK
4	38201,93	21,92	1045,29	0,055	23,19	1105,68	OK	OK
3	47791,11	22,49	1180,64	0,062	23,98	1258,77	OK	OK
2	57380,29	20,20	1268,01	0,062	21,54	1352,29	OK	OK
1	66969,47	11,21	1303,28	0,039	11,67	1356,55	OK	OK

Tabel 4.17 Story Forces

TABLE: Story Forces					
Story	Output Case	Location	VX	VY	P
LT 8	RSx Max	Top	424,7397	77,6636	1263,846
LT 7	RSx Max	Top	2151,073	375,8029	9434,401
LT 6	RSx Max	Top	3732,445	644,8798	19023,58
LT 5	RSx Max	Top	5043,147	866,8587	28612,76
LT 4	RSx Max	Top	6094,386	1045,289	38201,93
LT 3	RSx Max	Top	6877,697	1180,642	47791,11
LT 2	RSx Max	Top	7376,362	1268,012	57380,29
LT 1	RSx Max	Top	7576,805	1303,276	66969,47

(Sumber: Etabs)

$$\theta = 1263,8458 \times 11,99366667 \times 1,5 / (77,6636 \times 4000 \times 5,5) = 0,013308$$

$\theta < 0,1$ maka tidak perlu dihitung

$$\Delta x = 11,99366667 \times 1 / (1 - 0,013308) = 12,1554252 \text{ mm}$$

$$V_x = 77,6636 \times 1 / (1 - 0,013308) = 78,7110488 \text{ kN}$$

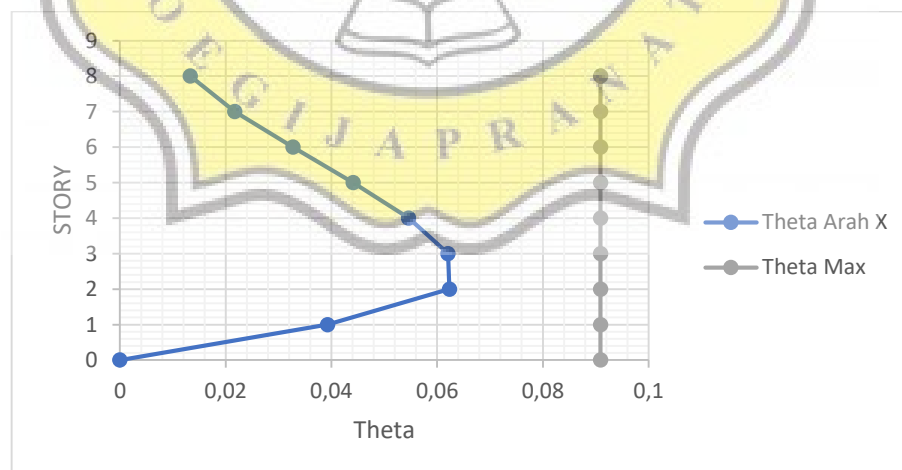
Jika $\Delta x < V_x$ maka OK

Jika $\theta < \theta_{maks}$ maka OK

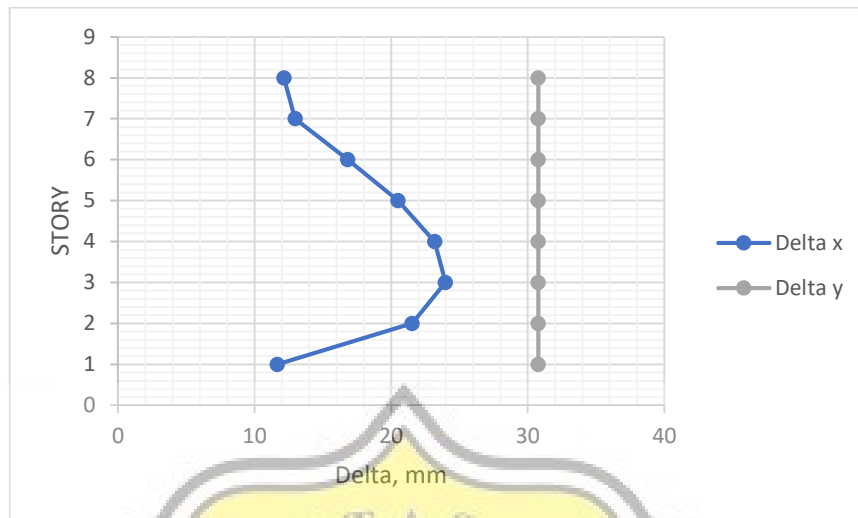
Berikut data untuk grafik P- Δ

Tabel 4.18 Data grafik P- Δ

STORY	LABEL	Theta X	Theta Max	Delta x Corrected	Delta Ijin
8	LT 8	0,01330752	0,0909091	12,15542523	30,769231
7	LT 7	0,021715523	0,0909091	12,96827964	30,769231
6	LT 6	0,032736978	0,0909091	16,82720518	30,769231
5	LT 5	0,044122648	0,0909091	20,51065091	30,769231
4	LT 4	0,054619154	0,0909091	23,18571762	30,769231
3	LT 3	0,062064329	0,0909091	23,97570255	30,769231
2	LT 2	0,06232356	0,0909091	21,54225681	30,769231
1	LT 1	0,039271365	0,0909091	11,66718633	30,769231



Gambar 4.5 Grafik perbandingan θ_x terhadap θ_{maks}



Gambar 4.6 Grafik perbandingan Δx terhadap θ_{maks}

F. Rasio Geser Struktur Arah X

Output gaya geser dalam *shearwall* dan *frame* dari *etabs*

Tabel 4.19 *Joint Displacement Shearwall and Frame* arah X

TABLE: Joint Reactions				
Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	1	RSx Max	10637,07	12737,37
Base	2	RSx Max	12439,32	10510,38
Base	3	RSx Max	12186,24	4486,55
Base	4	RSx Max	11745,41	4453,27
Base	5	RSx Max	10515,13	6441,7
Base	6	RSx Max	12439,06	10448,55
Base	7	RSx Max	10637,05	12676,33
Base	9	RSx Max	7910,25	15938,4
Base	10	RSx Max	8218,46	13373,56
Base	13	RSx Max	7899,48	8169,33
Base	14	RSx Max	8218,49	13296,8
Base	15	RSx Max	7910,21	15862,24
Base	17	RSx Max	10514,13	6504,09
Base	18	RSx Max	13393,34	18541,89
Base	19	RSx Max	15715,66	15331,01
Base	20	RSx Max	13164,89	9480,5



Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	21	RSx Max	14955,32	3548,69
Base	22	RSx Max	14399,42	3510,14
Base	23	RSx Max	13165,79	9391,57
Base	24	RSx Max	15716,19	15240,57
Base	25	RSx Max	13392,28	18452,51
Base	26	RSx Max	14748,2	18583,81
Base	27	RSx Max	17258,52	15272,29
Base	28	RSx Max	14394,17	9469
Base	29	RSx Max	14162,06	3355,1
Base	30	RSx Max	14132,47	3297,53
Base	31	RSx Max	14393,23	9380,16
Base	32	RSx Max	17270,57	15179,55
Base	33	RSx Max	14734,57	18493,9
Base	34	RSx Max	23641,06	19591,84
Base	35	RSx Max	25404,31	18083,85
Base	36	RSx Max	19556,76	6481,13
Base	37	RSx Max	19074,64	2369,37
Base	38	RSx Max	19074,67	2308,12
Base	39	RSx Max	19555,61	6437,17
Base	40	RSx Max	24074,48	11754,46
Base	41	RSx Max	24735,73	11977,18
Base	42	RSx Max	22586,1	24831,71
Base	43	RSx Max	16874,43	13190,82
Base	44	RSx Max	11402,27	8161,93
Base	45	RSx Max	11340,54	2936,39
Base	46	RSx Max	11341,54	3011,7
Base	47	RSx Max	11402,45	8239,86
Base	48	RSx Max	7900,17	8246,36
Base	49	RSx Max	27581,45	7814,07
Base	50	RSx Max	16598,72	15843,47
Base	67	RSx Max	12015,53	206,3
Base	68	RSx Max	43787,26	8305,15
Base	70	RSx Max	34,39	14447,7
Base	89	RSx Max	43712,04	8378,02
Base	90	RSx Max	10188,74	90,33
Base	91	RSx Max	34,92	14348,63
Base	142	RSx Max	893,51	3468,93
Base	8	RSx Max	276,03	4560,05



Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	96	RSx Max	181,7	7101,82
Base	127	RSx Max	26,19	10014,54
Base	131	RSx Max	60,42	12362,58
Base	139	RSx Max	180,24	7048,04
Base	148	RSx Max	25,57	9926,21
Base	152	RSx Max	59,12	12271,85
Base	159	RSx Max	70948,49	1,8
Base	163	RSx Max	70636,6	0,05
Base	167	RSx Max	71026,39	4,56
		SHEARWALL	300713,3	29,996 %
		FRAME	701785,7	70,004%
		All	1002499	100,000%

Rasio gaya geser dalam struktur arah Y di lampiran.

G. Rasio Geser Struktur Arah Y

Output gaya geser dalam *shearwall* dan *frame* dari *Etabs*

Tabel 4.20 *Joint Displacement Shearwall and Frame* arah Y

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	1	RSy Max	35,23	14374,27
Base	2	RSy Max	13,16	14533,6
Base	3	RSy Max	227,43	17114,78
Base	4	RSy Max	37,31	17232,93
Base	5	RSy Max	91,74	14826,1
Base	6	RSy Max	102,02	14723,25
Base	7	RSy Max	63,66	14602,86
Base	9	RSy Max	63,19	18497,09
Base	10	RSy Max	64,88	18675,6
Base	13	RSy Max	39,7	18912,88
Base	14	RSy Max	65,84	18891,51
Base	15	RSy Max	64,97	18753,87
Base	17	RSy Max	13,17	14707,67



PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN
GEDUNG FAKULTAS EKONOMI
UNIVERSITAS PEMUDA CENDEKIA SEMARANG

Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	18	RSy Max	93,17	21212,23
Base	19	RSy Max	94,08	21460,89
Base	20	RSy Max	142,83	21677,72
Base	21	RSy Max	247,69	23565,96
Base	22	RSy Max	53,66	23706,72
Base	23	RSy Max	67,16	21825,25
Base	24	RSy Max	144,04	21697,73
Base	25	RSy Max	124,42	21495,86
Base	26	RSy Max	136,21	21224,14
Base	27	RSy Max	180,69	21453,22
Base	28	RSy Max	127,92	21601,34
Base	29	RSy Max	178,65	21763,05
Base	30	RSy Max	72,08	21806,97
Base	31	RSy Max	116,01	21746,3
Base	32	RSy Max	96,85	21689,58
Base	33	RSy Max	117,12	21508,69
Base	34	RSy Max	836,95	19497,56
Base	35	RSy Max	518,05	18667,44
Base	36	RSy Max	183,97	14691,22
Base	37	RSy Max	172,73	14709,7
Base	38	RSy Max	182,52	14751,97
Base	39	RSy Max	174,59	14805,98
Base	40	RSy Max	748,01	19787,09
Base	41	RSy Max	580,43	18819,34
Base	42	RSy Max	3591,83	13999,34
Base	43	RSy Max	76,62	18752,22
Base	44	RSy Max	133,75	18906,63
Base	45	RSy Max	108,9	18872,75
Base	46	RSy Max	139,75	18824,86
Base	47	RSy Max	114,86	18774,28
Base	48	RSy Max	86,96	18780,75
Base	49	RSy Max	3548,21	13962,31
Base	50	RSy Max	64,65	18363,52
Base	67	RSy Max	88,02	11068,73
Base	68	RSy Max	5115,59	17301,67
Base	70	RSy Max	10	25316,38
Base	89	RSy Max	5642,82	17258,64
Base	90	RSy Max	99,61	6236,21



Story	Joint Label	Load Case/Combo	FX	FY
			kgf	kgf
Base	91	RSy Max	9,28	25335,6
Base	142	RSy Max	645,09	725,19
Base	8	RSy Max	646,98	736,56
Base	96	RSy Max	9,6	23311,99
Base	127	RSy Max	13,07	21749,61
Base	131	RSy Max	8,08	22060,81
Base	139	RSy Max	11,59	23332,29
Base	148	RSy Max	14,11	21791,24
Base	152	RSy Max	10,42	22061,12
Base	159	RSy Max	15457,3	92,85
Base	163	RSy Max	534,71	73,23
Base	167	RSy Max	14538,32	92,05
		SHEARWALL	219777,48	20,002%
		FRAME	879015,71	79,998%
		All	1098793,19	100,000%

4.4 Perhitungan Balok

Data-data desain balok B1-lantai 2

Mutu beton = 35 MPa

Mutu tulangan = 400 MPa

Lebar balok(b) = 550 mm

Tinggi balok(h) = 1000 mm

Diameter tulangan lentur = D22

Diameter tulangan geser = D10

Diameter tulangan torsi = D19

Selimut beton = 50 mm

Bentang bersih = 9150 mm

Berikut merupakan rekap hasil rekap output gaya dalam balok menggunakan program ETABS2016 dapat dilihat pada tabel 4.21

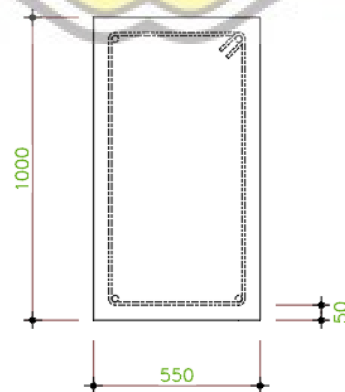
Tabel 4.21 Output Gaya Dalam Balok

TABLE: Beam Forces												
Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Element Station
				m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
LT 8	B3	311 ENVE Max		0,425	0	439,6337	0	130,5026	0	514,0895	311-1	0,425
LT 8	B3	311 ENVE Max		0,7125	0	436,9522	0	130,5026	0	500,0556	311-1	0,7125
LT 8	B3	311 ENVE Max		1	0	436,6356	0	130,5026	0	499,4394	311-1	1
LT 8	B3	311 ENVE Max		1	0	436,2842	0	100,8203	0	487,0777	311-2	0
LT 8	B3	311 ENVE Max		1,5	0	435,954	0	100,8203	0	486,6716	311-2	0,5
LT 8	B3	311 ENVE Max		2	0	432,9348	0	100,8203	0	485,622	311-2	1
LT 8	B3	311 ENVE Max		2	0	432,4862	0	99,6295	0	477,7659	311-3	0
LT 8	B3	311 ENVE Max		2,4	0	432,1696	0	99,6295	0	477,6358	311-3	0,4
LT 8	B3	311 ENVE Max		2,8	0	431,4881	0	99,6295	0	453,9596	311-3	0,8
LT 8	B3	311 ENVE Max		2,8	0	428,0203	0	98,7538	0	453,8395	311-4	0
LT 8	B3	311 ENVE Max		3,2	0	427,9806	0	98,7538	0	451,7837	311-4	0,4
LT 8	B3	311 ENVE Max		3,6	0	427,7037	0	98,7538	0	451,2503	311-4	0,8
LT 8	B3	311 ENVE Max		3,6	0	427,0221	0	98,0592	0	451,1869	311-5	0
LT 8	B3	311 ENVE Max		4	0	424,6311	0	98,0592	0	449,8747	311-5	0,4
LT 8	B3	311 ENVE Max		4	0	421,8208	0	98,0592	0	426,1331	311-6	0
LT 8	B3	311 ENVE Max		4,4	0	421,2816	0	98,015	0	425,7573	311-6	0,4
LT 8	B3	311 ENVE Max		4,8	0	418,4714	0	98,015	0	409,5531	311-6	0,8

