BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR

2.1 *Preliminary Design*

Preliminary design dilakukan untuk perhitungan awal dan sebagai pedoman untuk melakukan pemodelan desain nantinya. Penulis menggunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 dan SNI 2847:2019 sebagai acuan preliminary design dalam perancangan Pabrik Factory. Dalam perhitungan preliminary design di bawah ini, penulis hanya memberikan salah satu contoh perhitungan. Karena preliminary design merupakan usaha untuk menentukan kondisi awal ukuran struktur, maka diperlukan trial dan error agar perhitungan menjadi valid, dan tidak menutup kemungkinan untuk berubah. Berikut merupakan preliminary design pelat, balok dan kolom.

1. Menentukan Tebal Pelat pada Lantai :

   Dalam menentukan ketebalan pelat lantai, digunakan SNI 2847:2019 sebagai pedoman untuk menentukan pelat satu arah

   Ly = 7000 mm

   Lx = 2334 mm

   a. Identifikasi Pelat

      $\frac{Ly}{Lx} = \frac{7000}{2334} = 2{,}999 > 2$

      Sehingga, menggunakan pelat satu arah

   b. Menentukan tebal pelat satu arah

      $h\ minimum = \frac{Lx}{24} = \frac{2334}{24} = 97{,}25\ mm$

      Dengan kondisi tumpuan satu ujung menerus, digunakan h = 150 mm

2. Menentukan Dimensi Balok

   a. Menentukan tinggi minimum balok

      $h = \frac{8000}{16} = 500\ mm \rightarrow 650\ mm$

      Menentukan lebar balok minimum

$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 650\ mm = 433{,}3333\ mm \rightarrow 400\ mm$

Maka untuk dimensi balok B1 digunakan ukuran 400 x 650 mm

b. Menentukan tinggi balok anak minimum

$h = \frac{8000}{18} = 444{,}444\ mm \rightarrow 500\ mm$

Menentukan lebar balok minimum

$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 500\ mm = 333{,}333\ mm \rightarrow 300\ mm$

Maka untuk dimensi balok BA-1 digunakan ukuran 300 x 500 mm

c. Berikut merupakan hasil dari *Preliminary Design*

Tabel 2. 1 Hasil *Preliminary Design* Balok

Kode Balok	Keterangan	Bentang L (mm)	Dimensi Balok	
			h (mm)	b (mm)
B1	Balok induk arah X	8000	650	400
B2	Balok induk arah Y	7000	600	400
BA-1	Balok anak arah X	8000	500	300
BA-2	Balok anak arah Y	5500	500	300
B3	Balok atap arah X	8000	550	350
B4	Balok atap arah Y	7000	500	300
BT	Balok tangga arah X	8000	500	400
BB	Balok Bordes arah X	8000	500	300

3. Menentukan Dimensi Kolom

Secara umum dimensi kolom dapat ditentukan dengan cara dimensi terkecil kolom lebih dari atau sama dengan lebar balok. Asumsi awal dimensi kolom 800 mm × 800 mm ditentukan berdasarkan perkiraan kebutuhan struktur dan untuk mempermudah proses preliminary design. Dimensi akhir akan disesuaikan berdasarkan hasil analisis struktur. Didapatkan dimensi kolom = 800 x 800 mm, dengan cek syarat dimensi sesuai syarat kolom SRPMK sebagai berikut :

- $b \leq h$

  $800 \leq 800 \rightarrow \boldsymbol{OK}$

- Perbandingan $\frac{b}{h} \geq 0{,}4$

  $\frac{800}{800} \geq 0{,}4 \rightarrow 1 \geq 0{,}4 \rightarrow \boldsymbol{OK}$

- Perbandingan $b \geq 300mm$

  $800\ mm \geq 300\ mm \rightarrow \boldsymbol{OK}$

2.2 Perencanaan Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan struktur diperlukan untuk menentukan beban yang akan bekerja jika terjadi gempa, dan perhitungan beban struktur pada tiap lantai berguna untuk mendapatkan gaya geser seismik saat terjadi gempa. Pedoman yang digunakan adalah SNI 1726:2019.

2.2.1 Beban Mati

Tabel 2. 2 Beban Mati Pelat Lantai

Komponen	Berat Jenis	Satuan	Tebal (m)	Beban (kN/m²)
Berat sendiri pelat	2400	(kg/m³)	0,15	3,5316
Partisi				0,72
Keramik	17	(kg/m²)		0,167
Spesi 3 cm	2100	(kg/m³)	0,03	0,618
Pasir 5 cm	1600	(kg/m³)	0,05	0,785
MEP				0,3

Plafon	9	(kg/m²)		0,088
Rangka plafon	5	(kg/m²)		0,049
Total Beban Mati (DL)				5,53854

Tabel 2. 3 Beban Mati Pelat Atap

Komponen	Berat Jenis	Satuan	Tebal (m)	Beban (kN/m²)
Berat sendiri pelat	2400	(kg/m³)	0,15	3,5316
Spesi 3 cm	2100	(kg/m³)	0,03	0,618
Waterproof 2 cm	2100	(kg/m³)	0,02	0,412
MEP				0,3
Plafon	9	(kg/m²)		0,088
Rangka plafon	5	(kg/m²)		0,049
Total Beban Mati (DL)				4,999

Tabel 2. 4 Beban Mati Pelat Tangga

Komponen	Berat Jenis	Satuan	Tebal (m)	Beban (kN/m²)
Berat sendiri pelat	2400	(kg/m³)	0,15	3,5316
Anak tangga	2400	(kg/m³)	0,085	2,001
Keramik	17	(kg/m²)		0,167
Spesi 2 cm	2100	(kg/m³)	0,02	0,412
Pasir 3 cm	1600	(kg/m³)	0,03	0,471
Total Beban Mati (DL)				7,17111

Tabel 2. 5 Beban Mati Pelat Bordes

Komponen	Berat Jenis	Satuan	Tebal (m)	Beban (kN/m²)
Berat sendiri pelat	2400	(kg/m³)	0,1485	3,496
Keramik	17	(kg/m²)		0,167
Spesi 3 cm	2100	(kg/m³)	0,03	0,618

Pasir 5 cm	1600	(kg/m³)	0,05	0,785
Total Beban Mati (DL)				5,066

2.2.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2020 Tabel 4.3-1, ditetapkan beban hidup sebagai berikut :

Ruang Penyimpanan = 6
Ruang Perakitan = 6
Lobby = 4,79
Toilet = 1,92
Koridor lantai pertama = 3,83
Koridor di atas lantai pertama = 3,83
Tangga = 4,79
Bordes = 4,79
Atap = 0,96
Kantor = 2,4
Ruang janitor = 1,92

2.2.3 Berat Efektif Bangunan

Tabel 2. 6 Berat Efektif Bangunan

Lantai	Uraian	A atau L	Satuan	Berat Satuan (kN/m² atau kN/m)	W (kN)
LT3 / ATAP	Pelat Atap	3024	m2	5,11	15452,64
	Balok Induk X	504	m	8,4	4233,6
	Balok Induk Y	420	m	7,02	2948,4

	Balok Anak X	864	m	4,2	3628,8
	Kolom	280	m	10,14	2839,2
					29102,64
LT2	Pelat Lantai	3024	m2	5,665	17130,96
	Tangga	30	m2	9,457	283,71
	Pelat Bordes	60	m2	18,921	1135,26
	Balok Induk X	504	m	8,4	4233,6
	Balok Induk Y	420	m	7,02	2948,4
	Balok Anak X	864	m	4,2	3628,8
	Kolom	280	m	13,5	3780
	Dinding	228	m	9,75	2223
					35363,73
LT1	Pelat Lantai	3024	m2	5,665	17130,96
	Tangga	30	m2	9,457	283,71
	Pelat Bordes	60	m2	18,921	1135,26
	Balok Induk X	504	m	8,4	4233,6
	Balok Induk Y	420	m	7,02	2948,4
	Balok Anak X	864	m	4,2	3628,8
	Kolom	280	m	15,35	4298

	Dinding	228	m	9,75	2223
					35881,73

2.2.4 Beban Gempa

1. Klasifikasi Kelas Situs

Berdasarkan data hasil pengujian Standard Penetration Test (SPT), dapat diperoleh perhitungan sebagai berikut.

Tabel 2. 7 Hasil Pengujian SPT *Borehole* 1

No	Kedalaman	T (m)	N1	N2	N3	N(SPT)	N' =T/N
1	0-2	2	4	8	10	18	0,1111
2	2-8'	6	1	1	3	4	1,5
			1	2	2	4	1,5
			1	2	3	5	1,2
3	8-13'	5	1	1	2	3	1,6667
			2	2	3	5	1
4	13-23	10	10	17	22	39	0,2564
			10	16	23	39	0,2564
			11	18	22	40	0,25
			13	21	31	52	0,1923
			16	22	33	55	0,1818
5	23-27	4	17	23	35	58	0,0690
			17	24	34	58	0,0690
6	27-30	3	19	26	34	60	0,05
			19	26	34	60	0,05
JUMLAH		30					8,3527
ΣN							3,5917

Tabel 2. 8 Hasil Pengujian SPT *Borehole* 2

No	Kedalaman	T (m)	N1	N2	N3	N (SPT)	N' =T/N
1	1-2'	2	6	7	8	15	0,1333
	2-9'	7	1	1	2	3	2,3333
			1	1	2	3	2,3333
			1	1	1	2	3,50
2	9-14'	5	1	1	3	4	1,25
			2	2	4	6	0,8333
			8	12	24	36	0,1389
3	14-21	7	10	11	26	37	0,1892
			12	21	24	45	0,1556
			14	21	32	53	0,1321
4	21-27	6	16	23	32	55	0,1091
			16	23	34	57	0,1053
			18	25	34	59	0,1017
5	27-30	3	18	25	34	59	0,0508
			19	24	36	60	0,050
JUMLAH		30					11,4159
ΣN							2,6279

Dari perhitungan tersebut didapatkan banyak pukulan (N) pada borehole 1 dan borehole 2 dengan kedalaman 30 m $\overline{N}$<15, maka pabrik termasuk ke dalam kelas situs SE (Tanah Lunak)

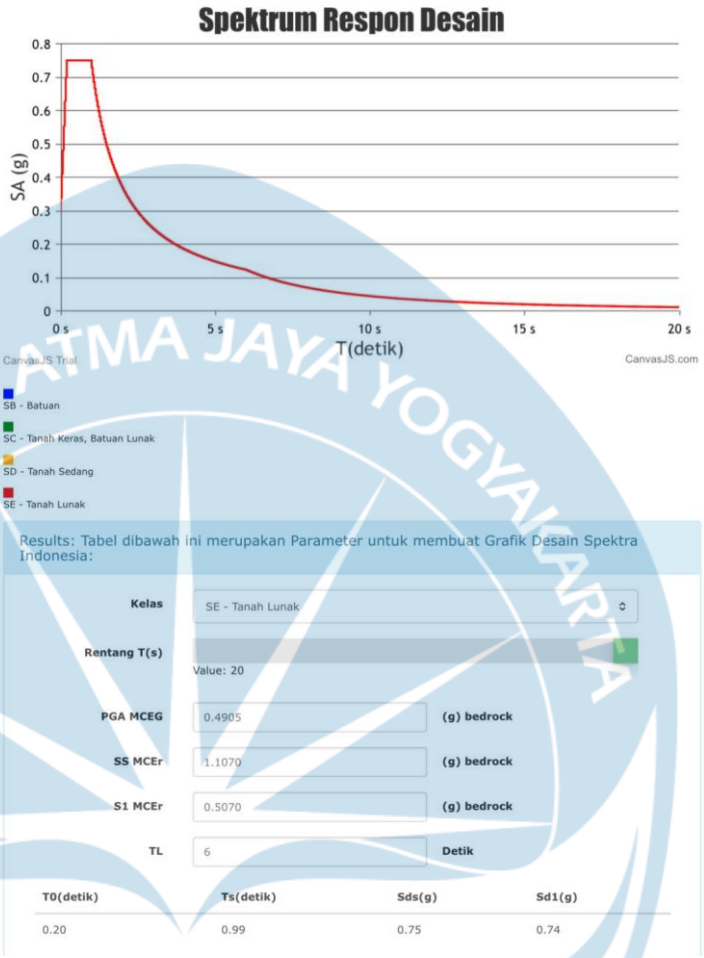
2. Respon Spektrum

Nama Kota : Yogyakarta

Bujur : 110,35

Lintang : -7,8

Kelas Situs : SE – Tanah Lunak



Gambar 2. 1 Diagram Respons Spektrum

Ss adalah percepatan spektral maksimum untuk periode pendek (0,2 detik. Sementara itu, S1 adalah percepatan spektral maksimum untuk periode 1 detik. Dari Desain Spektra Indonesia (https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/) , didapatkan nilai :

Ss = 1,1070 (g)

S1 = 0,5070

Koefisien situs adalah faktor koreksi yang digunakan untuk menyesuaikan nilai percepatan gempa berdasarkan kondisi tanah di lokasi bangunan. Koefisien ini terdiri dari dua

bagian, yaitu Fa untuk periode pendek dan Fv untuk periode 1 detik.

Tabel 6 – Koefisien situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS[a]					

CATATAN:
(a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Gambar 2. 2 SNI 1726:2019 Tabel 6

Dengan nilai Ss = 1,1, dilakukan interpolasi sehingga didapatkan Fa = 1,014

Tabel 7 – Koefisien situs, F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}5$	$S_1 \geq 0{,}6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[a]					

CATATAN:
(a) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Gambar 2. 3 SNI 1726:2019 Tabel 7

Dengan nilai S1 = 0,5, dilakukan interpolasi sehingga didapatkan Fv = 2,186

Setelah mendapatlan nilai Fa dan Fv, dapat digunakan untuk menghitung nilai percepatan spektral maksimum yang telah disesuaikan, yaitu SMS (untuk periode pendek) dan SM1 (untuk periode 1 detik)

SMS $= Fa \times Ss$

$= 1{,}014 \times 1{,}1$

$= 1{,}12$

SM1 $= Fv \times S1$

$= 2{,}186 \times 0{,}5$

= 1,11

Nilai SMS dan SM1 dapat digunakan untuk menetapkan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek 0,2 detik (SDS) dan periode 1 detik (SD1) serta menyusun kurva respons spektra.

Dari Desain Spektra Indonesia, didapatkan nilai

S_{DS} = 0,75

S_{D1} = 0,74

Namun dapat dihitung melalui persamaan :

$$SDS = \frac{2}{3} \times SMS$$

$$SD1 = \frac{2}{3} \times SM1$$

Batasan T0 dan Ts :

$$T0 = \frac{SD1}{SDs} \times 0{,}2 = 0{,}197\ detik$$

$$Ts = \frac{SD1}{SDs} = 0{,}99\ detik$$

3. Kategori Resiko

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo	

Gambar 2. 4 SNI 1726:2019 Tabel 3

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 3 – Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa, bangunan pabrik termasuk pada kategori risiko II.

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

Gambar 2. 5 SNI 1726:2019 Tabel 4

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 4 - Faktor Keutamaan Gempa, bangunan pabrik termasuk dalam kategori risiko II, maka faktor keutamaan gempa pada bangunan tersebut yaitu 1,0.

4. **Kategori Desain Seismik**

a. Berdasarkan SDS (Tabel 8 SNI 1726:2019)

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

Gambar 2. 6 SNI 1726:2019 Tabel 8

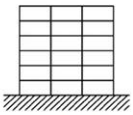
b. Berdasarkan SD1 (Tabel 9 SNI 1726:2019)

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

Gambar 2. 7 SNI 1726:2019 Tabel 8

Berdasarkan SDS = 0,75 SD1 = 0,74 dan kategori risiko II menunjukkan bahwa bangunan pabrik termasuk kategori D dalam kategori desain seismik.

5. **Sistem dan Parameter Struktur Berdasarkan KDS**

Sistem penahan beban lateral		KDS						R	Ω_o	C_d
		A	B	C	D	E	F			
 Sistem Rangka Pemikul Momen	Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa	TB	TB	X	X	X	X	3	3	2,5
	Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah	TB	TB	TB	X	X	X	5	3	4,5
	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	TB	TB	TB	TB	TB	TB	8	3	5,5

Gambar 2. 8 SNI 1726:2019 Tabel 12

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 12, untuk Sistem Pemukul Gaya Seismik, bangunan pabrik merupakan sistem rangka pemikul momen khusus, sehingga memiliki nilai R = 8, Ωo = 3, dan Cd = 5,5

6. Periode Fundamental

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 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

Gambar 2. 9 SNI 1726:2019 Tabel 18

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 18, tipe struktur pada bangunan pabrik yaitu rangka beton pemikul momen dengan nilai Ct = 0,0466 dan x = 0,9

Hn = 12 m

$$Ta = Ct \times hn^{x}$$

$$Ta = 0{,}0466 \times 12^{0{,}9}$$

$$Ta = 0{,}4362$$

Tabel 17 – Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Gambar 2. 10 SNI 1726:2019 Tabel 17

Berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 17, dengan nilai SD1 = 0,74 > 0,4 didapatkan Cu = 1,4

$Tmaks = Cu \times Ta = 1{,}4 \times 0{,}4362 = 1{,}292\ detik$

7. Kurva Respon Spektrum

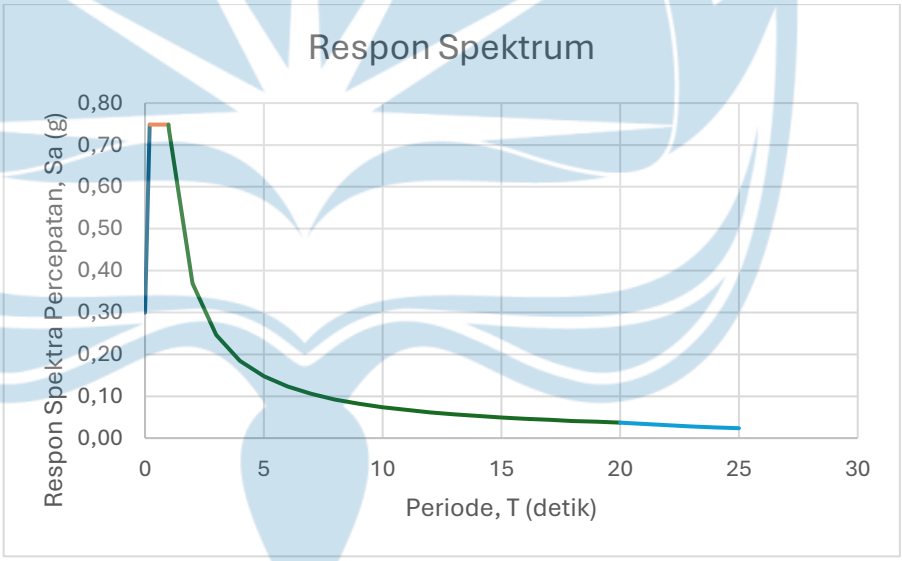
Berdasarkan letak bangunan pabrik di Yogyakarta dengan jenis Tanah Lunak (SE), maka diperoleh data spektrum sebagai berikut :

Tabel 2. 9 Data Periode (T) dan Percepatan Spektral (Sa)

T	Keterangan	Sa	Keterangan
0		0,30	SDs x (0,4+(0,6(T/T0)))
0,20	T0 = 0,2 (SD1/SDs)	0,75	SDs
1,0	Ts = SD1/SDs	0,75	SDs
1	T+0,00	0,74	SD1/T
2	T+1	0,369	SD1/T
3	T+2	0,246	SD1/T
4	T+3	0,185	SD1/T
5	T+4	0,148	SD1/T
6	T+5	0,123	SD1/T
7	T+6	0,106	SD1/T
8	T+7	0,092	SD1/T
9	T+8	0,082	SD1/T
10	T+9	0,074	SD1/T
11	T+10	0,067	SD1/T
12	T+11	0,062	SD1/T
13	T+12	0,057	SD1/T
14	T+13	0,053	SD1/T
15	T+14	0,049	SD1/T
16	T+15	0,046	SD1/T
17	T+16	0,043	SD1/T
18	T+17	0,041	SD1/T

19	T+18	0,039	SD1/T
20	T+19	0,037	SD1/T
21	T+20	0,034	SD1/T
22	T+21	0,031	SD1/T
23	T+22	0,028	SD1/T
24	T+23	0,026	SD1/T
25	T+24	0,024	SD1/T

Berdasarkan data periode struktur dan nilai percepatan respons spektrum yang diperoleh dari hasil perhitungan menggunakan Microsoft Excel, selanjutnya disusun kurva respons spektrum untuk menggambarkan hubungan antara periode getar (T) dan percepatan spektral (Sa). Kurva tersebut ditampilkan pada gambar berikut.



