

BAB IV

PEMBAHASAN

BAB IV PEMBAHASAN

1.1. Data Perencanaan

1.1.1. Dimensi Balok

Data-data dimensi yang digunakan pada perencanaan struktur gedung RSU DARMAJU PONOROGO

1. Dimensi Balok

Tabel 4.1. Dimensi balok

No.	Nama Balok	Lebar (mm)	Tebal (mm)
1	B1	550	850
2	B2	450	700
3	B3	400	600
4	B4	350	550
5	B5	250	400
6	B6	250	400
7	B7	250	350
8	B8	250	350
9	B9	200	250

2. Dimensi Kolom

Tabel 4.2. Dimensi Kolom RSU DARMAJU Ponorogo

No.	Nama Kolom	Lebar (mm)	Tebal (mm)
1	K1	1000	1100
2	K2	800	800
3	K3	500	500
4	K4	400	400
5	K5	200	200

3. Tebal pelat lantai = 150 mm, 120mm, 200mm

4. Dimensi *Shear Wall*

Tebal untuk Lantai P1 - L10 = 200 mm

1.1.2. Data Umum dan Spesifikasi Material

Data perencanaan yang digunakan dalam Tugas Akhir ini dibagi menjadi dua yaitu data umum, dan spesifikasi material antara lain:

1. Data Umum
 - Nama bangunan = RSUD DARMAYU
PONOROGO
 - Fungsi bangunan = Rumah Sakit
 - Sistem struktur = Sistem Ganda
 - Tinggi bangunan = 40,88 m
 - Tinggi lantai LT. Dasar = 3,25 m
 - Tinggi lantai 1 - 9 = 4,16 m
 - Tinggi lantai 10 = 4,75 m
2. Spesifikasi Material
 - Material = Beton bertulang
 - Beton
 - a. Pelat lantai dan balok = $f'c = 29,05$ MPa
 - b. Kolom dan *shearwall*
 - Lantai Dasar - 10 = $f'c = 29,05$ MPa
 - Baja tulangan
 - a. Tulangan ulir = BJTS 420A – f_y 420 Mpa
Diameter = 10 mm, 13 mm, 16 mm, 19 mm, 22 mm, 25 mm, 29 mm, 32 mm, 36 mm, 40 mm
 - b. Tulangan polos = BJTP 280 – f_y 280 Mpa
Diameter = 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm

1.2. Pembebanan Struktur

1.2.1. Beban Mati

Beban mati tambahan per m^2 lantai pada RSUD DARMAYU Ponorogo dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.3. Beban Mati Tambahan per m^2 Pada Lantai P2-P7

No	Jenis Beban	Berat (kN/m^2)
1	MEP	0,19
2	Penggantung Langit-langit	0,10

(Sumber: ASCE 7-16 Table C3-1, 2016)

Tabel 4.4. Beban Mati Tambahan per m² Pada Lantai 1-10

No	Jenis Beban	Berat (kN/m ²)
1	Keramik Spesi	1,10
2	MEP	0,19
3	Penggantung Langit-langit	0,10
4	Lapisan <i>waterproofing</i>	0,07
5	Lapisan <i>finishing</i>	0,05
6	Dinding Partisi	0,67
7	Dinding ½ bata	2,30
8	Dinding precast (24 kN/m ³ x 3,6 m)	86,4

(Sumber: ASCE 7-16 Table C3-1, 2016)

1.2.2. Beban Hidup

Beban hidup per m² pada RSUD DARMAYU Ponorogo dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4.5. Beban Hidup per m²

No	Jenis Beban	Berat (kN/m ²)
1	<i>Basement</i> (lantai parkir)	1,92
2	<i>Ruang pasien</i>	1,92
3	<i>Koridor</i>	4,79
4	<i>Ruang Operasi</i>	2,87

(Sumber: SNI 1727, 2013)

1.2.3. Beban Gempa

Perhitungan Respon Gempa sesuai RSNI 1726 : 201X dengan redaman 5% (redaman dasar yang melekat) serta probabilitas terjadi gempa sebesar 2% dalam kurun waktu 50 tahun memiliki parameter-parameter sebagai berikut :

1. Parameter Existing
 - a Wilayah Gempa: Ponorogo

- b Tanah dasar (Sumber: Wijaya Karya, 2018): Tanah Keras
 - c Klasifikasi Situs (Sumber: Wijaya Karya, 2018) : SC
2. Parameter Berdasarkan RSNI3 1726 : 2012
- a Kategori Resiko Gedung : IV

Tabel 4.6.Kategori risiko bangunan gedung

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none">- Bangunan-bangunan monumental- Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat- Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya- Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat- Pusat pembangkit energy dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat- Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan ntuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber : RSNI3 1726:2012, Tabel 3)

b Faktor Keutamaan Gempa (I_e) : 1

Tabel 4.7.Faktor Keutamaan Gempa

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

(Sumber : RSNI3 1726:201X, Tabel 4)

c Percepatan batuan dasar perioda 0,2 detik (S_0) : 0,9 g

(Sumber: Peta Gempa Indonesia Rev 1, 2018)

d Percepatan batuan dasar perioda 1,0 detik (S_1) : 0,4 g

(Sumber: Peta Gempa Indonesia Rev 1, 2018)

e Faktor Koefisien situs perioda 0,2 detik (F_a) : 1,02

Tabel 4.8: Koefisien Situs, F_a

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

(Sumber : RSNI3 1726:201X, Tabel 6)

f Faktor Koefisien situs perioda 1,0 detik (F_v) : 2,4

Tabel 4.9.Koefisien Situs, F_v

Kelas	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=1$ detik, S_1				
	$\leq 0,1$	$=0,2$	$=0,3$	$=0,4$	$\geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS _b				

(Sumber : RSNi3 1726:201X, Tabel 7)

g Parameter respon percepatan pada periode 2,0 detik (S_{MS}).

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,0456 \times 1,433 = 0,926$$

Parameter respon percepatan pada periode 1,0 detik (S_{MI}).

$$S_{MI} = F_v \times S_1 = 1,433 \times 0,367 = 0,526$$

h Parameter spektral percepatan pada periode 0 detik (S_{DS}).

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 0,926 = 0,62$$

Parameter spektral percepatan pada periode 1 detik (S_{DI}).

$$S_{DI} = 2/3 \times S_{MI} = 2/3 \times 0,526 = 0,35$$

i Kategori desain seismik

Tabel 4.10. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek, S_{DS}

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

(Sumber : RSNi3 1726:201X, Tabel 8)

Tabel 4.11: Kategori desain seismik berdasarkan parameter
respons percepatan periode 1 detik, S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : RSNI3 1726:201X, Tabel 9)

Maka didapatkan kategori desain seismik berdasarkan parameter RSNI3 1726:201X untuk jenis gedung RSUDARMAYU Ponorogo adalah kategori resiko tipe D

j Periode fundamental struktur

$$T_0 = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,35}{0,35} = 0,2 \text{ detik}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,35}{0,62} = 0,56 \text{ detik}$$

k Perhitungan Spektrum Percepatan (S_a)

Untuk $T < T_0$ maka, $S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$

Untuk $T_0 \leq T \leq T_S$ maka, $S_a = S_{DS}$

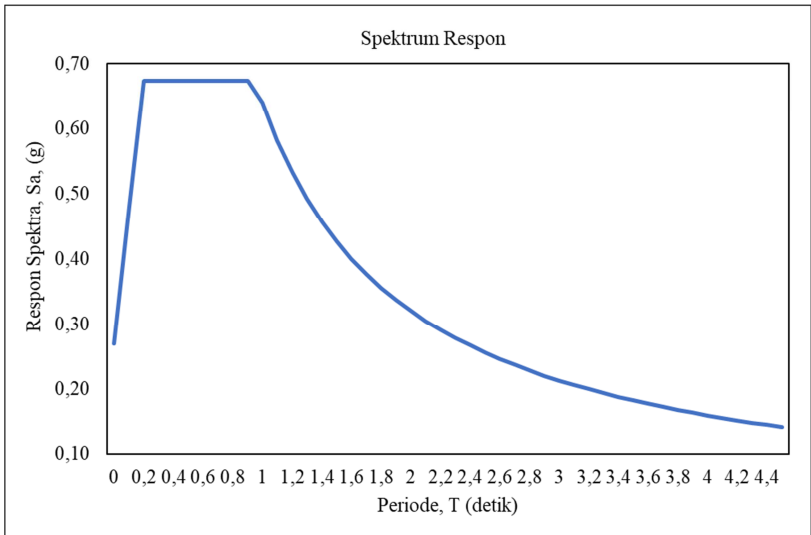
Untuk $T \geq T_S$ maka, $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

Sehingga spektrum percepatan (S_a) dapat dihitung dan menghasilkan tabel 4.8 yang selanjutnya dibuat dalam bentuk grafik respon spektrum pada gambar 4.1.

Tabel 4.12. Respon Percepatan Desain

T	Sa	T	Sa	T	Sa	T	Sa
---	----	---	----	---	----	---	----

0	0,27	1,2	0,53	2,4	0,27	3,6	0,18
0,1	0,48	1,3	0,49	2,5	0,26	3,7	0,17
0,2	0,67	1,4	0,46	2,6	0,25	3,8	0,17
0,3	0,67	1,5	0,43	2,7	0,24	3,9	0,16
0,4	0,67	1,6	0,40	2,8	0,23	4	0,16
0,5	0,67	1,7	0,38	2,9	0,22	4,1	0,16
0,6	0,67	1,8	0,36	3	0,21	4,2	0,15
0,7	0,67	1,9	0,34	3,1	0,21	4,3	0,15
0,8	0,67	2	0,32	3,2	0,20	4,4	0,15
0,9	0,67	2,1	0,30	3,3	0,19	4,5	0,14
1	0,64	2,2	0,29	3,4	0,19		
1,1	0,58	2,3	0,28	3,5	0,18		



Gambar 4.1. Desain Respon Spektrum Elastik (Redaman 5%) Wilayah Ponorogo

1.3. Analisis Pembebanan

1.3.1. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan sesuai dengan RSNI2 1727 - 2018 pasal 2.3.1 adalah sebagai berikut :

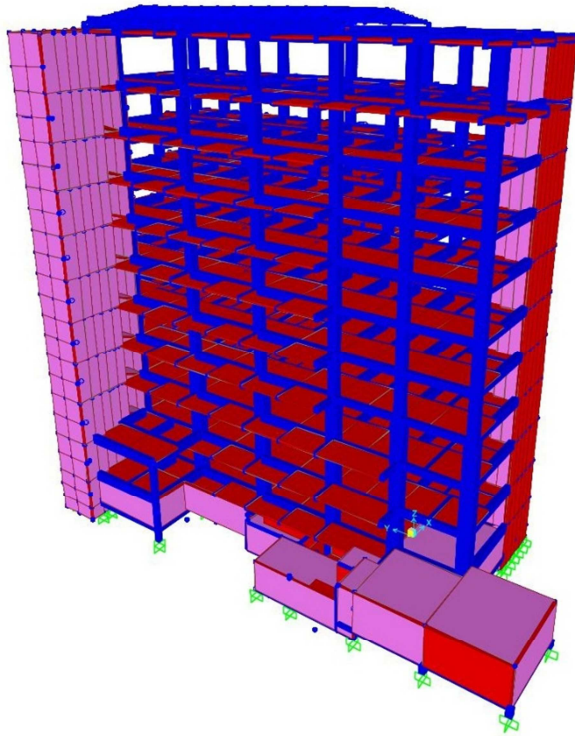
- a. $1,4D$
- b. $1,2D + 1,6 L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- c. $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- d. $1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- e. $0,9D + 1,0W$
- f. $1,2D + E_v + E_h + L + 0,2S$
- g. $0,9D + E_v + E_h$

1.3.2. Pembebanan Struktur

Perhitungan berat bangunan per lantai digunakan untuk menentukan berat seismik efektif dari gedung yang akan didesain. Kombinasi beban yang digunakan pada perhitungan berat seismik efektif yaitu 1 *dead load* + 1 *superdead load* + 0,5 *live load* sesuai dengan ketentuan RSNI3 1726 - 201X pasal 7.7.2 . Berat seismik efektif gedung RSUD DARMAYU Ponorogo dapat dilihat pada **Tabel A.1. Lampiran A.**

1.4. Permodelan Struktur

Permodelan struktur pada penelitian ini adalah gedung RSUD DARMAYU Ponorogo. Struktur ini mempunyai ketinggian 40.88 m yang terdiri dari 10 lantai direncanakan untuk Rumah Sakit. Permodelan struktur ini didesain menggunakan program bantu SAP 2000.



Gambar 4.2. Permodelan RSU DARMAYU Ponorogo

1.5. Kontrol Desain Struktur

Terdapat beberapa persyaratan yang digunakan untuk menentukan kelayakan desain struktur dari hasil analisis sesuai dengan RSNI3 1726:201X, persyaratan yang diperlukan adalah sebagai berikut:

1. Periksa partisipasi massa

Berdasarkan RSNI3 1726 : 2013 pasal 7.9.1, analisis respon spektrum harus menyertakan jumlah yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah.