4.4.1 Perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal

Tinjau balok B1 (lihat gambar 4.7) dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 b &= 550 \text{ mm} &&= 21,65 \text{ inci} \\
 h &= 1000 \text{ mm} &&= 39,37 \text{ inci} \\
 d' &= 50 + 10 + 11 = 71 \text{ mm} &&= 2,7953 \text{ inci} \\
 d &= 1000 - 72,5 = 929 \text{ mm} &&= 36,5748 \text{ inci} \\
 f_c' &= 35 \text{ Mpa} &&= 5076,33 \text{ psi} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} &&= 58015,2 \text{ psi} \\
 M_u (-) &= 540,879 \text{ kN.m} \\
 M_u (+) &= 514,09 \text{ kN.m} \\
 T_u &= 130,5026 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.7 Penampang Balok B1

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

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 \beta f_c'}{f_y} \left[\frac{87.000}{87.000 + f_y} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 5076,3}{58015,2} \left[\frac{87.000}{87.000 + 58015,2} \right] \\ &= 0,0379\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0379 \\ &= 0,0284\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min1} &= \frac{3\sqrt{f_c'}}{f_y} \\ &= \frac{3\sqrt{5076,3}}{58015,2} \\ &= 0,00368\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{min2} &= \frac{200}{58015,2} \\ &= 0,003447\end{aligned}$$

Karena $\rho_{min1} > \rho_{min2}$, maka ρ_{min} yang digunakan yaitu $\rho_{min1} = 0,00368$.

- a. Perhitungan luas tulangan utama (bagian tumpuan)

$$M_u = -540,8791 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 398,932 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1.000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 398,932 \times 1.000)}{0,9 \times 21,65 \times 36,57^2} \\ &= 183,63 \text{ psi}\end{aligned}$$

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



$$\rho = \left(\frac{0,85 \times 5076,33}{58015,2} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(183,63)}{0,85 \times 5076,33}} \right)$$

$$\rho = 0,0032$$

Karena $\rho_{min} = 0,00354 > \rho = 0,0032$, Sehingga digunakan nilai $\rho = 0,00354$.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 21,65 \times 36,57 \\ &= 2,918 \text{ in}^2 \\ &= 1882,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Balok B1 (550/1000) menggunakan tulangan 5D22, A_s tulangan = 1901,43 mm²

b. Perhitungan luas tulangan utama (bagian lapangan)

$$M_u = 514,09 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 379,17 \text{ lb.ft-k}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1.000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 379,17 \times 1.000)}{0,9 \times 21,65 \times 36,57^2} \\ &= 174,5 \text{ psi} \end{aligned}$$

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

$$\rho = \left(\frac{0,85 \times 5076,33}{58015,2} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(174,5)}{0,85 \times 5076,33}} \right)$$

$$\rho = 0,00307$$

Karena $\rho_{min} = 0,00354 > \rho = 0,00307$, Sehingga digunakan nilai $\rho = 0,00354$.

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 21,65 \times 36,57 \\ &= 2,918 \text{ in}^2 \\ &= 1882,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Balok B1 (550/1000) menggunakan tulangan 5D22, A_s tulangan = 1901,43 mm²

4.4.2 Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

Setelah dihitung tulangan longitudinal balok B1 maka kita dapat menghitung kebutuhan tulangan transversal pada balok B1. Penulangan transversal atau geser harus di desain sesuai persyaratan SNI:2847:2013 Ps. 21.5.3. Gaya geser harus di dasarkan pada gaya geser desain (V_e) sesuai Ps.21.5.4.1. Hal ini diartikan bahwa tulangan geser atau tulangan transversal dapat menjamin kekangan saat terbentuknya sendi plastis pada ujung balok akibat goyangan gempa.

1.) Menghitung gaya geser desain

Gaya geser desain dihitung berdasarkan momen ujung balok atau probable moment capacities (M_{pr}). Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tank baja sebesar $1.25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 1$. (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2.2).

Menghitung probable moment capacities (M_{pr1}) akibat goyangan ke kiri

Momen ujung tumpuan kiri negatif (M_{pr1}):

$$a_{pr} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1901,43 \times 400}{0,85 \times 35 \times 550} = 58,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= A_s \times f_y \times (d - 0,5 \times a) \\ &= 1901,43 \times 400 \times (929 - 0,5 \times 58,1) \\ &= 855593780,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4}):

$$a_{pr} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1901,43 \times 400}{0,85 \times 35 \times 550} = 58,1 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= A_s \times f_y \times (d - 0,5 \times a) \\ &= 1901,43 \times 400 \times (929 - 0,5 \times 58,1) \\ &= 855593780,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi:

$$V_{gkiri} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 439633,7 \text{ N} \quad (\text{ETABS})$$

$$V_{gkanan} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 439633,7 \text{ N} \quad (\text{ETABS})$$



Gaya geser akibat goyangan ke kiri:

$$V_{Sway} = \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{855593780,7 + 855593780,7}{9150}$$
$$= 187015,034 \text{ N}$$

Sehingga gaya geser desain akibat goyangan ke kiri adalah sebagai berikut:

$$V_{e1} = V_{Sway} + V_{gkiri}$$
$$= 187015,034 + 439633,7 = 626648,734 \text{ N}$$

$$V_{e2} = V_{Sway} - V_{gkanan}$$
$$= 187015,034 - 439633,7 = -252618,666 \text{ N}$$

2.) Tulangan geser di daerah sendi plastis

Untuk daerah sendi plastis sepanjang $2h$ dari muka kolom $= 2 \times 1000 = 2000$ mm, maka kontribusi beton dalam menahan geser V_c , diambil $= 0$ apabila: (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.4.2).

- 1) Gaya geser akibat gempa melebihi $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang bentang.
- 2) Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.

Nilai $P_u = 0 \text{ kN} < A_g f_c' / 20 (= 962500)$ (OK)
diambil nilai $V_c = 0$.

Kebutuhan tulangan geser di tumpuan kiri

$$V_s = 626648,734 \text{ N}$$
$$d = 929 \text{ mm}$$
$$V_s = (V_e / \phi) - V_c$$
$$= (626648,734 / 0,75) - 0 = 835531,6454 \text{ N}$$

$$V_{smax} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$
$$= 0,66 \sqrt{35} \times 550 \times 929 = 1995061,837 \text{ N}$$

$$V_{spakai} = 835531,6454 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 $= A_v : 235,71 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{235,71 \times 400 \times 929}{835531,6454} = 104,8 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 929/4 = 232,25 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang D10 - 100

Kebutuhan tulangan geser di tumpuan kanan:

$$V_e = 626648,734 \text{ N}$$

$$d = 929 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e/\phi) - V_c \\ = (626648,734/0,75) - 0 = 835531,6454 \text{ N}$$

$$V_{s \max} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ = 0,66 \sqrt{35} \times 550 \times 929 = 1995061,837 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 835531,6454 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 3 kaki D10 = $A_v : 235,71 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{235,71 \times 400 \times 829}{835531,6454} = 104,8 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03- 2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 929/4 = 232,25 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang D10 - 100

3.) Tulangan geser di daerah luar sendi plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar $2h$ dari muka kolom = $2 \times 1000 = 2000 \text{ mm}$, maka gaya geser desain sebagai berikut:

$$V_{e \text{ Lap}} = \frac{(9150-2000) \times (626648,734 - (-252618,666))}{9150} + (-252618,666) \\ = 434459,1384 \text{ N}$$

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar $2h$ dari muka kolom $> 2 \times 850 = 1700 \text{ mm}$, beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi sehingga:

$$V_{eLap} = 434459,1384 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'}) \times b_w \times d \\ &= (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 550 \times 929 = 513879,5641 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= (V_e/\phi) - V_c \\ &= (434459,1384/0,75) - 513879,564 = 65399,28711 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{smax} &= 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 0,66 \sqrt{35} \times 550 \times 929 = 1995061,837 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{spakai} = 65399,28711 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v: 157,14 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,14 \times 400 \times 929}{65399,28711} = 892,8 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah luar sendi plastis (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3.4),

$$S = d/2 = 929/2 = 464,5 \text{ mm} = 460 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 300 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.7.4.1})$$

Dipakai sengkang D10-300

4.4.3 Perhitungan kebutuhan tulangan tranversal dan longitudinal untuk menahan torsi

Pengaruh torsi dalam SNI 2847:2013 Pasal 15.5.1 untuk struktur non-prategang jika T_u kurang dari $\phi 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$ maka torsi diabaikan.

$T_u = 130,5026 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ETABS

$$\begin{aligned} \phi 0,083 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) &= 0,9 \times 0,083 \times 1,0 \times \sqrt{35} \left(\frac{(550 \times 1000)^2}{2 \times (550 + 1000)} \right) \\ &= 3,58 \text{ kN}\cdot\text{m} < 130,5026 \text{ kN}\cdot\text{m}, \end{aligned}$$

(Maka tulangan torsi diperlukan)

Menghitung properti penampang

Dengan selimut beton 50 mm dan sengkang D10 (diameter = 10 mm)

$$x_1 = 21,65 - 2 \left(1,97 - \frac{0,39}{2} \right) = 17,32 \text{ in}$$

$$y_1 = 39,37 - 2 \left(1,97 - \frac{0,39}{2} \right) = 35,04 \text{ in}$$

$$A_{oh} = 17,32 \times 35,04 = 606,98 \text{ in}^2$$



$$A_o = 0,85A_{oh} = 0,85 \times 606,98 = 515,93 \text{ in}^2$$

Tulangan bawah D19 (diameter = 19 mm)

$$d = 39,37 - 1,97 - 0,39 - \left(\frac{0,748}{2}\right) = 36,63 \text{ in}$$

$$p_h = 2(x_1 + y_1) = 2(17,32 + 35,04) = 104,72 \text{ in}$$

Cek penampang beton cukup besar untuk menahan T_u

$$V_c = 2\sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 2 \times \sqrt{5076,33} \times 21,65 \times 36,63 = 113036,06 \text{ lb}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8 \times \sqrt{f_c'}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{98834,1}{21,65 \times 36,63}\right)^2 + \left(\frac{96,26 \times 104,72}{1,7 \times 515,93^2}\right)^2} \leq 0,85 \left(\frac{113036,06}{21,65 \times 36,28} + 8 \times \sqrt{5076,33}\right)$$

$$125,12 \text{ psi} \leq 648,41 \text{ psi} \quad \text{OK}$$

Menentukan tulangan torsi transversal yang diperlukan

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{96,26}{0,85} = 113 \text{ ft-k} = 1358919,53 \text{ in-lb}$$

Asumsikan $\Theta = 45^\circ$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2A_o f_y \cot \Theta} = \frac{1358919,53}{2 \times 515,93 \times 58015,2 \times 1,0}$$

$$= 0,0227 \text{ in}^2/\text{in}, \text{ untuk 1 kaki dari sengkang}$$

Menghitung luas tulangan geser yang diperlukan

$$V_u = 98834,05 \text{ lb} > \frac{1}{2} V_c (= \frac{1}{2} (113036,06) = 48040,33 \text{ lb})$$

Maka tulangan geser diperlukan

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{98834,05 - 0,85 \times 113036,06}{0,85}$$

$$= 3239,29 \text{ lb}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{3239,29}{58015,2 \times 36,634}$$

$$= 0,0015 \text{ in}^2/\text{in}, \text{ untuk 2 kaki dari sengkang}$$

Memilih sengkang D10 ($A_s = 0,206 \text{ in}^2$)

$$\frac{2 A_t}{s} + \frac{A_v}{s} = 2 \times 0,227 + 0,015$$

$$= 0,0469, \quad \text{untuk dua kaki dari sengkang}$$



$$s = \frac{2 \times 0,206}{0,0469} = 8,77 \text{ in} = 222,8 \text{ mm}$$

Jarak sengkang maksimum yang diizinkan

$$\frac{p_h}{8} = \frac{104,7}{8} = 13,09 \text{ in} \quad \text{Gunakan jarak sengkang 220 mm}$$

Luas sengkang minimum

$$\frac{50 b_w s}{f_y} = \frac{50 \times 21,65 \times 8,77}{58015,2}$$
$$= 0,164 \text{ in}^2 < 2 \times 0,206 (= 0,412 \text{ in}^2) \text{ OK}$$

Memilih tulangan torsi longitudinal

$$A_l = \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \cot^2 \theta$$
$$= 0,0227 \times 104,7 \times \frac{58015,2}{58015,2} \times (1,0)^2 = 2,377 \text{ in}^2$$

$$\text{Min } A_l = \frac{5\sqrt{f_c'} A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_{yt}}$$
$$= \frac{5 \times \sqrt{5076,33} \times 852,5}{58015} - 0,0227 \times 104,72 \times \frac{58015}{58015}$$
$$= 2,86 \text{ in}^2 > 2,377 \text{ in}^2$$
$$= 1843,565 \text{ mm}^2$$

OK

Gunakan 8 tulangan D19 ($A_s = 2269,142857 \text{ mm}^2$)

4.4.4 Panjang penyaluran tulangan balok

a.) Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik

Data-data dan parameter:

$$db = 22 \text{ mm}$$
$$\Psi_t = 1,0 \quad (\text{SNI:2847:2013 pasal 12.2.4(a)})$$
$$\Psi_e = 1,0 \quad (\text{SNI:2847:2013 pasal 12.2.4(b)})$$
$$\Psi_s = 0,8 \quad (\text{SNI:2847:2013 pasal 12.2.4(c)})$$
$$\lambda = 1,0 \quad (\text{SNI:2847:2013 pasal 12.2.4(d)})$$
$$c_b = \text{Decking} + D_{tul geser} + 0,5 D_{tul lentur} = 71 \text{ mm}$$
$$K_{tr} = 0 \quad (\text{SNI:2847:2013 pasal 12.2.3})$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) Pasal.