Gambar 2. 11 Diagram Respons Spektrum dan Faktor Seismik

8. Distribusi Gempa Lateral dan Gempa Vertikal

   Gaya Dasar Seismik (V) :

   W = W3+W2+W1

   = 29102,64+35363,73+35881,73

   = 100348,1 kN

   V = $Cs \times W$

$= 0{,}1 \times 100348{,}1$

= 10034,81 kN

Distribusi Gaya Gempa (Gaya Gempa Arah Horizontal) :

K $= 0{,}75 + 0{,}5T$

$= 0{,}75 + (0{,}5 \times 0{,}4362)$

= 0,9681

Cvx $= \frac{Wx \times hx^k}{\sum_{i=x}^{n} Wi \times hi^k}$

Fx $= CVx \times V$

Vx $= \sum_{i=x}^{n} Fi$

Tabel 2. 10 Distribusi Gaya Gempa Lateral dan Vertikal

Lantai	W (kN)	h (m)	$W \times h^k$	Cvx	Fx (Horizontal)	Vx (Vertikal)
LT3	29102,64	12	322617,3737	0,4452	4467,3100	4467,3100
LT2	35363,73	8	264752,142	0,3653	3666,0453	8133,3553
LT1	35881,73	4	137318,0576	0,1895	1901,4547	10034,81
	100348,1		724687,5733	1	10034,8100	

2.2.5 Kombinasi Beban

SDs = 0,75

ρ = 1,3

Tabel 2. 11 Kombinasi Beban

Kombinasi Beban		**DL**	**SIDL**	**LL**	**Lr**	**R**	**Wx**	**Wy**	**Ex**	**Ey**
1	1,1	1,4	1,4							
2	2,1	1,2	1,2	1,6	0,5					
	2,2	1,2	1,2	1,6		0,5				
3	3,1	1,2	1,2	1	1,6					
	3,2	1,2	1,2		1,6		0,5			

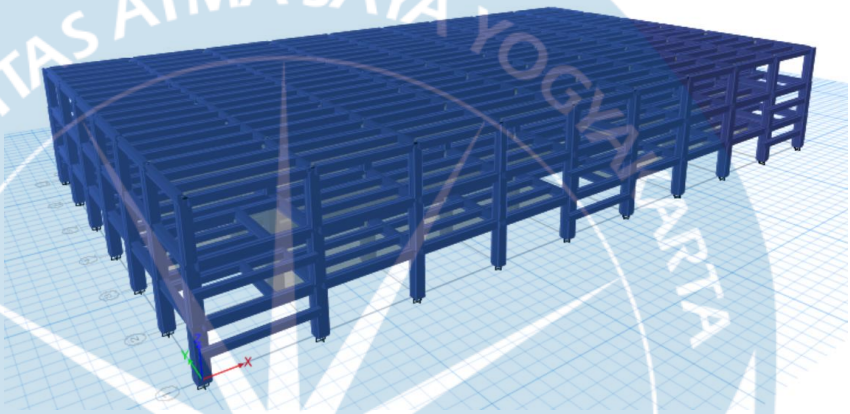
	3,3	1,2	1,2		1,6			0,5		
	3,4	1,2	1,2		1,6		0,375	0,375		
	3,5	1,2	1,2	1		1,6				
	3,6	1,2	1,2			1,6	0,5			
	3,7	1,2	1,2			1,6		0,5		
	3,8	1,2	1,2			1,6	0,375	0,375		
4	4,1	1,2	1,2	1	0,5		1			
	4,2	1,2	1,2	1	0,5			1		
	4,5	1,2	1,2	1	0,5		0,75	0,75		
	4,3	1,2	1,2	1		0,5	1			
	4,4	1,2	1,2	1		0,5		1		
	4,6	1,2	1,2	1		0,5	0,75	0,75		
5	5,1	0,9	0,9				1			
	5,2	0,9	0,9					1		
	5,3	0,9	0,9				0,75	0,75		
6	6,1	1,3370	1,3370	1					1,3	0,39
	6,2	1,3370	1,3370	1					1,3	-0,39
	6,3	1,3370	1,3370	1					-1,3	0,39
	6,4	1,3370	1,3370	1					-1,3	-0,39
	6,5	1,3370	1,3370	1					0,39	1,3
	6,6	1,3370	1,3370	1					-0,39	1,3
	6,7	1,3370	1,3370	1					0,39	-1,3
	6,8	1,3370	1,3370	1					-0,39	-1,3
7	7,1	0,7630	0,7630						1,3	0,39
	7,2	0,7630	0,7630						1,3	-0,39
	7,3	0,7630	0,7630						-1,3	0,39
	7,4	0,7630	0,7630						-1,3	-0,39
	7,5	0,7630	0,7630						0,39	1,3
	7,6	0,7630	0,7630						-0,39	1,3
	7,7	0,7630	0,7630						0,39	-1,3

2.3 Permodelan Struktur

2.3.1 Permodelan 3D Struktur

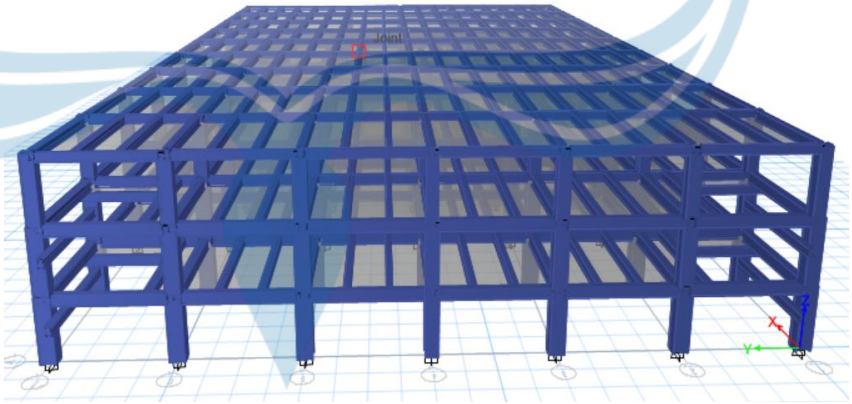
Permodelan struktur pada perancangan Pabrik Ringan ini dilakukan menggunakan *software* ETABS, yang mencakup elemen ranngka beton, pelat beton, dan permodelan atap dak. Berikut merupakan visualisasi model struktur hasil permodelan menggunakan ETABS :

1. Permodelan 3D keseluruhan pabrik



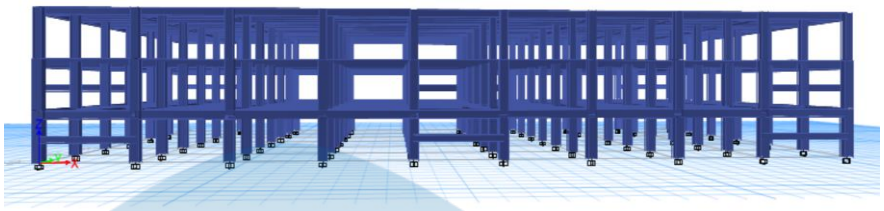
Gambar 2. 12 Tampak 3D Bangunan

2. Arah memendek pabrik



Gambar 2. 13 Arah Memendek Bangunan

3. Arah memanjang pabrik



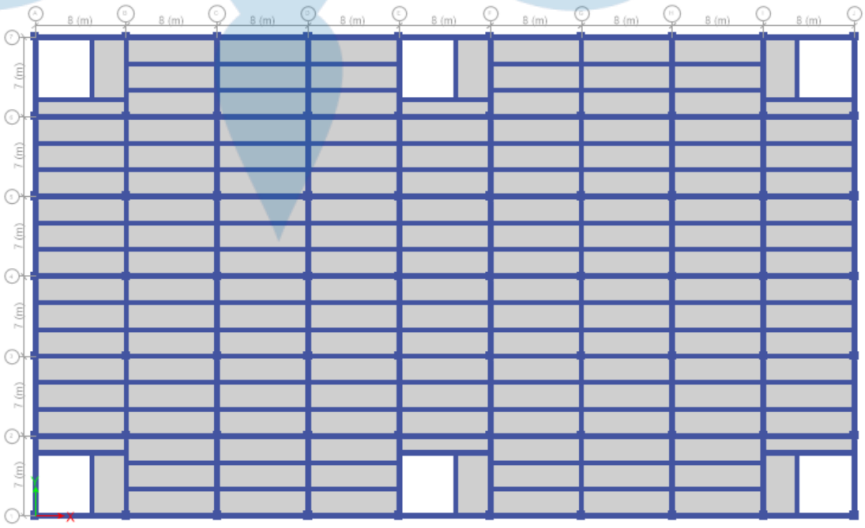
Gambar 2. 14 Arah Memanjang Bangunan

4. Denah Balok, Kolom, Pelat Lantai 1



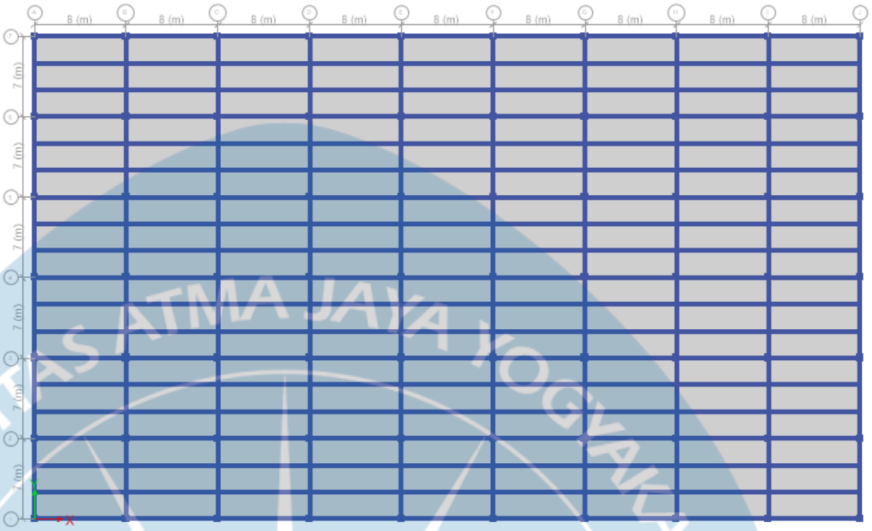
Gambar 2. 15 Denah Balok, Kolom, dan Pelat Lantai 1

5. Denah Balok, Kolom, Pelat Lantai 2



Gambar 2. 16 Denah Balok, Kolom, dan Pelat Lantai 2

6. Denah Balok, Kolom, Pelat Lantai Atap



Gambar 2. 17 Denah Balok, Kolom, dan Pelat Lantai Atap

2.3.2 Ketidakberaturan Horizontal

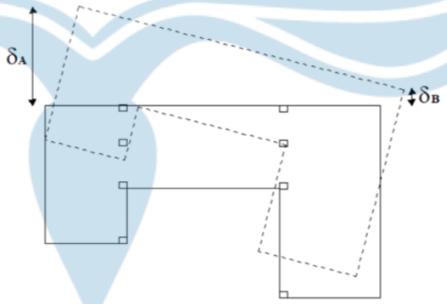
Pengecekan ketidakberaturan dilakukan dengan meninjau beberapa tipe ketidakberaturan horizontal sebagai berikut.

Tabel 13 – Ketidakberaturan horizontal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan torsi** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum, yang dihitung termasuk torsi tak terduga dengan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,2 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 Tabel 16 0	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan torsi berlebihan** didefinisikan ada jika simpangan antar tingkat maksimum yang dihitung termasuk akibat torsi tak terduga degan A_x = 1,0, di salah satu ujung struktur melintang terhadap suatu sumbu adalah lebih dari 1,4 kali simpangan antar tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	0 0 0 0 0 0 Tabel 16 0	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	**Ketidakberaturan sudut dalam** didefinisikan ada jika kedua dimensi proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam lebih besar dari 15 % dimensi denah struktur dalam arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma** didefinisikan ada jika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 % daerah diafragma bruto yang tertutup, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 % dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	0 Tabel 16	D, E, dan F D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan akibat pergeseran tegak turus terhadap bidang** didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran tegak lurus terhadap bidang pada setidaknya satu elemen vertikal pemikul gaya lateral.	0 0 0 Tabel 16 0	B, C, D,E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	**Ketidakberaturan sistem nonparalel** didefninisikan ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak paralel terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem pemikul gaya seismik.	0 0 Tabel 16 0	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Gambar 2. 18 SNI 1726:2019 Tabel 13

1. Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 1a dan 1b

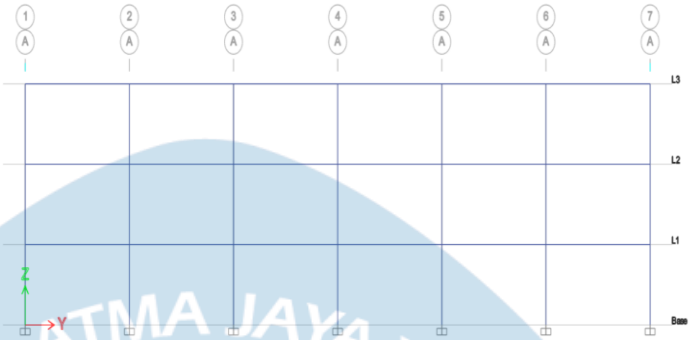


Gambar 2. 19 Ketidakberaturan Torsi

1a $= \frac{\delta A}{\delta B} < 1{,}2$

1b $= \frac{\delta A}{\delta B} < 1{,}4$

Arah-X



Gambar 2. 20 Denah Tampak Samping Arah-X

Berikut adalah *output* dari ETABS :

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
▶	L3	ENVELOPE	Combination	Max		X	25,707	24,999	1,028
	L2	ENVELOPE	Combination	Max		X	23,065	22,628	1,019
	L1	ENVELOPE	Combination	Max		X	12,496	12,277	1,018

Gambar 2. 21 Output *Ratio Drift*

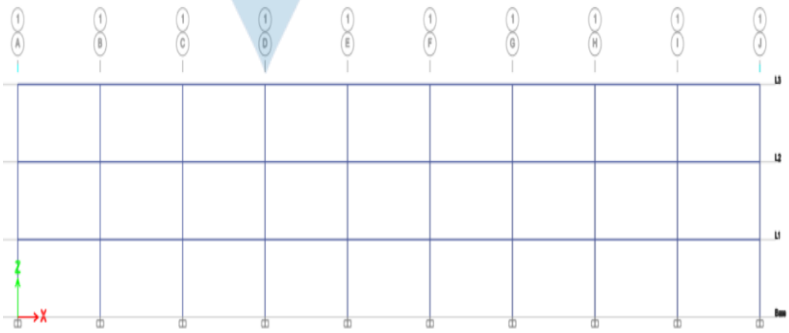
$$\text{Lantai 3} = \frac{25{,}707}{24{,}999} = 1{,}028$$

$$\text{Lantai 2} = \frac{23{,}065}{22{,}628} = 1{,}019$$

$$\text{Lantai 1} = \frac{12{,}496}{12{,}277} = 1{,}018$$

Dari *output* ETABS tidak didapatkan *ratio* yang lebih dari 1,2 maupun 1,4. Maka pada arah-X tidak mengalami ketidakberaturan horizontal tipe 1a maupun 1b.

Arah-Y



Gambar 2. 22 Denah Tampak Samping Arah-Y

Berikut adalah *output* dari ETABS :

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Max Drift mm	Avg Drift mm	Ratio
▶	L3	ENVELOPE	Combination	Max		Y	32,917	31,144	1,057
	L2	ENVELOPE	Combination	Max		Y	28,597	27,44	1,042
	L1	ENVELOPE	Combination	Max		Y	14,752	14,239	1,036

Gambar 2. 23 Output *Ratio Drift*

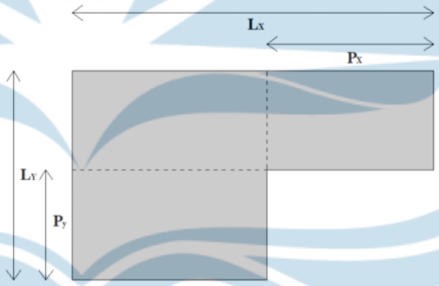
$$\text{Lantai } 1 = \frac{14,752}{14,239} = 1,036$$

$$\text{Lantai } 2 = \frac{28,597}{27,44} = 1,042$$

$$\text{Lantai } 3 = \frac{32,917}{31,144} = 1,057$$

Dari output ETABS tidak didapatkan *ratio* yang lebih dari 1,2 maupun 1,4. Maka pada arah-Y tidak mengalami ketidakberaturan horizontal tipe 1a maupun 1b.

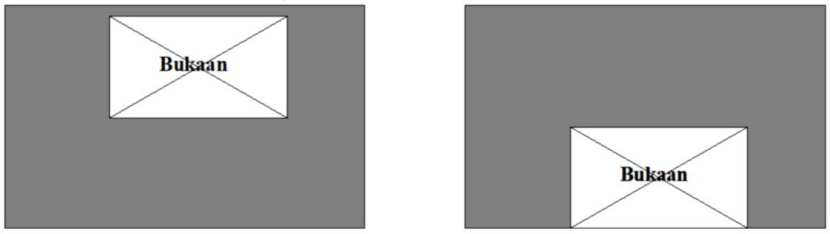
2. Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 2



Gambar 2. 24 Ketidakberaturan Sudut Dalam

Pada desain bangunan tidak terdapat sudut dalam, sehingga ketidakberaturan tipe 2 tidak terjadi.

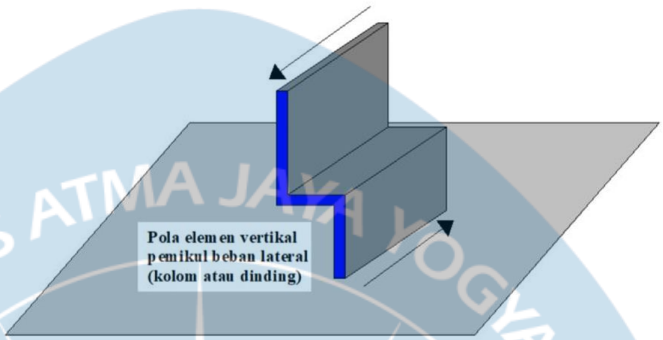
3. Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 3



Gambar 2. 25 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Karena pada desain tidak terdapat bukaan lebih dari 50%, maka ketidakberaturan tipe 3 tidak ada.

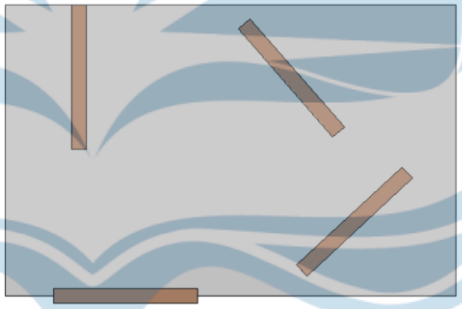
4. Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 4



Gambar 2. 26 Ketidakberaturan Pergeseran Tegak Lurus Bidang

Karena pada desain tidak terdapat diskontunuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, maka ketidakberaturan tipe 4 tidak ada.

5. Pengecekan Ketidakberaturan Horizontal Tipe 5



Gambar 2. 27 Ketidakberaturan Sistem Non Paralel

Karena pada desain elemen vertikal pemikul gaya lateral parallel terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik, maka ketidakberaturan tipe 5 tidak ada.

2.3.3 Ketidakberaturan Vertikal

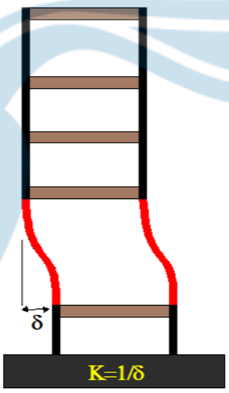
Pengecekan ketidakberaturan dilakukan dengan meninjau beberapa tipe ketidakberaturan vertikal sebagai berikut.

Tabel 14 – Ketidakberaturan vertikal pada struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 70 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 16	D, E, dan F
1b.	**Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan** didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang kekakuan lateralnya kurang dari 60 % kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 % kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
2.	**Ketidakberaturan Berat (Massa)** didefinisikan ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150 % massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 16	D, E, dan F
3.	**Ketidakberaturan Geometri Vertikal** didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik di sebarang tingkat lebih dari 130 % dimensi horizontal sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya.	Tabel 16	D, E, dan F
4.	**Ketidakberaturan Akibat Diskontinuitas Bidang pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral** didefinisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat di bawahnya.	0 0 Tabel 16	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 Tabel 16	E dan F D, E, dan F
5b.	**Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas pada Kekuatan Lateral Tingkat** didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65 % kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.	0 0 Tabel 16	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Gambar 2. 28 SNI 1726:2019 Tabel 14

1. Pengecekan Ketidakberaturan Vertikal Tipe 1a dan 1b



Gambar 2. 29 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Tabel 2. 12 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

KETIDAKBERATURAN KEKAKUAN TINGKAT LUNAK		
	Arah X	**Arah Y**

Lantai	Kekakuan	Cek	Kekakuan	Cek
	kN/m		kN/m	
3	449631,266		380470,718	
2	1019234,496	OK	879012,767	OK
1	2152795,547	OK	1910228,509	OK

1a

$K_{lantai\ n} < 0{,}7K(Lantai\ n+1)$

atau

$K_{Lantai\ n} < 0{,}8\frac{K(Lantai\ n+1)+K(Lantai\ n+2)}{2}$

1b

$K_{lantai\ n} < 0{,}6K(Lantai\ n+1)$

atau

$K_{Lantai\ n} < 0{,}7\frac{K(Lantai\ n+1)+K(Lantai\ n+2)}{2}$

Arah-X

Berikut adalah *output* dari ETABS :

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496$

$K_{Lantai3} = 449631{,}266$

- Lantai 1

1a

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}7 \times K_{Lantai2}$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}7 \times 1019234{,}496$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m > 713464{,}1472$

atau

$K_{Lantai\ 1} = 2152795{,}547 kN/m < 0{,}8\frac{K(Lantai\ 2)+K(Lantai\ 3)}{2}$

$K_{Lantai\ 1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}8\frac{1019234{,}496+449631{,}266}{2}$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m > 587546{,}3048$

1b

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}6 \times K_{Lantai2}$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}6 \times 1019234{,}496$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m > 611540{,}6976$

atau

$K_{Lantai\ 1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}7\ \frac{K(Lantai\ 2)+K(Lantai\ 3)}{2}$

$K_{Lantai\ 1} = 2152795{,}547\ kN/m < 0{,}7\ \frac{1019234{,}496+449631{,}266}{2}$

$K_{Lantai1} = 2152795{,}547\ kN/m > 514103{,}0167$

Karena kekakuan pada lantai 1 lebih besar dari syarat yang ditentukan, maka tidak terjadi ketidakberaturan vertical pada lantai 1.