Tabel 4.13. *Output* Partisipasi Massa

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
		sec		
Modal	98	0,154	0,818	0,804
Modal	99	0,154	0,818	0,804
Modal	50	0,153	0,821	0,804

(Sumber: Program Bantu)

Berdasarkan tabel 4.14. maka dapat disimpulkan bahwa nilai partisipasi massa arah x sebesar 81,80% pada mode ke 50 dan partisipasi massa arah y sebesar 80,04 % pada mode ke 100. Hasil tersebut menunjukkan bahwa telah memenuhi syarat partisipasi massa 80%.

2. Periksa koefisien respon
 - a. Periode fundamental pendekatan dapat dihitung berdasarkan RSNI3 1726 : 201X pasal 7.8.2.1. menggunakan persamaan 3.9 pada BAB 3.

Tabel 4.14. Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

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 beton pemikul momen	0,0466	0,9

(Sumber : RSNI3 1726:201X, Tabel 18)

maka periode fundamental pendekatan dapat dihitung sebagai berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^{0,9} = 0,0466 \times 117,8^{0,9} = 3,41 \text{ detik}$$

Didapatkan T_c dari analisis struktur, arah x sebesar 2,42 detik dan arah sebesar 1,96 detik. Perbedaan *periode* yang jauh pada kedua arah tersebut disebabkan karena perbedaan tingkat kekakuan arah x dan arah y serta bentuk gedung yang memiliki ketidakberaturan arah horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan arah vertikal gedung menyebabkan perbedaan pusat massa pada gedung sehingga terdapat efek torsi seperti **Gambar 4.4** dibawah ini :

Tabel 4.15: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
0,3	1,4

(Sumber : RSNI3 1726:2012, Tabel 14)

Karena $C_u T_a = 1,4 \times 3,41 = 4,77$ detik, sehingga didapatkan kontrol perioda fundamental sesuai persamaan 3.10 – 3.12 pada

Bab 3:

- pada arah x , $T_c > C_u T_a$
 $2,42 < 3,41 \rightarrow$ maka $T = T_a = 3,41$ detik
- pada arah y , $T_c < T_a$
 $1,96 < 3,41 \rightarrow$ maka $T = T_a = 3,41$ detik

b. Koefisien respon seismik dapat dihitung menggunakan persamaan 3.10 sampai 3.12 pada BAB 3 sebagai berikut :

Tabel 4.16: Faktor R , Ω_o , C_d untuk system penahan gempa

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R_a	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_o b$	Faktor pem-besaran defleksi, $C_d c$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB

baja dengan bresing konsentris khusus								
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{g,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : RSNi3 1726:201X, Tabel 12)

Berdasarkan tabel diatas, didapatkan nilai koefisien R = 7, maka nilai C_s adalah sebagai berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,673}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,096$$

Periksa $C_{s\ min} < C_s < C_{s\ max}$

$$C_{s\ max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$\text{Arah x} = \frac{0,64}{3,41\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0268$$

$$\text{Arah y} = \frac{0,64}{3,41\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0268$$

$$C_{s\ min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,673 \times 1 = 0,03$$

Karena $C_s > C_{s\ max}$ maka digunakan $C_{s\ max}$ arah x sebesar 0,0268 dan $C_{s\ max}$ arah y sebesar 0,0268

3. Periksa faktor skala gaya untuk respon spektrum

Berdasarkan persamaan 3.13 pada **Bab 3**, hasil analisis respon spektrum harus dikali dengan faktor skala gaya untuk respon spektrum

Dari hasil analisis struktur didapatkan V seperti pada tabel 4.17.

Tabel 4.17. Output Base Reaction (V)

Load Case /Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
EQ x	-24409,786	0	0	0	-655705.94	391369.08
EQ y	0	-24409,786	0	-655705.94	0	-91966.49

(Sumber: Program Bantu)

Dari hasil analisis struktur didapatkan V_t seperti pada tabel 4.18.

Tabel 4.18. *Output Base Reaction (V_i)*

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
RS X Max	30289 .76	1483. 31	1565. 344	31690. 84	77016 3.30	4534 15
RS Y Max	1439. 178	26775 .32	1235. 68	66777 3.16	16779. 18	1066 66

(Sumber: Program Bantu)

Kontrol gaya geser analisis ragam terhadap gaya geser metode statik ekuivalen :

- Arah x $\rightarrow (V_i/V) = 30289.76 / 24409.78 = 1.24$
- Arah y $\rightarrow (V_i/V) = 26775.32 / 24409.78 = 1.09$

1.6. STRUKTUR SEKUNDER

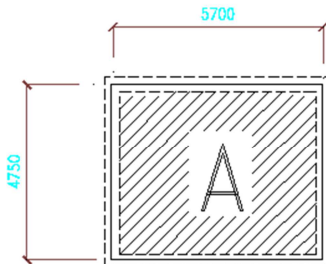
Pembebanan pada pelat

- Beban pelat (120 mm) = $0,12 \cdot 24 = 2,88 \text{ Kn/m}^2$
 Beban keramik + spesi = $1,10 \text{ Kn/m}^2$
 Ducting Mechanical (ME) = $0,19 \text{ Kn/m}^2$
 Beban plafond = $0,05 \text{ Kn/m}^2$
 Beban penggantung plafond = $0,10 \text{ Kn/m}^2 +$
 Total beban mati pelat (q DL) = $4,32 \text{ Kn/m}^2$
- Beban hidup pelat yang ditinjau :
 Beban hidup (q LL) = $1,92 \text{ Kn/m}^2$
- Beban Ultimate :
 $q_u = 1,2 Q_{dl} + 1,6 Q_{ll}$
 $= 1,2 (4,32) + 1,6 (3,59)$

- $= 10,93 \text{ Kn.m}^2$
4. Beban pelat (150 mm) = $0,15 \cdot 24 = 3,6 \text{ Kn/m}^2$
 Beban keramik + spesi = $1,10 \text{ Kn/m}^2$
 Ducting Mechanical (ME) = $0,19 \text{ Kn/m}^2$
 Beban plafond = $0,05 \text{ Kn/m}^2$
 Beban penggantung plafond = $0,10 \text{ Kn/m}^2$
 Total beban mati pelat (q DL) = $5,04 \text{ Kn/m}^2$
 5. Beban hidup pelat yang ditinjau :
 Beban hidup lantai (q LL) = $1,92 \text{ Kn/m}^2$
 6. Beban Ultimate :
 $q_u = 1,2 \text{ Qdl} + 1,6 \text{ Qll}$
 $= 1,2 (5,04) + 1,6 (1,92)$
 $= 9,12 \text{ Kn.m}^2$

1.6.1. Penulangan Pelat Lantai

Data-data perencanaan dalam perhitungan penulangan pelat lantai tipe A adalah sebagai berikut :



Gambar 4.3 Penulangan pelat lantai tipe A

$$L_y/L_x = 370/270 = 1,37$$

Menggunakan tabel koefesien momen PBI 1971 tabel 13.3.2

$$M_{lx} = M_{tx} = 46$$

$$M_{ly} = M_{ty} = 38$$

$$M_{lx} = M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot x = 0,001 \cdot 9,12 \cdot 2,7^2 \cdot 46 = 3,058 \text{ kNm} = 3058300$$

Nmm

$$M_{lx} = M_{tx} = 0,001 \cdot q_u \cdot L_y^2 \cdot x = 0,001 \cdot 9,12 \cdot 3,7^2 \cdot 38$$

$$= 4,74 \text{ kNm} = 4744406 \text{ Nmm}$$

- F_c' = 29,05 Mpa $\rightarrow \beta_1 = 0,85$ (SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.7.3)
- F_y = 500 Mpa
- t pelat lantai = 150 mm
- selimut beton = 20 mm
- \varnothing wire mesh = M10 – 150 mm

Dalam perhitungan penulangan pelat lantai ini diambil contoh perhitungan pelat yang terbesar seperti pada gambar di bawah ini :

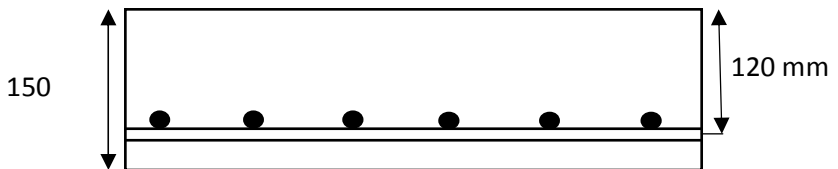
$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,0028$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,85}{500} \left(\frac{600}{600 + 500} \right) \\ &= 0,022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \cdot 0,022 = 0,0165 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{500}{0,85 \cdot 29,05} = 20,24$$

Rencana tinggi efektif dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 4.4 Rencana Tinggi Efektif Pelat Lantai

$$\begin{aligned} dx &= h - p - \frac{1}{2} \varnothing \\ &= 150 - 20 - 5 = 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$dy = h - p - \varnothing - \frac{1}{2} \varnothing$$

$$= 150 - 20 - 10 - 5 = 115 \text{ mm}$$

➤ **Penulangan Tumpuan Arah X**

$$M_u = 19,45 \text{ kN.m} = 19.450.000 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{19450000}{0,9} = 21611111,1 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d x^2} = \frac{21611111}{1000 \cdot 125^2} = 1,38$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,24} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20,24 \times 1,38}{500}} \right)$$

$$= 0,0028 < \rho_{\text{min}}, \text{ maka dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0028 \cdot 1000 \cdot 61$$

$$= 170,8 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak spasi tulangan (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2)

$$S_{\text{max}} \leq 2h_1$$

$$S_{\text{max}} \leq 2 \cdot 150$$

$$S_{\text{max}} \leq 300 \text{ mm}$$

Tulangan pakai

menggunakan wire mesh M10 – 150 mm

$$A_s \text{ ada} = 524 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ ada}$$

$$342 \text{ mm}^2 < 524 \text{ mm}^2 \quad (\text{memenuhi})$$

Jadi menggunakan wiremesh M10-150 mm.

➤ **Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)***

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{425 \cdot 500}{0,85 \cdot 29,05 \cdot 1000} = 8,60 \text{ mm}$$

$$c = \frac{8,60}{0,85} = 10,17 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$= 0,003 \cdot \left(\frac{61-10,17}{10,17} \right)$$

$$= 0,014 > 0,005 \text{ (Tekan)}$$

➤ **Kontrol momen kapasitas**

$$\phi = 0,9$$

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,9 \cdot 524 \cdot 500 \cdot \left(61 - \frac{8,60}{2} \right)$$

$$= 13369860 \text{ N.mm} > 19450000 \text{ N.mm} \text{ (OK)}$$

➤ **Penulangan Tumpuan Arah Y**

$$M_u = 19,45 \text{ kN.m} = 19.450.000 \text{ N.mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{19450000}{0,9} = 21611111,1 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d \cdot x^2} = \frac{21611111}{1000 \cdot 125^2} = 1,38$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20,24} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20,24 \cdot 1,38}{500}} \right)$$

$$= 0,0028 < \rho_{\text{min}}, \text{ maka dipakai } \rho_{\text{min}}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0028 \cdot 1000 \cdot 61$$

$$= 170,8 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak spasi tulangan (SNI 2847:2013 pasal 13.3.2)

$$S_{\text{max}} \leq 2h_1$$

$$S_{\text{max}} \leq 2 \cdot 150$$

$$S_{\text{max}} \leq 300 \text{ mm}$$

Tulangan pakai

menggunakan wire mesh M10 – 150 mm

$$A_s \text{ ada} = 524 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ perlu} < A_s \text{ ada}$

$$342 \text{ mm}^2 < 524 \text{ mm}^2 \quad (\text{memenuhi})$$

Jadi menggunakan wiremesh M10-150 mm.