12.2.3 SNI 2847:2013

$$(c_b + K_{tr}) / d_b = (171 + 0) / 22 = 7,77 > 2,5 , \text{ maka diambil } = 2,5$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1,1 \times 1,0 \times \sqrt{35}} \times \frac{1,0 \times 1,0 \times 1,0}{\left(\frac{71+0}{22} \right)} \right) \times 22 = 440 \text{ mm}$$

$$l_{d \text{ min}} = 300 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 12.2.1})$$

Maka dipakai $l_d = 440 \text{ mm}$

b.) Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik (l_{dc}) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI 2847:2013 Pasa1.12.3.1)

$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 400}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 22 = 356,99 \text{ mm}$$

$$l_{dc2} = (0,43 \times f_y) \times d_b = (0,43 \times 400) \times 22 = 378,4 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dc} = 380 \text{ mm}$

c.) Panjang kait panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait menurut SNI 2847:2013 dapat dihitung untuk kait 90° sebagai berikut:

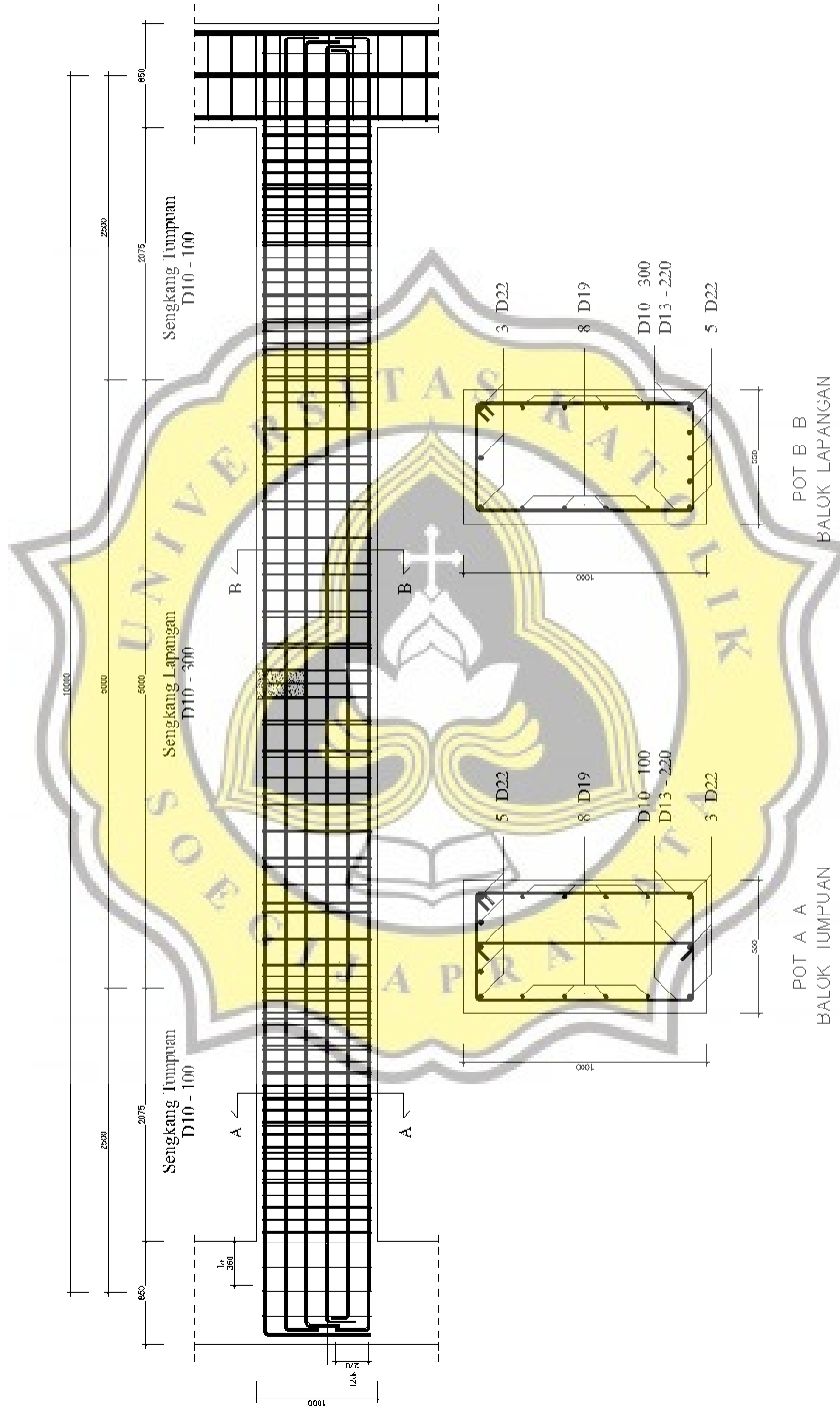
$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \times \psi_e \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 1,0 \times 400}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 22 = 356,99 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 360 \text{ mm}$

$$12 d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm, diambil } 270 \text{ mm.}$$

Tabel 4.22 Rekap Penulangan Balok

Data	Satuan	Balok		
		B1	BA1	BA2
<u>Tulangan Lentur</u>				
Jumlah Tulangan	Lapangan	5	3	2
	Tumpuan	5	3	2
	Torsi	8	6	2
<u>Sengkang</u>				
Jarak Tumpuan	mm	100	110	60
Jumlah kaki	mm	3	3	2
Jarak Lapangan	mm	300	270	150
Jumlah kaki	mm	2	2	2
Jarak Torsi	mm	220	190	150



Gambar 4.8 Penulangan Balok B1



4.5 Perhitungan Kolom

Data-data desain kolom K1

Mutu beton	= 35 MPa
Mutu tulangan	= 400 MPa
Lebar balok(b)	= 850 mm
Tinggi balok(h)	= 850 mm
Diameter tulangan lentur	= D36
Diameter tulangan geser	= D10
Selimut beton	= 50 mm
Tinggi kolom	= 4000 mm

Berikut merupakan hasil rekap output gaya dalam kolom menggunakan program ETABS 2016 dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Output Gaya Dalam Kolom

Story	Column	Unique Name	Load Case/Combo	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m
LT 8	C4	75 ENVE Max		0	844,6086	292,9554	258,9944	9,675	663,8953	656,1217
LT 8	C4	75 ENVE Max		1,725	816,6558	292,9554	258,9944	9,675	660,939	648,239
LT 8	C4	75 ENVE Max		3,45	812,1495	290,2288	258,9944	26,0893	660,1177	630,0673
LT 8	C4	75 ENVE Min		0	805,3786	290,2288	257,6245	8,4387	657,9327	612,3337
LT 8	C4	75 ENVE Min		1,725	804,5664	279,7421	257,6245	14,9623	652,4431	606,5959
LT 8	C4	75 ENVE Min		3,45	800,1102	279,7421	257,6245	14,9623	648,6846	600,872
LT 8	C5	83 ENVE Max		0	798,0951	256,8555	254,2374	31,645	647,8544	600,8171
LT 8	C5	83 ENVE Max		1,725	793,6388	256,8555	254,2374	31,645	646,2875	599,6968
LT 8	C5	83 ENVE Max		3,45	788,703	249,8734	254,2374	9,675	639,9355	590,4484
LT 8	C5	83 ENVE Min		0	788,653	249,8734	253,4148	26,0893	636,907	588,4218
LT 8	C5	83 ENVE Min		1,725	787,8937	242,3881	253,4148	9,675	633,1364	577,2075
LT 8	C5	83 ENVE Min		3,45	784,4675	242,3881	253,4148	9,675	633,115	567,554
LT 8	C9	112 ENVE Max		0	781,8821	242,3881	253,1453	8,4387	623,0096	564,9825
LT 8	C9	112 ENVE Max		1,725	772,1574	239,525	253,1453	14,9623	621,8349	555,3154
LT 8	C9	112 ENVE Max		2	765,686	239,525	253,1453	31,645	620,782	548,0146
LT 8	C9	112 ENVE Max		2	759,941	239,525	252,4344	9,675	620,3949	541,5624
LT 8	C9	112 ENVE Max		3,45	756,5147	228,9886	252,4344	9,675	619,5502	541,0714

Perhitungan kolom K1 (850 mm × 850 mm)

Data perencanaan:

Diameter tulangan	= 36 mm
Diameter sengkang	= 10 mm
b	= 850 mm = 33,46 in
h	= 850 mm = 33,46 in



$$\begin{aligned}A_g &= b \times h \\ &= 33,46 \times 33,46 \\ &= 1120 \text{ in}^2 \\ \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\ d' &= \text{selimut beton} + D \text{ sengkang} + 0,5 D \text{ Tulangan} \\ &= 50 + 10 + 18 \\ &= 78 \text{ mm} = 3,07 \text{ in} \\ d &= 850 - 78 \\ &= 772 \text{ mm} = 30,39 \text{ in} \\ f_c' &= 35 \text{ MPa} = 5076,33 \text{ psi} \\ f_y &= 400 \text{ MPa} = 58015,2 \text{ psi} \\ \phi_{geser} &= 0,7 \text{ (sengkang persegi)}\end{aligned}$$

1. Perhitungan tulangan utama

Dari perhitungan mekanika struktur dengan menggunakan etabs diperoleh :

$$\begin{aligned}P_u &= 844,6086 \text{ kN} = 189,876 \text{ kip} \\ M_2 &= 663,8953 \text{ kN.m} \\ M_3 &= 656,1217 \text{ kN.m} \\ M_u &= M_2 + M_3 \\ &= 663,8953 + 656,1217 \\ &= 1320,017 \text{ kN.m} = 973,599 \text{ ft-k}\end{aligned}$$

Kemudian dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}P_n &= P_u / \phi \\ &= 189,876 / 0,7 = 271,25 \text{ kip}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 973,599 / 0,7 \\ &= 1390,856 \text{ ft-k}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= \frac{12 \times M_n}{P_n} \\ &= \frac{12 \times 1390,856}{271,25} \\ &= 61,53 \text{ in}\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}\frac{e}{h} &= \frac{61,53}{33,46} = 1,837 \\ \frac{\phi P_n}{A_g} \times \frac{e}{h} &= \frac{(0,7)(217,25)}{1120} \times (1,837) = 0,2497 \\ \gamma &= \frac{h - 2(d')}{h} \\ &= \frac{33,46 - 2(3,071)}{33,46} \\ &= 0,816\end{aligned}$$

Nilai ρ didapatkan dari pembacaan grafik diagram interaksi kolom buku Buku Struktur Beton Bertulang edisi ke-5 pengarang Jack C. McCormac:

$$\text{Dari grafik } \gamma = 0,75 \rightarrow \rho = 0,005$$

$$\text{Dari grafik } \gamma = 0,9 \rightarrow \rho = 0,005$$

Kemudian di interpolasi :

$$\begin{aligned}\rho &= \left(\frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \times (\rho_2 - \rho_1) \right) + \rho_1 \\ &= \left(\frac{0,816 - 0,75}{0,90 - 0,75} \times (0,005 - 0,005) \right) + 0,005 \\ &= 0,005\end{aligned}$$

Menghitung A_s hitung :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ hitung}} &= \rho b d \\ &= 0,005 \times 33,46 \times 30,39 \\ &= 5,084 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Menghitung A_s min :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min}} &= 1\% \times A_g \\ &= 1\% \times 1120 \\ &= 11,2 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Menghitung A_s max :

$$\begin{aligned}A_{s \text{ max}} &= 4\% \times A_g \\ &= 4\% \times 1120 \\ &= 44,8 \text{ in}^2\end{aligned}$$

Maka A_s pakai adalah $A_s \text{ min} = 11,2 \text{ in}^2 = 7225 \text{ mm}^2$

Kemudian hitung jumlah tulangan :



$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan} &= \frac{A_s \text{ pakai}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{7225}{0,25 \times 3,14 \times 36^2} \\ &= 7,09 \quad = 8 \text{ buah}\end{aligned}$$

Tulangan yang digunakan adalah 8 D36

2. Perhitungan tulangan geser

Dari perhitungan mekanika struktur dengan menggunakan etabs diperoleh :

$$\begin{aligned}V_u &= V_2 + V_3 = 292,955 \text{ kN} + 307,322 \text{ kg} = 134948,317 \text{ lb} \\ N_u &= P_u = 844,6086 \text{ kg} = 189876 \text{ lb} \\ b &= 850 \text{ mm} = 33,46 \text{ in} \\ h &= 850 \text{ mm} = 33,46 \text{ in} \\ f_c' &= 35 \text{ Mpa} = 5076,33 \text{ psi} \\ f_y &= 400 \text{ Mpa} = 58015,2 \text{ psi} \\ A_g &= 722500 \text{ mm}^2 = 1119,878 \text{ in}^2 \\ d &= 772 \text{ mm} = 30,394 \text{ in}\end{aligned}$$

Kemudian dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,85 \left\{ 2 \times \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g} \right) \sqrt{f_c'} b_w d \right\} \\ &= 0,85 \left\{ 2 \times \left(1 + \frac{189876}{2000 \times 1119,878} \right) \sqrt{5076,33} \times 33,46 \times 30,394 \right\} \\ &= 133638,922 \text{ lb}\end{aligned}$$

$$0.5 \phi V_c = 66819,461 \text{ lb}$$

Sengkang diperlukan jika $V_u > 0.5 \phi V_c$

$$V_u = 134948,317 > 66819,461 \text{ lb}$$

Karena $V_u > 0.5 \phi V_c$, maka diperlukan sengkang (coba gunakan tulangan D10 mm)

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{134948,317 - 133638,922}{0,85} = 1309,395 \text{ lb}$$

Cek dimensi kolom (syarat $V_s < 8 \sqrt{f_c'} b_w d$) :

$$1309,395 \text{ lb} < 579741,21 \text{ lb}$$

OK

Hitung jarak sengkang 2 kaki D10 ($A_s = 0,1218 \text{ in}^2$)

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{2 \times 0,1218 \times 58015,2 \times 30,39}{1309,395} = 328,0067 \text{ in}$$

Jarak maksimum untuk memberikan A_v minimum sengkang :

$$S_{max1} = \frac{A_v f_y}{50 b} = \frac{2 \times 0,1218 \times 58015,2}{50 \times 33,46} = 8,4453 \text{ in}$$

Jarak sengkang maksimum :

$$S_{max2} = \frac{d}{2} = \frac{30,394}{2} = 15,197 \text{ in}$$

Tidak boleh lebih dari :

$$S_{max3} = 24 \text{ in}$$

Gunakan s yang terkecil sebagai jarak sengkang maksimum yaitu :

$$S_{max1} = 8,4453 \text{ in} = 214,51 \text{ mm}$$

Jadi jarak sengkang yang digunakan : D10 – 200.