- Lantai 2

1a

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}7 \times K_{Lantai3}$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}7 \times 449631{,}266$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m > 314741{,}8862$

atau

$K_{Lantai\ 2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}8\ \frac{K(Lantai\ 3)}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}8\ \frac{449631{,}266}{1}$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m > 359705{,}0128$

1b

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}6 \times K_{Lantai3}$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}6 \times 449631{,}266$

$K_{Lantai2} = 1019234{,}496\ kN/m > 269778{,}7596$

atau

$K_{Lantai\ 2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}7\ \frac{K(Lantai\ 3)}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 1019234{,}496\ kN/m < 0{,}7\ \frac{449631{,}266}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 1019234{,}496\ kN/m > 314741{,}8862$

Karena kekakuan pada lantai 2 lebih besar dari syarat yang ditentukan, maka tidak terjadi ketidakberaturan vertikal pada lantai 2.

Arah-Y

Berikut adalah *output* dari ETABS :

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767$

$K_{Lantai3} = 380470{,}718$

- Lantai 1

1a

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ kN/m < 0{,}7 \times K_{Lantai2}$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ kN/m < 0{,}7 \times 879012{,}767$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ kN/m > 615308{,}9369$

atau

$K_{Lantai\ 1} = 1910228{,}509\ kN/m < 0{,}8 \frac{K(Lantai\ 2)+K(Lantai\ 3)}{2}$

$K_{Lantai\ 1} = 1910228{,}509\ kN/m < 0{,}8 \frac{879012{,}767+380470{,}718}{2}$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ \ kN/m > 503793{,}394$

1b

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ \ kN/m < 0{,}6 \times K_{Lantai2}$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ kN/m < 0{,}6 \times 879012{,}767$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ \ kN/m > 527407{,}6602$

atau

$K_{Lantai\ 1} = 1910228{,}509\ \ kN/m < 0{,}7 \frac{K(Lantai\ 2)+K(Lantai\ 3)}{2}$

$K_{Lantai\ 1} = 1910228{,}509\ \ kN/m < 0{,}7 \frac{879012{,}767+380470{,}718}{2}$

$K_{Lantai1} = 1910228{,}509\ \ kN/m > 440819{,}2198$

Karena kekakuan pada lantai 1 lebih besar dari syarat yang ditentukan, maka tidak terjadi ketidakberaturan vertical pada lantai 1.

- Lantai 2

1a

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}7 \times K_{Lantai3}$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}7 \times 380470{,}718$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m > 266329{,}5026$

atau

$K_{Lantai\ 2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}8\frac{K(Lantai\ 3)}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}8\frac{380470{,}718}{1}$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m > 304376{,}5744$

1b

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}6 \times K_{Lantai3}$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}6 \times 380470{,}718$

$K_{Lantai2} = 879012{,}767\ kN/m > 228282{,}4308$

atau

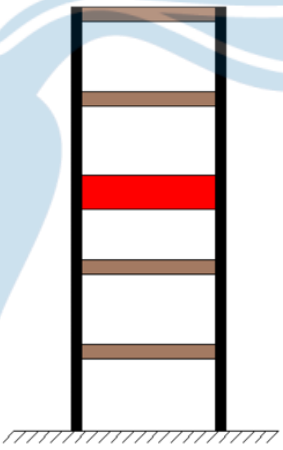
$K_{Lantai\ 2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}7\frac{K(Lantai\ 3)}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 879012{,}767\ kN/m < 0{,}7\frac{380470{,}718}{1}$

$K_{Lantai\ 2} = 879012{,}767\ kN/m > 266329{,}5026$

Karena kekakuan pada lantai 2 lebih besar dari syarat yang ditentukan, maka tidak terjadi ketidakberaturan vertikal pada lantai 2.

2. Ketidakberaturan Berat (Massa)



Gambar 2. 30 Ketidakberaturan Berat (massa)

Ketidakberaturan berat (massa) menurut Tabel 14 SNI 1726:2019 terjadi apabila massa efektif pada suatu tingkat melebihi

150% dari massa efektif tingkat yang berdekatan. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau dalam evaluasi ini.

Tabel 2. 13 Ketidakberaturan Berat (massa)

KETIDAKBERATURAN BERAT (MASSA)		
LANTAI	**MASSA**	**CEK**
	kg	
3	1682667,36	OK
2	2253797,89	OK
1	2322204,74	OK
Base	215288,16	OK

Ketidakberaturan vertikal 2 terjadi jika :

$m > 1{,}5m(x-1)\ atau\ m > 1{,}5m(x+1)$

- Base

  $215288{,}16 > 1{,}5(2322204{,}74) \rightarrow OK$

- Lantai 1

  $2322204{,}74 < 1{,}5(215288{,}16) \rightarrow OK$

  atau

  $2322204{,}74 < 1{,}5(2253797{,}89) \rightarrow OK$

- Lantai 2

  $2253797{,}89 < 1{,}5(2322204{,}74) \rightarrow OK$

  Atau

  $2253797{,}89 < 1{,}5(1682667{,}36)$

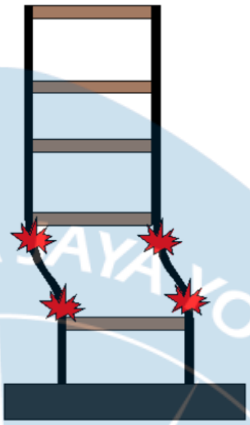
- Lantai 3

  $1682667{,}36 < 1{,}5(2253797{,}89)$

3. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Menurut SNI 1726:2019, ketidakberaturan tingkat lemah terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya, sedangkan ketidakberaturan

tingkat lemah berlebihan terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya.



Gambar 2. 31 Ketidakberaturan Diskontinuitas Kekuatan Lateral

Tabel 2. 14 Tabel Output ETABS *Story Force*

DISKONTINUITAS PADA KETIDAKBERATURAN KUAT LATERAL TINGKAT				
Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekuatan	Cek	Kekuatan	Cek
	kN		kN	
3	1940,7332		1944,3204	
2	3320,8619	OK	3304,4613	OK
1	3904,9062	OK	3876,313	OK

Ketidakberaturan vertikal 5a terjadi jika $Fx < 0{,}8(x + 1)$ Maka terjadi ketidakberaturan tingkat lemah berlebih akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat.

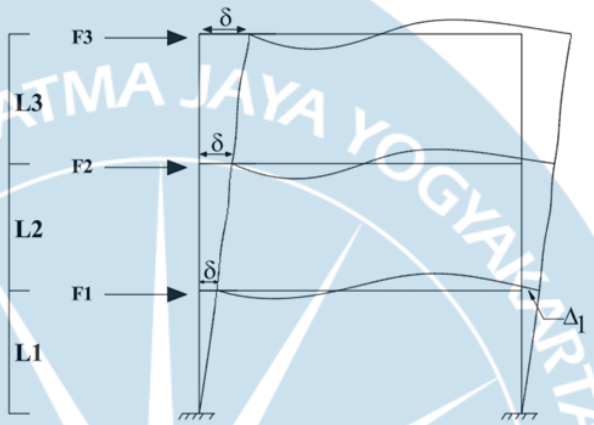
- $3904{,}9062\ \text{kN} > 0{,}8(3320{,}8619) \rightarrow \text{OK}$
- $3320{,}8619\ \text{kN} > 0{,}8(1940{,}7332) \rightarrow \text{OK}$

Ketidakberaturan vertikal 5b terjadi jika $Fx < 0{,}65(x + 1)$ Maka terjadi ketidakberaturan tingkat lemah berlebih akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat.

- $3904{,}9062\ \text{kN} > 0{,}65(3320{,}8619) \rightarrow \text{OK}$
- $3904{,}9062\ \text{kN} > 0{,}65(3320{,}8619) \rightarrow \text{OK}$

Karena dalam pengecekan ketidakberaturan vertical 5a dan 5b sudah memenuhi syarat, maka dinyatakan tidak ada ketidakberaturan vertikal 5 pada struktur.

2.3.4 Kontrol Simpangan Antar Lantai



Gambar 2. 32 Simpangan Antar Tingkat

Penentuan simpangan antar tingkat desain (Δ) dilakukan dengan menghitung selisih simpangan pada pusat massa antara tingkat yang ditinjau dan tingkat di bawahnya. Apabila pusat massa tidak berada pada satu garis vertikal, simpangan pada dasar tingkat dapat dihitung berdasarkan proyeksi vertikal pusat massa dari tingkat di atasnya. Dalam hal digunakan metode desain tegangan izin, nilai Δ dihitung menggunakan gaya seismik desain yang ditetapkan dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.1 tanpa reduksi untuk desain tegangan izin sebagaimana dijelaskan pada Pasal 7.8.6.

Tabel 2. 15 Simpangan Antar Lantai

SIMPANG ANTAR LANTAI						
Lantai	**Tinggi Lantai (m)**	**Story Drift (m)**		**Drift Limit (m)**	**CEK**	
		Δx	Δy		**X**	**Y**
3	4	0,001027	0,00121	0,08	OK	OK

2	4	0,000903	0,001045	0,08	OK	OK
1	4	0,000479	0,000533	0,08	OK	OK

Mengacu pada SNI 1726:2019 Pasal 7.12, simpangan antar lantai pada kondisi desain didefinisikan sebagai selisih defleksi pada pusat massa antara dua lantai yang berurutan. Defleksi pada suatu lantai, yang umumnya dinyatakan dengan simbol δx, dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$\delta x = \frac{cd \times \delta xe}{Ie}$$

Keterangan :

cd : faktor aplifikasi defleksi

δxe : defleksi elastis hasil analisis struktur

Ie : faktor keutamaan gempa

Pembatasan nilai simpangan antar lantai diperlukan untuk menjamin keselamatan penghuni serta menjaga keutuhan struktur bangunan. Untuk sistem pemikul gaya seismik yang terdiri dari rangka momen pada struktur yang didesain untuk kategori desain seismik D,E atau F. Simpangan antar lantai desain tidak boleh melebihi Δa/ρ untuk semua tingkat. P harus ditentukan sesuai dengan 0.

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	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

Gambar 2. 33 SNI 1726:2019 Tabel 20

Simpangan antar tingkat izin (tabel) Δa = 0,02 h

Faktor redudansi ρ = 1,3

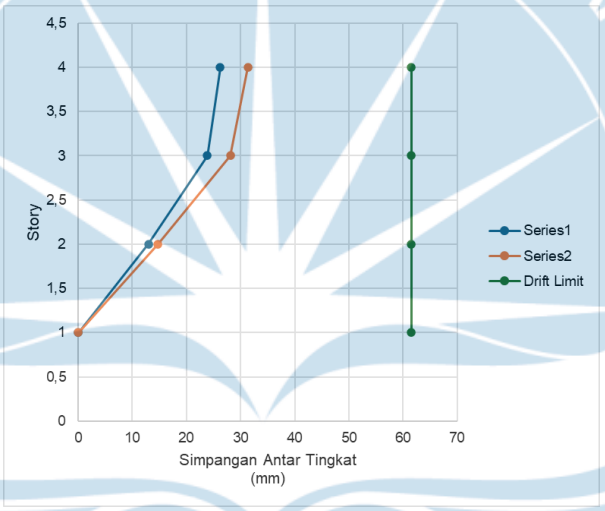
Δ/ρ = 0,015

Cd = 5,5

Ie = 1

Tabel 2. 16 Rekapan Simpangan Antar Lantai

Story	Displacement		Elastic Drift		h	Inelastis Drift		Drift Limit	Cek
	δeX	δeY	δeX	δeY		ΔX	ΔY		
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
3	11,481	13,485	4,773	5,699	4000	26,2515	31,3445	61,5385	**OK**
2	6,708	7,786	4,34	5,109	4000	23,87	28,0995	61,5385	**OK**
1	2,368	2,677	2,368	2,677	4000	13,024	14,7235	61,5385	**OK**



Gambar 2. 34 Grafik Simpangan Antar Lantai

Pengaruh P-Delta terhadap gaya geser tingkat, gaya dan momen pada elemen struktur, serta simpangan antar lantai dapat diabaikan apabila nilai koefisien stabilitas θ yang dihitung dari persamaan berikut kurang dari atau sama dengan 0,10.

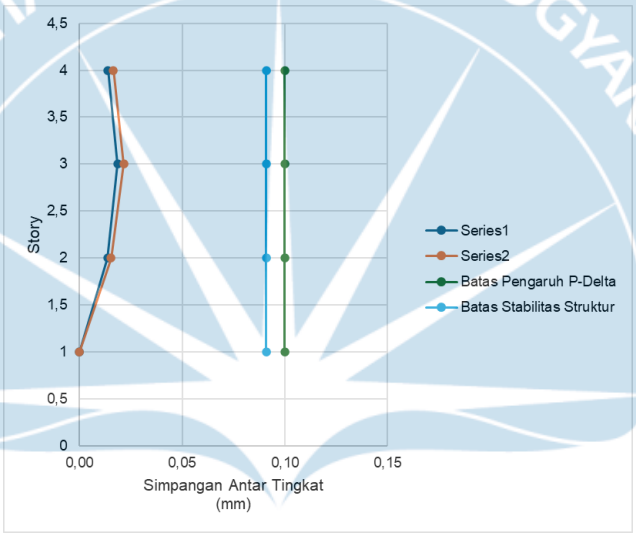
β = 1

$\theta max = \frac{0,5}{(\beta \times Cd)} \leq 0,25$

$= 0,0909 < 0,25$

Tabel 2. 17 Rekapan Pengaruh P-Delta

Story	Inelastic Drift		Story Forces			h	Koefisien Stabilitas		Batas pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur θmax	Cek
	ΔX	ΔY	P	Vx	Vy		θX	θY			
	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)					
3	26,2515	31,3445	24907,5533	2148,9169	2166,9089	4000	0,0138	0,0164	0,1	0,0909	OK
2	23,87	28,0995	69583,3234	4096,2567	4112,4811	4000	0,0184	0,0216	0,1	0,0909	OK
1	13,024	14,7235	116339,554	5075,104	5075,104	4000	0,0136	0,0153	0,1	0,0909	OK



Gambar 2. 35 Grafik Pengaruh P-Delta

2.3.5 Jumlah Ragam

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, analisis ragam dinamis harus mempertimbangkan jumlah mode hingga mencapai partisipasi massa kumulatif minimal 90%. Mengacu pada Gambar 2.62, hasil analisis menunjukkan bahwa nilai tersebut telah terpenuhi dengan total 12 mode yang dianalisis. Dari evaluasi bentuk mode, diperoleh bahwa mode pertama didominasi oleh translasi arah Y, mode kedua oleh translasi arah X, dan mode ketiga berupa rotasi terhadap sumbu Z.

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

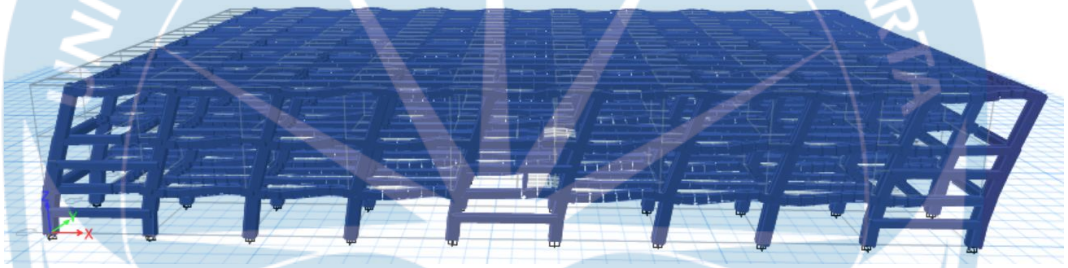
Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: None

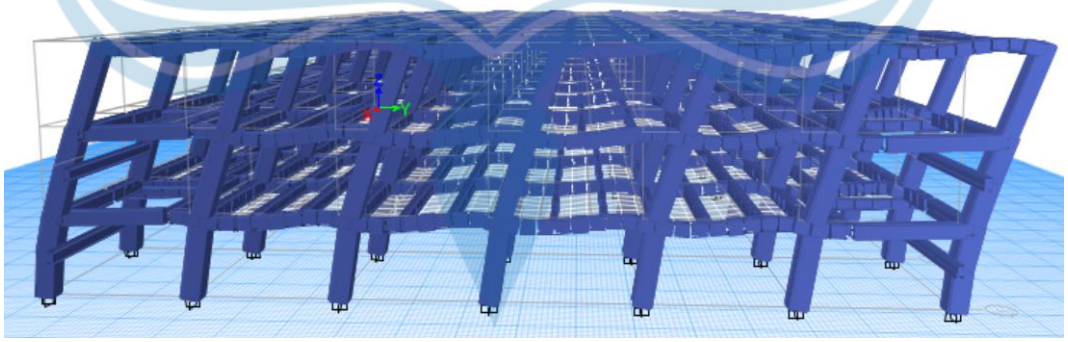
Modal Participating Mass Ratios

	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
	0,825	0	0,7397	0	0	0,7397	0	0,319	0	0,0001
	0,775	0,7462	0	0	0,7462	0,7397	0	0	0,3123	0
	0,733	0	0,0001	0	0,7462	0,7398	0	0,0001	6,513E-07	0,7406
	0,235	0	0,1809	0	0,7462	0,9207	0	0,4477	0	0,0002
	0,229	0,1762	0	0	0,9224	0,9207	0	0	0,4566	5,568E-06
	0,215	3,025E-06	0,0002	0	0,9224	0,9209	0	0,0004	7,379E-06	0,1799
	0,104	0	0,0782	0	0,9224	0,9991	0	0,2299	1,109E-06	0,0002
	0,103	0,0774	5,946E-07	0	0,9998	0,9991	0	1,865E-06	0,2305	1,141E-05
	0,1	9,714E-06	4E-06	0	0,9998	0,9991	0	4,973E-05	2,883E-05	0,0001
	0,097	1,221E-05	0,0002	0	0,9998	0,9992	0	0,0006	3,607E-05	0,0784
	0,085	0	0,0001	0	0,9998	0,9993	0	0,0003	0	8,276E-06
▶	0,072	0	0	0	0,9998	0,9993	0	0	0	1,442E-05

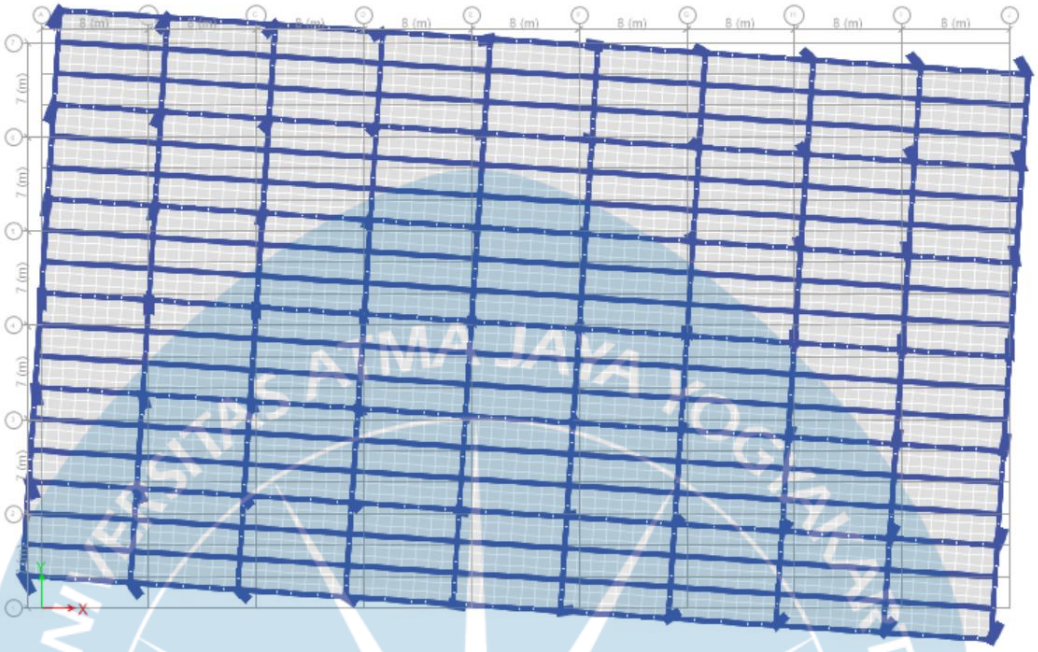
Gambar 2. 36 Partisipasi Massa pada Analisis Jumlah Ragam



Gambar 2. 37 Hasil Pengecekkan Mode Shape untuk Mode 1 Translasi Arah X



Gambar 2. 38 Hasil Pengecekkan Mode Shape untuk Mode 2 Translasi Arah Y



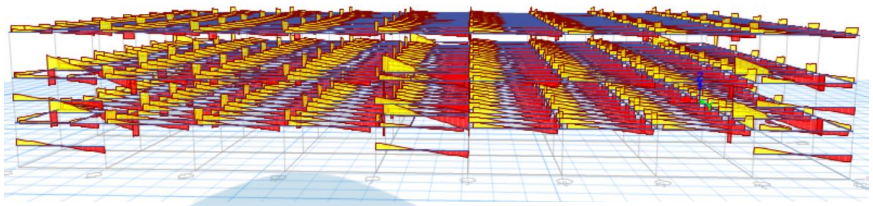
Gambar 2. 39 Hasil Pengecekkan Mode Shape untuk Mode 3 Rotasi Sumbu Z

2.3.6 Interpretasi Output Permodelan

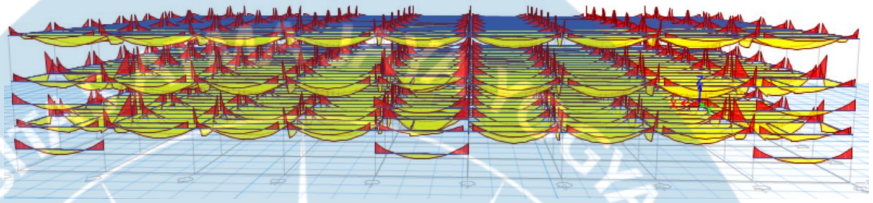
Setelah permodelan struktur dilakukan dan perilaku struktur dinyatakan stabil serta memenuhi ketentuan standar yang berlaku, maka selanjutnya adalah melakukan analisis terhadap output hasil permodelan struktur. Analisis yang dilakukan meliputi pengambilan data gaya-gaya dalam pada setiap elemen struktur seperti balok, kolom, dan pelat.