➤ **Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)***

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{425 \cdot 500}{0,85 \cdot 29,05 \cdot 1000} = 8,60 \text{ mm}$$

$$c = \frac{8,60}{0,85} = 10,17 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_t &= 0,003 \cdot \left(\frac{d - c}{c} \right) \\ &= 0,003 \cdot \left(\frac{61 - 10,17}{10,17} \right) \\ &= 0,014 > 0,005 \text{ (Tekan)} \end{aligned}$$

1.6.2. Perencanaan Pelat Tangga

A. Data Perencanaan :

- Tebal Pelat = 150 mm
- Selimut Beton = 25 mm
- Mutu Beton (f_c') = 29,05 Mpa
- Mutu Baja (f_y) = 420 Mpa (TABEL 6 SNI 2052 : 2017)
- \emptyset Tulangan = 19 mm
- Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,90 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan torsi (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)

B. Pembebanan

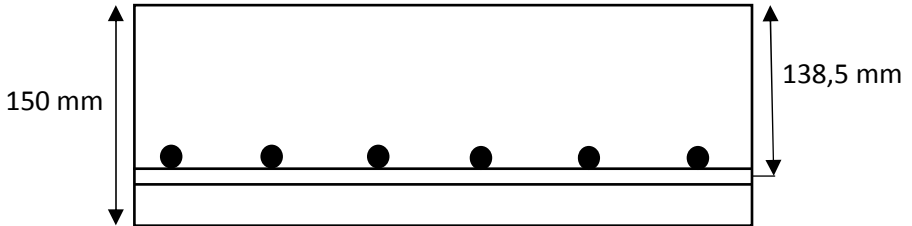
Dari program bantu didapatkan $M_u \text{ max} = 40,4 \text{ kNm/m}$

C. Perhitungan Tulangan Lentur

1. **Arah x**

Tinggi efektif pelat arah x

$$\begin{aligned}
 - dx &= \text{tebal pelat} - d' - (\text{tul. utama}/2) \\
 &= 150 - 25 - (13/2) = 118,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



$$M_u = 70,7 \text{ kN.m} = 70700000 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.5 Perhitungan Tulangan Lentur Arah x

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{70700000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 118,5^2} = 5,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420} = 0,025$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\
 &= 0,75 \cdot 0,025 = 0,019
 \end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{f'c}{f_y} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 R_n}{f'c}} \right)$$

=

$$\frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 5,59}{29,05}} \right)$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{\min} = 0,0033 < \rho_{\text{perlu}} = 0,024 < \rho_{\max} = 0,025 \text{ (dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,06)$$

Kebutuhan Penulangan Tarik (As)

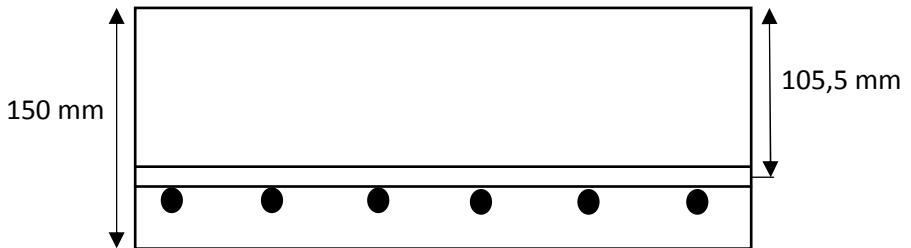
$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,024 \cdot 1000 \cdot 118,5 \\ &= 2844 \text{ mm}^2 \quad \text{(Dipasang D19 - 100)} \end{aligned}$$

Digunakan D19 -100 mm, $A_s = 2845 \text{ mm}^2$

2. Arah y

Tinggi efektif pelat arah y

$$\begin{aligned} - \quad d_y &= \text{tebal pelat} - d' - \text{tul. utama} - (\text{tul. utama}/2) \\ &= 170 - 25 - 13 - (13/2) = 105,5 \text{ mm} \end{aligned}$$



$$M_u = 70,7 \text{ kN.m} = 70700000 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.6 Perhitungan Tulangan Lentur Arah y

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{70700000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 118,5^2} = 5,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,85}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \cdot 0,025 = 0,019 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{f'c}{fy} \left(0,85 - \sqrt{\left(0,85^2\right) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right)$$

$$= \frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{\left(0,85^2\right) - \frac{1,7 \cdot 5,59}{29,05}} \right)$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0033 < \rho_{\text{perlu}} = 0,024 < \rho_{\text{max}} = 0,025 \text{ (dipakai)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,06$$

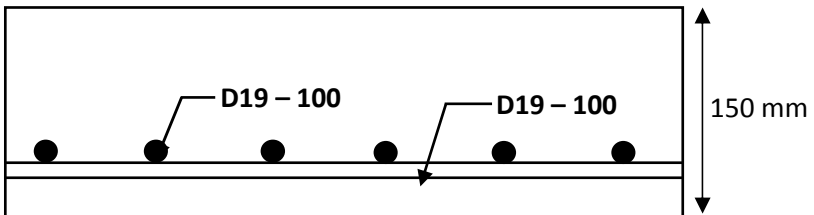
Kebutuhan Penulangan Tarik (As)

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,024 \cdot 1000 \cdot 118,5$$

$$= 2844 \text{ mm}^2 \quad \text{(Dipasang D19 - 100)}$$

Digunakan D19 -100 mm, As = 2845 mm²



Gambar 4.7 Skema Penulangan Pada Pelat Tangga

1.6.3. Perencanaan Pelat Bordes

A. **Data Perencanaan** :

- Tebal Pelat = 150 mm
- Selimut Beton = 25 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 29,05 Mpa
- Mutu Baja (fy) = 420 Mpa (TABEL 6 SNI 2052 : 2017)
- Ø Tulangan = 19 mm

- Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,90 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan torsi (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)

B. Pembebanan

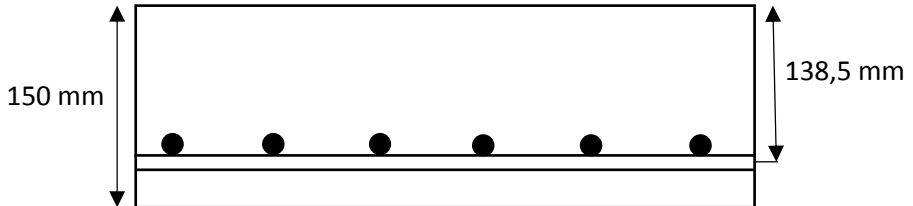
Dari program bantu didapatkan $M_u \max = 33 \text{ kNm/m}$

C. Perhitungan Tulangan Lentur

1. Arah x

Tinggi efektif pelat arah x

$$\begin{aligned}
 - \quad dx &= \text{tebal pelat} - d' - (\text{tul. utama}/2) \\
 &= 150 - 25 - (13/2) = 118,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



$$M_u = 70,7 \text{ kN.m} = 70700000 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.8 Perhitungan Tulangan Lentur Arah x

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{70700000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 118,5^2} = 5,59$$

N/mm^2

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420} = 0,025$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 0,025 = 0,019\end{aligned}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{f'c}{fy} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right)$$

=

$$\frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 5,59}{29,05}} \right)$$

= 0,024

$$\rho_{min} = 0,0033 < \rho_{perlu} = 0,024 < \rho_{max} = 0,025 \text{ (dipakai } \rho_{perlu} = 0,06)$$

Kebutuhan Penulangan Tarik (As)

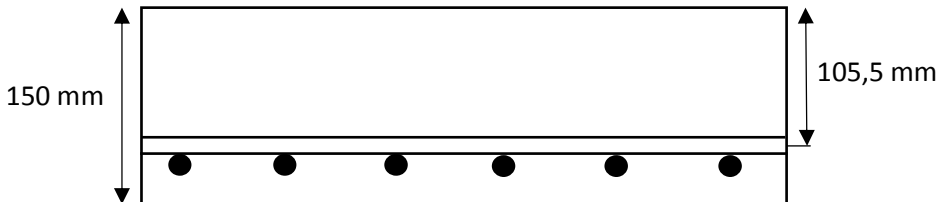
$$\begin{aligned}As &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,024 \cdot 1000 \cdot 118,5 \\ &= 2844 \text{ mm}^2 \quad \text{(Dipasang D19 - 100)}\end{aligned}$$

Digunakan D19 -100 mm, As = 2845 mm²

3. Arah y

Tinggi efektif pelat arah y

$$\begin{aligned}- dy &= \text{tebal pelat} - d' - \text{tul. utama} - (\text{tul. utama}/2) \\ &= 170 - 25 - 13 - (13/2) = 105,5 \text{ mm}\end{aligned}$$



$$Mu = 70,7 \text{ kN.m} = 70700000 \text{ Nmm}$$

Gambar 4.9 Perhitungan Tulangan Lentur Arah y

$$R_n = \frac{M_n}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{70700000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 118,5^2} = 5,59$$

N/mm²

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420} = 0,025$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,025 = 0,019$$

$$\rho_{perlu} = \frac{f'c}{f_y} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right)$$

$$=$$

$$\frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 5,59}{29,05}} \right)$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{min} = 0,0033 < \rho_{perlu} = 0,024 < \rho_{max} = 0,025 \text{ (dipakai } \rho_{perlu} = 0,06)$$

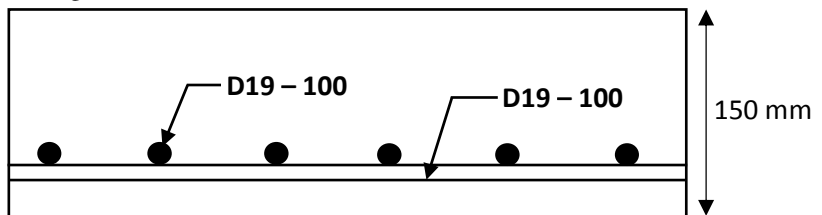
Kebutuhan Penulangan Tarik (As)

$$As = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,024 \cdot 1000 \cdot 118,5$$

$$= 2844 \text{ mm}^2 \quad \text{(Dipasang D19 - 100)}$$

Digunakan D19 -100 mm, As = 2845 mm²



Gambar 4.10 Skema Penulangan Pada Pelat Bordes

1.6.4. Perencanaan Balok Anak

1. Balok Anak (B8)

a. Data Perencanaan:

- Lebar Balok = 250 mm
- Tinggi Balok = 350 mm
- Bentang Balok = 4000 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- Mutu Beton ($f'c$) = 29,05 Mpa
- Mutu Baja (f_y) = 420 Mpa (TABEL 6 SNI 2052 : 2017)
- D Tul Utama = D19 mm
- D Tul Senggang = D10 mm
- Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,90 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan torsi (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)

b. Cek Persyaratan Komponen Struktur Penahan Gempa

Sebelum perhitungan penulangan balok, harus dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang memenuhi persyaratan SRPMK sebagai berikut :

- a) Gaya tekan aksial terfaktor pada balok, $P_u < A_g \cdot f'c / 10$

$$P_u = 581,016 \text{ kN} < \frac{(250 \times 350) \times 29,05}{10} = 254,18 \text{ kN}$$

(Oke)

- b) Bentang bersih untuk komponen struktur, $l_n \geq 4d$

$$d = h_{\text{balok}} - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ senggang} - \frac{1}{2} \cdot D \text{ Tulangan}$$

untuk tarik

$$d = 350 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 22 \text{ mm} = 289 \text{ mm}$$

$$l_n \geq 4d = 4000 \text{ mm} > 4(289) = 1132 \text{ mm}$$

(Oke)

c) Lebar komponen, $b_w \geq 0,3h$ atau **135 mm**

$$b_w = 450 \text{ mm} > 135 \text{ mm}$$

(Oke)

d) Rasio lebar dan tinggi balok tidak kurang dari 0,3

$$\frac{250}{350} = 0,71 > 0,3$$

(Oke)

c. Perhitungan Penulangan Lentur Balok

$$\text{Momen } \textit{Ultimate} \text{ Tumpuan} = 135,10 \text{ kN.m}$$



$$\text{Momen } \textit{Ultimate} \text{ Lapangan} = 113,11 \text{ kN.m}$$



$$\textit{Torsion Force} (T_u) = 6,77 \text{ kN.m}$$



$$\textit{Shear Force} (V_u) = 124,86 \text{ kN}$$



$$\textit{Axial Force} (P) = 72,38 \text{ kN}$$



1. Koefisien Tahanan (R_n) Tulangan Tumpuan

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05(29,05 - 28)}{7} = 0,8425 \text{ (SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.7.3)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{135100000}{250 \cdot 281^2} = 6,84 \text{ N/mm}^2$$

2. Perhitungan Rasio Penulangan (ρ) Tumpuan :

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$\frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,8425 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$= 0,029$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,029 = 0,0219$$

$$\rho_{perlu} = \frac{f'c}{f_y} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right)$$

$$= \frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 6,48}{29,05}} \right)$$

$$= 0,026$$

$$\rho_{min} = 0,0033 < \rho_{perlu} = 0,026 > \rho_{max} = 0,0219 \text{ (dipakai } \rho_{perlu} = 0,026)$$

3. Menghitung Kebutuhan Penulangan :

Kebutuhan Penulangan Tarik (A_s)

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,026 \cdot 250 \cdot 281$$

$$= 1826,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah Tulangan} = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} = \frac{1826,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2} = 4,80 = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As ada} = 5 (1/4) \cdot (3,14) \cdot (22^2) = 1899,7 \text{ mm}^2 > 1826,5 \text{ mm}^2$$

(memenuhi)

4. Kontrol jarak tulangan (SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.1)

s =

$$\frac{b-2 \times (\text{Selimut beton}) - 2 \times (\text{tul sengkang}) - n \times \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

> 25 mm

$$= \frac{350 - 2 \times (40) - 2 \times (13) - 16 \times 22}{16-1} < 25 \text{ mm}$$

$$= 13,9 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{Tidak memenuhi})$$

(karena jarak tulangan tidak memenuhi. Maka tulangan dibagi menjadi 2 layer)

5. Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)*

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1899,7 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 250} = 129,24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{129,24}{0,85} = 152,02 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \frac{281-152,02}{152,02}$$

$$= 0,0025$$

$$= 0,0025 < 0,005 \text{ (Tekan)}$$

6. Kontrol momen kapasitas

$$\phi = 0,9$$

$$\begin{aligned}\phi Mn &= \phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0,9 \times 1899,7 \times 420 \times \left(281 - \frac{129,24}{2}\right) \\ &= 155379579 \text{ Nmm} > 135100000 \text{ N.mm (memenuhi)}\end{aligned}$$

Karena $Mn > Mu$ perlu, maka diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa dengan tulangan tarik, sehingga tulangan tekan untuk daerah gempa diambil 50% luas tulangan tarik (SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.2.2).

$$\begin{aligned}As' &= 0,5 \cdot As &&= 0,5 \cdot 1899,7 = 949,85 \text{ mm} \\ \text{Maka dipakai 3 D22} &&&= 1139,82 \text{ mm}^2 \\ As \text{ (Tarik)} &= 5 \text{ D22} &&= 1899,7 \text{ mm}^2 \\ As' \text{ (Tekan)} &= 3 \text{ D22} &&= 1139,82 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