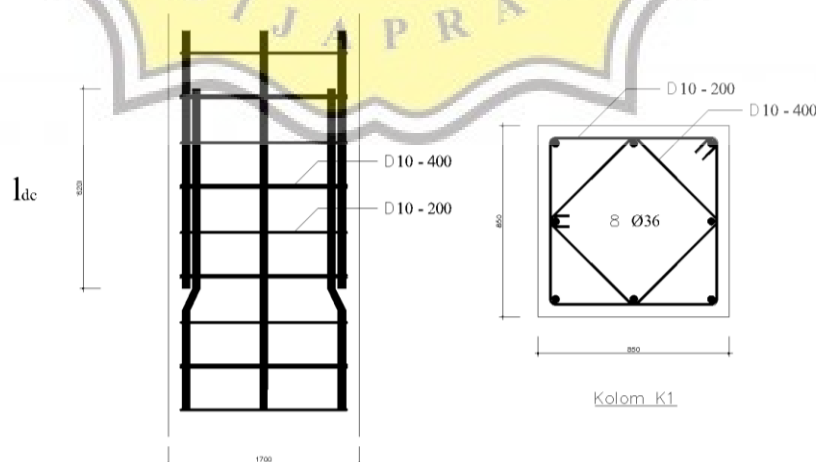
Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik (l_{dc}) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI 2847:2013 Pasa1.12.3.1)

$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_{c'}}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 400}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 36 = 584,17 \text{ mm}$$

$$l_{dc2} = (0,43 \times f_y) \times d_b = (0,43 \times 400) \times 36 = 619,24 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dc} = 619,24 \text{ mm}$



Gambar 4.9 Penulangan Kolom K1

Pengujian keamanan tulangan kolom menggunakan diagram kuat rencana

Tulangan atas 4D19 ($A_s = 1964,286 \text{ mm}^2$)

Tulangan bawah 4D19 ($A_s = 1964,286 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tot}} &= A_{s1} + A_{s2} \\ &= 1964,286 + 1964,286 \\ &= 3928,571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

a. Kondisi pada keadaan gaya aksial sentris

$$\begin{aligned} P_{o,n} &= [0,85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{s \text{ tot}}) + f_y \cdot A_{s \text{ tot}}] / 1000 \\ &= [0,85 \times 35 \times (850 \times 850 - 3928,571) + 400 \times 3928,571] / 10^3 \\ &= 22948,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_{o,n} &= 0,65 \times P_{o,n} \\ &= 0,65 \times 22948,93 \\ &= 14916,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{o,r} &= 0,80 \times \phi P_{o,n} \\ &= 0,80 \times 14916,8 \\ &= 11933,443 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kondisi pada keadaan seimbang

b.1 Perhitungan jarak garis netral dari tepi tekan beton

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{0,003}{0,003 + (f_y / E_s)} \times d \\ &= \frac{0,003}{0,003 + (400 / 200000)} \times 800 \\ &= 480 \text{ mm} \end{aligned}$$

b.2 Perhitungan tebal lapisan beton tekan

$$\begin{aligned} a_b &= 0,85 \cdot c_b \\ &= 0,85 \times 480 \\ &= 408 \text{ mm} \end{aligned}$$

b.3 Perhitungan gaya tekan beton

$$\begin{aligned} C_1 &= a_b \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c' \\ &= 408 \times 850 \times 0,85 \times 35 \\ &= 10317300 \text{ N} \end{aligned}$$

b.4 Perhitungan gaya tarik tulangan baja tarik



$$\begin{aligned}C_2 &= A_{s1} \cdot f_y \\ &= 1964,286 \times 400 \\ &= 785714,286 \text{ N}\end{aligned}$$

b.5 Perhitungan gaya tekan tulangan tekan

$$\begin{aligned}f_s' &= 600 \cdot [(c_b - d_s) / c_b] \\ &= 600 \cdot [(480 - 50) / 480] \\ &= 537,5 \text{ N}\end{aligned}$$

Karena $f_s' > f_y$ ($= 400 \text{ MPa}$), maka f_s' yang digunakan $= 400 \text{ MPa}$.

$$\begin{aligned}C_3 &= A_{s2} \cdot f_s' \\ &= 1964,286 \times 400 \\ &= 785714,3 \text{ N}\end{aligned}$$

b.6 Perhitungan kuat tekan nominal kolom

$$\begin{aligned}P_{n,b} &= (C_1 - C_2 + C_3) / 1000 \\ &= (10317300 - 785714,286 + 785714,286) / 1000 \\ &= 10317,3 \text{ kN}\end{aligned}$$

b.7 Perhitungan momen nominal kolom

$$\begin{aligned}M_{n,b,1} &= C_1 \cdot (h/2 - a_b/2) \\ &= 10317300 \times (850/2 - 408/2) \\ &= 2280123300 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b,2} &= C_2 \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 785714,286 \times (850/2 - 50) \\ &= 294642857,1 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b,3} &= C_3 \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 785714,286 \times (850/2 - 50) \\ &= 294642857,1 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,b} &= (M_{n,b,1} + M_{n,b,2} + M_{n,b,3}) / 10^6 \\ &= (2280123300 + 294642857,1 + 294642857,1) / 10^6 \\ &= 2869,409 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

b.8 Kuat rencana pada keadaan seimbang

$$\begin{aligned}P_{r,b} &= 0,65 \times P_{n,b} \\ &= 0,65 \times 10317,3\end{aligned}$$

$$= 6706,245 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{r,b} &= 0,65 \times M_{n,b} \\ &= 0,65 \times 2869,409 \\ &= 1865,116 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

c. Kondisi pada keadaan $P = 0$

c.1 Perhitungan C_o dengan rumus ABC

$$C_o = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

dengan:

$$\begin{aligned} A &= 0,7225 \cdot b \cdot f_c' \\ &= 0,7225 \times 850 \times 35 \\ &= 21494,375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 600 \cdot A_{s2} - f_y \cdot A_{s1} \\ &= 600 \times 1964,286 - 400 \times 1964,286 \\ &= 392857,143 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= -600 \cdot d_s \cdot A_{s2} \\ &= -600 \times 50 \times 1964,286 \\ &= -58928571,43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{o1} &= \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \\ &= \frac{-392857,143 + \sqrt{392857,143^2 - 4 \times 21494,375 \times (-58928571,43)}}{2 \times 21494,375} \\ &= 44,013 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{o2} &= \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \\ &= \frac{-392857,143 - \sqrt{392857,143^2 - 4 \times 21494,375 \times (-58928571,43)}}{2 \times 21494,375} \\ &= -62,29 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena C_{o2} bernilai negatif, digunakan nilai $C_o = C_{o1} = 44,013 \text{ mm}$.

c.2 Perhitungan gaya tekan beton

$$\begin{aligned} C_1 &= 0,85 \cdot C_o \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_c' \\ &= 0,85 \times 44,013 \times 850 \times 0,85 \times 35 \\ &= 946032,367 \text{ N} \end{aligned}$$

c.3 Perhitungan gaya tarik baja tarik

$$\begin{aligned}C_2 &= A_{s1} \cdot f_s \\ &= 1964,286 \times 400 \\ &= 785714,286 \text{ N}\end{aligned}$$

c.4 Perhitungan gaya tekan baja tekan

$$\begin{aligned}f_s' &= 600 \cdot [(c_o - d_s) / c_o] \\ &= 600 \cdot [(44,013 - 50) / 44,013] \\ &= -81,616 \text{ N}\end{aligned}$$

Karena $f_s' > f_y$ ($= 400 \text{ MPa}$), maka f_s' yang digunakan $= -81,616 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned}C_3 &= A_{s2} \cdot f_s' \\ &= 1964,286 \times -81,616 \\ &= -160318,1 \text{ N}\end{aligned}$$

c.5 Kontrol ketelitian perhitungan

$$\begin{aligned}P &= (C_1 - C_2 + C_3) / 1000 \\ &= (946032,367 - 785714,286 - 160318,1) / 1000 \\ &= 0 \text{ kN}\end{aligned}$$

Nilai P sangat kecil dan dapat dianggap 0 kN, sehingga perhitungan betul.

c.6 Perhitungan momen nominal

$$\begin{aligned}M_{n,1} &= C_1 \cdot 0,5 \cdot (h - 0,85 \cdot C_o) \\ &= 946032,367 \times 0,5 \times (600 - 0,85 \times 44,013) \\ &= 384367715,7 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,2} &= C_2 \cdot (h/2 - d_s) \\ &= 785714,286 \times (850/2 - 50) \\ &= 294642857,1 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,3} &= C_3 \cdot (h/2 - d_s) \\ &= -160318,1 \times (850/2 - 50) \\ &= -60119280,54 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{n,P=0} &= (M_{n,b,1} + M_{n,b,2} + M_{n,b,3}) / 10^6 \\ &= (384367715,7 + 294642857,1 + -60119280,54) / 10^6 \\ &= 618,891 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

c.7 Kuat rencana pada keadaan $P = 0$

$$\begin{aligned} M_{r,P=0} &= 0,65 \times M_{n,P=0} \\ &= 0,65 \times 618,891 \\ &= 1021,17 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

d. Penggambaran diagram kuat rencana kolom

Nilai-nilai M dan P yang telah diperoleh dimasukkan kedalam diagram kuat rencana kolom dengan nilai M sebagai sumbu x, dan P sebagai sumbu y. Nilai-nilai P dan M untuk K1 dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Rekap Nilai M dan P pada Kolom K1

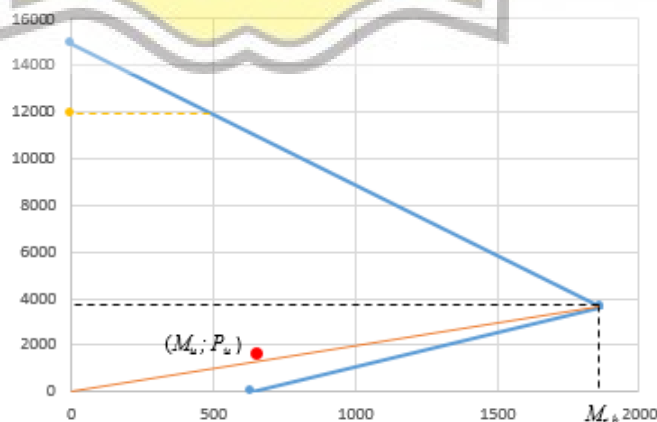
Sumbu x			Sumbu y		
x ₁	$M_{r,P=0}$	1021,17	y ₁	$P=0$	0
x ₂	$M_{r,b}$	1865,116	y ₂	$P_{r,b}$	3611,055
x ₃	$M=0$	0	y ₃	$\phi P_{o,n}$	14916,8
x ₄	$M=0$	0	y ₄	$P_{o,r}$	11933,443

Gaya aksial dan momen terfaktor yang ditanggung oleh kolom

$$P_u = 1627,86 \text{ kN}$$

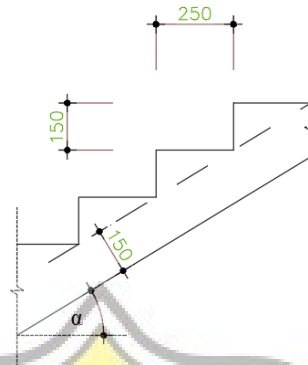
$$M_u = 656,3 \text{ kN.m}$$

Kedua nilai P_u dan M_u diatas dimasukkan ke diagram kuat rencana sehingga dapat dilihat apakah tulangan 8D25 mampu menahan gaya aksial dan momen pada Kolom K1. Gambar diagram kuat rencana Kolom K1 dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.10 Diagram Kuat Rencana Kolom K1

4.6 Perhitungan Tangga



Gambar 4.11 Ilustrasi Data Perhitungan Tangga

1. Dimensi tangga

Tebal pelat tangga	= 150 mm	= 5,91 inci
Dimensi bordes tangga	= 1750 mm × 1700 mm	= 68,9 in × 66,9 in
Dimensi pelat tangga	= 1750 mm × 3300 mm	= 68,9 in × 129,9 in
Beban spesi	= 42 kg/m ²	= 0,412 kN/m ² = 8,6 lb/ft ²
Berat keramik 1 cm	= 24 kg/m ²	= 0,235 kN/m ² = 4,92 lb/ft ²

2. Beban flight area

Beban mati

$$\tan \alpha = 15/25 = 0,6 \quad \cos \alpha = 0,857$$

(a) Beban mati anak tangga = $0,5 \times 0,49 \times 0,82 \times 152,8 / 0,82 = 37,59 \text{ lb/ft}^2$

(b) Beban mati pelat tangga = $0,49 \times 152,8 / 0,857 = 87,72 \text{ lb/ft}^2$

(c) Beban spesi = 8,605 lb/ft²

(d) Beban keramik = $4,92 / 0,857 = 5,64 \text{ lb/ft}^2$

Total beban mati = 139,6 lb/ft²

Beban hidup

Beban hidup = 3 kN/m² = 62,66 lb/ft²

Beban kombinasi

$$W_u = 5,74 \times (1,2 \times 139,6 + 1,6 \times 62,66) = 1538 \text{ lb/ft}^2$$

$$= 22,44 \text{ kN/m}^2$$



3. Beban bordes

Beban mati

$$\tan \alpha = 15/25 = 30,960 ; \cos \alpha = 0,857$$

$$(a) \text{ Beban mati pelat tangga} = 0,49 \times 152,8 = 75,19 \text{ lb/ft}^2$$

$$(b) \text{ Beban spesi} = 8,605 \text{ lb/ft}^2$$

$$(c) \text{ Beban keramik} = 4,908 \text{ lb/ft}^2$$

$$\text{Total beban mati} = 88,7 \text{ lb/ft}^2$$

Beban hidup

$$\text{Beban hidup} = 62,66 \text{ lb/ft}^2$$

Beban kombinasi

$$W_u = 5,74 \times (1,2 \times 88,7 + 1,6 \times 62,66) = 1187 \text{ lb/ft} \\ = 17,32 \text{ kN/m}$$

4. Cek geser pada bordes

$$V_u, \text{ bordes} = (5,58 \times 1187 + 10,83 \times 1538) / 2 \\ = 11633,5 \text{ lb}$$

$$d \text{ pelat tangga} = 5,9 \text{ in} - 0,98 - \frac{1}{2} (0,512) \\ = 4,66 \text{ in} \sim 4,5 \text{ in}$$

Cek kapasitas geser beton

$$\phi V_c = \frac{1}{6} \phi \sqrt{f_c'} b_o d \\ = \frac{1}{6} \times 0,75 \sqrt{5076,33} \times 68,9 \times 4,5 \\ = 2779,73 \text{ lb/in} \\ = 33356,74 \text{ lb/ft} > 11633,5 \quad (\text{OK})$$