Kemudian hasil analisis tersebut dihubungkan dengan diagram momen lentur (BMD) dan diagram gaya geser (SFD) untuk memahami distribusi beban serta respons struktur secara lebih mendalam. Interpretasi terhadap hasil ini menjadi dasar yang penting untuk tahap detailing dan penentuan kebutuhan penulangan atau penguatan elemen struktur sesuai dengan standar perencanaan yang berlaku.

Berikut ini adalah diagram BMD dan SFD dari Proyek Pabrik Ringan di Yogyakarta.



Gambar 2. 40 Diagram SFD Pabrik Ringan



Gambar 2. 41 Diagram BMD Pabrik Ringan

Berdasarkan hasil analisis ETABS, didapatkan nilai gaya dalam pada balok dan kolom yang akan digunakan sebagai dasar dalam proses perancangan.

Tabel 2. 18 Gaya Dalam Balok Induk

Posisi	Kondisi	B1L1	B2L1	B1L2	B2L2
Tumpuan	Mu^+ (kNm)	84,4953	90,1939	99,2416	114,9811
	Mu^- (kNm)	-238,8657	-465,6026	-271,4745	-503,8371
	Vu (kN)	149,9083	476,8739	150,4232	486,263
	Vg (kN)	112,8032	397,258	113,1302	396,0793
Lapangan	Mu^+ (kNm)	122,5815	285,1768	126,1015	285,9881
	Mu^- (kNm)	-115,5365	-155,125	-135,9184	-180,8988
	Vu (kN)	114,5073	451,7663	121,6772	460,8019

Tabel 2. 19 Gaya Dalam Balok Atap, Balok Tangga, Balok Bordes

Posisi	Kondisi	B3 Atap	B4 Atap	BT	BB
Tumpuan	Mu^+ (kNm)	41,5564	20,3062	5,1901	14,2094
	Mu^- (kNm)	-158,1636	-313,4009	-403,5757	-210,2217
	Vu (kN)	95,0727	229,064	316,957	129,3569

	Vg (kN)	65,4048	183,2917	275,4933	99,5213
Lapangan	Mu^{+} (kNm)	70,697	176,8283	261,4368	80,9348
	Mu^{-} (kNm)	-56,3313	-121,6594	-131,2662	-95,2352
	Vu (kN)	75,4817	218,6904	254,6583	100,6163

Tabel 2. 20 Gaya Dalam Balok Anak

Kondisi	BA1	BA2
Vu Tumpuan (kN)	142,1197	51,0381
Vu Lapangan (kN)	130,1547	31,6783
Mu^{-} Tumpuan (kNm)	0	0
Mu^{+} Lapangan (kNm)	326,0209	82,8493

Tabel 2. 21 Gaya Dalam Kolom K1 dan K2

Kondisi	K1 800 x 800			K2 750 x 750		
	P	M2	M3	P	M2	M3
Pu max (kN)	-239,876	175,023	154,803	-118,606	16,171	11,013
Pu min (kN)	-2963,079	-670,816	-653,511	-1782,571	-275,894	-452,272
M2 max (kNm)	-620,499	709,194	599,675	-387,010	443,863	285,108
M2 min (kNm)	-1484,811	-710,093	-599,524	-929,469	-444,095	-288,260
M3 max (kNm)	-718,571	660,391	663,505	-437,395	294,367	451,380
M3 min (kNm)	-1671,448	-628,064	-664,534	-1782,552	-382,184	-452,294

Tabel 2. 22 Gaya Dalam Kolom K3

Kondisi	K1 650 x 650		
	P	M2	M3
Pu max (kN)	-61,439	177,806	24,734
Pu min (kN)	-624,655	-146,049	-126,701
M2 max (kNm)	-142,349	284,473	99,666
M2 min (kNm)	-326,947	-284,366	-100,845
M3 max (kNm)	-170,716	161,098	214,496
M3 min (kNm)	-370,945	-168,925	-212,110

2.4 Perancangan Pelat Satu Arah

1. Pelat Lantai Tipe A

Diketahui data-data sebagai berikut :

Fc’ = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

Lx = 2,334 m

Ly = 7 m

Selimut beton = 20 mm

Diameter tul. = 10 mm

DL = 3,5316 kN/m²

SDL = 2,007 kN/m²

LL = 7,18 kN/m²

Tebal pelat = 150 mm

Pembebanan pelat :

QDL = $tebal\ pelat \times bj.beton + SDL$

= $0{,}15 \times 24 + 2{,}007 = 5{,}53854\ kN/m^2$

QLL = 7,18 kN/m²

Qu = $1{,}2QD + 1{,}6QL = 18{,}13425$

Perhitungan Momen Pelat (SNI 2847:2019 pasal 6.5.2)

- Arah memanjang

Mu⁻ $= \frac{1}{9} \times qu \times lx^2$

$= \frac{1}{9} \times 18{,}13425 \times 2{,}334^2$

$= 10976370{,}17\ Nmm$

- Arah melintang

Mu⁺ $= \frac{1}{14} \times qu \times lx^2$

$= \frac{1}{14} \times 18{,}13425 \times 2{,}334^2$

$= 7056237{,}964\ Nmm$

Perhitungan gaya geser (SNI 28147:2019 Tabel 6.5.4)

$Vu = \frac{(1{,}15 \times Qu \times Lx)}{2}$

$Vu = 24337{,}068\ N$

Kekuatan geser beton (SNI 2847:2019 Tabel 9.6.3.1)

$d = H - sb - \frac{db}{2} = 125\ mm$

$\phi Vc = 0{,}75 \times 0{,}17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 125$

$\phi Vc = 87293{,}2826\ N$

$\phi Vc > Vu \rightarrow 87293{,}2826 > 24337{,}068 \rightarrow OK$

Momen Nominal

$Mn = \frac{Mu}{0,9} = 12195966,85N$ (asumsi ϕ=0,9)

Cek terkendali Tarik (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{0,875 \times fc' \times \phi \times b}}$$

$$a = 125 - \sqrt{125^2 - \frac{2 \times 10976370,17}{0,875 \times 30 \times 0,9 \times 1000}}$$

$$a = 3,8866$$

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05(f'c-28)}{7} = 0,85 - \frac{0,05(30-28)}{7} = 0,607$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3,8866}{0,607} = 6,4015\ mm$$

$$\varepsilon s = \frac{0,003(d-c)}{c} = \frac{0,003(125-6,4015)}{6,4015}$$

$$\varepsilon s > 0,005 \rightarrow 0,0556 > 0,005 \rightarrow OK$$

Menghitung kebutuhan tulangan (SNI 2847:2019 Tabel 7.6.1.1)

- Tulangan lentur

  $As\ perlu = \frac{0,85 \times fc' \times a \times b}{fy}$

  $As\ perlu = \frac{0,85 \times 30 \times 3,8866 \times 1000}{420} = 235,9727\ mm^2$

  $As\ min = 0,002 \times Ag = 0,002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$

  Maka, digunakan As = 235,9727 mm²

  Luas tulangan d10

  $Adb = 0,25 \times \pi \times D^2$

  $Adb = 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,5398\ mm^2$

$Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 332{,}8344\ mm$

$Spasi\ max1 = 3 \times h = 3 \times 150 = 450\ mm$

$Spasi\ max2 = 450\ mm$

Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 300 mm**

- Tulangan Susut

  $As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$

  Direncanakan tulangan d10

  Luas tulangan d10

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times D^2$

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}5398\ mm^2$

  $Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 261{,}7994\ mm$

  Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 250 mm**

Cek ϕMn > Mu (SNI 2847:2019 pasal 7.5.1)

s = 300 mm

As $= \frac{b \times Adb}{s} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 261{,}7994\ mm^2$

Ts = Cc

$As \times fy = 0{,}85 \times f'c \times a \times b$

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = \frac{261{,}7994 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 1000} = 4{,}3120\ mm$

$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 261{,}7994 \times 420 \times \left(125 - \frac{5{,}1744}{2}\right)$

$= 32749658{,}8354\ Nmm$

$\phi Mn = 0{,}9 \times Mn = 0{,}9 \times 32645350{,}66 = 29474692{,}9519\ Nmm$

$\boldsymbol{\phi Mn > Mu \rightarrow 29474692{,}9519 > 10976370{,}17 \rightarrow OK}$

2. Pelat Lantai Tipe B

Fc’ = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

Lx = 2,334 m

Ly = 7 m

Selimut beton = 20 mm

Diameter tul. = 10 mm

DL = 3,5316 kN/m²

SDL = 2,007 kN/m²

LL = 4,79 kN/m²

Tebal pelat = 150 mm

Pembebanan pelat :

QDL $= tebal\ pelat \times bj.beton + SDL$

$= 0{,}15 \times 24 + 2{,}007 = 5{,}53854\ kN/m^2$

QLL = 4,79 kN/m²

Qu $= 1{,}2QD + 1{,}6QL = 14{,}3102$

Perhitungan Momen Pelat (SNI 2847:2019 pasal 6.5.2)

- Arah memanjang

  $Mu^- = \frac{1}{9} \times qu \times lx^2$

  $= \frac{1}{9} \times 14{,}3102 \times 2{,}334^2$

  $= 8661764{,}15\ Nmm$

- Arah melintang

  $Mu^+ = \frac{1}{14} \times qu \times lx^2$

  $= \frac{1}{14} \times 14{,}3102 \times 2{,}334^2$

  $= 5568276{,}954\ Nmm$

Perhitungan gaya geser (SNI 28147:2019 Tabel 6.5.4)

$Vu = \frac{(1{,}15 \times Qu \times Lx)}{2}$

$Vu = 19205{,}068\ N$

Kekuatan geser beton (SNI 2847:2019 Tabel 9.6.3.1)

$$d = H - sb - \frac{db}{2} = 125\ mm$$

$$\phi Vc = 0{,}75 \times 0{,}17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 125$$

$$\phi Vc = 87293{,}2826\ N$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow 87293{,}2826 > 19205{,}068 \rightarrow OK$$

Momen Nominal

$Mn = \frac{Mu}{0{,}9} = 9624182{,}389N$ (asumsi ϕ=0,9)

Cek terkendali Tarik (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{0{,}875 \times fc' \times \phi \times b}}$$

$$a = 125 - \sqrt{125^2 - \frac{2 \times 8661764{,}15}{0{,}875 \times 30 \times 0{,}9 \times 1000}}$$

$$a = 3{,}0567$$

$$\beta = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f'c - 28)}{7} = 0{,}85 - \frac{0{,}05(30 - 28)}{7} = 0{,}607$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3{,}0567}{0{,}607} = 5{,}0346\ mm$$

$$\varepsilon s = \frac{0{,}003(d - c)}{c} = \frac{0{,}003(125 - 5{,}0346)}{5{,}0346} = 0{,}0715$$

$$\varepsilon s > 0{,}005 \rightarrow 0{,}0715 > 0{,}005 \rightarrow OK$$

Menghitung kebutuhan tulangan (SNI 2847:2019 Tabel 7.6.1.1)

- Tulangan lentur

  $$As\ perlu = \frac{0{,}85 \times fc' \times a \times b}{fy}$$

  $$As\ perlu = \frac{0{,}85 \times 30 \times 3{,}0567 \times 1000}{420} = 185{,}5869\ mm^2$$

  $$As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$$

  Maka, digunakan As = 185,5869 mm²

  Luas tulangan d10

  $$Adb = 0{,}25 \times \pi \times D^2$$

$Adb = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}5398\ mm^2$

$Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 423{,}1970\ mm$

$Spasi\ max1 = 3 \times h = 3 \times 150 = 450\ mm$

$Spasi\ max2 = 450\ mm$

Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 400 mm**

- Tulangan Susut

  $As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$

  Direncanakan tulangan d10

  Luas tulangan d10

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times D^2$

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}53982\ mm^2$

  $Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 261{,}7994\ mm$

  Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 250 mm**

Cek ϕMn > Mu (SNI 2847:2019 pasal 7.5.1)

s = 400 mm

As = $\frac{b \times Adb}{s} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{400} = 196{,}3495\ mm^2$

Ts = Cc

$As \times fy = 0{,}85 \times f'c \times a \times b$

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = \frac{196{,}3495 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 1000} = 3{,}2340\ mm$

$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 196{,}3495 \times 420 \times \left(125 - \frac{3{,}2340}{2}\right)$

$= 32853374{,}35\ Nmm$

$\phi Mn = 0{,}9 \times Mn = 0{,}9 \times 32853374{,}35 = 29568036{,}91 Nmm$

$\boldsymbol{\phi Mn > Mu \rightarrow 29568036{,}91 > 8661764{,}15 \rightarrow OK}$

3. **Pelat Atap**

Diketahui data-data sebagai berikut :

Fc’ = 30 Mpa

Fy = 280 Mpa

Lx = 2,334 m

Ly = 7 m

Selimut beton = 20 mm

Diameter tul. = 10 mm

DL = 3,5316 kN/m²

SDL = 1,467 kN/m²

LL = 0,96 kN/m²

Tebal pelat = 150 mm

Pembebanan pelat :

QDL $= tebal\ pelat \times bj.beton + SDL$

$= 0{,}15 \times 24 + 1{,}4674 = 4{,}99899\ kN/m^2$

QLL = 0,96 kN/m²

Qu $= 1{,}2QD + 1{,}6QL = 7{,}534788$

Perhitungan Momen Pelat (SNI 2847:2019 pasal 6.5.2)

- Arah memanjang

  $Mu^- = \frac{1}{9} \times qu \times lx^2$

  $= \frac{1}{9} \times 7{,}534788 \times 2{,}334^2$

  $= 4560686{,}62\ Nmm$

- Arah melintang

  $Mu^+ = \frac{1}{14} \times qu \times lx^2$

  $= \frac{1}{14} \times 7{,}534788 \times 2{,}334^2$

  $= 2931869{,}97\ Nmm$

Perhitungan gaya geser (SNI 28147:2019 Tabel 6.5.4)

$Vu = \frac{(1{,}15 \times Qu \times Lx)}{2}$

$Vu = 10112{,}062\ N$

Kekuatan geser beton (SNI 2847:2019 Tabel 9.6.3.1)

$d = H - sb - \frac{db}{2} = 125\ mm$

$\phi Vc = 0{,}75 \times 0{,}17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 1000 \times 125$

$\phi Vc = 87293{,}2826\ N$

$\phi Vc > Vu \rightarrow 87293{,}2826 > 10112{,}062 \rightarrow OK$

Momen Nominal

$Mn = \frac{Mu}{0{,}9} = 5067429{,}578\ N$ (asumsi ϕ=0,9)

Cek terkendali Tarik (SNI 2847:2019 Tabel 21.2.2)

$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{0{,}875 \times fc' \times \phi \times b}}$

$a = 125 - \sqrt{125^2 - \frac{2 \times 4560686{,}62}{0{,}875 \times 30 \times 0{,}9 \times 1000}}$

$a = 1{,}60002$

$\beta = 0{,}85 - \frac{0{,}05(f'c - 28)}{7} = 0{,}85 - \frac{0{,}05(30-28)}{7} = 0{,}607$

$c = \frac{a}{\beta} = \frac{1{,}60002}{0{,}607} = 2{,}6353\ mm$

$\varepsilon s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \frac{0{,}003(125-6{,}4015)}{6{,}4015} = 0{,}13927$

$\varepsilon s > 0{,}005 \rightarrow 0{,}13927 > 0{,}005 \rightarrow OK$

Menghitung kebutuhan tulangan (SNI 2847:2019 Tabel 7.6.1.1)

- Tulangan lentur

  $As\ perlu = \frac{0{,}85 \times fc' \times a \times b}{fy}$

  $As\ perlu = \frac{0{,}85 \times 30 \times 1{,}60002 \times 1000}{280} = 145{,}7163\ mm^2$

  $As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$

  Maka, digunakan As = 300 mm²

  Luas tulangan d10

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times D^2$

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}5398\ mm^2$

  $Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 261{,}7994\ mm$

$Spasi\ max1 = 3 \times h = 3 \times 150 = 450\ mm$

$Spasi\ max2 = 450\ mm$

Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 250 mm**

- Tulangan susut

  $As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 125 = 300\ mm^2$

  Direncanakan tulangan d10

  Luas tulangan d10

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times D^2$

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}53982\ mm^2$

  $Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{300} = 261{,}7994\ mm$

  Maka digunakan tulangan pelat **d10 - 250 mm**

Cek ϕMn > Mu (SNI 2847:2019 pasal 7.5.1)

s = $250\ mm$

a = $\frac{b \times Adb}{s} = \frac{1000 \times 78{,}53982}{250} = 314{,}1593\ mm^2$

Ts = Cc

$As \times fy = 0{,}85 \times f'c \times a \times b$

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times f'c \times b} = \frac{314{,}1593 \times 280}{0{,}85 \times 30 \times 1000} = 3{,}4496\ mm$

$Mn = As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 314{,}1593 \times 280 \times \left(125 - \frac{3{,}4496}{2}\right)$

$= 21839427{,}6\ Nmm$

$\phi Mn = 0{,}9 \times Mn = 0{,}9 \times 21839427{,}6 = 19655484{,}84\ Nmm$

$\boldsymbol{\phi Mn > Mu \rightarrow 19655484{,}84 > 4560686{,}62 \rightarrow OK}$

2.5 Perancangan Pelat Bordes dan Tangga

Tinggi antar lantai	= 4	m
Panjang tangga	= 5,5	m
Lebar tangga	= 4,8	m
Tinggi optrade	= 17	cm
Lebar antrade	= 30	cm

Jumlah anak tangga = $\frac{400}{17} - 1 = 22{,}5294 \rightarrow 23\ anak\ tangga$

Lebar bordes = 4,8 m

Kemiringan tangga = $arctan\left(\frac{O}{A}\right) = arctan\left(\frac{170}{300}\right) = 29{,}5°$

Tebal pelat tangga = $\frac{350}{20} \times \left(0{,}4 + \frac{420}{700}\right) = 175\ mm = 17{,}5\ cm$

d = $175 - 20 - \frac{13}{2} = 148{,}5\ mm$

Analisis pembebanan pelat :

- Beban Mati Tangga

  Berat sendiri pelat = $\frac{2400 \times 0{,}175}{1000} \times 9{,}81$

  = 4,120 kN/m²

  Keramik = 0,167 kN/m²

  Spesi 2 cm = 0,412 kN/m²

  Pasir 3 cm = 0,471 kN/m²

  Railling = 1 kN/m²

  Anak tangga = $0{,}175 \times \frac{0{,}17 \times 0{,}3}{2} \times 24$

  = 4,721 kN/m²

  QDL = 10,8904 kN/m²

- Beban Hidup

  Beban hidup QLL = 4,79 kN/m² (SNI 1727 : 2020) Tabel 4.3-1)

- Beban Mati Pelat Bordes

  Berat sendiri pelat = $\frac{2400 \times 0{,}175}{1000} \times 9{,}81$

  = 4,120 kN/m²

  Keramik = 0,167 kN/m²

  Spesi 2 cm = 0,412 kN/m²

  Pasir 3 cm = 0,471 kN/m²

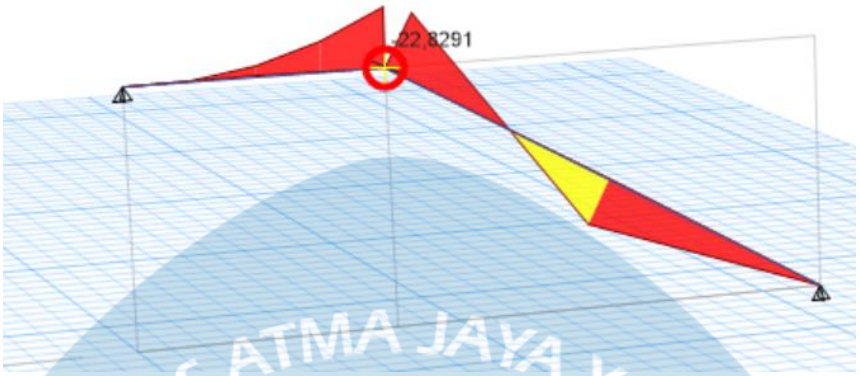
  Railling = 1 kN/m²

  QDL = 6,1699 kN/m²

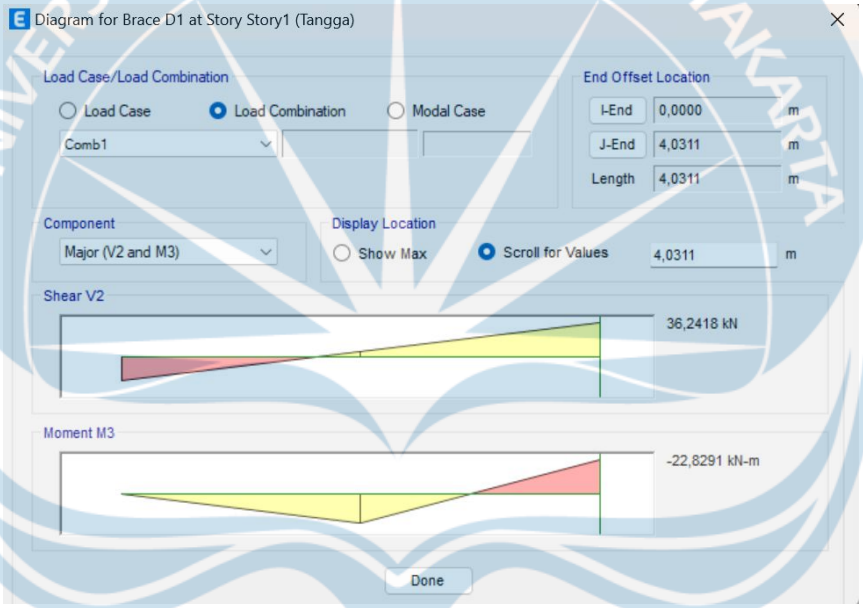
- Beban Hidup

  Beban hidup QLL = 4,79 kN/m² (SNI 1727 : 2020) Tabel 4.3-1)

Analisis Struktur :



Gambar 2. 42 BMD Tangga



Gambar 2. 43 SFD Tangga

Berdasarkan analisis menggunakan software ETABS dengan kombinasi beban ultimit Qu = 1,2 DL + 1,6 LL, diperoleh gaya dalam (Mu) sebesar 22829100 Nmm sebagai dasar perencanaan tulangan, dengan asumsi pelat bordes dan pelat tangga direncanakan sama.