7. Perhitungan Penulangan Lapangan

Dengan menggunakan cara yang sama seperti pada perhitungan tulangan tumpuan maka didapatkan :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0,026 \\ \rho_{\text{min}} &= 0,0033 < \rho_{\text{perlu}} = 0,026 > \rho_{\text{max}} = 0,0219 \text{ (dipakai } \rho_{\text{perlu}} \\ &= 0,026)\end{aligned}$$

Menghitung Kebutuhan Penulangan

$$\begin{aligned}As \text{ (Tarik)} &= 4 \text{ D22} = 1519,76 \text{ mm}^2 \\ As' \text{ (Tekan)} &= 2 \text{ D22} = 759,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

8. Kontrol jarak tulangan (SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.1)

$$s = 31.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

(memenuhi)

9. Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)*

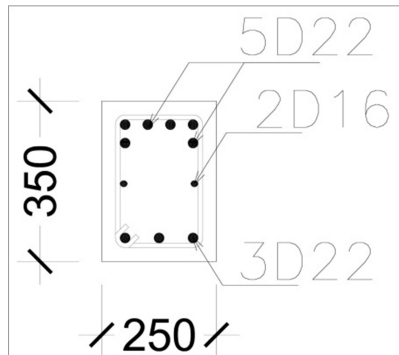
$$\epsilon_t = 0,016 > 0,005 \text{ (Tekan)}$$

10. Kontrol Momen Kapasitas

$$\phi Mn = 10431339569 \text{ Nmm} > 113110000 \text{ Nmm}$$

(memenuhi)

Berikut adalah contoh gambar sketsa penulangan Balok B1 daerah tumpuan :



Gambar 4.11. Gambar Sketsa Penulangan Balok B8

d. Perhitungan Penulangan Geser Balok Daerah Sendi Plastik

1. Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr})

$$\text{Tulangan } = 5 \text{ D22} = 1899,7 \text{ mm}^2 \text{ (Tarik)}$$

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1,25 \times 1899,7 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 115,40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-1} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1,25 \times 1899,7 \times 420 \times \left(281 - \frac{115,40}{2}\right) \\ &= 222706580 \text{ Nmm} = 222,70 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Tulangan } 3 \text{ D22} = 1139,82 \text{ mm}^2 \text{ (Tekan)}$$

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1,25 \times 1139,80 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 350} = 69,23 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr-2} &= 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 1,25 \times 1139,8 \times 420 \times \left(281 - \frac{69,23}{2}\right) \\
 &= 147435552 \text{ Nmm} = 147,43 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung geser yang terjadi akibat goyangan:

$$V_{sway} = \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right) = \left(\frac{222,7 + 147,43}{4} \right) = 92,53 \text{ kNm}$$

Total reaksi geser diujung kiri balok :

$$V_e \text{ kiri} = V_u + V_{sway} = 124,86 + 92,53 = 217,39 \text{ kN}$$

Total reaksi geser diujung kanan balok :

$$V_e \text{ kanan} = V_u - V_{sway} = 124,86 - 92,53 = 32,33 \text{ kN}$$

V_e kiri lebih menentukan

3. Perhitungan kebutuhan sengkang untuk gaya geser:

SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 mensyaratkan bahwa kontribusi beton dalam menahan gaya geser, yaitu $V_c = 0$ pada perencanaan sendi plastis apabila:

Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi kuat geser perlu maksimum, V_u di sepanjang bentang.

$$\begin{aligned}
 - \quad 0,5 \cdot V_e \text{ kiri} &= 0,5 \cdot 217,39 = 108,69 \text{ kN} < V_u \\
 &= 124,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad P_u &= 72,38 \text{ kN} < A_g f'_c / 20 \\
 &= 127,09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena $V_u > 0,5 \cdot V_e$ kiri, dan $P_u < A_g f'_c / 20$ maka nilai $V_c = 0$
Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.1 daerah sendi plastis dapat diambil 2 kali tinggi komponen struktur (h)

$$2h = 2 \cdot 350 = 700 \text{ mm}$$

4. Menghitung V_s

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

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

$$= \frac{124,86}{0,75} - 0 = 166,45 \text{ kN}$$

5. Kontrol Kapasitas Penampang

V_s tidak boleh melebihi $0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9)

$$0,66 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 250 \cdot 281 = 249,89 \text{ kN}$$

$$V_s < 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

166,45 kN < 249,89 kN (Kapasitas Penampang Mencukupi)

6. Kontrol batas spasi maksimum

V_s kontrol terhadap $0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9)

$$0,33 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 350 \cdot 281 = 174,92 \text{ kN}$$

$$V_s > 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

166,45 kN < 174,92 kN

Maka batas spasi maksimum dibatasi, tidak diperbolehkan > $d/4$ (70,25) atau 300

7. Batas spasi untuk tulangan geser untuk balok daerah sendi plastis (SNI 2847-2013 Ps. 21.3.4.2)

$$S_{\max} = d/4 = 281 / 4 = 70,25 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 8 * \varnothing \text{ tul. Longitudinal} = 8 * 22 \text{ mm} = 176 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan sengkang D12 dipasang 2 kaki ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226 \times 420 \times 281}{166450} = 160,30 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang **Ø12-150 mm**

Dari hasil perhitungan diatas, untuk bentang sendi plastis sepanjang **700 mm** dari muka hbk digunakan sengkang **Ø12-150 mm**.

e. Perhitungan Penulangan Geser Balok Luar Sendi Plastis

1. Menghitung V_s

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{29,05} \times 350 \times 281 = 90,11 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{124,86}{0,75} - 90,11 = 76,37 \text{ kN}$$

2. Batas spasi untuk tulangan geser untuk balok daerah luar sendi plastis

Direncanakan menggunakan sengkang Ø12 dipasang 2 kaki ($A_s = 226 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{226 \times 420 \times 281}{76370} = 349,25 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4, spasi maksimum tulangan geser sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$.

$$S_{\max} = d / 2 = 281 / 2 = 140,5 \text{ mm}$$

Maka untuk bentang diluar sendi plastis digunakan sengkang **Ø12-200 mm**.

f. Perhitungan Penulangan Torsi

Diketahui *Torsion Force* (T) = 6,77 kN.m

1. Perhitungan Torsi Maksimum Beton Non Prategang :

$$T_u \text{ maks} = \phi \times \lambda \times \frac{\sqrt{f'c}}{3} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

$\phi = 0,75$ (Faktor reduksi beban torsi)

$$A_{cp} = b \times h = 250 \times 350 = 87500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = (2 \times (b + h)) = (2 \times (250 + 350)) = 1200 \text{ mm}$$

$$T_u \text{ maks} = 0,75 \times \frac{\sqrt{29,05}}{3} \times \frac{87500^2}{1200} = 8597020 \text{ Nmm} = 8,5$$

kNm

Kontrol, karena $T_u \text{ maks} < T = 8,59 \text{ kNm} < 71,38 \text{ kNm}$, maka menggunakan T analisis

2. Periksa persyaratan pengaruh puntir berdasarkan SNI

2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan

jika :

$$T < T_{u_{\min}}$$

$$T < T_{u_{\min}} = \phi \times \lambda \times 0,083 \times \sqrt{f'c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$T_{u_{\min}} = 0,75 \times 1 \times 0,083 \times \sqrt{29,05} \times \frac{87500^2}{1200}$$

$$= 2140657,98 \text{ Nmm} = 2,14 \text{ kNm}$$

$$71,38 \text{ kNm} > 6,77 \text{ kNm}$$

Karena nilai T analisis $> T_{u \text{ min}}$, maka perlu memasang tulangan torsi

3. Periksa persyaratan pengaruh momen puntir:

Periksa kecukupan penampang menahan momen torsi terfaktor berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.1:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right)$$

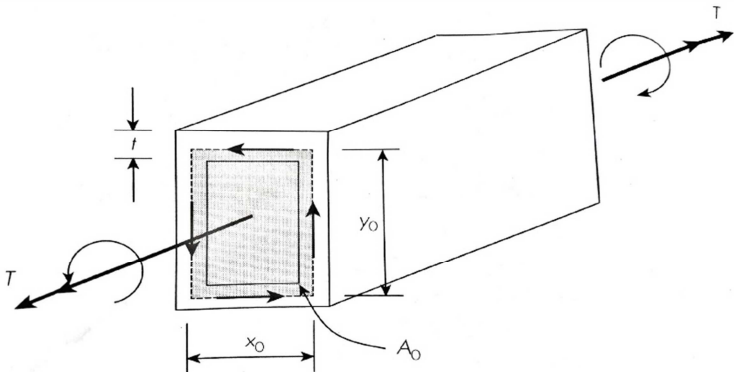
Dimana:

T : 6770000 Nmm

Vu : 124860 N

$x_o = b - 2 \times (d' + \phi \text{ sengkang}) = 250 - 2 \times (40 + 6) = 158 \text{ mm}$

$y_o = h - 2 \times (d' + \phi \text{ sengkang}) = 350 - 2 \times (40 + 6) = 258 \text{ mm}$



Gambar 4.12. Gambar Sketsa Penampang Penahan Torsi
(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang:

$$P_h = 2 \times (x_o + y_o) = 2 \times (158 + 258) = 832 \text{ mm}$$

Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang :

$$A_{oh} = x_o \times y_o = 158 \times 258 = 40764 \text{ mm}^2$$

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d = 0,17 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 250 \cdot 281 = 64367,74 \text{ N}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} =$$

$$\sqrt{\left(\frac{124860}{250 \times 281}\right)^2 + \left(\frac{6770000 \times 832}{1,7 \times 40764^2}\right)^2} = 2,67 \text{ Mpa}$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c} \right) =$$

$$0,75 \times \left(\frac{64367,74}{250 \times 281} + 0,66 \sqrt{29,05} \right) = 3,35 \text{ Mpa}$$

Cek kecukupan penampang menahan torsi terfaktor :

$$2,67 \text{ Mpa} \leq 3,35 \text{ Mpa}$$

(memenuhi)

4. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

Dalam menghitung penulangan transversal penahan torsi, nilai A_o dapat diambil sama dengan 0,85. A_{oh} dan nilai $\theta = 45^\circ$ (SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6)

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh} = 0,85 \cdot 40764 = 34649,4 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_y t}{s} \times \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_y t}{s} \times \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \times 2 \times A_o \times f_y t \times \cot \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{6770000}{0,75 \times 2 \times 34649,3 \times 420 \times \cot 45^\circ} = 0,31 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.7 tulangan torsi lentur dihitung dengan rumus :

$$A\lambda = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_y}{f_y} \cdot \cot^2 \theta$$

Sehingga:

$$A\lambda = 0,31 \times 832 \times \frac{420}{420} \times 1 = 257,92 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 = 401,92 mm² > 257,92 mm² (OK), dipasang pada sisi kiri dan kanan penampang web balok sepanjang tumpuan maupun lapangan.

1.7. STRUKTUR PRIMER

1.7.1. Perencanaan Balok Induk

1. Balok Induk (B1)

a. Data Perencanaan:

- Lebar Balok = 550 mm
- Tinggi Balok = 850 mm
- Bentang Balok = 8500 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- Mutu Beton (f^c) = 29,05 Mpa
- Mutu Baja (f_y) = 420 Mpa (TABEL 6 SNI 2052 : 2017)
- D Tul Utama = D22 mm
- D Tul Sengkang = D13 mm
- Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,90 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)

- Faktor reduksi kekuatan geser (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)
- Faktor reduksi kekuatan torsi (ϕ) = 0,75 (RSNI 2847 : 2018 Tabel 21.2.1)

b. Cek Persyaratan Komponen Struktur Penahan Gempa
Sebelum perhitungan penulangan balok, harus dilakukan kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang memenuhi persyaratan SRPMK sebagai berikut :

a) Gaya tekan aksial terfaktor pada balok, **$P_u < A_g \cdot f'_c / 10$**

$$P_u = 581,016 \text{ kN} < \frac{(550 \times 850) \times 29,05}{10} = 819,81 \text{ kN}$$

(Oke)

b) Bentang bersih untuk komponen struktur, **$l_n \geq 4d$**

$$d = h_{\text{balok}} - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot D \text{ Tulangan}$$

untuk tarik

$$d = 850 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - \frac{1}{2} \cdot 19 \text{ mm} = 790,5 \text{ mm}$$

$$l_n \geq 4d = 5000 \text{ mm} > 4(790,5) = 3162 \text{ mm}$$

(Oke)

c) Lebar komponen, **$b_w \geq 0,3h$ atau 550 mm**

$$b_w = 850 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

(Oke)

d) Rasio lebar dan tinggi balok tidak kurang dari 0,3

$$\frac{550}{850} = 0,65 > 0,3$$

(Oke)