Maka tidak perlu tulangan geser

5. Momen lentur

Momen lentur max = 71,04 kNm (didapat dari perhitungan statik model)

$$M_u = \phi M_n \rightarrow A_s = \frac{71,04 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 0,925 \times 115} = 1855,07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Minimum } A_s = 0,0018bh = 0,0018 \times 1700 \times 150 = 459 \text{ mm}^2$$



Pilihan tulangan:

$$14 \text{ D13 mm, } A_s = 1859 \text{ mm}^2$$

Tulangan arah tegak lurus, digunakan tulangan minimal

$$\text{Minimum } A_s = 0,0018bh = 0,0018 \times 1700 \times 150 = 459 \text{ mm}^2$$

Pilihan tulangan:

$$\text{D13 mm @280 mm, } A_s = 796,4 \text{ mm}^2$$

6. Momen lentur

Momen lentur pada pertemuan bordes dan flight area

$$= 0,2 \times 71,04 \text{ kNm} = 14,208 \text{ kNm}$$

$$M_u = \phi M_n \rightarrow A_s = \frac{14,208 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 0,925 \times 115} = 399,8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Minimum } A_s = 0,0018bh = 0,0018 \times 1700 \times 150 = 459 \text{ mm}^2$$

Pilihan tulangan:

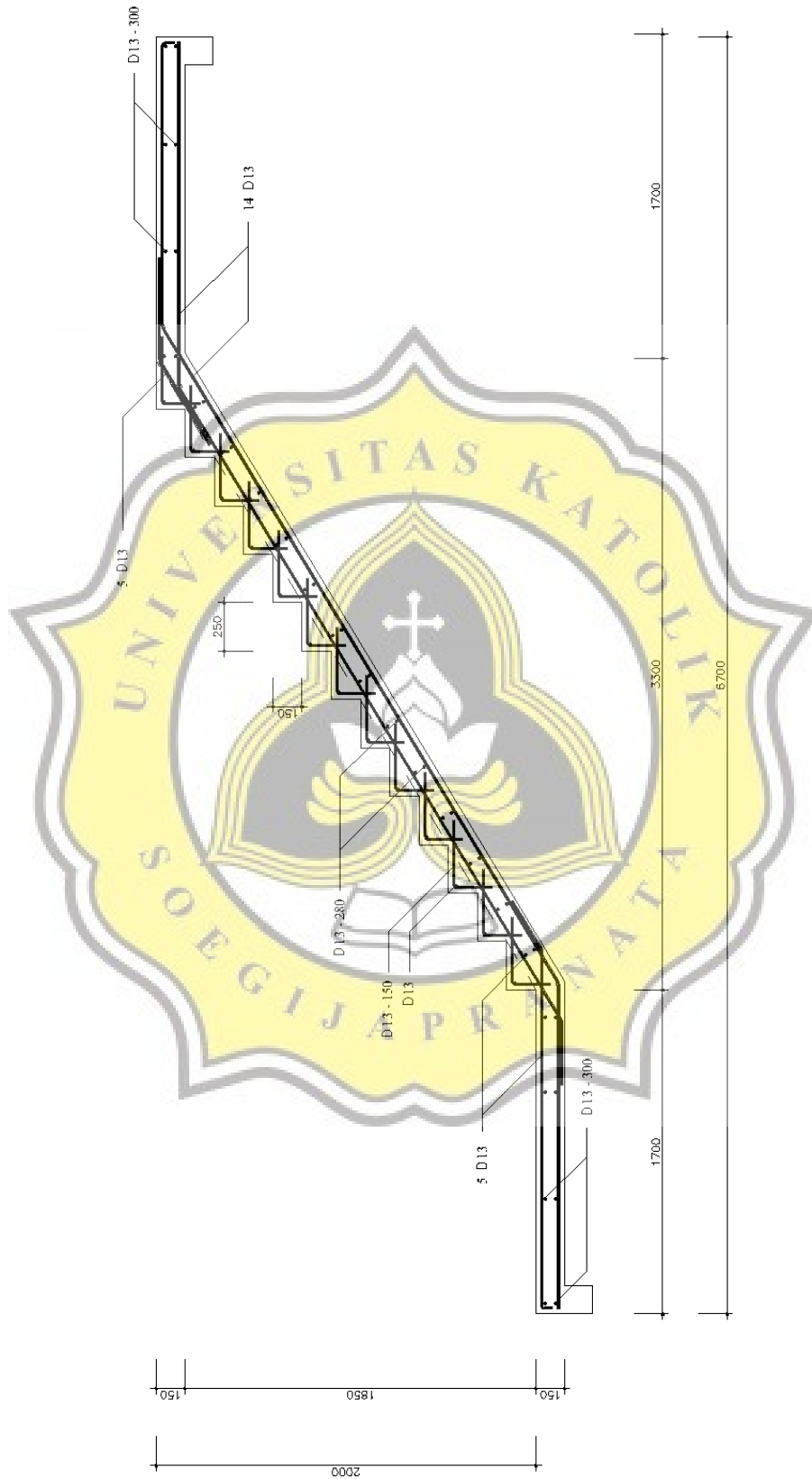
$$5 \text{ D13 mm, } A_s = 663,66 \text{ mm}^2$$

Tulangan arah tegak lurus, digunakan tulangan minimal

$$\text{Minimum } A_s = 0,0018bh = 0,0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

Pilihan tulangan:

$$\text{D13 mm @300 mm, } A_s = 929,13 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.12 Penulangan Tangga

4.7 Perhitungan Desain Dinding Geser

Tinggi total h_w	= 4 m	$\approx 13,1234$ ft
Tebal dinding h	= 200 mm	$\approx 7,88$ in
Panjang dinding l_w	= 3,125 m	$\approx 10,252625$ ft
Mutu beton f_c'	= 35 MPa	$\approx 5.076,32$ psi
Mutu baja f_y	= 400 MPa	$\approx 58.015,1$ psi
V_u	= 1920,176 kN	$\approx 431,6728$ kip

Cek ketebalan beton

$$d = 0,8 l_w = 0,8 (10,252625) (12) = 98,4252 \text{ in}$$

$$V_u = \phi 10 \sqrt{f_c'} h d = 0,85 (10) (\sqrt{5.076,32}) (7,88) (98,4252)$$

$$V_u = 469.705,83 \text{ lb} \approx 469,70583 \text{ k}$$

$$V_u (469,7058 \text{ k}) > 431,6728 \text{ k} \quad \text{OK}$$

Hitung V_c untuk dinding

$$V_{c1} = 3,3 \times \sqrt{f_c'} \times h \times d + \frac{N_u}{4l_w}$$

$$V_{c1} = 3,3 (\sqrt{5.076,32}) (7,88) (98,4252) + 0 = 182.350,6 \text{ lb} \approx 182,35 \text{ k}$$

$$M_u = V_u \left(h_w - \frac{h_w}{2} \right)$$

$$M_u = 469,7058 \left[(13,1234) (12) \frac{(13,1234)(12)}{2} \right]$$

$$M_u = 73.890,9 \text{ k.in}$$

$$V_{c2} = \left[0,6 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w (1,25 \sqrt{f_c'} + 0,2 \frac{N_u}{l_w h})}{\frac{M_u l_w}{V_u} \frac{1}{2}} \right] h d$$

$$V_{c2} = \left[0,6 \sqrt{5.076,32} + \frac{10,252625 (12) (1,25 \sqrt{5.076,32} + 0)}{\frac{73.890,9}{469,7058} \frac{10,252625 (12)}{2}} \right] (7,88) (98,4252)$$

$$V_{c2} = 121867,143 \text{ lb} \approx 121,8671 \text{ k}$$

Nilai V_c dipilih yang terkecil jadi $V_c = 121,8671 \text{ k}$

Kebutuhan tulangan geser

$$\frac{\phi V_c}{2} = \frac{0,85 (121,8671)}{2} = 51,7935 \text{ k} > V_u (=431,6728 \text{ k})$$

Desain tulangan geser horizontal

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_u = \phi V_c + \phi \left(\frac{A_v f_y d}{S_2} \right)$$

$$\text{Jadi, } \frac{A_v}{S_2} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} = \frac{431,6728 - 0,85(121,8671)}{0,85 (58.015,1)(98,4252)} = 0,03125 \text{ in}^2/\text{in}$$

Coba ukuran sengkang horizontal berbeda penampang dengan A_v = luas penampang melintang dua tulangan. Hitung s_2 = jarak vertikal sengkang horizontal.

Dicoba tulangan #4 A_s tulangan $0,2 \text{ in}^2$

$$A_v = 2 \left(\frac{A_{st}}{A_v/S_2} \right) = 2 \left(\frac{0,2}{0,03125} \right) = 6,3997 \text{ in}$$

Jarak tulangan maksimum sengkang horizontal:

$$S_{\max 1} = \frac{l_w}{5} = \frac{(10,252625)(12)}{5} = 24,6063 \text{ in}$$

$$S_{\max 2} = 3 h = 3 (7,88) = 23,64 \text{ in}$$

$$S_{\max 3} = 18 \text{ in}$$

Jadi digunakan tulangan #4 ($A_s = 0,2 \text{ in}^2$) jarak 6 in

$$\rho_h = \frac{A_v}{A_g} = \frac{2 A_s}{h S_2} = \frac{2 (0,2)}{7,88 (6)} = 0,00846 > \rho_{\min} (=0,0025) \text{ OK}$$

dengan satuan SI, Jadi jarang sengkang horizontal digunakan tulangan D13 ($A_s = 132,786 \text{ mm}^2$) dengan jarak vertikal 150 mm.

Desain tulangan geser vertikal

$$\rho_{\min} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_{\min} = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{13,1234}{10,252625} \right) (0,00846 - 0,0025) = 0,00254$$

Asumsikan sengkang vertikal dengan A_v = luas penampang melintang dua tulangan. Hitung s_1 = jarak horizontal sengkang vertikal.

Dicoba tulangan #4 A_s tulangan $0,2 \text{ in}^2$

$$S_1 = \frac{2 A_s}{h \rho_{\min}} = \frac{2 (0,2)}{7,88 (0,00254)} = 19,9848 \text{ in}$$

Jarak tulangan maksimum sengkang vertikal:

$$S_{\max 1} = \frac{l_w}{3} = \frac{(10,252625)(12)}{3} = 41,0105 \text{ in}$$

$$S_{\max 2} = 3 h = 3 (7,88) = 23,64 \text{ in}$$

$$S_{\max 3} = 18 \text{ in}$$

Jadi digunakan tulangan #4 ($A_s = 0,2 \text{ in}^2$) jarak 6 in dengan satuan SI, Jadi jarang sengkang horizontal digunakan tulangan D13 ($A_s = 132,786 \text{ mm}^2$) dengan jarak vertikal 150 mm.

Rencanakan tulangan lentur vertikal

$$M_u = V_u h_w = 431,6728 (12) (13,1234) = 65.145,52 \text{ k.ft.}$$

$$\frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{65.145,52 (12)(1000)}{0,9 (7,88)(98,4252)} = 11.378,39 \text{ lb.in}$$

$$\rho = 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}}\right)$$

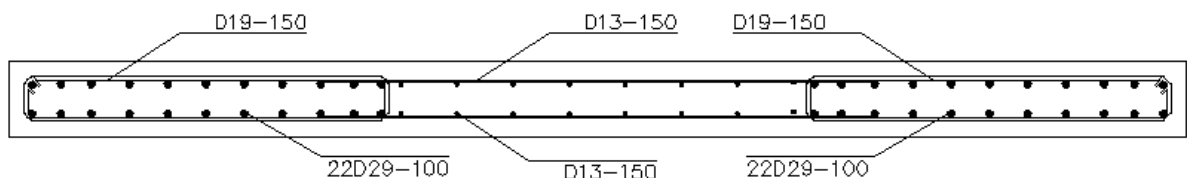
$$\rho = 0,85 \frac{5.076,32}{58.015,1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (11.378,39)}{0,85 (5.076,32)}}\right) = 0,01707$$

$$A_s = \rho b d = 0,01707 (7,88) (98,4252) = 13,2393 \text{ in}^2$$

Gunakan tulangan lentur vertikal 22#9 ($A_s \text{ tulangan} = 0,9997 \text{ in}^2$) pada masing-masing ujung diasumsikan V_u datang dari kedua arah.

Dengan satuan SI, Jadi jarang sengkang horizontal digunakan tulangan 22D29 pada masing masing ujung

Berikut merupakan sketsa dinding geser hasil perhitungan struktur SW1 dapat dilihat pada Gambar 4.13.



Gambar 4.13 Sketsa Dinding Geser Hasil Perhitungan SW1



Rekap perhitungan struktur dinding geser dituliskan dalam Tabel 4.25

Tabel 4.25 Rekap Perhitungan Kebutuhan Tulangan Struktur Dinding Geser

Tipe SW	h (mm)	f_c' (MPa)	L_w (mm)	V_u (kip)	Tul Lentur Vertikal	Tul Sengkang Horizontal	Tul Sengkang Vertikal
SW1	400	35	3125	431,673	22D29	D13-150	D13-150
SW2	400	35	8000	894,245	46D29	D13-150	D13-150

4.8 Perhitungan Pelat Lantai

Perhitungan pelat lantai

Perhitungan pelat lantai didesain dengan menggunakan pelat paling luas. desain pelat lantai sebagai berikut:

Tebal pelat, t	= 13 cm	= 130 mm
l_x (panjang sisi pelat yang pendek)		= 4 m
l_y (panjang sisi pelat yang panjang)		= 5 m
Mutu beton K-350	f_c'	= 29,05 MPa
$f_y = 240$ MPa (diameter ≤ 12 mm)		
$f_y = 400$ MPa (diameter > 12 mm)		
Tebal selimut beton, d''	= 2,5 cm	= 25 mm

Pembebanan

Beban sendiri pelat	$(2400 \times 0,13)$	= 312 kg/m ²
Beban pasir	(1800×1)	= 126 kg/m ²
Beban spesi tebal 2 cm	$(21 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 2 \text{ cm})$	= 42 kg/m ²
Beban keramik tebal 1 cm	$(24 \text{ kg/m}^2/\text{cm} \times 1 \text{ cm})$	= 24 kg/m ²
Beban plafon dan penggantungnya		= 11 kg/m ²
Beban <i>mechanical and electrical</i> (M&E)		= <u>20 kg/m²</u> +
		$q_{DL} = 535 \text{ kg/m}^2$
Beban hidup lantai		= <u>400 kg/m²</u> +
		$q_{LL} = 400 \text{ kg/m}^2$



$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_{DL} + 1,6 q_{LL} \\
 &= 1,2 \times 535 + 1,6 \times 400 \\
 &= 1282 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen

Diameter tulangan arah x dan y dicoba menggunakan $\emptyset 10$.