Momen nominal :

$$Mn = \frac{Mu}{0,9} = \frac{22829100}{0,9} = 25365666,7 \text{ Nmm (asumsi } \phi = 0,9)$$

Cek terkendali tarik :

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0{,}85 \times fc' \times \phi \times b}}$$

$$a = 148{,}5 - \sqrt{148{,}5^2 - \frac{2 \times 22829100}{0{,}85 \times 30 \times 0{,}9 \times 1000}}$$

$$a = 6{,}8568$$

$$\beta = 0{,}85 - \frac{0{,}05 \times (fc' - 28)}{7} = 0{,}85 - \frac{0{,}005 \times (30 - 28)}{7} = 0{,}84$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6{,}8568}{0{,}84} = 8{,}2048\ mm$$

$$\varepsilon s = \frac{0{,}003 \times (d - c)}{c} = \frac{0{,}003 \times (148{,}5 - 8{,}2048)}{8{,}2048} = 0{,}0513$$

$\varepsilon s > 0{,}005 \rightarrow 0{,}0513 > 0{,}005 \rightarrow OK$ (Terkendali tarik, digunakan ϕ = 0,9)

Menghitung kebutuhan tulangan :

- Tulangan lentur

  $$As\ perlu = \frac{0{,}85 \times fc' \times a \times b}{fy}$$

  $$As\ perlu = \frac{0{,}85 \times 30 \times 6{,}8568 \times 1000}{420} = 416{,}3079\ mm^2$$

  $$As\ \min 1 = \frac{0{,}0018 \times 420}{fy} \times Ag$$

  $$As\ \min 1 = \frac{0{,}0018 \times 420}{420} \times 1000 \times 175 = 315\ mm^2$$

  $$As\ \min 2 = 0{,}0014 \times Ag$$

  $$As\ \min 2 = 0{,}0014 \times 1000 \times 175 = 245\ mm^2$$

  Maka digunakan As = 416,3079 mm²

  Direncanakan tulangan d13

  Luas tulangan d13 yaitu :

  $$Adb = 0{,}25 \times \pi \times d^2 = 0{,}25 \times \pi \times 13^2 = 132{,}7323\ mm^2$$

  $$Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 132{,}7323}{416{,}3079} = 318{,}8320\ mm$$

  $$Spasi\ \max 1 = 3 \times h = 3 \times 175 = 525\ mm$$

  $$Spasi\ \max 2 = 450\ mm$$

Maka digunakan tulangan pelat **d13 – 300**

- Tulangan susut

  $As\ min = 0{,}002 \times Ag = 0{,}002 \times 1000 \times 175 = 350\ mm^2$

  Direncanakan tulangan d10

  Luas tulangan d10 yaitu :

  $Adb = 0{,}25 \times \pi \times d^2 = 0{,}25 \times \pi \times 10^2 = 78{,}5398\ mm^2$

  $Spasi\ perlu = \frac{b \times Adb}{As} = \frac{1000 \times 78{,}5398}{350} = 224{,}3995\ mm$

  Maka digunakan tulangan pelat **d10 – 200**

Cek ϕ Mn > Mu

s = 300 mm

As $= \frac{b \times Adb}{s} = \frac{1000 \times 132{,}7323}{300} = 442{,}4410\ mm$

Ts = Cc

$As \times fy = 0{,}85 \times f'c \times a \times b$

$a = \frac{As \times fy}{0{,}85 \times fc' \times b} = \frac{442{,}4410 \times 420}{0{,}85 \times 30 \times 1000} = 7{,}2873\ mm$

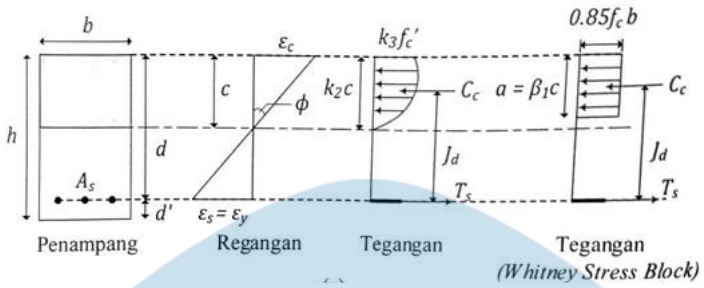
$Mn = \frac{0{,}85 \times fc' \times a \times b}{d - \left(\frac{a}{2}\right)} = \frac{0{,}85 \times 30 \times 7{,}2873 \times 1000}{148{,}5 - \left(\frac{7{,}2873}{2}\right)} = 26917964{,}44\ Nmm$

$\phi Mn = 0{,}9 \times Mn = 0{,}9 \times 26917964{,}44 = 24226168\ Nmm$

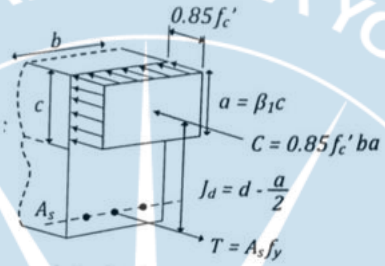
$\phi Mn > Mu \rightarrow 24226168 > 22829100 \rightarrow$ **OK**

2.6 Perancangan Balok

Perancangan balok terdiri dari dua bagian utama yaitu balok induk dan balok anak. Perancangan balok ini mengacu pada SNI 2847:2019. Perhitungan dilakukan dengan memperhataikan diagram regangan dan tegangan seperti pada gambar berikut ini



Gambar 2. 44 Diagram Regangan & Tegangan Whitney Stress Block



Gambar 2. 45 Ilustrasi Distribusi Tegangan

Dari ilustrasi ini, dapat diperoleh persamaan gaya internal balok seperti :

$$Cc = 0{,}85 \times fc' \times a \times b$$

$$Ts = As \times fy$$

$$Cc = As'(fs' - 0{,}85fc')$$

Rumus momen nominal balok, yang akan digunakan untuk mencari rumus tinggi balok tegangan persegi ekivalen beton

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

Sehingga khusus perhitungan balok untuk tulangan tunggal :

$$Mn = 0{,}85 \times fc' \times a \times b(d - \frac{a}{2})$$

$$\frac{0{,}85 \times fc' \times b \times c}{2} \times a^2 - 0{,}85fc' \times d \times b \times a + Mn = 0$$

Didapat rumus tinggi balok tegangan :

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mu}{0{,}85 \times fc' \times \phi \times b}}$$

Rumus garis netral balok sesuai SNI 2847:2019 pasal 22.2.2.4.1 :

$c = \frac{a}{\beta 1}$ (Untuk nilai β dapat dilihat di SNI 2847:2019 tabel 22.2.2.4.3)

Gambar 2. 46 Faktor Reduksi Kekuatan (∅) Untuk Momen, Gaya Aksial, atau Kombinasi Momen dan Gaya Aksial

Regangan tarik netto (εt)	Klasifikasi	Φ			
		Jenis tulangan transversal			
		Spiral sesuai 25.7.3		Tulangan lainnya	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Tekanan terkontrol	0,75	a)	0,65	b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0{,}005$	Transisi[1]	$0{,}75 + 0{,}15\frac{(\varepsilon t - \varepsilon ty)}{(0{,}005 - \varepsilon ty)}$	c)	$0{,}65 + 0{,}25\frac{(\varepsilon t - \varepsilon ty)}{(0{,}005 - \varepsilon ty)}$	d)
$\varepsilon_t \geq 0{,}005$	Tegangan terkontrol	0,90	e)	0,90	f)

[1]Untuk penampang transisi, diperbolehkan memakai nilai faktor kekuatan sama dengan penampang terkontrol tekan.

Agar faktor reduksi kekuatan (ϕ) menjadi 0,9 (terkendali Tarik), maka nilai a harus dibatasi dengan regangan baja tarik terluar εs minimum = 0,005

$$cmax = \frac{\varepsilon c\ max}{\varepsilon c + \varepsilon s\ min} \times d\ ; dengan\ \varepsilon c\ max = 0{,}003\ ;\ \varepsilon s\ min = 0{,}005$$

$$cmax = 0{,}375d$$

Kontrol regangan tulangan balok induk :

$\varepsilon s = \frac{0{,}003(d-c)}{c} = \cdots > 0{,}005$ (terkendali tarik) ; jika $\varepsilon s < 0{,}004$ (desain tul. Rangkap)

Hitung luas perlu tulangan balok induk yang diperlukan :

$$As = \frac{0{,}85f'c.a.b}{fy}$$

Dengan luas tulangan :

$$Atul = \frac{\pi}{4}d^2$$

Dengan syarat luasan minimum dan maksimum :

$$Amin1 = \frac{0{,}25\sqrt{f'c}}{fy}b.d$$

$$Amin2 = \frac{1{,}4}{fy}b.d$$

$$Amax = \frac{0{,}36\ \beta 1\ f'cb\ d}{fy}$$

$$n = \frac{As}{Atul}$$

As min > As use gunakan As min

As use > As max gunakan As max

As min < As use < As max gunakan As use

2.6.1 Perancangan Balok Induk (B2 400 x 600)

Data Dimensi Balok :

Bentang (L)	= 7000 mm
Lebar balok (b)	= 400 mm
Tinggi balok (h)	= 600 mm
Panjang tumpuan (2h)	= 1200 mm
Ø longitudinal	= 25 mm
Ø transversal	=13 mm
Selimut beton (cc)	= 40 mm
Tinggi efektif balok (d)	$= h - cc - \emptyset s - \frac{\emptyset}{2}$
	$= 600 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$
	= 534,5 mm
Kuat tekan beton (fc')	= 30 Mpa
Kuat leleh tul longitudinal (fy)	= 420 Mpa
Kuat leleh tul transversal (fyv)	= 420 Mpa
X kolom	= 800
Y kolom	= 800
Ln = L – X kolom	$= 7000 - 800 = 6200\ mm$
λ (beton normal)	= 1

Gaya Dalam :

Mu, tumpuan (-)	= -465,6026
Mu, tumpuan (+)	= 90,1939

Mu, lapangan (-) = -115,125

Mu, lapangan (+) = 285,1768

Vu, tumpuan = 476,8739

Vu. Lapangan = 451,7663

Vg, tumpuan (1,2D + L) = 397,258

Pu = 36,6212

$$\beta 1 = 0{,}85 - \left(\frac{0{,}005(fc'-28)}{7}\right) = 0{,}85 - \left(\frac{0{,}005(30-28)}{7}\right) = 0{,}836$$

Desain Lentur

- Penulangan Tumpuan Negatif

n = 6

db = 25 mm

ds = 13 mm

Jarak bersih antar tulangan =

$$\frac{(b-2cc-2ds-n\times db)}{(n-1)} = \frac{(400-2\times 40-2\times 13-6\times 25)}{(6-1)} = 28{,}8\ mm$$

As pasang $= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 2945{,}243\ mm^2$

As min 1 $= \frac{\sqrt{fc'}}{4\times fy} \times b \times d$

$= \frac{\sqrt{30}}{4\times 420} \times 400 \times 534{,}5 = 697{,}042\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

$= \frac{1{,}4}{420} \times 400 \times 534{,}5 = 712{,}667\ mm^2$

$As\ pasang \geq As\ min$

$2945{,}243 \geq 712{,}667 = OK$

Mencari nilai ρ :

$$\rho = \frac{As}{b\times d} = 1{,}38\%$$

$$\rho\ max1 = \frac{0{,}75\times 0{,}85\times \beta 1\times fc\prime}{fy\times\left(\frac{600}{600+fy}\right)} = \frac{0{,}75\times 0{,}85\times 0{,}836\times 30}{420\times\left(\frac{600}{600+420}\right)} = 2{,}24\%$$

$$\rho\ max2 = 2{,}5\%$$

$\rho \leq \rho max$

$1{,}38\% \leq 2{,}24\%\ ;\ 2{,}5\% = OK$

a = $\frac{As \times fy}{(0{,}85 \times fc' \times b)} = \frac{2945{,}243 \times 420}{(0{,}85 \times 30 \times 400)} = 121{,}275\ mm$

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 2945{,}243 \times 420 \times \left(534{,}5 - \frac{121{,}275}{2}\right)$

$= 586{,}169\ kNm$

c $= \frac{a}{\beta} = \frac{121{,}275}{0{,}836} = 145{,}115\ mm$

εs $= \frac{(d-c)}{0{,}003 \times c} = \frac{(534{,}5-145{,}115)}{0{,}003 \times 145{,}115} = 0{,}008$

ϕMn $= 0{,}9 \times 586{,}169 = 527{,}552\ kNm$

Cek kapasitas :

$\phi Mn \geq Mu(-)$

$527{,}552 \geq 465{,}6026 = \text{OK}$

$As\ perlu = \frac{Mu}{fy\left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{465{,}6026}{420\left(534{,}5 - \frac{121{,}275}{2}\right)} = 2339{,}449\ mm^2$

- Penulangan Tumpuan Positif

n = 4

db = 25 mm

ds = 13 mm

Jarak bersih antar tulangan =

$\frac{(b - 2cc - 2ds - n \times db)}{(n-1)} = \frac{(400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25)}{(4-1)} = 64{,}667\ mm$

As pasang $= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 1963{,}495\ mm^2$

As min 1 $= \frac{\sqrt{fc'}}{4 \times fy} \times b \times d$

$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 534{,}5 = 697{,}042\ mm^2$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

$= \frac{1{,}4}{420} \times 400 \times 534{,}5 = 712{,}667\ mm^2$

As min 3 $= \frac{1}{2} \times As\ tumpuan\ negatif$

$= \frac{1}{2} \times 2945{,}243 = 1472{,}622\ mm^2$

$As\ pasang \geq As\ min$

$1963{,}495 \geq 1472{,}622 = OK$

Mencari nilai ρ :

$\rho = \frac{As}{b \times d} = \frac{1963{,}495}{400 \times 534{,}5} = 0{,}92\%$

$\rho\ max1 = \frac{0{,}75 \times 0{,}85 \times \beta 1 \times fc'}{fy \times \left(\frac{600}{600+fy}\right)} = \frac{0{,}75 \times 0{,}85 \times 0{,}836 \times 30}{420 \times \left(\frac{600}{600+420}\right)} = 2{,}24\%$

$\rho\ max2 = 2{,}5\%$

$\rho \leq \rho max$

$0{,}92\% \leq 2{,}24\% \,;\, 2{,}5\% = OK$

a = $\frac{As \times fy}{(0{,}85 \times fc' \times b)} = \frac{1963{,}495 \times 420}{(0{,}85 \times 30 \times 400)} = 80{,}85\ mm$

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$= 1963{,}495 \times 420 \times \left(534{,}5 - \frac{80{,}85}{2}\right)$

$= 407{,}448\ kNm$

c $= \frac{a}{\beta} = \frac{80{,}85}{0{,}836} = 96{,}743\ mm$

εs $= \frac{(d-c)}{0{,}003 \times c} = 0{,}014$

ϕMn $= 0{,}9 \times 407{,}448 = 366{,}703\ kNm$

Cek kapasitas :

$\phi Mn \geq Mu(+)$

$366{,}703 \geq 90{,}1939 = \text{OK}$

$As\ perlu = \frac{Mu}{fy\left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{90{,}1939}{420\left(534{,}5 - \frac{80{,}85}{2}\right)} = 434{,}645\ mm^2$

- Penulangan Lapangan Negatif

n = 4

db = 25 mm

ds = 13 mm

Jarak bersih antar tulangan =

$\frac{(b - 2cc - 2ds - n \times db)}{(n-1)} = \frac{(400 - 2 \times 40 - 2 \times 13 - 4 \times 25)}{(4-1)} = 64{,}667\ mm$

As pasang $= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 1963{,}495 mm^2$

As min 1 $= \frac{\sqrt{fc'}}{4 \times fy} \times b \times d$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4\times420} \times 400 \times 534{,}5 = 697{,}042\ mm^2$$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

$$= \frac{1{,}4}{420} \times 400 \times 534{,}5 = 712{,}667\ mm^2$$

As min 3 $= \frac{1}{4} \times As\ tumpuan\ negatif$

$$= \frac{1}{4} \times 2945{,}243 = 736{,}311\ mm^2$$

$As\ pasang \geq As\ min$

$1963{,}495 \geq 763{,}311 = OK$

Mencari nilai ρ :

$$\rho = \frac{As}{b\times d} = \frac{1963{,}495}{400\times534{,}5} = 0{,}92\%$$

$$\rho\ max1 = \frac{0{,}75\times0{,}85\times\beta1\times fc\prime}{fy\times\left(\frac{600}{600+fy}\right)} = \frac{0{,}75\times0{,}85\times0{,}836\times30}{420\times\left(\frac{600}{600+420}\right)} = 2{,}24\%$$

$\rho\ max2 = 2{,}5\%$

$\rho \leq \rho max$

$0{,}92\% \leq 2{,}24\%\ ;\ 2{,}5\% = OK$

a = $\frac{As\times fy}{(0{,}85\times fc'\times b)} = \frac{1963{,}495}{(0{,}85\times30\times400)} = 80{,}85\ mm$

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$$= 1963{,}495 \times 420 \times \left(534{,}5 - \frac{80{,}85}{2}\right)$$

$$= 407{,}448\ kNm$$

c $= \frac{a}{\beta} = \frac{80{,}85}{0{,}836} = 96{,}743\ mm$

εs $= \frac{(d-c)}{0{,}003\times c} = \frac{(534{,}5-96{,}743)}{0{,}003\times96{,}743} = 0{,}014$

ϕMn $= 0{,}9 \times 407{,}448 = 366{,}703\ kNm$

Cek kapasitas :

$\phi Mn \geq Mu(-)$

$366{,}703 \geq 115{,}5365 = \text{OK}$

$As\ perlu = \frac{Mu}{fy\left(d-\frac{a}{2}\right)} = \frac{115{,}5365}{420\left(534{,}5-\frac{80{,}85}{2}\right)} = 747{,}549\ mm^2$

- Penulangan Lapangan Positif

n = 4

db = 25 mm

ds = 13 mm

Jarak bersih antar tulangan =

$$\frac{(b-2cc-2ds-n\times db)}{(n-1)} = \frac{(400-2\times40-2\times13-4\times25)}{(4-1)} = 64{,}667\ mm$$

As pasang $= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2$

$$= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 = 1963{,}495\ mm^2$$

As min 1 $= \frac{\sqrt{fc'}}{4\times fy} \times b \times d$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4\times420} \times 400 \times 534{,}5 = 697{,}042\ mm^2$$

As min 2 $= \frac{1{,}4}{fy} \times b \times d$

$$= \frac{1{,}4}{420} \times 400 \times 534{,}5 = 712{,}667\ mm^2$$

As min 3 $= \frac{1}{4} \times As\ tumpuan\ negatif$

$$= \frac{1}{4} \times 2945{,}243 = 736{,}311\ mm^2$$

$As\ pasang \geq As\ min$

$1963{,}495 \geq 736{,}311 = OK$

Mencari nilai ρ :

$$\rho = \frac{As}{b\times d} = \frac{1963{,}495}{400\times534{,}5} = 0{,}92\%$$

$$\rho\ max1 = \frac{0{,}75\times0{,}85\times\beta1\times fc'}{fy\times\left(\frac{600}{600+fy}\right)} = \frac{0{,}75\times0{,}85\times0{,}836\times30}{420\times\left(\frac{600}{600+420}\right)} = 2{,}24\%$$

$\rho\ max2 = 2{,}5\%$

$\rho \leq \rho max$

$0{,}92\% \leq 2{,}24\%\ ;\ 2{,}5\% = OK$

a = $\frac{As\times fy}{(0{,}85\times fc'\times b)} = \frac{1963{,}495\times420}{(0{,}85\times30\times400)} = 80{,}85\ mm$

Mn $= As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$$= 1963{,}495 \times 420 \times \left(534{,}5 - \frac{80{,}85}{2}\right)$$

$$= 407{,}448\ kNm$$

c $= \frac{a}{\beta 1} = \frac{80,85}{0,836} = 56,189\ mm$

εs $= \frac{(d-c)}{0,003 \times c} = \frac{(534,5-56,189)}{0,003 \times 56,189} = 0,014$