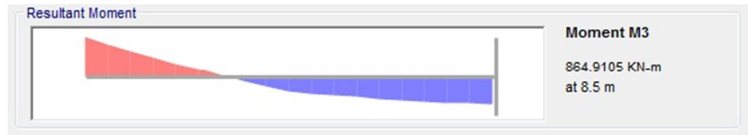
c. Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Momen *Ultimate* Tu



$$\text{mpuan} = 1510.59 \quad \text{kN.m}$$

$$\text{Momen } \textit{Ultimate} \text{ Lapangan} = 864.91 \quad \text{kN.m}$$



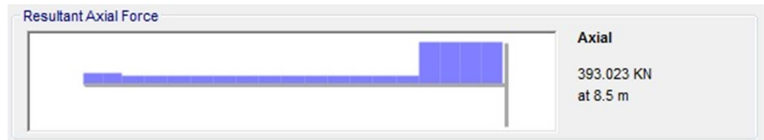
$$\text{Torsion Force (Tu)} = 184.24 \quad \text{kN.m}$$



$$\text{Shear Force (Vu)} = 1266.61 \quad \text{kN}$$



$$\text{Axial Force (P)} = 393,02 \text{ kN}$$



11. Koefisien Tahanan (Rn) Tulangan Tumpuan

$$\beta = 0,85 - \frac{0,05(29,05 - 28)}{7} = 0,8425 \text{ (SNI 2847 : 2013 pasal 10.2.7.3)}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1510590000}{550 \cdot 783^2} = 4,98 \text{ N/mm}^2$$

12. Perhitungan Rasio Penulangan (ρ) Tumpuan :

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + fy} \right)}{fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 29,05 \cdot 0,8425 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420} \\ &= 0,029\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_{balance} \\ &= 0,75 \cdot 0,029 = 0,0219\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{f'c}{fy} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right) \\ &= \frac{29,05}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 4,98}{29,05}} \right) \\ &= 0,0134\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0033 < \rho_{perlu} = 0,0134 < \rho_{max} = 0,0219 \text{ (dipakai } \rho_{perlu} = 0,0134)$$

13. Menghitung Kebutuhan Penulangan :

Kebutuhan Penulangan Tarik (A_s)

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0134 \cdot 550 \cdot 783 \\ &= 5770,71 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah Tulangan} &= \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} = \frac{5770,71}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2} = 15,19 = 16 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$A_s \text{ ada} = 16 \left(\frac{1}{4} \right) \cdot (3,14) \cdot (22^2) = 6079,04 \text{ mm}^2 > 5770,71 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

14. Kontrol jarak tulangan (SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.1)

s =

$$\frac{b-2 \times (\text{Selimut beton})-2 \times (\text{tul sengkang})-n \times \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

> 25 mm

$$= \frac{550-2 \times (40)-2 \times (10)-16 \times 22}{16-1} < 25 \text{ mm}$$

$$= 6,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{Tidak memenuhi})$$

(karena jarak tulangan tidak memenuhi. Maka tulangan dibagi menjadi 2 layer)

15. Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)*

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{6079,04 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 550} = 188 \text{ mm}$$

$$c = \frac{188}{0,85} = 221,18 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \frac{d-c}{c}$$

$$= 0,003 \frac{783-221,18}{221,18}$$

$$= 0,08$$

$$= 0,008 > 0,005 \text{ (Tekan)}$$

16. Kontrol momen kapasitas

$$\phi = 0,9$$

$$\phi \text{ Mn} = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0,9 \times 6079,04 \times 420 \times \left(783 - \frac{188}{2}\right)$$

$$= 1583237336 \text{ Nmm} > 1510590000 \text{ N.mm}$$

(memenuhi)

Karena $\text{Mn} > \text{Mu}$ perlu, maka diasumsikan beton cukup kuat menahan gaya gempa dengan tulangan tarik, sehingga tulangan

tekan untuk daerah gempa diambil 50% luas tulangan tarik (SNI 2847 : 2013 pasal 21.5.2.2).

$$As' = 0,5 \cdot As = 0,5 \cdot 850,6 = 407,46 \text{ mm}^2$$

$$\text{Maka dipakai 8 D22} = 3039,52 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (Tarik)} = 16 \text{ D22} = 6079,04 \text{ mm}^2$$

$$As' \text{ (Tekan)} = 8 \text{ D22} = 3039,52 \text{ mm}^2$$

17. Perhitungan Penulangan Lapangan

Dengan menggunakan cara yang sama seperti pada perhitungan tulangan tumpuan maka didapatkan :

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0045$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0033 < \rho_{\text{perlu}} = 0,0134 < \rho_{\text{max}} = 0,0219 \text{ (dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0134)$$

Menghitung Kebutuhan Penulangan

$$As \text{ (Tarik)} = 9 \text{ D22} = 3419,46 \text{ mm}^2$$

$$As' \text{ (Tekan)} = 5 \text{ D22} = 1899,7 \text{ mm}^2$$

18. Kontrol jarak tulangan (SNI 2847:2013 pasal 21.3.4.1)

$$s = 31,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

(memenuhi)

19. Cek penampang *Tension-Controlled (Regangan)*

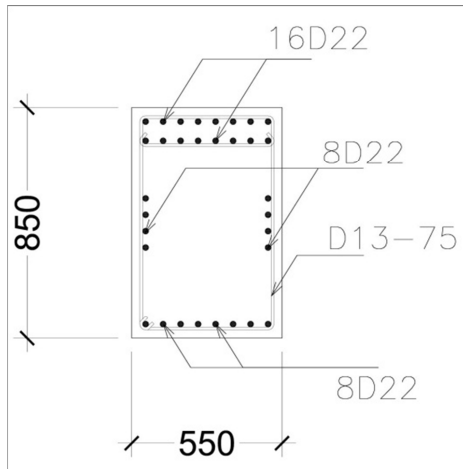
$$\varepsilon_t = 0,016 > 0,005 \text{ (Tekan)}$$

20. Kontrol Momen Kapasitas

$$\phi Mn = 943277362,9 \text{ Nmm} > 864910000 \text{ Nmm}$$

(memenuhi)

Berikut adalah contoh gambar sketsa penulangan Balok B1 daerah tumpuan :



Gambar 4.13. Gambar Sketsa Penulangan Balok B1

d. Perhitungan Penulangan Geser Balok Daerah Sendi Plastis

8. Menghitung *probable moment capacities* (M_{pr})

Tulangan = 16 D22 = 6079,04 mm² (Tarik)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 6079,04 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 550} = 234,99 \text{ mm}$$

$$M_{pr-1} = 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 6079,04 \times 420 \times \left(783 - \frac{234,99}{2} \right)$$

$$= 2127148041 \text{ Nmm} = 2127,14 \text{ kN.m}$$

Tulangan 9 D22 = 567,06 mm² (Tekan)

$$a = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 3039,52 \times 420}{0,85 \times 29,05 \times 550} = 117,49 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 1,25 \times 3039,52 \times 420 \times \left(783 - \frac{117,49}{2} \right)$$

$$= 1155728468 \text{ Nmm} = 1155,72 \text{ kN.m}$$

9. Menghitung geser yang terjadi akibat goyangan:

$$V_{\text{sway}} = \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right) = \left(\frac{2127,14 + 1155,72}{8,5} \right) = 386,21$$

kNm

Total reaksi geser diujung kiri balok :

$$V_e \text{ kiri} = V_u + V_{\text{sway}} = 1266,61 + 386,21 = 1652,82 \text{ kN}$$

Total reaksi geser diujung kanan balok :

$$V_e \text{ kanan} = V_u - V_{\text{sway}} = 1266,61 - 386,21 = 880,40 \text{ kN}$$

V_e kiri lebih menentukan

10. Perhitungan kebutuhan sengkang untuk gaya geser:

SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 mensyaratkan bahwa kontribusi beton dalam menahan gaya geser, yaitu $V_c = 0$ pada perencanaan sendi plastis apabila:

Gaya geser V_{sway} akibat sendi plastis di ujung-ujung balok melebihi kuat geser perlu maksimum, V_u di sepanjang bentang.

$$- 0,5 \cdot V_e \text{ kiri} = 0,5 \cdot 1652,82 = 826,41 \text{ kN} < V_u = 1266,61 \text{ kN}$$

$$- P_u = 393,02 \text{ kN} < A_g f'_c / 20 = 679,04 \text{ kN}$$

Karena $V_u > 0,5 \cdot V_e \text{ kiri}$, dan $P_u < A_g f'_c / 20$ maka nilai $V_c = 0$
Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.1 daerah sendi plastis dapat diambil 2 kali tinggi komponen struktur (h)

$$2h = 2 \cdot 850 = 1700 \text{ mm}$$

11. Menghitung V_s

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

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

$$= \frac{1266,61}{0,75} - 0 = 1688,81 \text{ kN}$$

12. Kontrol Kapasitas Penampang

V_s tidak boleh melebihi $0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9)

$$0,66 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 550 \cdot 783 = 1531,93 \text{ kN}$$

$$V_s < 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

1688,81 kN < 1531,93 kN (Kapasitas Penampang Mencukupi)

13. Kontrol batas spasi maksimum

V_s kontrol terhadap $0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ (SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.9)

$$0,33 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 550 \cdot 783 = 765,96 \text{ kN}$$

$$V_s > 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$1688,81 \text{ kN} > 765,96 \text{ kN}$$

Maka batas spasi maksimum dibatasi, tidak diperbolehkan $> d/4$ (195,75) atau 300

14. Batas spasi untuk tulangan geser untuk balok daerah sendi plastis (SNI 2847-2013 Ps. 21.3.4.2)

$$S_{\max} = d/4 = 783 / 4 = 195,75 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 8 * \emptyset \text{ tul. Longitudinal} = 8 * 22 \text{ mm} = 176 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 150 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan sengkang D13 dipasang 3 kaki ($A_s = 398 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{398 \times 420 \times 783}{1688000} = 75,78 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai sengkang **3 kaki D13-75 mm**

Dari hasil perhitungan diatas, untuk bentang sendi plastis sepanjang **1700 mm** dari muka hbk digunakan sengkang **3 kaki D13-75 mm**.

e. Perhitungan Penulangan Geser Balok Luar Sendi Plastis

2. Menghitung V_s

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0,17 \times \sqrt{29,05} \times 550 \times 783 = 394,59 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1266,61}{0,75} - 394,59 = 1294,22 \text{ kN}$$

2. Batas spasi untuk tulangan geser untuk balok daerah luar sendi plastis

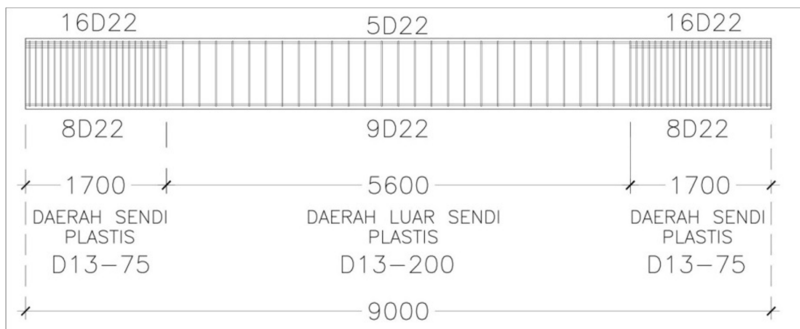
Direncanakan menggunakan sengkang D13 dipasang 2 kaki ($A_s = 265 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265 \times 420 \times 783}{1294220} = 67,33 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4, spasi maksimum tulangan geser sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$.

$$S_{max} = d / 2 = 783 / 2 = 391,5 \text{ mm}$$

Maka untuk bentang diluar sendi plastis digunakan sengkang **D13-200 mm**.



Gambar 4.14. Gambar Sketsa Penulangan Geser

f. Perhitungan Penulangan Torsi

Diketahui *Torsion Force* (T) = 184,24 kN.m

5. Perhitungan Torsi Maksimum Beton Non Prategang :

$$T_u \text{ maks} = \phi \times \lambda \times \frac{\sqrt{f'c}}{3} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = Keliling penampang keseluruhan

φ = 0,75 (Faktor reduksi beban torsi)

$$A_{cp} = b \times h = 550 \times 850 = 467500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = (2 \times (b + h)) = (2 \times (550 + 850)) = 2800 \text{ mm}$$

$$T_u \text{ maks} = 0,75 \times \frac{\sqrt{29,05}}{3} \times \frac{467500^2}{2800} = 105176394 \text{ Nmm} =$$

105,17 kNm

Kontrol, karena $T_u \text{ maks} < T = 105,17 \text{ kNm} < 184,24 \text{ kNm}$,
maka menggunakan T analisis

6. Periksa persyaratan pengaruh puntir berdasarkan SNI

2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan
jika :

$$T < T_{u_{\min}}$$

$$T < T_{u_{\min}} = \phi \times \lambda \times 0,083 \times \sqrt{f'c} \times \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$T_{u_{\min}} = 0,75 \times 1 \times 0,083 \times \sqrt{29,05} \times \frac{467500^2}{2800}$$

$$= 26188922 \text{ Nmm} = 26,18 \text{ kNm}$$

105,17 kNm > 26,18 kNm

Karena nilai T analisis > T_{u min}, maka perlu memasang tulangan
torsi

7. Periksa persyaratan pengaruh momen puntir:

Periksa kecukupan penampang menahan momen torsi terfaktor
berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.1:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'c}\right)$$

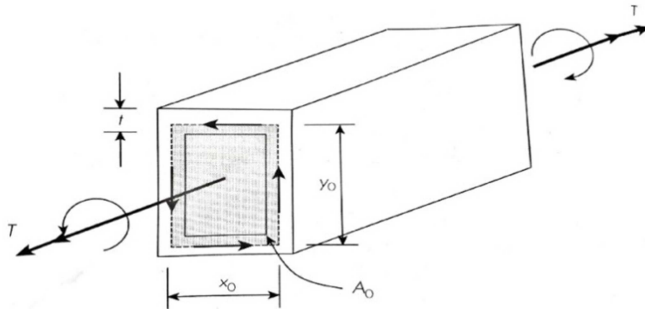
Dimana:

T : 184240000 Nmm

V_u : 1266610 N

$x_o = b - 2 \times (d' + \phi \text{ sengkang}) = 550 - 2 \times (40 + 6,5) = 457$
mm

$y_o = h - 2 \times (d' + \phi \text{ sengkang}) = 850 - 2 \times (40 + 6,5) = 757$



mm

Gambar 4.15. Gambar Sketsa Penampang Penahan Torsi

(Sumber : Agus Setiawan, 2016)

Keliling penampang dibatasi as tulangan sengkang:

$P_h = 2 \times (x_o + y_o) = 2 \times (457 + 757) = 2428$ mm

Luas penampang dibatasi as tulangan sengkang :

$A_{oh} = x_o \times y_o = 457 \times 757 = 345949$ mm

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 0,17 \cdot \sqrt{29,05} \cdot 550 \cdot 783 = 394590,33 \text{ N}$$

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1,7 A_{oh}^2}\right)^2} =$$

$$\sqrt{\left(\frac{1266610}{550 \times 783}\right)^2 + \left(\frac{105176394 \times 2428}{1,7 \times 345949^2}\right)^2} = 3,19 \text{ Mpa}$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right) =$$

$$0,75 \times \left(\frac{394590,33}{550 \times 783} + 0,66 \sqrt{29,05} \right) = 3,36 \text{ Mpa}$$

Cek kecukupan penampang menahan torsi terfaktor :

$$3,19 \text{ Mpa} \leq 3,36 \text{ Mpa}$$

(memenuhi)

8. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

Dalam menghitung penulangan transversal penahan torsi, nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 \cdot A_{oh}$ dan nilai $\theta = 45^\circ$ (SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6)

$$A_o = 0,85 \cdot A_{oh} = 0,85 \cdot 345949 = 296056,65 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_y t}{s} \times \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \times A_o \times A_t \times f_y t}{s} \times \cot \theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \times 2 \times A_o \times f_y t \times \cot \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{184240000}{0,75 \times 2 \times 296056,65 \times 420 \times \cot 45^\circ} = 0,98$$

mm²/mm

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.7 tulangan torsi lentur dihitung dengan rumus :

$$A\lambda = \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot \frac{f_y}{f_y} \cdot \cot^2 \theta$$

Sehingga:

$$A\lambda = 0,98 \times 2428 \times \frac{420}{420} \times 1 = 2379,44 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 8D22 = 3039,52 mm² > 2479,44 mm² (OK), dipasang pada sisi kiri dan kanan penampang web balok sepanjang tumpuan maupun lapangan.

g. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik (SNI 2847 : 2013 pasal 12.2.2)

Diketahui : $f_y = 420 \text{ Mpa}$

$$\Psi_t = 1,3$$

SNI 2847 : 2013 pasal

12.2.4 (a)

$$\Psi_e = 1$$

SNI 2847 : 2013 pasal

12.2.4 (b)

$$d_b = 22$$

$$l_d = \frac{f_y \times \Psi_t \times \Psi_e}{2,1 \times \sqrt{f_c}} \times d_b = \frac{420 \times 1,3 \times 1}{2,1 \times \sqrt{29,05}} \times 22 = 1061,22 \text{ mm} =$$

1100 mm

h. Panjang Penyaluran Tulangan Tekan (SNI 2847 : 2013 pasal 12.3.1)

$$l_{dc} = \frac{f_y \times 0,24}{\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b = \frac{420 \times 0,24}{1 \times \sqrt{29,05}} \times 22 = 411,44 \text{ mm} =$$

420 mm

Syarat minimum :

$$8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

170 mm

- i. Panjang Kait Penulangan (SNI 2847 : 2013 pasal 12.3.1)

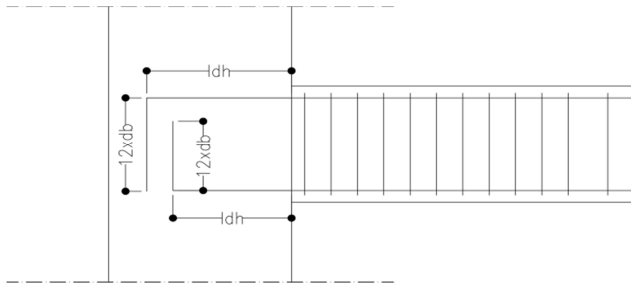
Panjang peyaluran untuk pengankuran kait 90° sebagai berikut :

$$l_{dh} = \frac{f_y \times 0,24 \times \psi_e}{\lambda \times \sqrt{f_c}} \times d_b = \frac{420 \times 0,24 \times 1}{1 \times \sqrt{29,05}} \times 19 = 355,34$$

mm = **500** mm

Panjang ldh pengankuran :

$$12 \times db = 12 \times 19 = 228 \text{ mm diambil } \mathbf{300} \text{ mm}$$



Gambar 4.16. Gambar Sketsa Penyaluran Tulangan dan Pengankuran

- j. Kontrol Retak Balok

Pengecekan jarak tulangan terhadap kontrol retak dilakukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.6.4

$$\text{Syarat: } s = \left(380 \times \frac{280}{f_s} \right) - (2,5 \times C_c)$$

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 420 = 280 \text{ Mpa}$$

Dengan C_c , merupakan jarak terkecil dari permukaan tulangan ke muka tarik sehingga $C_c = 40$ mm

$$\text{Syarat: } s = \left(380 \times \frac{280}{280} \right) - (2,5 \times 40) = 280 \text{ mm}$$

Kontrol s sengkang < s retak = 75 mm < 280 mm
(memenuhi)

Hasil perhitungan tipe – tipe balok yang akan digunakan pada perhitungan kolom ditabelkan pada **Sub Bab 4.11 Resume Perhitungan Penulangan Elemen Struktur**.

1.7.2. Perencanaan Kolom (K 1.1)

1. Data Perencanaan :

Mutu beton (f_c') = 33,2 Mpa

Mutu baja (f_y) = 420 mpa

Tinggi Kolom = 4100 mm = 4,10 m

Dimensi Kolom = 1100 mm × 1000 mm

Diameter Tulangan Lentur = 25 mm

Diameter Tulangan Geser = 13 mm

Dari program bantu, didapatkan gaya-gaya maksimum yang terjadi pada kolom adalah sebagai berikut :

$P_u = 18596,96$ kN



$V = 806,98$ kN



$T = 151,77$ kNm



$$M_{33} = 816,30 \quad \text{kNm}$$



$$M_{22} = 576,50 \text{ kNm}$$



2. Cek Syarat Komponen Struktur Penahan Gempa

Kontrol syarat-syarat komponen beton bertulang yang memenuhi persyaratan SRPMK sebagai berikut :

1. Gaya tekan aksial terfaktor pada kolom, $P_u > A_g f'_c / 10$

$$P_u = 18596,96 > \frac{(1100 \times 1000) \times 33,2}{10} = 3652 \text{ kN (memenuhi)}$$

2. Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm

Sisi terpendek kolom 1000 mm > 300 mm (memenuhi)

3. Rasio lebar dan tinggi kolom tidak kurang dari 0,4

$$\frac{1000}{1100} = 0,9 > 0,4$$

(memenuhi)

3. Perhitungan tulangan longitudinal penahan lentur

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal dibatasi tidak boleh kurang dari 0,01.Ag atau lebih dari 0,06.Ag. Untuk mendapatkan konfigurasi tulangan memanjang digunakan program bantu SPColoumn dan diperoleh hasil sebagai berikut :

Didapatkan tulangan longitudinal : 40 D25 = 19625 mm² ,
sehingga :

$$0,01 \cdot A_g \leq A_{st} \leq 0,06 \cdot A_g$$

$$0,01 \cdot (1100 \times 1000) \leq 28 \times (0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2) \leq 0,06 \cdot (1100 \times 1000)$$

$$11000 \leq 13737,5 \leq 66000 \quad (\text{memenuhi})$$

4. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

$$\phi P_n = 0,8 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_{st}) + (f_y \cdot A_{st})]$$

$$= 0,8 \cdot 0,65 \cdot [0,85 \times 33,2 (1100000 - 13737,5) + (420 \times 13737,5)]$$

$$= 18940,52 \text{ kN}$$

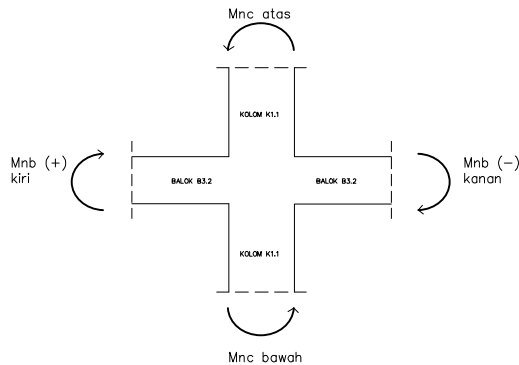
$$\phi P_n > P_u = 18940,52 \text{ kN} > 18596,96 \text{ kN (Ok)}$$

5. Cek Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2.2, kekuatan kolom

harus memenuhi nilai $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$, dimana

perhitungannya sebagai berikut:



Gambar 4.17. Gambar Sketsa *Strong Column Weak Beam*

Menentukan nilai $\sum M_{nb}$ Balok Arah X :

Menentukan lebar efektif balok :

Lebar balok (bw) = 550 mm

Tinggi Balok (hw) = 850 mm

Tebal Pelat (hf) = 150 mm

$$be = bw + 8hf = 550 \text{ mm} + 8 \cdot 150 \text{ mm} = 1750 \text{ mm}$$

$$be = bw + 2 hw = 550 \text{ mm} + 2 \cdot 850 \text{ mm} = 2250 \text{ mm}$$

$$\text{Dipilih nilai terkecil, maka } be = 1750 \text{ mm}$$

Menentukan tinggi efektif balok :

$$\text{Jumlah tul. lentur atas balok} = 16 \text{ D22} = 6079 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tul. lentur bawah balok} = 8 \text{ D22} = 3039 \text{ mm}^2$$

$$d = h - ts - \text{senggang} - d \text{ lentur} - d \text{ lentur}/2$$

$$= 850 - 40 - 13 - 22 - 22/2 = 742 \text{ mm}$$

Menentukan ΣM_{nb}^- dan ΣM_{nb}^+ :

1. Pada sisi atas balok bagian kiri (tulangan tarik) :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot F_c \cdot b} = \frac{6079,04 \cdot 420}{0,85 \cdot 29,05 \cdot 550} = 187,99 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^+ = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_{nb}^+ = 1 \cdot 6079,04 \cdot 420 \left(742 - \frac{187,99}{2} \right)$$

$$\phi M_{nb}^+ = 1654,47 \text{ kN.m}$$

2. Pada sisi bawah balok bagian kanan (tulangan tekan)
(karena balok bagian kiri dan kanan sama, maka nilai $A_s = A_s$
balok bagian kiri) :

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot F_c \cdot b} = \frac{2279,64 \cdot 420}{0,85 \cdot 29,05 \cdot 550} = 70,49 \text{ mm}$$

$$M_{nb}^- = As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_{nb}^- = 1 \cdot 2279,64 \cdot 420 \left(742 - \frac{70,49}{2} \right)$$

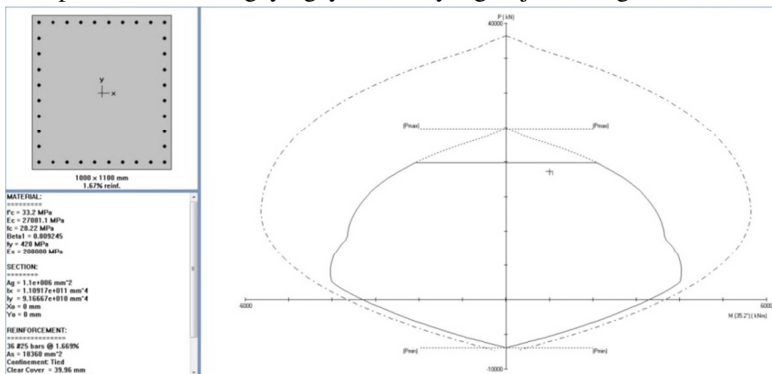
$$\phi M_{nb}^- = 676,68 \text{ kN.m}$$

$$\text{Maka } 1,2 \Sigma M_{nb} = 1,2 (M_{nb}^- + M_{nb}^+) = 1,2 (676,68 + 1654,47)$$

$$= 2797,38 \text{ kN.m}$$

6. Menentukan nilai ΣM_{nc} :

Untuk menentukan nilai M_{nc} didapatkan dari diagram interaksi P-M antara kolom atas dengan kolom bawah dengan program bantu SpColumn. Untuk gaya-gaya kolom yang terjadi sebagai :



Tabel 4.19. Perhitungan M_{nc} pada *Joint* Kolom K1 HBK

$$\Sigma M_{nc} (\text{kNm}) > 1,2 \Sigma M_{nb} (\text{kNm}) \quad 4861,23 > 2797,38 \quad (\text{OK})$$

7. Perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement* daerah sendi plastis Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan hoop diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.1,

1. Daerah sendi plastis :

$$l_o \geq h_{\text{kolom}} = 1100 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3250 = 541,66 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