Rasio antara panjang sisi pelat yang panjang dan yang pendek yaitu:

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5} = 1,25$$

Koefisien momen pada pelat berdasarkan PBI 1971 diperoleh dari nilai $\frac{l_x}{l_y}$.

Koefisien momen pada pelat untuk $\frac{l_x}{l_y} = 1,25$ adalah:

Koefisien untuk $M_{lx} = -M_{ly}$ yaitu

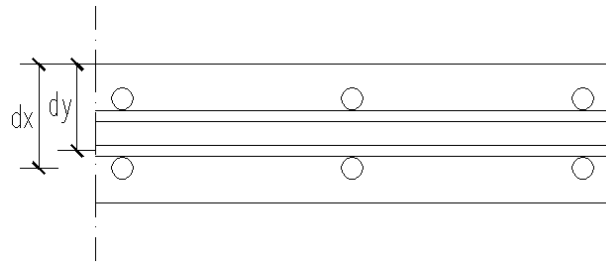
$$C_x = y_2 = \frac{(x_2-x_1)(y_3-y_1)}{(x_3-x_1)} + y_1 = \frac{(1,25-1,2)(50-46)}{(1,3-1,2)} + 46 = 48$$

Koefisien untuk $M_{ly} = -M_{ty}$ yaitu $C_y = 38$

Tabel 4.26 Koefisien Momen pada Pelat

		l_y/l_x	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	>2,5
I		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	45	45	45	44	44	43	41	40	39	38	37	36	35	34	32	32	25
II		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	36	42	46	50	53	5	58	59	60	61	62	62	62	63	63	63	63
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	36	37	38	38	38	3	36	36	35	35	35	34	34	34	34	34	34
III		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	48	55	61	67	71	76	79	82	84	86	88	89	90	91	92	92	94
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	48	50	51	51	51	51	50	50	49	49	49	49	48	48	47	47	19
IV A		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	22	28	34	41	48	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	51	57	62	67	70	73	75	77	78	79	79	79	79	79	79	79	79
IV B		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	51	54	57	59	60	61	62	62	63	63	63	63	63	63	63	63	63
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	9
V A		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	31	38	45	53	59	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	60	65	69	73	75	77	78	79	79	80	80	80	80	79	79	79	25
V B		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	60	66	71	76	79	82	85	87	88	89	90	91	91	92	92	93	94
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	12
V I A		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	38	46	53	59	65	69	73	77	80	83	85	86	87	88	89	90	54
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	43	46	48	50	51	51	51	51	50	50	50	49	49	48	48	48	19
V I B		$(M_{lx}) = 0,001 q l_x^2 X$	13	48	51	55	57	58	60	61	62	62	62	63	63	63	63	63	63
		$(M_{ly}) = 0,001 q l_x^2 X$	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	13
		$(M_{ty}) = 0,001 q l_x^2 X$	38	39	38	38	37	36	36	35	35	34	34	34	33	33	33	33	38

----- = Terletak bebas
----- = Menerus atau terdijepit elastis



Gambar 4.14 Sketsa Penampang Pelat

Jarak tulangan bawah arah x dan arah y dari tepi atas pelat menggunakan persamaan) sebagai berikut:

$$\begin{aligned} d_x &= t - d'' - 0,5 \text{ diameter tulangan } x \\ &= 130 - 25 - 0,5 \times 10 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_y &= t - d'' - \text{diameter tulangan } x - 0,5 \text{ diameter tulangan } y \\ &= 130 - 25 - 10 - 0,5 \times 10 = 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen ultimit arah x dan arah y menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{ulx} &= 0,001 q_u C_x l_x^2 \\ &= 0,001 \times 1282 \times 48 \times 5^2 \\ &= 1538,4 \text{ kg m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uly} &= 0,001 q_u C_y l_y^2 \\ &= 0,001 \times 1282 \times 38 \times 4^2 \\ &= 779,465 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan arah x dan arah y menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{nlx} &= - M_{ntx} = \frac{M_{ulx}}{\phi} \\ &= \frac{1538,4}{0,8} \\ &= 1923 \text{ kg m} = 19230000 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$M_{nly} = - M_{nty} = \frac{M_{uly}}{\phi}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{779,456}{0,8} \\ &= 974,32 \text{ kg m} = 9473200 \text{ N mm} \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan pelat

Nilai a_x diperoleh dengan menggunakan persamaan berikut

$$\begin{aligned} 0,5 (0,85 f_c' 1000) a_x^2 - (0,85 f_c' 1000 d_x) a_x + M_{nx} &= 0 \\ (0,5 \times 0,85 \times 29,05 \times 1000) a_x^2 - (0,85 \times 29,05 \times 100) a_x + 19230000 &= 0 \\ 12346,25 a_x^2 - 2469,25 a_x + 19230000 &= 0 \end{aligned}$$

$$a_x = 0,1 \text{ mm}$$

Nilai a_y diperoleh dengan menggunakan persamaan (2.69)

$$\begin{aligned} 0,5 (0,85 f_c' 1000) a_y^2 - (0,85 f_c' 1000 d_y) a_y + M_{ny} &= 0 \\ (0,5 \times 0,85 \times 29,05 \times 1000) a_y^2 - (0,85 \times 29,05 \times 90) a_y + 9473200 &= 0 \\ 12346,25 a_y^2 - 2222,325 a_y + 9473200 &= 0 \end{aligned}$$

$$a_y = 0,9 \text{ mm}$$

Luas tulangan pakai (A_s pakai) arah y menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{sx} &= \frac{0,85 f_c' 1000 a_x}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 20,75 \times 1000 \times 0,9}{240} \\ &= 92,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan minimum arah x:

$$\begin{aligned} A_{sx \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f_c'} 1000 d_x}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1000 \times 100}{4 \times 240} \\ &= 561,44 \text{ mm}^2 \\ A_{sx \text{ min}} &= \frac{1,4 1000 d_x}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 100}{240} \\ &= 583,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



A_{sx} pakai diambil nilai terbesar dari ketiga nilai A_{sx} yang telah dihitung sehingga A_{sx} pakai sebesar $583,33 \text{ mm}^2$

Jarak antar tulangan arah x dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak penulangan arah x} &= \frac{0,25 \pi \text{ diameter}^2 1000}{A_{sx \text{ pakai}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 1000}{583,33} \\ &= 134,64 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

sehingga tulangan pelat bagian lapangan dan bagian tumpuan pada arah x dipakai $\emptyset 10 - 150$

Luas tulangan pakai ($A_{s \text{ pakai}}$) arah y menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_{sy} &= \frac{0,85 f'_c 1000 a_y}{f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 29,05 \times 1000 \times 0,9}{240} \\ &= 92,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan minimum arah y:

$$\begin{aligned} A_{sy \text{ min}} &= \frac{\sqrt{f'_c} 1000 d_y}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{29,05} \times 1000 \times 90}{4 \times 240} \\ &= 505,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

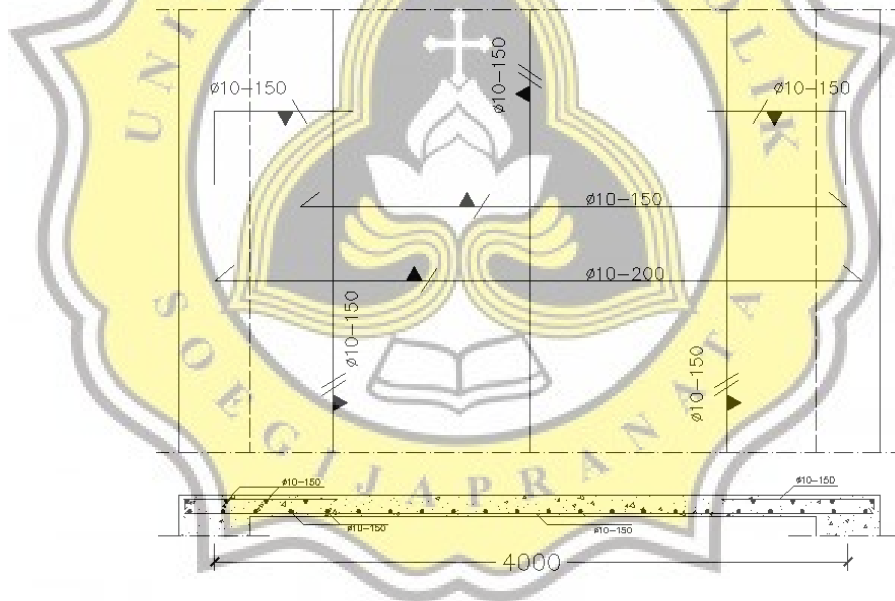
$$\begin{aligned} A_{sy \text{ min}} &= \frac{1,4 1000 d_y}{f_y} \\ &= \frac{1,4 \times 1000 \times 90}{240} \\ &= 525 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

A_{sy} pakai diambil nilai terbesar dari ketiga nilai A_{sy} yang telah dihitung sehingga A_{sy} pakai sebesar 525 mm^2

Jarak antar tulangan arah y dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jarak penulangan arah y} &= \frac{0,25 \pi \text{ diameter}^2 1000}{A_{sy} \text{ pakai}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 1000}{525} \\ &= 149,6 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tulangan pelat bagian lapangan dan bagian tumpuan pada arah y dipakai $\emptyset 10 - 150$. Maka ,tulangan pelat bagian lapangan dan bagian tumpuan pada arah x dipakai $\emptyset 10 - 150$. Tulangan pelat bagian lapangan dan bagian tumpuan pada arah y dipakai $\emptyset 10 - 150$. Berikut merupakan gambar sketsa penulangan plat lantai dapat dilihat pada gambar 4.15.



Gambar 4.15 Sketsa Penulangan Pelat Lantai

4.9 Perhitungan Tie Beam

Data-data desain balok B1-lantai 2

Mutu beton = 35 MPa

Mutu tulangan = 400 MPa

Lebar balok(b) = 900 mm



Tinggi balok(h)	= 900 mm
Diameter tulangan lentur	= D25
Diameter tulangan geser	= D10
Selimit beton	= 70 mm
Bentang bersih	= 4150 mm

Berikut merupakan rekap hasil rekap output gaya dalam balok menggunakan program ETABS2016 dapat dilihat pada Tabel 4.27.

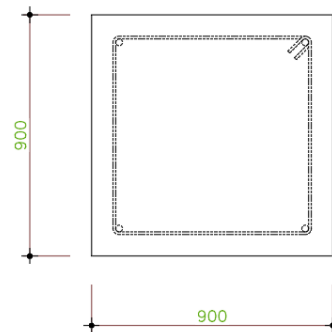
Tabel 4.27 Output Gaya Dalam Balok

TABLE: Beam Forces										
Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Base	B1		2 ENVE Max	0	0	106,7591	0	0	0	71,1727
Base	B1		2 ENVE Max	0,5	0	106,7591	0	0	0	71,1727
Base	B1		2 ENVE Max	1	0	93,4142	0	0	0	67,8365
Base	B1		2 ENVE Max	1,5	0	93,4142	0	0	0	67,8365
Base	B1		2 ENVE Max	2	0	93,4142	0	0	0	67,8365
Base	B1		2 ENVE Max	2,5	0	93,4142	0	0	0	67,8365
Base	B1		2 ENVE Max	3	0	93,4142	0	0	0	57,8279
Base	B1		2 ENVE Max	3,5	0	93,4142	0	0	0	57,8279
Base	B1		2 ENVE Min	0	0	93,4142	0	0	0	57,8279
Base	B1		2 ENVE Min	0,5	0	93,4142	0	0	0	57,8279
Base	B1		2 ENVE Min	1	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B1		2 ENVE Min	1,5	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B1		2 ENVE Min	2	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B1		2 ENVE Min	2,5	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B1		2 ENVE Min	3	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B1		2 ENVE Min	3,5	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B3		5 ENVE Max	0	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B3		5 ENVE Max	0,45	0	93,4142	0	0	0	54,4916
Base	B3		5 ENVE Max	0,9	0	93,4142	0	0	0	54,4916

Perhitungan kebutuhan tulangan longitudinal

Tinjau balok tie beam (lihat gambar 4.16) dengan data sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 b &= 900 \text{ mm} &&= 35,43 \text{ inci} \\
 h &= 900 \text{ mm} &&= 35,43 \text{ inci} \\
 d' &= 70 + 10 + 12,5 &&= 92,5 \text{ mm} &&= 3,64 \text{ inci} \\
 d &= 900 - 92,5 &&= 807,5 \text{ mm} &&= 31,79 \text{ inci} \\
 f_c' &= 35 \text{ MPa} &&= 5076,33 \text{ psi} \\
 f_y &= 400 \text{ MPa} &&= 58015,2 \text{ psi} \\
 M_u &= 142,34 \text{ kN.m} &&= 104,98 \text{ ft-k} \\
 V_u &= 106,759 + \left(\frac{1}{15} \times 4,15 \times 600,277\right) &&= 272,83581 \text{ kN} = 201207 \text{ lb}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Penampang Tie Beam

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

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

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 5076,3}{58015,2} \left[\frac{87.000}{87.000 + 58015,2} \right]$$

$$= 0,0379$$

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

$$= 0,75 \times 0,0379$$

$$= 0,0284$$

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

$$= \frac{3\sqrt{5076,3}}{58015,2}$$

$$= 0,00368$$

$$\rho_{min2} = \frac{200}{58015,2}$$

$$= 0,003447$$

karena $\rho_{min1} > \rho_{min2}$, maka ρ_{min} yang digunakan yaitu $\rho_{min1} = 0,00368$.

a. Perhitungan luas tulangan utama

$$M_u = -142,34 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 104,98 \text{ lb.ft-k}$$



$$\begin{aligned}R_n &= \frac{(12 \times M_u \times 1.000)}{\phi b d^2} \\ &= \frac{(12 \times 104,98 \times 1.000)}{0,9 \times 35,4 \times 31,79^2} \\ &= 39,087 \text{ psi}\end{aligned}$$

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

$$\rho = \left(\frac{0,85 \times 5076,33}{58015,2} \right) \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(39,087)}{0,85 \times 5076,33}} \right)$$

$$\rho = 0,00068$$

karena $\rho_{min} = 0,00354 > \rho = 0,00068$, sehingga digunakan nilai $\rho = 0,00354$.

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00354 \times 35,4 \times 31,79 \\ &= 4,15 \text{ in}^2 \\ &= 2677,56 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tie beam (900/900) menggunakan tulangan 6D25, A_s tulangan = 2946,43 mm²

Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

Setelah dihitung tulangan longitudinal balok tie beam maka kita dapat menghitung kebutuhan tulangan transversal pada balok tie beam. Penulangan transversal atau geser harus di desain sesuai persyaratan SNI:2847:2013 Ps. 21.5.3. Gaya geser harus di dasarkan pada gaya geser desain (V_e) sesuai Ps.21.5.4.1. Hal ini diartikan bahwa tulangan geser atau tulangan transversal dapat menjamin kekangan saat terbentuknya sendi plastis pada ujung balok akibat goyangan gempa.