ϕMn $= 0,9 \times 407,448 = 366,703\ kNm$

Cek kapasitas :

$\phi Mn \geq Mu(+)$

$366,703 \geq 285,1768 = \text{OK}$

$As\ perlu = \frac{Mu}{fy\left(d-\frac{a}{2}\right)} = \frac{285,1768}{420\left(534,5-\frac{80,85}{2}\right)} = 1374,270\ mm^2$

Desain Geser

Vg (1,2D + L) = 396,0793 kN

Untuk menghitung gaya geser yang terjadi pada balok akibat gempa, maka diperlukan hitungan sebagai berikut

As tumpuan$^+$ = 1963,495 mm²

a^+ = 80,85 mm

Apr^+ $= 1,25 \times a\ tumpuan\ positif$

$=1,25 \times 80,85 = 101,062\ mm$

Mpr^+ $= As \times 1,25 \times fy \times \left(d - \frac{Apr}{2}\right)$

$= 1963,495 \times 1,25 \times 420 \times \left(534,5 - \frac{101,062}{2}\right)$

= 498892092 Nmm

As tumpuan$^-$ = 2945,243 mm²

a^- = 121,275 mm

Apr^- $= 1,25 \times a\ tumpuan\ negatif$

$= 1,25 \times 121,275 = 151,593\ mm$

Mpr^- $= As \times 1,25 \times fy \times \left(d - \frac{Apr}{2}\right)$

$= 2945,243 \times 1,25 \times 420 \times \left(534,5 - \frac{151,593}{2}\right)$

= 709271189 Nmm

Vpr $= \frac{Mpr^{+}+Mpr^{-}}{Ln} = \frac{498892092+709271189}{6250}$

$= 193306\ N$

Ve $= Vg + Vpr = 396{,}0793 + 193306$

$= 589385$ N

½ Ve $= 294693$ N

Pu $= 0$ N

$\frac{Ag \times fc'}{20} = \frac{400 \times 600 \times 30}{20} = 360000$

Vc diperhitungkan karena Vpr < ½ Ve

Vc $= \sqrt{30} \times 400 \times 534{,}5 = 199075\ N$

- Perencanaan Penulangan Geser pada Tumpuan

Φ $= 0{,}75$

Jumlah kaki (n) $= 4$

Spasi $= 100$ mm

Av $= \frac{n \times \pi}{4 \times ds^2} = \frac{4 \times \pi}{4 \times 13^2} = 530{,}929\ mm^2$

Spasi max 1 $= \frac{d}{4} = \frac{534{,}5}{4} = 133{,}63\ mm$

Spasi max 2 $= 6 \times db = 6 \times 25 = 150\ mm$

Spasi max 3 $= 150$ mm

Cek spasi :

$Spasi \leq Spasi\ max$

$100\ mm \leq 133{,}63\ mm; 150\ mm; 150\ mm$

Vs $= Av \times fyv \times \frac{d}{s}$

$= 530{,}929 \times 420 \times \frac{534{,}5}{100} = 1191883\ N$

Batas Vs $= 0{,}66 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 534{,}5 = 772880\ N$

Vn $= Vc + Vs = 199075 + 772880 = 971956\ N$

Vu = Ve $= 589385$ N

Cek kapasitas :

$\frac{\phi Vn}{Vu} \geq 1$

$\frac{0,75 \times 971956}{589385} \geq 1$

$1,237 > 1 \rightarrow OK$

- Perencanaan Penulangan Geser pada Lapangan

Φ = 0,75

Jumlah kaki (n) = 4

Spasi = 150 mm

Spasi max = d/2 = 267,25

Cek spasi : $Spasi \leq Spasi\ Max$

$150 < 267,25 \rightarrow OK$

Vs $= Av \times fyv \times \frac{d}{s}$

$= 530,929 \times 420 \times \frac{534,5}{150} = 794589\ N$

Batas Vs $= 0,66 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 400 \times 534,5 = 772880\ N$

Vc $= 0,17 \times \sqrt{fc'} \times b \times d = 199075\ N$

Vn $= Vc + Vs = 199075 + 772880 = 971956\ N$

Vu $= 460,8019 \times 1000 = 460801,9\ N$

Cek Kapasitas

$\frac{\phi Vn}{Vu} \geq 1$

$\frac{0,75 \times 971956}{460801,9} \geq 1$

$1,582 > 1 \rightarrow OK$

Desain Torsi

Parameter geometri penampang untuk perhitungan torsi

Acp $= b \times h = 400 \times 600 = 240000\ mm^2$

Pcp $= 2 \times (b + h) = 2 \times (400 + 600) = 2000\ mm$

Xo $= b - 2cc - ds$

$= 400 - (2 \times 40) - 13 = 307\ mm$

Yo $= h - 2cc - ds$

$= 600 - (2 \times 40) - 13 = 507\ mm$

Aoh $= xo \times yo = 307 \times 507 = 155649\ mm^2$

Ao $= 0{,}85 \times Aoh = 0{,}85 \times 155649 = 132302\ mm^2$

Ph $= 2 \times (xo + yo) = 2 \times (307 + 507) = 1628\ mm$

Diketahui gaya dalam :

Tu = 312,5436 kNm = 312543600 Nmm

Pengecekan kebutuhan tulangan torsi :

Tcr $= 0{,}33 \times \sqrt{fc'} \times \frac{Acp^2}{Pcp}$

$= 0{,}33 \times \sqrt{30} \times \frac{240000^2}{2000} = 52055552\ Nmm$

Φ = 0,75

$\frac{\Phi Tcr}{4} = \frac{0{,}75 \times 52055552}{4} = 9760416\ Nmm$

$312543600 > 9760416 = Perlu\ Tulangan\ Torsi$

Pengecekan kecukupan dimensi penampang

Jenis Torsi = Kompabilitas

Tu Pakai = ΦTcr = 39041664 Nmm

Vu Pakai = 592123 N

Vc $= 0{,}17 \times \sqrt{fc'} \times b \times d$

$= 0{,}17 \times \sqrt{30} \times 400 \times 534{,}5 = 199075\ N$

Tegangan ultimate geser + torsi

$= \left(\frac{Vu}{b \times d}\right) + \left(\frac{Tu \times Ph}{1{,}7 \times Aoh^2}\right)$

$= \left(\frac{592123}{400 \times 534{,}5}\right) + \left(\frac{312543600 \times 1628}{1{,}7 \times 132302^2}\right) = 3{,}170\ Mpa$

Kapasitas tegangan beton

$= \phi \times \left(\left(\frac{Vc}{b \times d}\right) + \left(0{,}66 \times \sqrt{fc'}\right)\right)$

$= 0{,}75 \times \left(\left(\frac{199075}{400 \times 534{,}5}\right) + (0{,}66 \times \sqrt{30})\right) = 3{,}410\ Mpa$

Cek dimensi penampang :

$Ruas\ Kiri \leq Ruas\ Kanan$

$3{,}170\ MPa < 3{,}410\ Mpa \rightarrow OK$

Penulangan Transversal Torsi :

S max 1 $= \frac{Ph}{8} = \frac{1628}{8} = 204\ mm$

S max 2 = 300 mm

Cek spasi tumpuan :

$S\ tumpuan\ \leq S\ max$

$100\ mm\ \leq 204\ mm, 300\ mm$

Cek spasi lapangan :

$S\ lapangan \leq S\ max$

$150\ mm\ \leq 204\ mm, 300\ mm$

s pasang $= n \times \frac{\pi}{4} \times \frac{ds^2}{s}$

s tumpuan pasang $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times \frac{13^2}{100} = 5{,}309\ mm$

s lapangan pasang $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times \frac{13^2}{150} = 3{,}540\ mm$

$\frac{At}{s} = \frac{Tu}{2 \times \phi \times Ao \times fyv} = \frac{39041664}{2 \times 0{,}75 \times 132302 \times 420} = 0{,}468\ mm$

$\frac{Av}{s} perlu = \frac{\frac{Vu}{\phi} - Vc}{fyv \times d}$

$\frac{Av}{s} tumpuan\ perlu = \frac{\frac{592123}{0{,}75} - 199075}{420 \times 534{,}5} = 2{,}630\ mm$

$\frac{Av}{s} lapangan\ perlu = \frac{\frac{451766{,}3}{0{,}75} - 199075}{420 \times 534{,}5} = 1{,}796\ mm$

$s\ perlu = 2 \times \frac{At}{s} + \frac{Av}{s}$

$s\ tumpuan\ perlu = 2 \times 0{,}468 + 2{,}630 = 3{,}567$

$s\ lapangan\ perlu = 2 \times 0{,}468 + 1{,}796 = 2{,}733$

$s\ \min 1 = \frac{0{,}062 \times \sqrt{fc'} \times b}{fyv} = \frac{0{,}062 \times \sqrt{30} \times 400}{420} = 0{,}323$

$s\ \min 2 = \frac{0{,}35 \times b}{fyv} = \frac{0{,}35 \times 400}{420} = 0{,}333$

Cek geser + torsi :

$s\ pasang \geq s\ perlu\ dan\ s\ min$

Tumpuan :

$5{,}309\ mm \geq 3{,}567\ mm; 0{,}323\ mm; 0{,}333\ mm$

Lapangan :

$3{,}540\ mm \geq 2{,}733\ mm; 0{,}323\ mm; 0{,}333\ mm$

Penulangan Longitudinal Torsi

db = 13 mm

db min = 0,042 s $= 0{,}042 \times 150 = 6{,}3\ mm$

Cek db :

$db \geq db\ min$

$13\ mm > 6{,}3\ mm \rightarrow OK$

Al $= \frac{At}{s} \times Ph = 0{,}468 \times 1628 = 762{,}565\ mm^2$

Al min $= 0{,}42 \times \sqrt{fc'} \times \frac{Acp}{fy} - \frac{At}{s} \times Ph$

$= 0{,}42 \times \sqrt{30} \times \frac{240000}{420} - 0{,}468 \times 1628$

$= 551{,}969\ mm^2$

As Perlu Tumpuan Atas = 2339,449 mm²

As Perlu Tumpuan Bawah = 434,645 mm²

As Perlu Lapangan Atas = 747,549 mm²

As Perlu Lapangan Bawah = 1374,270 mm²

As + A1 perlu tumpuan $= 762{,}565 + 2339{,}449 + 434{,}645$

$= 3536{,}660\ mm^2$

As + A1 perlu lapangan $= 762{,}565 + 747{,}549 + 1374{,}270$

$= 2884{,}383\ mm^2$

n tumpuan atas = 6

n tumpuan tengah = 2

n tumpuan bawah = 4

n tumpuan vertikal = 3

n lapangan atas = 4

n lapangan tengah = 2

n lapangan bawah = 4

n lapangan vertikal = 3

spasi horizontal $= \frac{(b-2cc-2ds-db)}{(\min(n\ atas, n\ bawah)-1)}$

spasi horizontal tumpuan = $\frac{(400-2\times40-2\times13-25}{(4-1)} = 89{,}7 \approx$ 90 mm

spasi horizontal lapangan = $\frac{(400-2\times40-2\times13-25}{(4-1)} = 89{,}7 \approx$ 90 mm

Spasi vertikal = $\frac{(h-2cc-2ds-db)}{(n\ vertikal-1)}$

Spasi vertikal tumpuan = $\frac{(600-2\times40-2\times13-25)}{(3-1)} = 235\ mm$

Spasi vertikal lapangan = $\frac{(600-2\times40-2\times13-25)}{(3-1)} = 235\ mm$

Cek spasi :

$spasi \leq 300\ mm$

Tulangan longitudinal tumpuan

$90\ mm < 300\ mm \rightarrow OK$

Tulangan longitudinal lapangan

$90\ mm < 300\ mm \rightarrow OK$

As+A1 Pasang Tumpuan = $(6+4) \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 + 2 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2)$

= 5475,796 mm²

As+A1 Pasang Lapangan = $(4+4) \times \frac{\pi}{4} \times 25^2 + 2 \times \frac{\pi}{4} \times 19^2$

= 4494,048 mm²

Cek Lentur + Torsi : $As + A1\ Pasang \geq As + A1\ Perlu$

Tumpuan = $5475{,}796 > 3536{,}660 \rightarrow OK$

Lapangan = $4494{,}048 > 2884{,}383 \rightarrow OK$

2.6.2 Rekapitulasi Perancangan Balok

Berikut adalah rekapan dari penulangan balok yang dapat dilihat pada tabel 2.23.

Tabel 2. 23 Rekapitulasi Penulangan Balok

	Tul. Longitudinal Tumpuan			Tul. Longitudinal Lapangan			Tul. Transversal/Sengkang	
	Atas	Tengah	Bawah	Atas	Tengah	Bawah	Tumpuan	Lapangan
B1L1	4D22	-	3D22	3D22	-	3D22	2D13-100	2D13-150
B2L1	6D25	2D13	4D25	4D25	2D13	4D25	4D13-100	4D13-150
B1L2	4D22	-	3D22	3D22	-	3D22	2D13-100	2D13-150
B2L2	6D25	2D19	4D25	4D25	2D19	4D25	4D13-100	4D13-150
B3	4D22	-	2D22	2D22	-	2D22	2D13-100	2D13-150
B4	6D22	-	4D22	4D22	-	4D22	2D13-100	2D13-150
BA1	5D25	-	3D25	3D25	-	5D25	2D13-100	2D13-150
BA2	4D19	2D13	2D19	2D19	2D13	2S19	2D13-100	2D13-150
BT	6D25	2D13	3D25	4D25	2D13	4D25	3D13-100	3D13-150
BB	4D22	-	2D22	2D22	-	2D22	2D13-100	2D13-150

2.7 Perancangan Kolom SRPMK

Perancangan kolom pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) melibatkan tiga komponen utama, yaitu desain tulangan memanjang (longitudinal), tulangan pengikat (transversal), serta penentuan panjang penyaluran tulangan. Tulangan longitudinal dirancang dengan mengacu pada konsep Strong Column Weak Beam (SCWB), di mana kekuatan kolom harus lebih besar dibandingkan balok, sehingga saat terjadi kegagalan struktur, mekanisme keruntuhan diharapkan terjadi pada balok, bukan pada kolom.

Dalam praktiknya, proses perhitungan tulangan longitudinal umumnya menggunakan bantuan perangkat lunak seperti ETABS, spColumn, maupun Microsoft Excel. Secara umum, dimensi kolom ditentukan dengan ketentuan bahwa ukuran sisi terkecil kolom minimal

sama dengan atau lebih besar dari lebar balok yang bertumpu pada kolom tersebut.

Selain itu, terdapat beberapa persyaratan penting dalam desain kolom SRPMK, di antaranya ukuran minimum penampang kolom yang diukur pada garis lurus melalui pusat geometri tidak boleh kurang dari 300 mm. Di samping itu, perbandingan antara dimensi penampang terkecil dengan dimensi tegak lurusnya harus bernilai minimal 0,4. Berikut merupakan tahapan dalam perancangan kolom SRPMK.

2.7.1 Perancangan Kolom Lantai 1 (800 x 800)

fc' = 30 Mpa

b = 800 mm

h = 800 mm

Tinggi kolom (L) = 4000 mm

h balok = 650 mm

h kolom bersih = $4000 - 650 = 3350$ mm

D tul. Longitudinal = 29 mm

D tul. Sengkang = 16 mm

Selimut beton = 40 mm

Gaya Dalam :

Berdasarkan analisis struktur ETABS, didapatkan gaya dalam sebagai berikut :

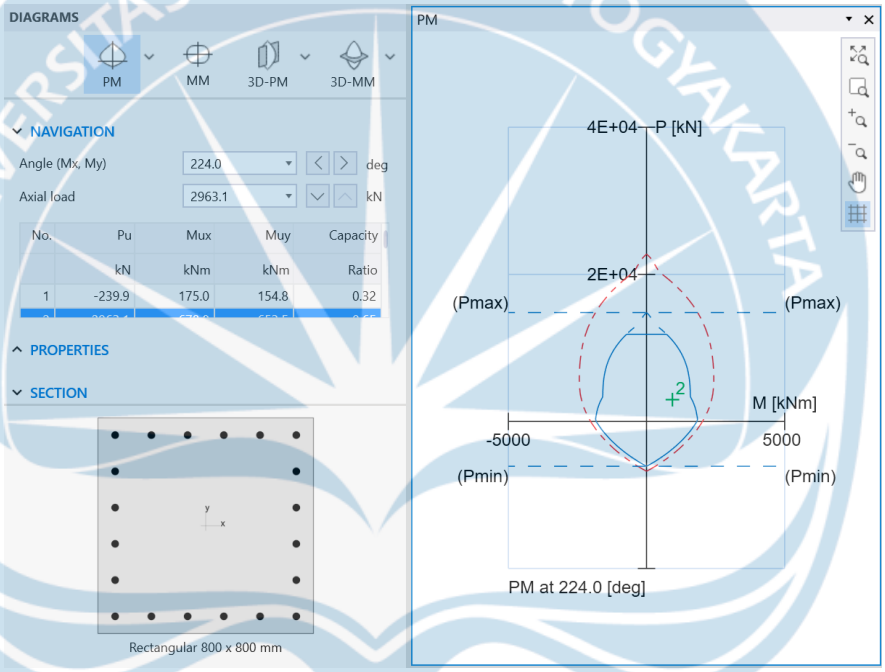
Tabel 2. 24 Gaya Dalam Kolom

	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
P max	-239,876	175,023	154,803
P min	-2963,079	-670,816	-653,511
M2 max	-620,499	709,194	599,675
M2 min	-1484,811	-710,093	-599,524
M3 max	-718,571	660,391	663,505
M3 min	-1671,448	-628,064	-664,534

Tabel 2. 25 Gaya Geser Kolom

Gaya Geser	V2 (kN)	V3 (kN)
Tumpuan	220,776	193,212
Lapangan	220,776	193,212

Berikut merupakan desain kolom dengan gaya dalam yang terjadi :



Gambar 2. 47 Penulangan Kolom menggunakan SpColumn

Syarat Gaya dan Geometri :

Syarat Gaya Aksial

$Pu > 0{,}1 \times Ag \times fc'$

$2963{,}0792 \times 10^3 > 0{,}1 \times 800 \times 800 \times 30$

$2963079{,}2 > 1920000 \rightarrow OK$

Syarat Sisi Terpendek

$b \geq 300\ mm$

$800\ mm \geq 300\ mm \rightarrow OK$

Syarat Rasio Dimensi Penampang

$\frac{b}{h} \geq 0{,}4$

$\frac{800}{800} \geq 0{,}4$

$1 > 0{,}4 \rightarrow OK$

Kebutuhan Tulangan :

Rasio Tulangan : (SNI 2847:2019 ps.18.7.4.1)

Jumlah tulangan = 20

Luas tulangan $= n \times \frac{\pi}{4} \times db^2 = 20 \times \frac{\pi}{4} \times 29^2$

$= 13210{,}4$ mm²

Rasio $= \frac{A\ tulangan}{A\ kolom} = \frac{13210{,}4}{640000} = 2{,}06\%$

Cek ρmin dan ρmax $= 1\% < 2{,}06\% < 6\% \rightarrow OK$

No.	Demand			Capacity			Parameters at Capacity			Capacity
	Pu	Mux	Muy	ϕPn	ϕMnx	ϕMny	NA Depth	εt	ϕ	Ratio
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	mm			
1	-239.88	175.02	154.80	-3098.07	847.94	749.98	242	0.00982	0.900	0.32
2	2963.08	-670.82	-653.51	3623.59	-1133.58	-1104.34	564	0.00252	0.650	0.65
3	620.50	709.19	599.67	3321.62	1219.52	1031.19	549	0.00267	0.655	0.57
4	1484.81	-710.09	-599.52	3321.62	-1220.37	-1030.34	549	0.00267	0.655	0.61
5	718.57	660.39	663.51	3321.62	1122.71	1128.00	549	0.00267	0.655	0.58
6	1671.45	-628.06	-664.53	3321.62	-1093.60	-1157.10	549	0.00267	0.655	0.61

Gambar 2. 48 Tabel Hasil Analisis SpColumn

Mnx $= \frac{\phi(Mnx)}{\phi}$

Mny $= \frac{\phi(Mny)}{\phi}$

Tabel 2. 26 Momen Nominal Kolom

Mnx	Mny
942,1556	833,3111
1743,9692	1698,9846
1861,8626	1574,3359
1863,1603	1573,0382
1714,0611	1722,1374
1669,6183	1766,5649

Kontrol Strong Column - Weak Beam (SCWB) :

(SNI 2847:2019 ps.18.7.3.2)

Mnc, kolom = 1688,97 kNm (spColumn)

Mn^-, balok = 586,169 kNm (perhitungan balok)

Mn^+, balok = 311,837 kNm (perhitungan balok

Cek SCWB $= 2 \times Mnc, kolom > 1{,}2(Mn^-, balok + Mn^+, balok)$

$= 2 \times 1688{,}97 > 1{,}2 \times (586{,}169 + 311{,}837)$

$= 3377{,}94 > 1077{,}6072 \rightarrow OK$

Desain Transversal

Panjang Zona Sendi Plastis :

lo1 = h = 800 mm

lo2 $= \frac{Ln}{6}$ = 558,3333 mm

lo3 = = 450 mm

lo = Max (lo1,lo2,lo3) = 800 mm

Tulangan Transversal Zona Sendi Plastis/Tumpuan :