Digunakan daerah sendi plastis l_o sepanjang 1100 mm

2. Spasi tulangan transversal :

SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.3 dimana S tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \cdot 550 = 137,5 \text{ mm}$$

$$- 6 \times \text{Tul.utama} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (1100 - 2 \times (40 + 13/2)))}{3} \right) = 50,83 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka nilai S_o diambil yaitu 100 mm

3. Penentuan Luas Tulangan *Confinement*

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, untuk daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom total luas penampang tidak boleh kurang dari salah satu terbesar diantara :

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_y} \right) \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = \frac{0,09 \cdot s \cdot b_c \cdot f_c'}{f_y}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = lebar penampang inti beton yang terkekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm)

A_{ch} = luasan penampang inti beton (mm)

F_yh = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

b_c = $b_w - 2 \times (t + 0,5 \cdot d \text{ sengkang})$

$$= 1000 - 2 \times (40 \text{ mm} + 0,5 \cdot 13 \text{ mm}) = 907 \text{ mm}$$

A_{ch} = $(h_w - 2 \cdot t) \times (b_w - 2 \cdot t)$

$$= (1100 - 2 \cdot 40) \times (1000 - 2 \cdot 40) = 1094965 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$A_{sh1} = 0,3 \cdot \left(\frac{100 \cdot 907 \cdot 33,2}{420} \right) \cdot \left(\frac{1100000}{1094965} - 1 \right)$$

$$A_{sh1} = 5,54 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = \frac{0,09 \cdot 100 \cdot 907 \cdot 33,2}{420}$$

$$A_{sh2} = 645,26 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai yang terbesar yakni $A_{sh} = 645,26 \text{ mm}^2$

Digunakan sengkang (*hoop*) 6 kaki D13 – 100 mm disepanjang l_0 :

$$A_{sh} = 6 \times (1/4 \cdot \pi \cdot 13^2) = 795,99 \text{ mm}^2 > 645,26 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang (*hoop*) 6 kaki D13 – 100 mm disepanjang l_0 , karena menyesuaikan jumlah tulangan arah pendek penampang kolom.

Berdasarkan SNI 2847 : 2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- 6 x D tul utama = 6 x 25 = 150 mm
- 150 mm

Maka dipakai $s = 150$ mm, jadi sengkang (*hoop*) 6 kaki D13 – 150 mm disepanjang luar sendi plastis

h. Perhitungan Kebutuhan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847 :2013 pasal 21.6.5.2 nilai $V_c = 0$ apabila pada daerah sepanjang l_0 dari ujung – ujung kolom memenuhi 2 syarat sebagai berikut :

- $0,5 V_e < V_u$
- **$P_u < A_g \cdot f'_c / 10$**

Karena pada kontrol penahan gempa **$P_u > A_g \cdot f'_c / 10$** , maka $V_c \neq 0$

$$V_u \text{ max} = 806,98 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{0,29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{0,29 \times 18596960}{1100000} \right) \times 1 \times \sqrt{33,2} \times 1000 \times 1044,5 \\ &= 6039306,13 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 6039,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_c > V_u$, maka tulangan transversal penahan geser hasil perhitungan tulangan transversal sebagai *confinement* aman digunakan untuk menahan geser.

i. Kapasitas Kolom Terhadap Torsi

$$T_u = 7,53 \text{ kNm}$$

$$T_n = \Phi 0,083 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}} \right)$$

$$T_n = 0,75 \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{41,5} \cdot \left(\frac{(1100 \times 1000)^2}{2 \times (1100 \times 1000)} \right) \left(\sqrt{1 + \frac{18596960}{0,1100000 \cdot \sqrt{33,2}}} \right)$$

$$T_n = 6883911061 \text{ N} = 6883,91 \text{ kNm} > 151,77 \text{ kNm} \quad (\text{memenuhi})$$

j. Panjang Sambungan Lewatan Kolom

$$0,071 \cdot f_y \cdot D_{tulangan} \geq 300 \text{ mm (SNI 2847:2013 Ps.}$$

$$12.16.1)$$

$$0,071 \times 420 \times 25 \geq 300 \text{ mm}$$

$$745,5 \text{ mm} \approx 750 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm (OK)}$$

1.7.3. Desain Hubungan Balok Kolom

Data-data yang dimiliki untuk perencanaan geser horizontal pada hubungan balok-kolom adalah sebagai berikut:

$$\text{Tulangan tarik balok} = 16 \text{ D22} = 6079,04 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan balok} = 8 \text{ D22} = 3039,52 \text{ mm}^2$$

Diameter sengkang 13 mm

Selimut beton diambil 40 mm

$$d = 783 \text{ mm}$$

$$f_c' = 29,05 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

1. Kontrol HBK

Data-data yang dimiliki adalah sebagai Berikut:

$$\begin{aligned} T1 &= A_s \times (1,25 \times f_y) \\ &= 6079,04 \times (1,25 \times 420) \\ &= 3191,49 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T2 &= A_s \times 1,25 \times f_y \\ &= 3039,52 \times (1,25 \times 420) \\ &= 1595,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

Keterangan :

T1= gaya tarik pada baja tulangan di balok akibat momen negative

T2= gaya tarik pada baja tulangan di balok akibat momen positif

2. Menghitung Momen Negatif (M_{pr}^-) dengan tulangan 16 D22 = 6079,04 mm²

$$a = \frac{A_s(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{6079,04 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29,05 \times 550} = 234,99 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s(1,25 \cdot f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 6079,04 \times (1,25 \times 420) \times \left(783 - \frac{234,99}{2} \right)$$

$$= 2123956545 \text{ Nmm} = 2123,95 \text{ kNm}$$

3. Menghitung Momen Positif (M_{pr}^+) dengan tulangan 8 D22 = 3039,52 mm²

$$a = \frac{A_s(1,25 \cdot f_y)}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{3039,52 \times (1,25 \times 420)}{0,85 \times 29,05 \times 550} = 117,49 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s(1,25 \cdot f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 3039,52 \times (1,25 \times 420) \times \left(783 - \frac{117,49}{2} \right)$$

$$= 1155728468 \text{ Nmm} = 1155,72 \text{ kNm}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{2} = \frac{2123,95 + 1155,72}{2} = 1639,83 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_u}{l_n} = 2 \times \frac{1639,83}{5} = 655,93 \text{ kN}$$

$$\text{jadi } V_j = T1 + T2 - u = 3191,49 + 1595,74 - 655,93$$

$$= 4131,3 \text{ kN}$$

Besarnya V_j tersebut harus berbanding lebih besar dari kuat geser nominal.

4. Menghitung Kuat Geser Nominal

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1, kuat geser nominal untuk HBK yang terkekang pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan maka menggunakan persamaan sebagai Berikut :

$$\phi V_n = 1,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$$

Dimana A_j tau luas efektif HBK dijelaskan pada gambar 21.7.4 pada SNI 2847:2013. Dan nilai $\phi = 0,75$ sesuai dengan pasal 9.3.2, maka :

$$V_n = 1,7 \times \sqrt{33,2} \times (1000 \times 1100)$$

$$= 10774835,5 \text{ N} = 10774,84 \text{ kN}$$

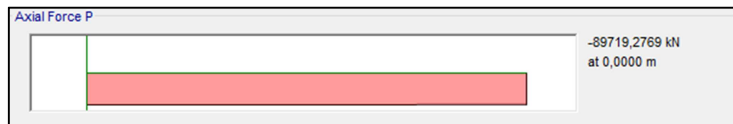
$$\phi V_n = 0,75 \times 10774,85 = 8081,13 \text{ kN} > V_j = 4131,3 \text{ Kn (OK)}$$

4.7.4. Perhitungan Corewall

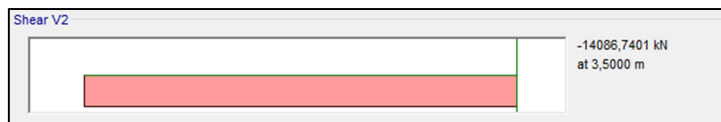
a. Data Perencanaan

Tinggi dinding geser (hw)	= 40,88 m = 48000 mm
Tebal dinding geser (tw)	= 300 mm
Panjang dinding (lw)	= 6 m = 6000 mm
Selimut beton (d)	= 40 mm
Mutu beton (f'c)	= 41,50 MPa
Mutu baja (fy)	= 420 MPa
Tulangan longitudinal	= D25
Tulangan geser	= D13
Gaya dalam yang digunakan	=

$$P_u = 89719,28 \text{ kN}$$



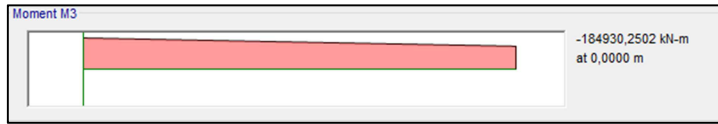
$$V = 14086,74 \text{ kN}$$



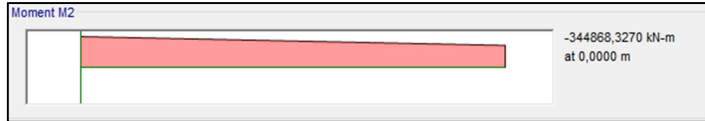
$$T = 50424,2 \text{ kNm}$$



$$M_{33} = 184930,25 \text{ kNm}$$



$$M_{22} = 344868,33 \text{ kNm}$$



b. Tulangan transversal untuk menahan gaya geser

1. Kebutuhan jumlah tulangan

$$V_u > 0,17 x A_{cv} \cdot x \cdot \lambda \cdot x \cdot \sqrt{f'c}$$

$$14086,74 \text{ kN} > 6664,72 \text{ kN}$$

Karena nilai V_u lebih besar maka rasio tulangan minimum tidak boleh digunakan dalam jumlah tulangan lapis minimum yaitu dua lapis.

2. Perhitungan kebutuhan tulangan transversal

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.8.1 (d), spasi antar tulangan transversal tidak boleh melebihi 150 mm. Direncanakan tulangan transversal 2D13 - 150 mm, $A_{vt} = 265,57 \text{ mm}^2$

$$\rho_t = \frac{A_{vt}}{t \cdot x \cdot s} = \frac{265,57}{400 \times 150} = 0,00442$$

$$s = 150 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

3. Periksa kekuatan geser nominal penampang

$$\alpha_c = 0,25$$

$$\phi V_n = A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y)$$

$$= 0,75 \times 21800 \times 400 (0,25 \times 1 \times \sqrt{41,5} + 0,00442 \times 420)$$

$$= 0,75 \times 30247625,53 \text{ N} = 22685,72 \text{ kN} > 14086,74$$

kN OK

4. Periksa syarat kekuatan geser nominal maksimum

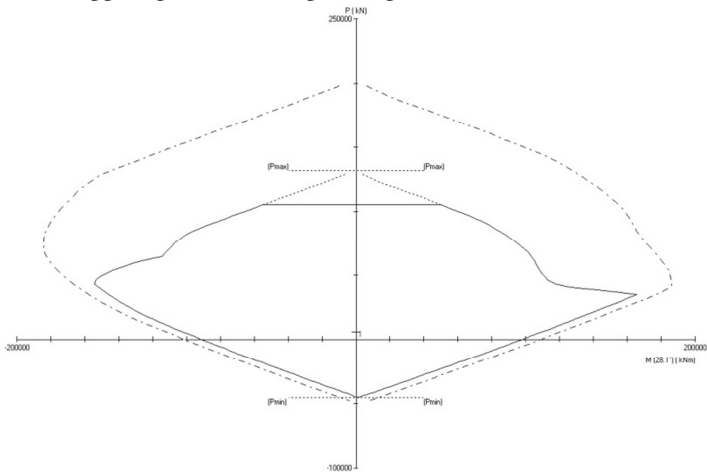
$$V_n < 0,66 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$$

$$V_n < 0,66 \times (21800 \times 400) \times \sqrt{41,50}$$

30247,63 kN < 37075,28 kN (OK)

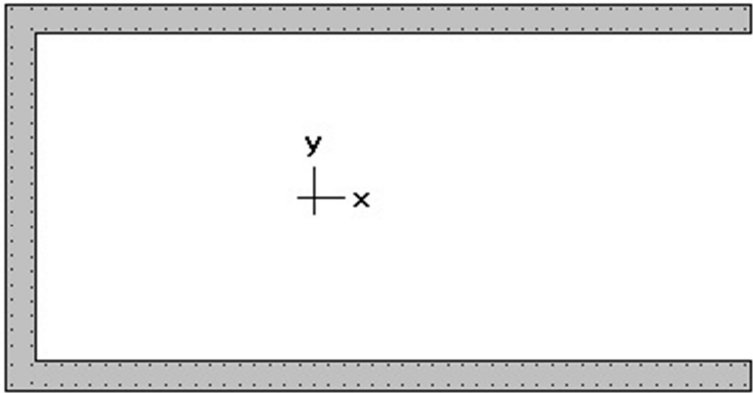
c. Tulangan longitudinal penahan kombinasi beban aksial dan lentur

Kuat tekan dan lentur dinding struktur diperoleh dengan membuat diagram interaksi dinding tersebut menggunakan program bantu spColumn. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.1, rasio tulangan longitudinal dan transversal minimal sebesar 0,0025 dan spasi antar tulangan tidak melebihi 450 mm sehingga digunakan tulangan longitudinal D25 - 150 mm.