1.) Menghitung gaya geser desain

Gaya geser desain dihitung berdasarkan momen ujung balok atau *probable moment capacities* (M_{pr}). Momen ujung dihitung berdasarkan nilai tegangan tank baja sebesar $1.25 f_y$ dan faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 1$. (SNI:2847:2013 Pasal 21.6.2.2).

Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr1}) akibat goyangan ke kiri

Momen ujung tumpuan kiri negatif (M_{pr1}) :

$$a_{pr} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2946,4286 \times 400}{0,85 \times 35 \times 900} = 55,022 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= A_s \times f_y \times (d - 0,5 \times a) \\ &= 2946,4286 \times 400 \times (807,5 - 0,5 \times 55,022) \\ &= 1149090931 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ujung tumpuan kanan positif (M_{pr4}) :

$$a_{pr} = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2946,4286 \times 400}{0,85 \times 35 \times 900} = 55,022 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr4} &= A_s \times f_y \times (d - 0,5 \times a) \\ &= 2946,4286 \times 400 \times (807,5 - 0,5 \times 55,022) \\ &= 1149090931 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya geser terfaktor akibat beban gravitasi:

$$V_{gkiri} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 272835,81 \text{ N} \quad (\text{ETABS})$$

$$V_{gkanan} = \frac{W_u \times l_n}{2} = 272835,81 \text{ N} \quad (\text{ETABS})$$

Gaya geser akibat goyangan ke kiri:

$$\begin{aligned} V_{Sway} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr4}}{l_n} = \frac{1149090931 + 1149090931}{9150} \\ &= 251167,4166 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga gaya geser desain akibat goyangan ke kiri adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_{e1} &= V_{Sway} + V_{gkiri} \\ &= 251167,4166 + 272835,81 = 524003,2232 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{e2} &= V_{Sway} - V_{gkanan} \\ &= 251167,4166 - 272835,81 = -21668,38994 \text{ N} \end{aligned}$$

2.) Tulangan geser di daerah sendi plastis

Untuk daerah sendi plastis sepanjang 2h dari muka kolom = $2 \times 900 = 1800$ mm, maka kontribusi beton dalam menahan geser V_c , diambil = 0 apabila: (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.4.2).

- 1) Gaya geser akibat gempa melebihi $\frac{1}{2}$ atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum disepanjang bentang.
- 2) Gaya tekan aksial terfaktor, P_u , termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f_c' / 20$.



$$\text{nilai } P_u = 0 \text{ kN} < A_g f_c' / 20 (= 1417500) \quad (\text{OK})$$

diambil nilai $V_c = 0$.

Kebutuhan tulangan geser di tumpuan kiri

$$V_s = 524003,2232 \text{ N}$$

$$d = 807,5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e/\phi) - V_c$$

$$= (524003,2232 / 0,75) - 0 = 698670,9642 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0,66 \sqrt{35} \times 900 \times 807,5 = 2837677,248 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 698670,9642 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 314,28 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{314,28 \times 400 \times 807,5}{698670,9642} = 145,3 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 2847- 2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 807,5 / 4 = 201,875 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang D10 - 140

Kebutuhan tulangan geser di tumpuan kanan:

$$V_e = 524003,2232 \text{ N}$$

$$d = 807,5 \text{ mm}$$

$$V_s = (V_e/\phi) - V_c$$

$$= (524003,2232 / 0,75) - 0 = 698670,9642 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$= 0,66 \sqrt{35} \times 900 \times 807,5 = 2837677,248 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = 698670,9642 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 = $A_v : 314,28 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{314,28 \times 400 \times 807,5}{698670,9642} = 145,3 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal pada daerah sendi plastis (SNI 03- 2847:2013 pasal 21.5.3.2)

$$S = d/4 = 807,5 / 4 = 201,875 \text{ mm}$$

$$S = 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S = 150 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang D10 - 140

3.) Tulangan geser di daerah luar sendi plastis

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar $2h$ dari muka kolom $= 2 \times 900 = 1800\text{mm}$, maka gaya geser desain sebagai berikut:

$$V_{e \text{ Lap}} = \frac{(4150 - 1800) \times (524003,2232 - (-21668,38994))}{4915} - 21668,38994$$
$$= 416657,9878 \text{ N}$$

Untuk daerah di luar sendi plastis, diluar $2h$ dari muka kolom $> 2 \times 850 = 1800\text{mm}$, beton dianggap dapat berkontribusi menahan geser (V_c) yang terjadi sehingga:

$$V_{e \text{ Lap}} = 416657,9878 \text{ N}$$

$$V_c = (0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d$$
$$= (0,17 \times 1 \times \sqrt{35}) \times 900 \times 807,5 = 730916,867 \text{ N}$$

$$V_s = (V_{e \text{ Lap}} / \phi) - V_c$$
$$= (416657,9878 / 0,75) - 730916,867 = -175372,8833 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ max}} = 0,66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$
$$= 0,66 \sqrt{35} \times 900 \times 807,5 = 2837677,248 \text{ N}$$

$$V_{s \text{ pakai}} = -175372,8833 \text{ N}$$

Dipakai sengkang 2 kaki D10 $= A_v : 157,14 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,14 \times 400 \times 807,5}{-175372,8833} = -289,424 \text{ mm}$$

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

$$S = d/2 = 807,5 / 2 = 403,75 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$S_{maks} = 300 \text{ mm} \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.7.4.1})$$

Dipakai Sengkang D10-300

4.) Panjang penyaluran tulangan balok

a.) Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik

Data-data dan parameter:

$$\begin{aligned} d_b &= 25 \text{ mm} \\ \Psi_t &= 1,0 && (\text{SN}/:2847:2013 \text{ pasal } 12.2.4(a)) \\ \Psi_e &= 1,0 && (\text{SN}/:2847:2013 \text{ pasal } 12.2.4(b)) \\ \Psi_s &= 0,8 && (\text{SNI}:2847:2013 \text{ pasal } 12.2.4(c)) \\ \lambda &= 1,0 && (\text{SNI}:2847:2013 \text{ pasal } 12.2.4(d)) \\ c_b &= \text{Decking} + D_{tul \text{ geser}} + 0,5 D_{tul \text{ lentur}} = 92,5 \text{ mm} \\ K_{tr} &= 0 && (\text{SN}/:2847:2013 \text{ pasal } 12.2.3) \end{aligned}$$

Panjang penyaluran tulangan tarik dihitung sesuai dengan rumus (12-1) pasal. 12.2.3 SNI 2847:2013

$$(c_b + K_{tr}) / d_b = (92,5 + 0) / 25 = 3,7 > 2,5, \text{ maka diambil } = 2,5$$

$$\begin{aligned} l_d &= \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \times \sqrt{f_c'}} \times \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b \\ &= \left(\frac{400}{1,1 \times 1,0 \times \sqrt{35}} \times \frac{1,0 \times 1,0 \times 1,0}{\left(\frac{92,5+0}{25} \right)} \right) \times 25 = 491,726 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_{d \text{ min}} = 300 \text{ mm} \quad (\text{SNI } 2847:2013 \text{ pasal } 12.2.1)$$

Maka dipakai $l_d = 500 \text{ mm}$

b.) Panjang penyaluran tulangan kondisi tekan

Panjang penyaluran tulangan kondisi tarik (l_{dc}) tidak boleh diambil lebih kecil dari 200 mm (SNI 2847:2013 Pasa 1.12.3.1)

$$l_{dc1} = \left(\frac{0,24 \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 400}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 25 = 405,674 \text{ mm}$$

$$l_{dc2} = (0,43 \times f_y) \times d_b = (0,43 \times 400) \times 25 = 430 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dc} = 430 \text{ mm}$

c.) Panjang kait panjang penyaluran yang dibutuhkan oleh kait menurut SNI 2847:2013 dapat dihitung untuk kait 90° sebagai berikut:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 \times \Psi_e \times f_y}{\lambda \times \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b = \left(\frac{0,24 \times 1,0 \times 400}{1,0 \times \sqrt{35}} \right) \times 25 = 405,674 \text{ mm}$$

Maka dipakai $l_{dh} = 410 \text{ mm}$

$$12 d_b = 12 \times 25 = 300 \text{ mm, diambil } 300 \text{ mm.}$$

4.10 Perhitungan *Pile Cap*

4.10.1 Data perencanaan perhitungan *pile cap* PC 1

Perhitungan *pile cap* dalam hitungan ini diambil dari kelompok tiang 1 yaitu kelompok tiang yang dibebani kolom K1 sesuai denah struktur gedung Fakultas Teknik Universitas Pemuda Cendekia Semarang. Data-data yang digunakan untuk perhitungan *pile cap* sebagai berikut:

P_u	= 86,1261 ton
n_p	= 4 tiang
γ_{beton}	= 2.400 kg/m ³
L_p	= 19 m
$D_{pondasi}$	= 80 cm 0,8 m
Mutu beton K 350, f_c'	= 29,05MPa
Mutu tulangan, f_y	= 400 MPa
λ	= 1 (beton normal)
Selimut beton	= 5 cm = 0,05 m
b kelompok tiang	= 3,6 m
h kelompok tiang	= 3,6 m
jarak tepi ke as tiang bor 80 cm	= 0,8 m
b kolom struktur,	= 85 cm = 0,85 m
h kolom struktur,	= 85 cm = 0,85 m

Hitung beban terfaktor

$$V_u = \frac{P_u}{n_p} = \frac{86,1261}{4} = 21,5315 \text{ ton}$$

Tebal asumsi kelompok tiang 150 cm > 30 cm (SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.2.)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= h - c_v - dtul \\ &= 1500 - 50 - 22 \\ &= 1.428 \text{ mm} \end{aligned}$$

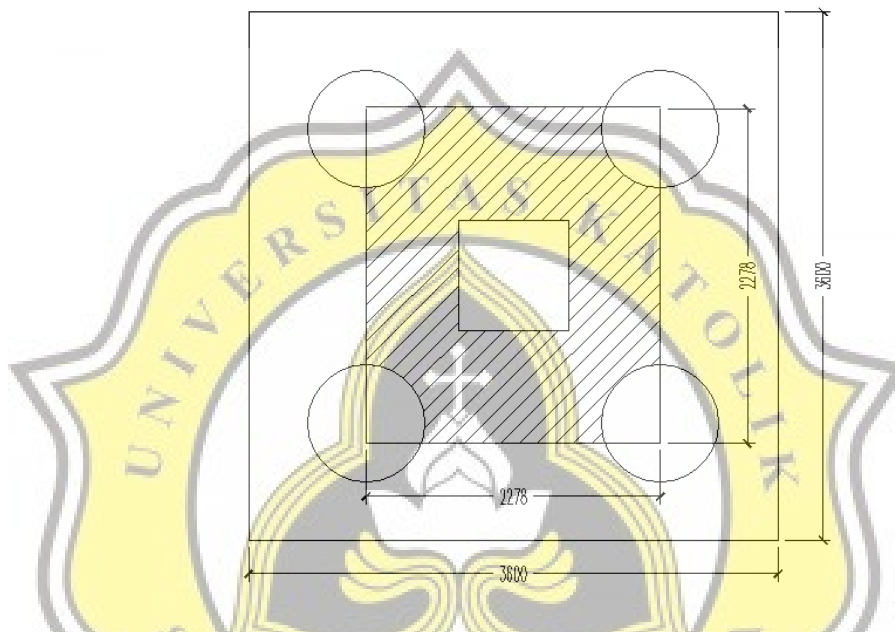
Geser dua arah sekitar kolom

$$b_{ox} = 2 (c_x + d) = 2 (850 + 1.428) = 4.556 \text{ mm}$$

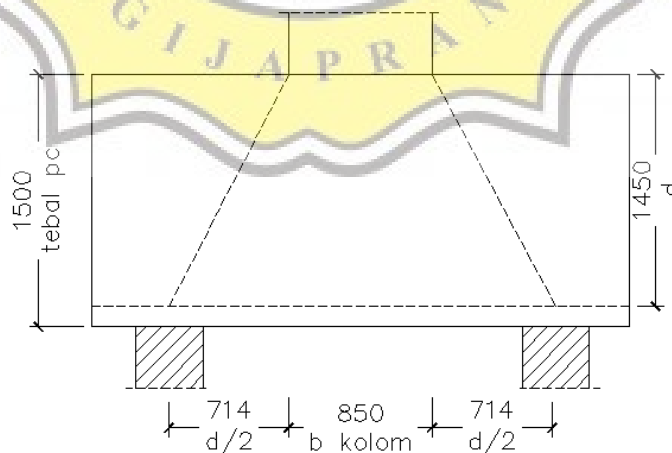
$$b_{oy} = 2 (c_y + d) = 2 (850 + 1.428) = 4.556 \text{ mm}$$

$$b_o = b_{ox} + b_{oy} = 4556 + 4556 = 9.112 \text{ mm}$$

Berikut gaya geser dua arah disekitar kolom:



Gambar 4.17 Lokasi Kritis Gaya Geser Dua Arah Disekitar Kolom



Gambar 4.18 Retak Akibat Geser Satu Arah

Nilai kuat geser 2 arah untuk kolom (SNI 2847:2019 Tabel 22.6.5.2)

Nilai V_c diambil nilai terkecil dari:

$$V_{c1} = \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 1/3 (1) (\sqrt{29,05}) (9.112) (1.428) = 23.377.266,73 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (\sqrt{29,05}) (9.112) (1.428) = 35.767.218,1 \text{ N}$$

α_s = konstanta dalam perhitungan pile cap
(kolom dalam = 40, kolom tepi = 30, kolom sudut = 20)

$$V_{c3} = 0,83 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,83 \left(\frac{80}{9.112} + 2\right) (\sqrt{29,05}) (9.112) (1.428) = 116.929.845,4 \text{ N}$$

Nilai V_c yang digunakan adalah 23.377.266,73 N

$$\phi V_c = \text{kuat geser beton, dengan } \phi = 0,75$$

$$= 0,75 \times 23.377.266,73 \text{ N} = 1.753.290,05 \text{ N} = 178,79 \text{ ton}$$

$$= 178,79 \text{ ton} > V_u \text{ kolom } 21,5315 \text{ ton} \quad \text{OK.}$$

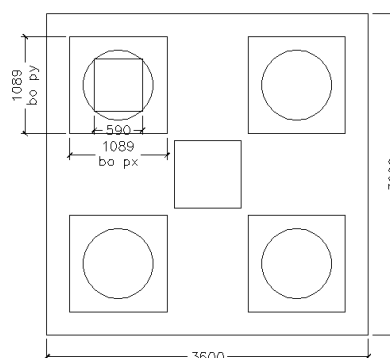
Geser dua arah di sekitar tiang pondasi

$$b_{o\text{px}} = \text{jarak tepi ke as tiang pondasi} + \frac{x}{2} + \frac{d}{2} = (800) + \frac{590}{2} + \frac{1.428}{2} = 1089 \text{ mm}$$

$$b_{o\text{py}} = \text{jarak tepi ke as tiang pondasi} + \frac{y}{2} + \frac{d}{2} = (800) + \frac{590}{2} + \frac{1.428}{2} = 1089 \text{ mm}$$

$$b_{o\text{p}} = b_{o\text{px}} + b_{o\text{py}} = 1089 + 1089 = 2178 \text{ mm}$$

Gaya geser dua arah disekitar tiang bor dapat dilihat pada gambar 4.19.