Jumlah kaki sisi pendek (n1) = 3

Jumlah kaki sisi panjang (n2) = 3

Spasi (s) = 100 mm

Spasi kaki terbesar (xi max) = 150 mm

Ash1 $= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 603{,}186\ mm^2$

Ash2 $= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 = 3 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 = 603{,}186\ mm^2$

$\frac{Ash1}{s} = \frac{603{,}186}{100} = 6{,}032\ mm$

$\frac{Ash1}{s} = \frac{603{,}186}{100} = 6{,}032\ mm$

Confinement / Kekangan Zona Sendi Plastis :

Lebar penampang inti beton (bc) $= b - 2(Cc)$

$= 800 - 2(40)$

= 720 mm

Panjang penampang inti beton (hc) $= h - 2(Cc)$

$= 800 - 2(40)$

$= 720$ mm

Luas penampang kolom (Ag) $= b \times h$

$= 800 \times 800$

$= 640000$ mm²

Luas penampang inti beton (Ach) $= bc \times hc$

$= 720 \times 720$

$= 518400$ mm²

Sisi Pendek / Sumbu Lemah :

$\frac{Ash1}{s\ min} = 0{,}3 \times \left(bc \times \frac{fc'}{fyv}\right) \times \left(\frac{Ag}{Ach-1}\right)$

$= 0{,}3 \times \left(720 \times \frac{30}{420}\right) \times \left(\frac{640000}{518400-1}\right)$

$= 3{,}619$ mm²

$\frac{Ash2}{s\ min} = 0{,}09 \times bc \times \left(\frac{fc'}{fyv}\right)$

$= 0{,}09 \times 720 \times \left(\frac{30}{420}\right)$

$= 4{,}629$ mm²

Cek $\frac{Ash1}{s}$ $= \frac{Ash1}{s} \geq \frac{Ash1}{s\ min}$

$= 6{,}032 > 3{,}619 \rightarrow OK$

Sisi Panjang / Sumbu Kuat :

$\frac{Ash1}{s\ min} = 0{,}3 \times \left(hc \times \frac{fc'}{fyv}\right) \times \left(\frac{Ag}{Ach-1}\right)$

$= 0{,}3 \times \left(720 \times \frac{30}{420}\right) \times \left(\frac{640000}{518400-1}\right)$

$= 3{,}619$ mm²

$\frac{Ash2}{s\ min} = 0{,}09 \times hc \times \left(\frac{fc'}{fyv}\right)$

$= 0{,}09 \times 720 \times \left(\frac{30}{420}\right)$

$= 4{,}629$ mm²

Cek $\frac{Ash1}{s}$ $= \frac{Ash1}{s} \geq \frac{Ash1}{s\ min}$

$= 6{,}032 > 3{,}619 \rightarrow OK$

Cek Spasi :

S max 1 $= \frac{b}{4} = \frac{800}{4}$

= 200 mm

S max 2 $= 6 \times db = 6 \times 29$

= 174 mm

hx = xi max = 150 mm

S max 3 = so $= 100 + \left(\frac{350-hx}{3}\right) = 100 + \left(\frac{350-150}{3}\right)$

= 166,667 mm

S max = Min (S max 1, S max 2, S max 3)

= Min (200, 174, 166,667)

= 166,667 mm

Cek Spasi $= Spasi < S\ max$

$= 100 < 166{,}667 \rightarrow OK$

Kuat Geser Zona Sendi Plastis :

Mpr Kolom = 2649,8125 kNm

Vu1 $= \frac{2 \times Mpr\ Kolom}{Ln} = \frac{2 \times 2649{,}8125 \times 10^6}{3350}$

= 1581977,612 N

Gaya Geser Hasil Analisis Struktur :

Vu2 Sumbu Lemah = 220775,5 N

Vu2 Sumbu Kuat = 193212,1 N

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah :

Vu = Max (Vu1, Vu2)

= Max (1581977,612 ; 220775,5)

= 1581977,612 N

Φ = 0,75

Vc $= 0{,}17 \times \left(\frac{1+Nu}{14 \times Ag}\right) \times \sqrt{fc'} \times h \times d; d = b - cc - ds - \frac{db}{2}$

$= 0{,}17 \times \left(\frac{1+239{,}88}{14 \times 640000}\right) \times \sqrt{30} \times 800 \times \left(800 - 40 - 16 - \frac{29}{2}\right)$

= 543421 N

Vs perlu $= \frac{Vu}{\varphi - Vc} = \frac{1581977,612}{0,75-543421}$

= 1565882 N

$\frac{As}{s}$ perlu $= \frac{Vs}{(fyv \times d)} = \frac{1565882}{(420 \times 729,5)}$

= 5,1107 mm

$\frac{As}{s}$ min 1 $= \frac{0,062 \times \sqrt{fc'} \times h}{fyv} = \frac{0,062 \times \sqrt{30} \times 800}{420}$

= 0,6468 mm

$\frac{As}{s}$ min 2 $= \frac{0,35 \times h}{fyv} = \frac{0,35 \times 800}{420}$

= 0,6667 mm

Cek $\frac{As}{s}$ $= \frac{As1}{s} \geq Max\left(\frac{As}{s}perlu, \frac{As}{s}min\right)$

$= 6,032 \geq Max(5,1107; 0,6468; 0,6667) \rightarrow OK$

Tulangan Transversal Luar Zona Sendi Plastis/Tumpuan :

Jumlah kaki sisi pendek (n1) = 2

Jumlah kaki sisi panjang (n2) = 2

Spasi (s) = 150 mm

Av Sumbu Lemah $= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2$

= 402,124 mm²

Av Sumbu Kuat $= n \times \frac{\pi}{4} \times ds^2 = 2 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2$

= 402,124 mm²

Spasi max 1 $= 6 \times db = 6 \times 29$

= 174 mm

Spasi max 2 = 150 mm

Cek spasi $= spasi \leq spasi\ max$

$=150 \leq 150 \rightarrow OK$

Tahanan Geser Beton Sumbu Lemah :

Vu = 220776 N

Φ = 0,75

Vc $= 0,17 \times \left(\frac{1+Nu}{14 \times Ag}\right) \times \sqrt{fc'} \times h \times d; d = b - cc - ds - \frac{db}{2}$

$= 0{,}17 \times \left(\frac{1+239{,}88}{14\times640000}\right) \times \sqrt{30} \times 800 \times \left(800 - 40 - 16 - \frac{29}{2}\right)$

$= 543421$ N

Vs perlu = $Max\left(\frac{Vu}{\varphi} - Vc; 0\right) = 0$

$\frac{Av}{s}$ perlu $= \frac{Vs}{(fyv\times d)} = 0$

$\frac{Av}{s}$ min 1 $= \frac{0{,}062\times\sqrt{fc\prime}\times h}{fyv} = 0$

$\frac{As}{s}$ min 2 $= \frac{0{,}35\times h}{fyv} = \frac{0{,}35\times800}{420} = 0$

Cek $\frac{As}{s}$ $= \frac{As1}{s} \geq Max\left(\frac{As}{s}perlu, \frac{As}{s}min\right)$

$= 2{,}6808 \geq Max(0;0;0) \rightarrow OK$

Tahanan Geser Beton Sumbu Kuat :

Vu = 193212 N

Φ = 0,75

Vc $= 0{,}17 \times \left(\frac{1+Nu}{14\times Ag}\right) \times \sqrt{fc'} \times h \times d; d = b - cc - ds - \frac{db}{2}$

$= 0{,}17 \times \left(\frac{1+239{,}88}{14\times640000}\right) \times \sqrt{30} \times 800 \times \left(800 - 40 - 16 - \frac{29}{2}\right)$

$= 543421$ N

Vs perlu = $Max\left(\frac{Vu}{\varphi} - Vc; 0\right) = 0$

$\frac{Av}{s}$ perlu $= \frac{Vs}{(fyv\times d)} = 0$

$\frac{Av}{s}$ min 1 $= \frac{0{,}062\times\sqrt{fc\prime}\times h}{fyv} = 0$

$\frac{As}{s}$ min 2 $= \frac{0{,}35\times h}{fyv} = \frac{0{,}35\times800}{420} = 0$

Cek $\frac{As}{s}$ $= \frac{As1}{s} \geq Max\left(\frac{As}{s}perlu, \frac{As}{s}min\right)$

$= 2{,}6808 \geq Max(0;0;0) \rightarrow OK$

2.7.2 Rekapitulasi Perancangan Kolom

Berikut adalah rekapan dari penulangan kolom yang dapat dilihat pada tabel..

Tabel 2. 27 Rekapitulasi Penulangan Kolom

	K1 (800x800)	K2 (750x750)	K3 (650x650)
Tulangan Longitudinal	20D29	20D29	28D29
Sengkang Tumpuan Sumbu Lemah	3D16-100	4D16-100	6D16-100
Sengkang Tumpuan Sumbu Kuat	3D16-100	4D16-100	6D16-100
Sengkang Lapangan Sumbu Lemah	2D16-150	2D16-150	2D16-150
Sengkang Lapangan Sumbu Kuat	2D16-150	2D16-150	2D16-150

2.8 Hubungan Balok dan Kolom

Hubungan balok–kolom (HBK) adalah zona pertemuan antara balok dan kolom yang memiliki peran krusial dalam sistem struktur, khususnya dalam menahan pengaruh beban gempa. Pada zona ini terjadi transfer gaya dan momen dari balok ke kolom maupun sebaliknya, sehingga dibutuhkan perencanaan yang lebih teliti agar struktur tetap aman terhadap beban gempa. Mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2 terdapat beberapa persyaratan umum sebagai berikut :

a. Gaya yang bekerja pada tulangan longitudinal balok di daerah muka joint harus dihitung dengan asumsi bahwa tegangan pada tulangan tarik akibat lentur mencapai sebesar 1,25 kali tegangan leleh (fy).
b. Tulangan longitudinal balok yang dihentikan di dalam kolom wajib diperpanjang hingga mencapai sisi terluar inti kolom yang terkekang, serta harus memiliki panjang penyaluran yang cukup untuk menahan gaya tarik.

c. Apabila tulangan longitudinal balok diteruskan melewati joint balok–kolom, maka dimensi kolom yang sejajar dengan arah tulangan tersebut harus memenuhi ketentuan minimum. Untuk beton normal, dimensinya tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok, sedangkan untuk beton ringan tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan.
d. Tinggi joint (h) disyaratkan tidak kurang dari setengah tinggi balok yang bertemu pada joint tersebut, khususnya balok yang berkontribusi terhadap gaya geser pada joint dalam sistem struktur tahan gempa.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.3 tulangan transversal pada joint harus memenuhi ketentuan sebagai berikut :

a. Apabila lebar setiap balok pada keempat sisi joint sekurang-kurangnya sebesar 0,75 kali lebar kolom, maka jumlah tulangan transversal dapat dikurangi hingga 50%, dan jarak antar tulangan (spasi) dapat diperbesar sampai maksimum 150 mm dalam tinggi joint (h) yang diambil dari tinggi balok terkecil.

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.4 kekuatan geser Vn joint harus sesuai dengan tabel

Konfigurasi *Joint*	V_n
Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya [1]	$1,7\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisi berlawanan[1]	$1,2\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f_c'}A_j$ [2]

[1]Mengacu pada 18.8.4.2

[2] λ diambil 0,75 untuk beton ringan dan 1,0 untuk beton normal. Nilai A_j berdasarkan 18.8.4.3

Gambar 2. 49 SNI 2847:2019 Tabel 18.8.4.1

Diketahui data-data untuk pengecekan HBK pada kolom (800 x 800) dan balok (400 x 650), sebagai berikut :

fc’ = 30 Mpa

fy = 420 Mpa

λ = 1

Panjang Kolom = 4000 mm

Dimensi Kolom = 800 x 800 mm

Arah X

Dimensi balok kiri

b = 400 mm

h = 650 mm

Dimensi balok kanan

b = 400 mm

h = 650 mm

Panjang bersih kolom, Ln = 4000 – 650 = 3350 mm

Lebar balok 1, bb1 = 400 mm

Lebar balok 2, bb2 = 400 mm

Lebar balok 2, bb2 = 400 mm

Lebar balok 2, bb2 = 400 mm

Lebar bersih kolom, x1a $= \frac{(h-bb1)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Lebar bersih kolom, x1b $= \frac{(h-bb1)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 1 $= bb1 + x1a + x1b = 400 + 200 + 200$

= 800 mm

Lebar bersih kolom, x2a $= \frac{(h-bb2)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Lebar bersih kolom, x2b $= \frac{(h-bb2)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 2 $= bb2 + x2a + x2b = 400 + 200 + 200$

= 800 mm

Lebar bersih kolom, x3a $= \frac{(h-bb3)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Lebar bersih kolom, x3b $= \frac{(h-bb3)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 3 $= bb3 + x3a + x3b = 400 + 200 + 200$

= 800 mm

Lebar bersih kolom, x4a $= \frac{(h-bb4)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Lebar bersih kolom, x4b $= \frac{(h-bb4)}{2} = \frac{(800-400)}{2} = 200\ mm$

Cek lebar sisi kolom 4 $= bb1 + x1a + x1b = 400 + 200 + 200$

= 800 mm

Dimensi joint :

x terkecil sisi 1, x1 = 200 mm

x terkecil sisi 2, x2 = 200 mm

x terkecil sisi 3, x3 = 200 mm

x terkecil sisi 4, x4 = 200 mm

Lebar joint sisi 1, bj1 $= Min(bb1 + h; bb1 + 2 \times x1) = Min(1200; 800)$

= 800 mm

Lebar joint sisi 2, bj2 $= Min(bb2 + h; bb2 + 2 \times x2) = Min(1200; 800)$

= 800 mm

Lebar joint sisi 3, bj3 $= Min(bb3 + h; bb3 + 2 \times x3) = Min(1200; 800)$

= 800 mm

Lebar joint sisi 4, bj4 $= Min(bb4 + h; bb4 + 2 \times x4) = Min(1200; 800)$

= 800 mm

Lebar efektif joint Y,bj $= Min(bj1, bj2) = Min(800; 800)$

= 800 mm

Lebar efektif joint X,hj $= Min(bj2, bj3) = Min(800; 800)$

= 800 mm

Luas efektif joint gempa X,ajx $= bj \times h = 800 \times 800$

= 640000 mm²

Luas efektif joint gempa Y,ajy $= b \times hj = 800 \times 800$

= 640000 mm²

Cek tinggi joint :

$hj \geq \frac{1}{2} \times hb = 800 \geq \frac{1}{2} \times 800 = 800 > 400 \rightarrow OK$

Data dan Gaya Tulangan Balok :

Tulangan utama atas balok = 6D22

Tulangan utama atas balok = 4D22

Cek dimensi kolom : (SNI 2847:2019 Pasal 18.8.2.3)

Syarat = $b > 20db = 800 > 200 \times 22 = 800 > 440 \rightarrow AMAN$

Tulangan atas balok 1, As⁻1 $= 6 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 2280{,}796\ mm^2$

Tulangan bawah balok 1, As⁺1 $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1520{,}531\ mm^2$

Tulangan atas balok 2, $As^{-}2$ $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1520{,}531\ mm^2$

Tulangan bawah balok 2, $As^{+}2$ $= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1140{,}398\ mm^2$

Tulangan atas balok 3, $As^{-}3$ $= 6 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 2280{,}796\ mm^2$

Tulangan bawah balok 3, $As^{+}3$ $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1520{,}531\ mm^2$

Tulangan atas balok 4, $As^{-}4$ $= 4 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1520{,}531\ mm^2$

Tulangan bawah balok 4, $As^{+}4$ $= 3 \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 = 1140{,}398\ mm^2$

Tegangan probabilitas tulangan (fpr) $= 1{,}25 \times fy = 1{,}25 \times 420$

$= 525$ Mpa

Gaya tulangan atas balok 1, $Fs^{-}1$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{2280{,}796}{525} = 1197418N$

Gaya tulangan bawah balok 1, $Fs^{+}1$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1520{,}531}{525} = 798279N$

Gaya tulangan atas balok 2, $Fs^{-}2$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1520{,}531}{525} = 798279N$

Gaya tulangan bawah balok 2, $Fs^{+}2$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1140{,}398}{525} = 598709N$

Gaya tulangan atas balok 3, $Fs^{-}3$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{2280{,}796}{525} = 1197418N$

Gaya tulangan bawah balok 3, $Fs^{+}3$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1520{,}531}{525} = 798279N$

Gaya tulangan atas balok 4, $Fs^{-}4$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1520{,}531}{525} = 798279N$

Gaya tulangan bawah balok 4, $Fs^{+}4$ $= \frac{As}{fpr} = \frac{1140{,}398}{525} = 598709N$

Gaya geser akibat balok :

Geser ketika arah gempa X- $= Fs^{-}3 + C4 = Fs^{-}3 + Fs^{+}4$

$= 1197418 + 598709 = 1796127\ N$

Geser ketika arah gempa X+ $= Fs^{-}4 + C3 = Fs^{-}4 + Fs^{+}3$

$= 798279 + 798279 = 1596557\ N$

Geser ketika arah gempa Y- $= Fs^{-}1 + C2 = Fs^{-}1 + Fs^{+}2$

$=1197418 + 598709 = 1796127\ N$

Geser ketika arah gempa Y+ $= Fs^{-}2 + C1 = Fs^{-}2 + Fs^{+}1$

$= 798279 + 798279 = 1596557\ N$

Gaya geser kolom :

Mpr^{-} Balok 1 = 709271189 Nmm

Mpr^{+} Balok 1 = 498892092 Nmm

Mpr^{-} Balok 2 = 436553624 Nmm

Mpr^{+} Balok 2 = 333272285 Nmm

Mpr^{-} Balok 3 = 709271189 Nmm

Mpr^{+} Balok 3 = 498892092 Nmm

Mpr^{-} Balok 4 = 436553624 Nmm

Mpr^{+} Balok 4 = 333272285 Nmm

Ve balok 1 = 592123 N

Ve balok 2 = 219723 N

Ve balok 3 = 592123 N

Ve balok 4 = 219723 N

Geser kolom ketika arah gempa X- $= \frac{\left[\left(Mpr^{+}4 + Mpr^{-}3\right) + (Ve3 + Ve4) \times \frac{h}{2}\right]}{Ln}$

$= 408144$ N

Geser kolom ketika arah gempa X+ $= \frac{\left[\left(Mpr^{+}3+Mpr^{-}4\right)+\left(Ve3+Ve4\right)\times\frac{h}{2}\right]}{Ln}$

= 376174 N

Geser kolom ketika arah gempa Y- $= \frac{\left[\left(Mpr^{+}2+Mpr^{-}1\right)+\left(Ve3+Ve4\right)\times\frac{h}{2}\right]}{Ln}$

= 408144 N

Geser kolom ketika arah gempa Y+ $= \frac{\left[\left(Mpr^{+}1+Mpr^{-}2\right)+\left(Ve3+Ve4\right)\times\frac{h}{2}\right]}{Ln}$

= 376174 N

Gaya geser total joint :

Geser joint ketika arah gempa X- $= Fs + C - Vcol$

$= 1796127 - 408144$

= 1387983 N

Geser joint ketika arah gempa X+ $= Fs + C - Vcol$

$= 1596557 - 376174$

= 1220383 N

Geser joint ketika arah gempa Y- $= Fs + C - Vcol$

$= 1796127 - 408144$

= 1387983 N

Geser joint ketika arah gempa Y+ $= Fs + C - Vcol$

$= 1596557 - 376174$

= 1220383 N

Kuat geser joint :

Berdasarkan SNI 2847 : 2019 Pasal 18.8.4.2 suatu muka joint dapat dianggap terkekang balok apabila lebar balok minimal ¾ dari lebar efektif joint.

Lebar efektif joint = 800 mm $\rightarrow \frac{3}{4} \times 800 = 600\ mm$

Lebar balok pada keempat sisi = 400 mm

Dengan lebar balok yang kurang dari ¾ lebar efektif joint, maka joint dianggap tidak terkekang oleh balok pada keempat sisinya dan nilai kuat geser nominal joint (Vn) menggunakan konfigurasi joint ketiga yaitu untuk kasus-kasus lainnya.

Kuat geser nominal joint gempa X, Vnx $= 1{,}0 \times \lambda \times \sqrt{fc'} \times Aj$

$= 1{,}0 \times 1 \times \sqrt{30} \times 640000$

= 3505424 N

Kuat geser nominal joint gempa Y, Vny $= 1{,}0 \times \lambda \times \sqrt{fc'} \times Aj$

$= 1{,}0 \times 1 \times \sqrt{30} \times 640000$

= 3505424 N

Kuat geser joint gempa X, ϕVnx $= 0{,}85 \times 3505424 = 2979611$ N

Kuat geser joint gempa X, ϕVny $= 0{,}85 \times 3505424 = 2979611$ N

Gaya geser joint gempa X, Vux = Max (Geser joint gempa X)

= 1387983 N

Gaya geser joint gempa Y, Vuy = Max (Geser joint gempa Y)

= 1387983 N

Faktor keamanan gempa X, SFx $= \frac{\Phi Vnx}{Vux} = \frac{2979611}{1387983} = 2{,}147$

Faktor keamanan gempa Y, Sfy $= \frac{\Phi Vny}{Vuy} = \frac{2979611}{1387983} = 2{,}147$

Cek kuat geser joint : $SF \geq 1 = 2{,}147 > 1 \rightarrow AMAN$

Panjang penyaluran tarik :

Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 18.8.5.1 panjang penyaluran untuk beton normal harus lebih besar atau sama besar dengan nilai terbesar dari 8db dan 150 mm.