Gambar 4.19 Lokasi Kritis Disekitar Tiang Bor

Nilai kuat geser 2 arah untuk kolom (SNI 2847:2019 Tabel 22.6.5.2)

Nilai V_c diambil nilai terkecil dari:

$$V_{c1} = \frac{1}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 1/3 (1) (\sqrt{29,05}) (2178) (1.428) = 5.587.761,96 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) (\sqrt{29,05}) (2178) (1.428) = 8.549.275,79 \text{ N}$$

α_s = konstanta dalam perhitungan pile cap

Kolom dalam = 40, kolom tepi = 30, kolom sudut = 20 (SNI 2874:2019 Ps 22.6.5.3)

$$V_{c3} = 0,83 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$= 0,83 \left(\frac{800}{2178} + 2\right) (\sqrt{29,05}) (2178) (1.428) = 28.338.111,56 \text{ N}$$

Nilai V_c yang digunakan adalah 5.587.761,96 N

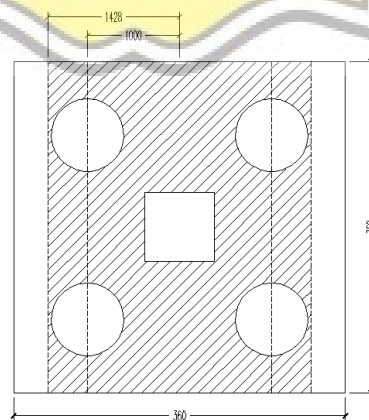
$$\phi V_c = \text{kuat geser beton, dengan } \phi = 0,75$$

$$= 0,75 \times 5.587.761,96 \text{ N} = 4.190.821,47 \text{ N} = 471,067 \text{ ton}$$

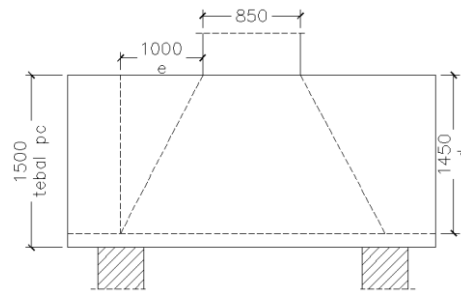
$$= 471,067 \text{ ton} > V_u \text{ tiang } 21,5315 \text{ ton} \quad \mathbf{OK.}$$

Cek geser satu arah

Berdasarkan SNI 2847:2019 Ps 13.4.2.5 Cek geser satu arah tidak diperlukan karena daerah d melebihi daerah titik berat (α_s) tiang bor berikut.



Gambar 4.20 Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang PC 1



Gambar 4.21 Retak Akibat Geser Satu Arah pada Kelompok Tiang PC 1

Desain terhadap lentur

$$V_u = 21,5315 \text{ ton} = 211,153 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = n_x e_x V_u = 2 (1000) (211,153) = 422.306 \text{ N.mm}$$

$$R_{nx} = \frac{M_{ux}}{\phi \times h_{pc} \times d} = \frac{422306}{0,9 \times 3600 \times 1428} = 0,0912$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,85 \frac{f_y}{f_c'} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right) = 0,85 \frac{29,05}{400'} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 (0,0912)}{0,85 (29,05)}} \right)$$

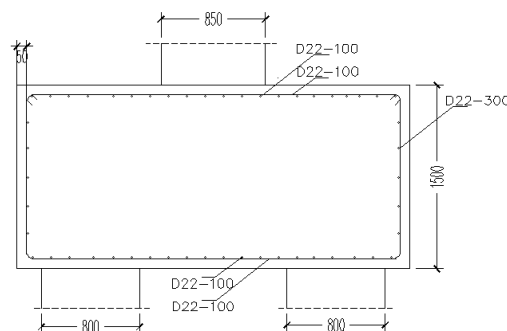
$$= 0,0002284$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho h_{pc} d = (0,0002284) (3600) (1428) = 1174,27 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0,0018 h_{pc} h = (0,0018) (3600) (1500) = 9720 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{pakai}} = 9720 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan perhitungan diatas tulangan lentur kelompok tiang PC 1 untuk arah x dan y digunakan 26D22 ($A_{stul} = 9887,42 \text{ mm}^2$) atau D22-100 gambar hasil perhitungan tulangan lentur PC 1 dapat dilihat pada gambar 4.22.



Gambar 4.22 Hasil Perhitungan Tulangan Lentur PC 1

Berikut merupakan tabel rekap penulangan pilecap:

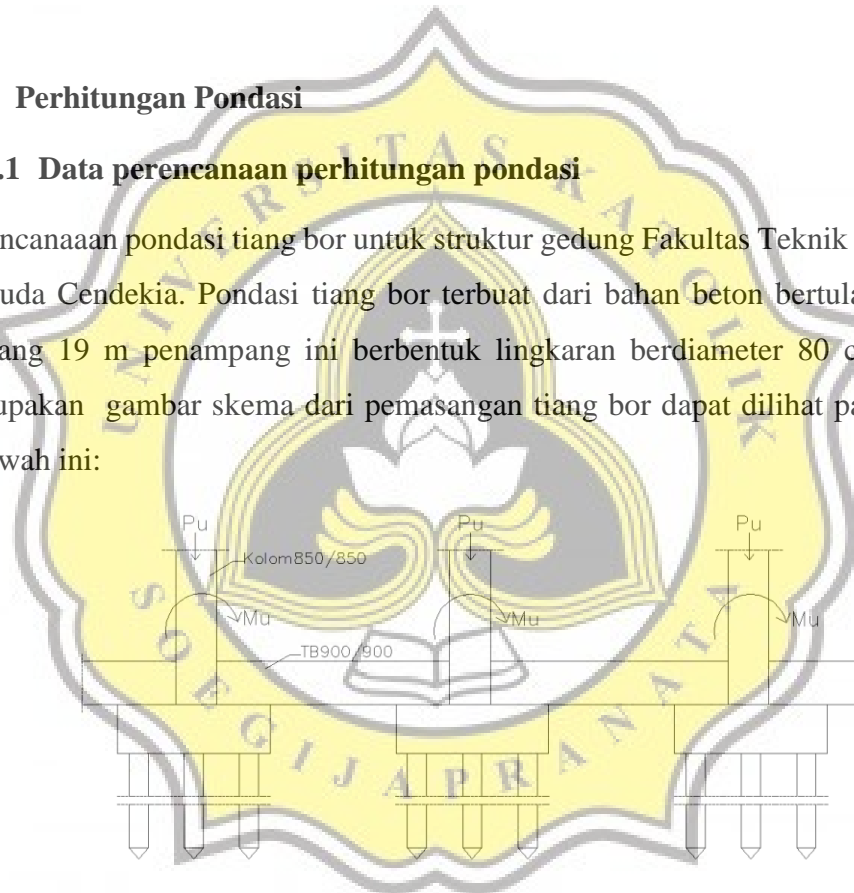
Tabel 4.28 Rekap Penulangan Pilecap

Nama	Ukuran (m)	Tulangan arah x dan y	Tulangan Tengah
PC 1	3,6 x 3,6	D22-100	D22-300
PC 2	3,6 x 5,6	D22-100	D22-300
PC 3	5,6 x 5,6	D22-100	D22-300
PC 4	7,6 x 9,6	D22-100	D22-300

4.11 Perhitungan Pondasi

4.11.1 Data perencanaan perhitungan pondasi

Perencanaan pondasi tiang bor untuk struktur gedung Fakultas Teknik Universitas Pemuda Cendekia. Pondasi tiang bor terbuat dari bahan beton bertulang dengan panjang 19 m penampang ini berbentuk lingkaran berdiameter 80 cm. Berikut merupakan gambar skema dari pemasangan tiang bor dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 4.23 Skema Pemasangan Pondasi Tiang Bor

4.11.2 Perhitungan pondasi tiang bor

Pembahasan perhitungan pondasi tiang bor ini diambil dari reaksi *joint* maksimum kolom dari hasil Etabs dengan reaksi sebagai berikut:

$$P_u = 86.126,09 \text{ kg}$$

$$M_x = 67.607 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 66.893 \text{ kg.m}$$

1. Perhitungan daya dukung ijin tiang bor

a. Daya dukung ijin tekan (P_a) A_p = luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{4} \pi D_{\text{pondasi}} \\ &= \left(\frac{1}{4}\right) (22/7) (80)^2 \\ &= 5026,55 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

 A_{st} = keliling penampang tiang bor

$$\begin{aligned} &= (22/7) (80) \\ &= 251,33 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \\ &= \frac{50 \times 5026,55}{3} + \frac{1278 \times 251,33}{5} \\ &= 148015,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Keterangan:

 P_a = Daya dukung izin tiang (kg)

N = Nilai N SPT

 q_c = Tahanan ujung konus A_p = Luas penampang (cm^2) A_{st} = Keliling penampang (cm) T_f = Total frictionFK₁ = Faktor keamanan 3FK₂ = Faktor keamanan 5b. Daya dukung ijin tarik (P_{ta}) W_p = berat pondasi tiang

$$\begin{aligned} &= \gamma_{\text{beton}} \times \text{volume pondasi tiang} \\ &= 2.400 (800/1000)^2 (22/7) (1/4) (19) = 22921,06 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{ta} &= \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W_p \\ &= \frac{(1278 \times 251,33) \times 0,70}{5} + 22921,06 \\ &= 67.889,02 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Perhitungan jumlah tiang bor (n_p)

$$\begin{aligned}n_p &= \frac{P_u}{P_a} \\ &= \frac{86.126,09}{148015,78} \\ &= 0,5818 \approx 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

Jumlah tiang bor yang dipakai sebanyak` 4 tiang.

3. Perhitungan efisiensi kelompok tiang bor (E_g)

Jarak antar tiang dalam suatu kelompok tiang (s) minimal adalah $2,5D-3D$ dari titik as tiap tiang. Tidak ada yang mengatur jarak maksimum dalam peraturan bangunan, jarak antara $8D-10D$ pun pernah dipakai dilapangan akan tetapi konsekuensinya semakin besar jarak antara tiang bor maka juga harus semakin tebal *pile cap*. Jarak tiang terhadap bagian tepi dari *pile cap* biasanya diambil sebesar $1D = 80$ cm dari titik as tiang tersebut atau jarak minimumnya $10 - 15$ cm dari sisi terluar tiang bor ke sisi terluar *pile cap*.

$$\begin{aligned}s &= 2,5 D \\ &= 2,5 \times 80 \\ &= 200 \text{ cm} \\ \theta &= \text{arctg} (D/s) \\ &= \text{arctg} (80/200) \\ &= 21,8014^\circ \\ m &= \text{jumlah tiang dalam 1 kolom} \\ &= 2 \text{ tiang} \\ n &= \text{jumlah tiang dalam 1 baris} \\ &= 2 \text{ tiang}\end{aligned}$$

Efisiensi kelompok tiang

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 21,8014 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{80 \times 2 \times 2} \\ &= 0,727\end{aligned}$$



4. 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. ($P_g > P_u$)

$$\begin{aligned} P_g &= E_g \times n_p \times P_a \\ &= 0,727 \times 4 \times 148015,78 \\ &= 430.715,55 > P_u = 86.126,09 \text{ kg} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

5. Perhitungan beban maksimum tiang dalam kelompok tiang

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

$$= \frac{0,5 \times (2,5 \times D)}{100} = \frac{0,5 \times (2,5 \times 80)}{100} = 1 \text{ m}$$

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

$$= \frac{0,5 \times (2,5 \times D)}{100} = \frac{0,5 \times (2,5 \times 80)}{100} = 1 \text{ m}$$

n_x = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu x

$$= 2 \text{ tiang}$$

n_y = jumlah tiang dalam satu baris arah sumbu y

$$= 2 \text{ tiang}$$

$\sum X^2$ = jumlah kuadrat X

$$\begin{aligned} &= \text{jumlah baris tiang arah x} \times n_x \times X_{\max}^2 \\ &= 2 \times 2 \times (1)^2 \\ &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$\sum Y^2$ = jumlah kuadrat Y

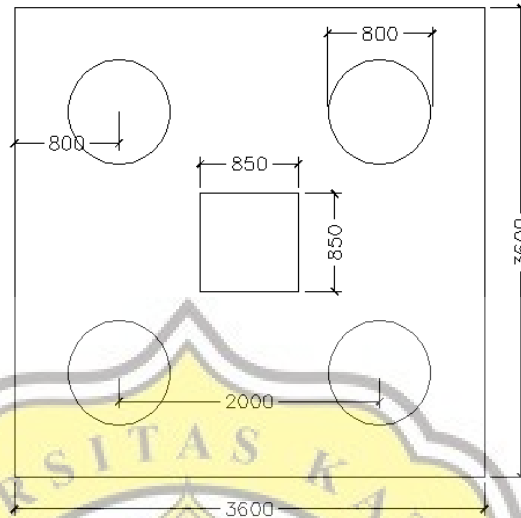
$$\begin{aligned} &= \text{jumlah baris tiang arah y} \times n_y \times Y_{\max}^2 \\ &= 2 \times 2 \times (1)^2 \\ &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{86.126,09}{4} + \frac{66.893 \times 1}{2 \times 4} + \frac{67.607 \times 1}{2 \times 4}$$

$$= 38.344,022 \text{ kg} < P_a = 67.563,67 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

Berdasarkan perhitungan diatas kelompok tiang bisa dilihat pada gambar 4.24



Gambar 4.24 Kelompok Tiang K1

Bab 4 merupakan bab yang membahas tentang perhitungan struktur mulai dari analisis gempa, perhitungan elemen struktur seperti balok, kolom, pondasi, pilecap, plat lantai, shear wall dan tiebeam. Rencana Anggaran Biaya (RAB) akan dibahas pada bab selanjutnya.