Idh $= \frac{fy \times db}{5{,}4 \times \lambda \times \sqrt{fc'}} = \frac{420 \times 22}{5{,}4 \times 1 \times \sqrt{30}} = 312{,}405\ mm$

Idh min 1 $= 8 \times db = 8 \times 22 = 176\ mm$

Idh min 2 = 150 mm

Idh pakai $= 312{,}405 > 176; 150 \rightarrow OK$

Maka dapat disimpulkan bahwa hubungan balok dan kolom pada balok (400 x 650) dan kolom (800 x 800) aman terhadap gaya geser ultimit joint akibat beban gempa dengan angka aman sebesar 2,147.

2.9 Daya Dukung Fondasi

Daya dukung fondasi adalah kapasitas tanah dalam memikul beban yang berasal dari struktur di atasnya tanpa menyebabkan kegagalan geser maupun penurunan yang melampaui batas yang diizinkan. Perhitungan daya dukung ini menjadi hal yang krusial guna menjamin stabilitas dan keselamatan bangunan. Pada perencanaan Gedung Pabrik ini, evaluasi daya dukung fondasi dilakukan dengan mengacu pada metode Meyerhof, yang didasarkan pada data hasil pengujian Standard Penetration Test (SPT) di lapangan. Berikut merupakan persamaan yang digunakan untuk menentukan daya dukung ujung tiang berdasarkan metode Meyerhof.

Daya dukung fondasi pada tanah :

Qp $= 40 \times Nb \times Ap$

Daya dukung ujung fondasi pada tanah tak kohesif :

Qp $= 9 \times Cu \times Ap$

Daya dukung selimut untuk tanah kohesif :

Qs = $2 \times N - SPT \times P \times Li$

Daya dukung selimut tiang tak kohesif :

Qs = $\propto \times Cu \times P \times Li$

Daya dukung ultimit fondasi :

Qu = $Qp + Qs$

Qall = $\frac{Qu}{SF}$

Keterangan :

Qp = Daya dukung ujung tiang (kN)

Nb = $\frac{N1+N2}{2}$

N1 = N-SPT di kedalaman 10D diatas tiang

N2 = N-SPT di kedalaman 4D diatas tiang

Ap = Luas penampang (m^2)

Cu = Kohesi tanah (kN/m^2)

α = Adhesi Empiris

P = Keliling (m)

Li = Tebal lapisan tanah (m)

SF = Safety Factor

Kemudian dilakukan perhitungan daya dukung tanah menggunakan metode Meyerhof berdasarkan hasil pengujian Standard Penetration Test (SPT) di lapangan.

Data fondasi :

Diameter (D) = 60 cm

Keliling (P) = $\pi \times D$

= $\pi \times 0{,}6$

= 1,9 m^2

Luas penampang (Ap) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

= $\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2$

= 0,283 m^2

K selimut (As) = $\pi \times 0{,}6 \times 20$

= 37,70 m^2

Kedalaman tiang (Li) = 20 m

SF = 3

µb = 40

µs = 0,20

N rerata = 22,27

Menghitung nilai N-SPT :

N1 = 16,8

N2 = 20

Nb = $\frac{n1+n2}{2}$ = $\frac{16,8+20}{2}$

= 18,4

Menghitung daya dukung tiang

Qult = $\mu b \times Nb \times Ab + \mu s \times N \times As$

= $40 \times 18,4 \times 0,283 + 0,20 \times 22,27 \times 37,70$

= 376,0315 Ton

= $376,0315 \times 9,81$

= 3688,8691 kN

Qijin = $\frac{Qult}{SF}$

= $\frac{3688,8691}{3}$

= 1229,6230 kN

2.10 Perhitungan Bored Pile

2.10.1 Penentuan Jumlah Tiang Fondasi Bored Pile

Perencanaan fondasi bored pile meliputi penentuan jumlah tiang, evaluasi efisiensi kelompok tiang, serta perancangan penulangan dengan mempertimbangkan variasi kondisi pembebanan pada setiap tahapan analisis. Dalam analisis efisiensi, digunakan pendekatan metode tegangan izin (LRFD) yang memasukkan faktor pengaruh gempa kuat. Sedangkan pada perancangan penulangan, pembebanan ditinjau menggunakan

metode ultimit (ASD). Adapun tahapan perhitungan dalam menentukan jumlah kebutuhan tiang adalah sebagai berikut :

$$N = \frac{Paksial}{Daya\ Dukung\ Izin\ Fondasi}$$

a. P aksial Luar = 1721,2657

   Jumlah Tiang $= \frac{1721,2657}{1229,6230} = 1,3998$

b. P aksial Dalam = 2963,079

   Jumlah Tiang $= \frac{2963,079}{1941,9347} = 1,5258$

Setelah menghitung kebutuhan jumlah tiang, perlu juga dilakukan perhitungan terhadap efisiensi daya dukung tiang, seperti berikut ini:

a. Perhitungan efisiensi tiang dengan jumlah rencana 2 tiang

   Daya dukung = 1229,6230

   P aksial = 1721,2657

   Jumlah tiang pakai $= \frac{1721,2657}{1229,6230} = 1,3998 \approx 2$ tiang

b. Syarat perencanaan kelompok tiang

   $2,5D \leq S \leq 3,5D$

   $2,5 \times 0,6 \leq S \leq 3,5 \times 0,6$

   $1,5 \leq S \leq 2,1$

   Jarak spasi antar tiang dipakai = 1,8

c. Efisiensi 2 tiang

   $\theta = arc\ tan \frac{D}{S} = arc\ tan \frac{0,6}{1,8} = 18,4$

   m = 1 ; n = 2

   $\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \times m \times n}\right] \times \theta$

   $= 1 - \left[\frac{(2-1)1+(1-1)2}{90 \times 1 \times 2}\right] \times 21,8$

   = 0,9

   Keterangan :

   m = jumlah baris tiang

   n = jumlah kolom tiang

D = diameter tiang

S = jarak antar tiang

d. Kapasitas daya dukung dalam kelompok tiang

Qg $= \eta \times n \times Qijin$

$= 0{,}9 \times 2 \times 1229{,}6230$

= 2207,379 kN

Tabel 2. 28 Rekapitulasi Perhitungan Efisiensi Tiang

Tipe	n tiang pakai	spasi	m	n	E (%)
PC 1	2	1,8	1	2	90
PC 2	2	2	2	2	80

2.10.2 Penulangan Bored Pile

Bored pile tipe D60

Tulangan Lentur :

D tiang = 600 mm

Luas penampang (Ag)= $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 600^2$

= 282743,3388 mm²

Fc = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

Selimut beton = 75 mm

D tul. Utama = 22

D tul. Sengkang = 13

As min $= 0{,}01 \times Ag$

$= 0{,}01 \times 282743{,}3388$

= 2827,4334 mm²

As max $= 0{,}06 \times Ag$

$= 0{,}06 \times 282743{,}3388$

= 16964,6003 mm²

As tul $= \frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul.utama^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$

= 380,1327 mm²

n tul $= \frac{As\ min}{As\ tul}$

$= \frac{2827,4334}{380,1327}$

= 7,438 ≈ 8 buah

Spasi $= \frac{D}{n\ tul}$

$= \frac{600}{8}$

= 75 mm

Tulangan Sengkang

1% A = 2827,4334 mm²

$20\% \times (1\% \times tampang)$ $= 20\% \times 2827,4334$

= 565,4867 mm²

D tul. Sengkang = 13

As tul $= \frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul.Sengkang^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$

= 132,7323 mm²

n tul $= \frac{20\% \times (1\% \times tampang)}{As\ tul}$

$= \frac{565,4867}{132,7323}$

= 4,2604 ≈ 5 buah

Spasi $= \frac{D}{n\ tul}$

$= \frac{600}{5}$

= 120 mm

Tabel 2. 29 Rekapitulasi Penulangan Bored Pile

No	Tipe Bored Pile	Tulangan Utama	Tulangan Sengkang

1	Bored Pile D60	8 D22-75	5 D13-100
2	Bored Pile D80	14 D22-50	8 D13-100

2.11 Perhitungan Pile Cap

2.11.1 Perencanaan Dimensi Pile Cap

Dari perhitungan efisiensi sebelumnya, untuk tiang berdiameter 60 cm (D60) diperoleh jarak antar tiang sebesar 1,8 meter dan 2 meter untuk tiang berdiameter 80 cm (D80). Dengan mempertimbangkan selimut beton sebesar 75 mm, maka dimensi pile cap yang digunakan untuk masing-masing tipe adalah sebagai berikut :

Tabel 2. 30 Rekapitulasi Dimensi Pile Cap

Tipe	D (m)	Selimut (m)	Spasi (mm)	Lx (m)	Ly (m)
PC 1	0,6	0,075	1,8	1,6	3,4
PC 2	0,8	0,075	2	1,6	4

2.11.2 Kontrol Geser 1 Arah

Kontrol geser 1 arah pile cap 1 dengan jumlah tiang sebanyak 2 tiang. Data pile cap :

P ultimit = 1721,2657 kN
B = 3,4 m
L = 1,6 m
D tiang = 0,6 m
Tebal = 1,2 m
Selimut beton = 0,075 m
Fc = 30 Mpa
bk = 0,8 m

hk = 0,8 m

a. Tegangan geser pada fondasi

Qu = $\frac{Pu}{B \times L}$

= $\frac{1721,2657}{3,4 \times 1,6}$

= 316,4091 kN

b. Tebal efektif pile cap

d' = $B - selimut\ beton - \frac{D\ tiang}{2}$

= $3,4 - 0,075 - \frac{0,6}{2}$

= 3,025 m

d efektif = $d' - \frac{B}{2} - \frac{bk}{2}$

= $3,025 - \frac{3,4}{2} - \frac{0,8}{2}$

= 0,925 m

c. Daerah kritis untuk geser 1 arah

X = $0,5(B - bk) - d\ efektif$

= $0,5(3,4 - 0,8) - 0,925$

= 0,375 m

d. Gaya geser pada penampang kritis

Vu = $Qu \times L \times x$

= $316,4091 \times 1,6 \times 0,375$

= 189,8455

Φ = 0,75

Vc = $\frac{1}{6} \times \left(\sqrt{fc} \times L \times 1000 \times d\ efektif\right)$

= $\frac{1}{6} \times \left(\sqrt{30} \times 1,6 \times 1000 \times 0,925\right)$

= 1351,049

ϕVc = $0,75 \times 1351,049$

= 1013,2867 kN > Vu = 189,8455

Maka fondasi aman terhadap geser 1 arah

2.11.3 Kontrol Geser 2 Arah

Kontrol geser 2 arah, pile cap 1 dengan jumlah tiang sebanyak 2 tiang. Data pile cap :

B = 3,4 m

L = 1,6 m

bk = 0,8 m

hk = 0,8 m

Qu = 316,4091 kN

d efektif = 0,925 m

a. Panjang penampang kritis

B1' $= bk + 2 \times \frac{d\ efektif}{2}$

$= 0{,}8 + 2 \times \frac{0{,}925}{2}$

$= 1{,}725$

b. Lebar penampang kritis

B2' $= hk + 2 \times \frac{d\ efektif}{2}$

$= 0{,}8 + 2 \times \frac{0{,}925}{2}$

$= 1{,}725$

Vu $= Qu \times L \times B$

$= 316{,}4091 \times 1{,}6 \times 3{,}4$

$= 1721{,}2657$ kN

c. Nilai Vc diambil nilai terkecil

βc $= \frac{B}{L} = \frac{3{,}4}{1{,}6} = 2{,}125$

d. Keliling penampang krisis pile cap

bo $= 2 \times (B1' + B2')$

$= 2 \times (1{,}725 + 1{,}725)$

$= 6{,}9$

as = 40 (kolom dalam)

e. Nilai Vc diambil dari yang terkecil

Vc1 $= \left(0{,}17 \times 1 + \frac{2}{\beta c} \times 1 \times \sqrt{fc} \times bo \times d\ efektif\right) \times 1000$

$= \left(0{,}17 \times 1 + \frac{2}{2{,}125} \times 1 \times \sqrt{30} \times 6{,}9 \times 0{,}925\right) \times 1000$

$= 33072{,}01622$ kN

Vc2 =

$\left(0{,}083 \times as \times \frac{d\ efektif}{bo} + 2 \times \sqrt{fc} \times bo \times d\ efektif\right) \times 1000$

$\left(0{,}083 \times 40 \times \frac{0{,}925}{6{,}9} + 2 \times \sqrt{30} \times 6{,}9 \times 0{,}925\right) \times 1000$

$= 70361{,}85693$ kN

Vc3 = $\left(0{,}33 \times \sqrt{fc} \times bo \times d\ efektif\right)$

$= \left(0{,}33 \times \sqrt{30} \times 6{,}9 \times 0{,}925\right)$

$= 11536{,}26944$ kN

Dipakai Vc3 = 11536,26944 kN

f. Kuar geser beton

ϕ = 0,75

ϕVc = $0{,}75 \times 11536{,}26944$

= 8652,2021 kN > Vu = 1721,2657 kN

Maka fondasi aman terhadap geser 2 arah

Tabel 2. 31 Rekapitulasi Kontrol Geser 1 Arah

Tipe	Pu	B	L	bk	hk	d'	x	Qu	Vu	Vc	Vu < ϕVc
	kN	m	m	m	m	m		kN	kN	kN	
PC1	1721,2657	3,4	1,6	0,8	0,8	3,025	0,375	316,4091	189,8455	1351,0490	OK
PC2	2963,079	4	1,6	0,8	0,8	3,525	0,475	462,9811	351,8656	1643,1676	OK

Tabel 2. 32 Rekapitulasi Kontrol Geser 1 Arah

Tipe	Pu	B1'	B2'	bk	hk	Vu	βc	bo	Vc	Vu < ϕVc
	kN	m	m	m	m	kN		kN	kN	
PC1	1721,2657	1,725	1,725	0,8	0,8	1721,2657	2,125	6,9	11536,26944	OK
PC2	2963,079	1,925	1,925	0,8	0,8		2,5	7,7	15657,3339	OK

2.11.4 Penulangan Pile Cap

Data pile cap 1 sebanyak 2 tiang

Pu = 1721,2657 kN

B = 3,4 m

L = 1,6 m

A (Luas) = 5,44 m²

D = 0,6 m

H Pile Cap = 1,2 m

Selimut Beton = 0,075 m

BJ Tanah = 1,51 kg/m³

BJ Beton = 2,4 kg/m³

Fc = 30 Mpa

Fy = 420 Mpa

D tul = 25 mm

B kolom = 0,8 m

H kolom = 0,8 m

a. Tulangan lentur arah x

Momen lentur pada muka kolom :

$$Mux = 1721{,}2657 \times \left(3 \times \frac{0{,}6}{2} - \frac{0{,}8}{2}\right)$$

$$= 860{,}6329 \text{ kN/m}$$

$$d = H \times 1000 - \frac{Selimut\ beton}{1000} - \frac{D\ tul}{2}$$

$$= 1{,}2 \times 1000 - \frac{0{,}075}{1000} - \frac{25}{2}$$

$$= 1112{,}5 \text{ mm}$$

$$\phi = 0{,}9$$

$$Rn = \frac{Mux}{\phi \times B \times d^2}$$

$$= \frac{860{,}6329}{0{,}9 \times 3{,}4 \times 1112{,}5^2}$$

$$= 0{,}000227246$$

$$\rho = 0{,}085 \times \frac{0{,}085 \times fc}{fy} \times \frac{600}{600 + fy}$$

$= 0{,}085 \times \frac{0{,}085 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+420}$

$= 0{,}003$

ρ min $= \frac{1{,}4}{fy}$

$= \frac{1{,}4}{420}$

$= 0{,}003$

ρ max $= 0{,}75 \times \rho$

$= 0{,}75 \times 0{,}003$

$= 0{,}0023$

ρ perlu $= 0{,}85 \times \frac{fc}{fy} \times \left(\frac{1-2 \times Rn}{0{,}85 \times fc}\right)$

$= 0{,}85 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{1-2 \times 0{,}000227246}{0{,}85 \times 30}\right)$

$= 0{,}0024$

Cek rasio, ρ perlu < ρ min, maka digunakan ρ min

As perlu (Asx) $= \rho\ min \times b \times d$

$= 0{,}003 \times 3{,}4 \times 1112{,}6$

$= 12068{,}3333$

Direncakan menggunakan D25

As tul $= \frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$

$= 490{,}874\ mm^2$

n tul $= \frac{As\ perlu}{As\ tul}$

$= \frac{12068{,}3333}{490{,}874}$

$= 25{,}6855 \approx 26$

Spasi $= \frac{L-(2 \times selimut)}{n-1}$

$= \frac{1{,}6 \times 1000-(2 \times 0{,}075)}{26-1}$

$= 60{,}5327$

Digunakan 26 D25-100

b. Tulangan lentur arah y

Muy= $1721{,}2657 \times \left(3 \times \frac{0{,}6}{2} - \frac{0{,}8}{2}\right)$

= 860,6329 kN/m

d = $H \times 1000 - \frac{Selimut\ beton}{1000} - \frac{D\ tul}{2}$

= $1{,}2 \times 1000 - \frac{0{,}075}{1000} - \frac{25}{2}$

= 1112,5 mm

ϕ = 0,9

Rn = $\frac{Muy}{\phi \times B \times d^2}$

= $\frac{860{,}6329}{0{,}9 \times 3{,}4 \times 1112{,}5^2}$

= 0,00022725

ρ = $0{,}085 \times \frac{0{,}085 \times fc}{fy} \times \frac{600}{600+fy}$

= $0{,}085 \times \frac{0{,}085 \times 30}{420} \times \frac{600}{600+420}$

= 0,003

ρ min = $\frac{1{,}4}{fy}$

= $\frac{1{,}4}{420}$

= 0,003

ρ max = $0{,}75 \times \rho$

= $0{,}75 \times 0{,}003$

= 0,0023

ρ perlu = $0{,}85 \times \frac{fc}{fy} \times \left(\frac{1-2 \times Rn}{0{,}85 \times fc}\right)$

= $0{,}85 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{1-2 \times 0{,}000227246}{0{,}85 \times 30}\right)$

= 0,0024

Cek rasio, ρ perlu < ρ min, maka digunakan ρ min

As perlu (Asy) = $\rho\ min \times L \times d$

= $0{,}003 \times 1{,}6 \times 1112{,}6$

= 5933,3333

As tul = $\frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul^2$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2$

$= 490{,}874 \text{ mm}^2$

n tul $= \frac{As\ perlu}{As\ tul}$

$= \frac{5933{,}3333}{490{,}874}$

$= 12{,}0873 \approx 13$

Spasi $= \frac{L-(2\times selimut)}{n-1}$

$= \frac{1{,}6\times 1000-(2\times 0{,}075)}{13-1}$

$= 122{,}0654$

Digunakan 13 D25-100

c. Tulangan susut

ρ min = 0,003

As perlu Asx = 12068,3333

As perlu Asy = 5933,3333

Direncanakan menggunakan D25

Spasi (sx) $= \frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul^2 \times \frac{B}{Asx}$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times \frac{3{,}4}{12068{,}3333}$

$= 132{,}3704$ mm

Spasi (sy) $= \frac{1}{4} \times \pi \times D\ tul^2 \times \frac{L}{Asy}$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \times \frac{1{,}6}{5933{,}3333}$

$= 132{,}3704$

d. Kontrol panjang penyaluran tulangan

Id $= 3 \times fy \times 1 \times 0{,}85 \times 1$

Id $= \frac{3\times fy\times 1\times 0{,}85\times 1}{5\sqrt{fc'}} \times D\ tul$

$= \frac{3\times 420\times 1\times 0{,}85\times 1}{5\sqrt{30}} \times 25$

$= 977{,}6847$

Id 1 $= \frac{B}{2} - \frac{B\ kolom}{2} - D$

$= \frac{3,4 \times 1000}{2} - \frac{800}{2} - 600$

$= 1240$

Id > Id1 → OK

e. Kontrol transfer beban kolom ke fondasi

Momen = 709,1523

Kuat tumpu pada dasar kolom

N1 $= \varphi(0,85 \times fc' \times A1)$

$= 0,85(0,85 \times 30 \times 800 \times 800)$

$= 13872000$

Dikarenakan N1 ≥ Rultimit maka dinyatakan aman. Kuat tumpu pada sisi atas fondasi,

A2 $= 3,4 \times 1,6$

$= 5,44$

A1 $= 800 \times 800$

$= 640000$

$\frac{\sqrt{A2}}{A1} = \frac{\sqrt{5,44}}{640000}$

$= 0,2915$

Karena $\frac{\sqrt{A2}}{A1} \geq 2$, Dinyatakan tidak aman, maka digunakan N2

N2 $= 2 \times 13872000$

$= 27744000$

Karena N2 ≥ R ultimit maka dinyatakan aman.

f. Panjang penyaluran tulangan stek

Panjang penyaluran tulangan tekan, diambil dari nilai terbesar antara :

Idc $= \frac{0,24 \times fy}{\lambda \times \sqrt{fc'}}$

$= \frac{0,24 \times 420}{1 \times \sqrt{30}}$

$= 18,4035$

Idc $= 0,043 \times fy \times db$

$= 0,043 \times 420 \times 25$

= 451,5

Tebal plat 1200 mm

Idc < tebal plat, maka tulangan dapat ditanam sepenuhnya tanpa melebihi batas tebal plat.

Rekapitulasi hasil perhitungan pada setiap tipe pile cap dapat dilihat sebagai berikut

Tabel 2. 33 Rekapitulasi Penulangan Pile Cap

TIPE	Tulangan Lentur		Tulangan Susut	
	Arah X	Arah Y	Arah X	Arah Y
PC 1	26 D25-100	13 D25-100	D25-100	D25-100
PC2	31 D25-100	13 D25-100	D25-100	D25-100