Gambar 4.18. Diagram Interaksi *Corewall* P1-P7

Pada gambar 4.46 dapat disimpulkan bahwa dinding struktur mampu menahan gaya aksial, geser dan momen yang terjadi dengan rasio tulangan sebesar 2,52 % > 0,0025 maka persyaratan tulangan memenuhi.



7500 × 3900 mm
2.20% reinf.

Gambar 4.19. Penampang *Corewall* P1-P7

d. Kebutuhan elemen pembatas khusus

1. Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, daerah tekan harus diberi perkuatan dengan elemen pembatas khusus apabila memenuhi persyaratan berikut:

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities										
No	P _u	M _{ux}	M _{uy}	φM _{nx}	φM _{ny}	φM _n /M _u	NA Depth	dt Depth	et	φ
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm		mm	mm		
1	89719.30	-184930.00	344868.00	-196371.41	366204.47	1.062	3554	9327	0.00487	0.889

Gambar 4.20. *Output Coewall* P1-P7 dari spColumn

Dari gambar 4.48 didapatkan nilai c sebesar 3554 mm

Nilai syarat komponen batas (*boundary element*)

Dari hasil analisis menggunakan program bantu didapatkan nilai *perpindahan* maksimum arah y sebesar 0,485 m = 485 mm

$$\text{Arah } y \rightarrow \delta_u/h_w = 485/18500 = 0,0262 > 0,007$$

Maka menggunakan δ_u/h_w sebesar 0,0262

Sehingga,

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

$$c > \frac{21800}{600(0,0262)}$$

$$3554 \text{ mm} > 1693,12 \text{ mm}$$

Maka dinding struktur harus menggunakan elemen pembatas khusus (*boundary element*)

2. Panjang *boundary element*

$$(c - 0,1\lambda_w) = 3554 - (0,1 \times 21800) = 1374 \text{ mm}$$

$$c/2 = 3554 / 2 = 1777 \text{ mm}$$

maka elemen pembatas harus dipasang sejauh 1800 mm dari serat tekan terluar secara horisontal

3. Tulangan transversal pada element pembatas

Digunakan tulangan transversal tertutup D13 dengan jarak:

- $1/3 \times$ dimensi terkecil penampang = $1/3 \times 300 = 100 \text{ mm}$
- $6d_b = 6 \times 25 = 174 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \bullet \quad S_o &= 100 + \left(\frac{350 - 0,5x/hx}{3} \right) \\ &= 100 + \left(\frac{350 - 0,5 \times (400 - 2 \times 40 - 13 / 2)}{3} \right) \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak (s) sebesar 100 mm

Untuk nilai Ash pada masing-masing sisi adalah sebagai berikut:

Arah y-y lebar 1800 mm

$$bc = 1753,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Ash} &= 0,09 \times \left(\frac{100 \times 1753,5 \times 41,5}{420} \right) \\ &= 1559,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan transversal (*hoop*) kaki 12D13

e. **Panjang Sambungan Lewatan Dinding Struktur**

$$0,071 \cdot f_y \cdot D_{tulangan} \geq 300 \text{ mm (SNI 2847:2013 Ps. 12.16.1)}$$

$$0,071 \times 420 \times 22 \geq 300 \text{ mm}$$

$$656 \approx 700 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm (OK)}$$

4.7.5. Perencanaan Pondasi (Mayerhof 1976)

a. Menghitung Kapasitas Tiang

Data perencanaan

Kedalaman bore pile = 7 m

Dimensi bore pile = $50 \times 50 \text{ cm}^2$

Mutu beton (f_c') = K 500

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Perhitungan Tiang Pancang

Tiang Pancang = $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$

Kedalaman = 7 m

Nspt Ujung Tiang = 22.5

Selimut Tiang = 11.20

Qu = Qp + Qs

Daya Dukung Ujung Tiang =

Qp = Np' × K × Ap

Keterangan:

Np = Rata-rata ketiga nilai Nspt pada ujung tiang

K = Koefisien tanah

Ap = Luas penampang dasar tiang

Koefisien Tanah

Jenis Tanah	K (Ton/m ²)
Lempung	12
Lanau Kelempungan	20
Lanau Berpasir	25
Pasir Dan Kerikil	40

Daya Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = ((N/3)+1) \times A_s$$

Keterangan:

N = Nilai rata-rata N_{spt} sepanjang tiang

A_s = Keliling selimut tiang sepanjang tiang tertanam
(1 alat pancang kemampuan utuh)

Daya Dukung Ujung Tiang =

$$Q_p = 33 \times 20 \times 0,09 = 59,4 \text{ Ton}$$

Daya Dukung Selimut Tiang =

$$Q_s = ((21,75/3)+1) \times (100) = 543,75 \text{ Ton}$$

Daya Dukung Tiang Tunggal =

$$S_f = 2,5$$

$$Q_u = 59,4 + 543,75 = 603,15$$

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{59,4 + 543,75}{3} = 201 \text{ Ton}$$

Perencanaan Tiang Kelompok (pile group)

Dari hasil analisa struktur, diperoleh gaya dalam sbb :

$$P = 1560 \text{ ton (tekan)}$$

Perhitungan daya dukung pile berdasarkan efisiensi dengan metode AASTHO

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n}$$

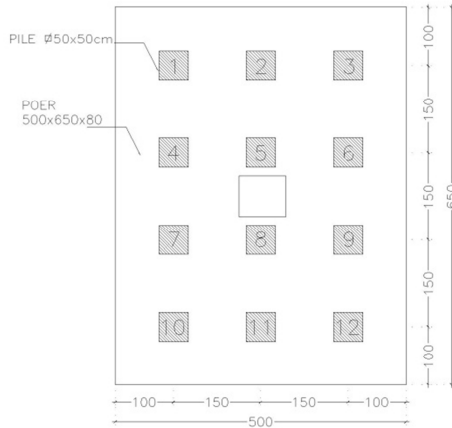
Dimana :

$$\theta = \text{arc tg } D/S = \text{arc tg } 50/150 = 18,43^\circ$$

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \theta \times \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \\ &= 1 - 18,43^\circ \times \frac{(3-1) \times 4 + (4-1) \times 3}{90 \times 4 \times 3} \\ &= 0,70 \end{aligned}$$

Daya Dukung Tiang Tunggal akibat efisiensi

$$Q_{\text{ijin}} = 0,70 \times Q_u = 0,70 \times 201 = 140,70 \text{ Ton}$$



Beban maksimum setiap tiang pada kelompok tiang

Beban maksimum setiap tiang harus lebih kecil dari daya dukung izin tiang, dikontrol dengan menggunakan rumus :

$$P \max = \frac{P}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{N_x \cdot \sum y^2} \leq Q_{ijin}$$

Dengan :

- P = Jumlah gaya vertical (Kn)
- n_p = Jumlah tiang dalam kelompok
- M_y = Momen terhadap sumbu-y (kNm)
- M_x = Momen terhadap sumbu-x (kNm)
- X_i = Jarak searah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i (m)
- Y_i = Jarak searah sumbu y dari pusat berat kelompok tiang
- n_x = Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu-x terjauh
- n_y = Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu-y terjauh
- $\sum X^2$ = Jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)

$\sum y^2$ = Jumlah kwadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang (m^2)

Beban maksimum setiap tiang pada K1.1 dihitung sebagai berikut:

Data-data:

$$P = 1560 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = 140,70 \text{ ton}$$

$$M_y = 103,66 \text{ ton}$$

$$M_x = 0,61 \text{ ton}$$

$$X_i = 0,75 \text{ m}$$

$$Y_i = 1,5 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 2.(0,75^2) + 2.(0,75^2) = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 4.(1,5^2) + 4.(1,5^2) = 9 \text{ m}^2$$

Dihitung:

Beban yang didukung tiang no.1

$$P_1 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.(-0,75)}{4.2,25} + \frac{0,61.2,25}{2.9} = 121,43 \leq 140,70 \text{ Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.2

$$P_2 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0}{4.2,25} + \frac{0,61.2,25}{2.9} = 130,07 \leq 140,70 \text{ Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.3

$$P_3 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0,75}{4.2,25} + \frac{0,61.2,25}{2.9} = 138,71 \leq 140,70 \text{ Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.4

$$P_4 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.(-0,75)}{4.2,25} + \frac{0,61.0,75}{2.9} = 121,28 \leq 140,70 \text{ Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.5

$$P_5 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0}{4,2,25} + \frac{0,61.0,75}{2,9} = 130,02 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.6

$$P_6 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0,75}{4,4,5} + \frac{0,61.0,75}{2,9} = 138,66 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.7

$$P_7 = \frac{1560}{12} + \frac{103,03.(-0,75)}{4,2,25} + \frac{0,61.(-0,75)}{2,9} = 121,33 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.8

$$P_8 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0}{4,2,25} + \frac{0,61.(-0,75)}{2,9} = 129,97 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.9

$$P_9 = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0,75}{4,2,25} + \frac{0,61.(-0,75)}{2,9} = 138,61 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.10

$$P_{10} = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.(-0,75)}{4,2,25} + \frac{0,61.(-2,25)}{2,9} = 121,28 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.11

$$P_{11} = \frac{1560}{12} + \frac{103,66.0}{4,2,25} + \frac{0,61.(-2,25)}{2,9} = 129,92 \leq 140,70 \text{Ton}$$

Beban yang didukung tiang no.12

$$P_{12} = \frac{1560}{12} + \frac{103,66 \cdot 0,75}{4,2,25} + \frac{0,61 \cdot -2,25}{2,9} = 138,56 \leq 140,70 \text{ Ton}$$

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa daya dukung maksimum setiap tiang pancang memenuhi persyaratan, sehingga 12 buah tiang pancang dalam kelompok tiang dapat dipakai

Perencanaan Pile Cap (Poer)

Data perencanaan :

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$f_c' = 33,2 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{decking} = 70 \text{ mm}$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} =$$

$$\frac{0,85 \cdot 33,2 \cdot 0,85 \left(\frac{600}{600 + 420} \right)}{420}$$

$$= 0,033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_{balance}$$

$$= 0,75 \cdot 0,033 = 0,024$$

c. Penulangan lentur

Pada perencanaan tulangan lentur pile cap diasumsikan sebagai balok kantilever yang terjepit pada kolom yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pilecap

Arah X

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$dx = 800 - 70 - \frac{1}{2} \times 22$$

$$= 707,5 \text{ mm}$$

a = jarak antar tiang = 1,5 m

b = $\frac{1}{2} \times$ sisi panjang poer = 0,5 m

Beban Merata Poer = 2320 kg/m

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= (P \times a) - (0,5 \times q_{\text{poer}} \times b^2) \\ &= (178,88 \times 1,5) - (0,5 \times 15840 \times 3^2) \\ &= 71011,68 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Tulangan Bawah

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{\phi b d^2} = \frac{710116800}{0,9 \times 6000 \times 719^2} = 0,25$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{f'c}{f_y} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7R_n}{f'c}} \right) \\ &= \frac{33,2}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 0,25}{33,2}} \right) \\ &= 0,00059 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0033 > \rho_{\text{perlu}} = 0,00059 < \rho_{\text{max}} = 0,024 \text{ (dipakai } \rho_{\text{min}} = 0,0033)$$

As = $\rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,0033 \times 6000 \times 719$$

$$= 10785 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan bawah **D22 – 150** (As pasang = 15211,43 mm²)

Dipasang tulangan atas **D22 -150** (As pasang = 15211,43 mm²)

Arah Y

h = 800 mm

dy = 800 – 70 – ($\frac{1}{2} \times 22$)

$$= 707,5 \text{ mm}$$

a = jarak antar tiang = 1,5 m

b = $\frac{1}{2} \times$ sisi panjang poer = 1 m

Beban Merata Poer = 2320 kg/m

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= (P \times a) - (0,5 \times q_{\text{poer}} \times b^2) \\
 &= (178,88 \times 1,5) - (0,5 \times 15840 \times 2,25^2) \\
 &= -39828 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Tulangan Bawah

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{\phi b d^2} = \frac{398280000}{0,9 \times 4500 \times 719^2} = 0,19$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{f'c}{f_y} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 R_n}{f'c}} \right) \\
 &= \frac{33,2}{420} \left(0,85 - \sqrt{(0,85^2) - \frac{1,7 \cdot 0,19}{33,2}} \right) \\
 &= 0,00045
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0033 > \rho_{\text{perlu}} = 0,00045 < \rho_{\text{max}} = 0,0219 \text{ (dipakai)}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0033$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0033 \times 4500 \times 719 \\
 &= 10785 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan bawah **D22 – 150** (As pasang = 11408,57 mm²)

Dipasang tulangan atas **D22 -150** (As pasang = 11408,57 mm²)

1.8. Resume Perhitungan Penulangan Struktur

a. Perhitungan Penulangan Balok

Tabel 4.20. Perhitungan Tulangan Lentur pada Tiap Tipe Balok

Rekapitulasi Penulangan Balok													
Type	Dimensi	Ben tang	Lokasi	As Perlu	Jumlah Tul	D Tul	As Pasang	As Perlu	Jumlah Tul	D Tul	As Pasang	Kep. torsi	Tul
	mm	mm			bh	mm	mm		bh	mm	mm		Torsi
B1	550/850	9000	Tump	5759.66	16	22	6079	3039.52	8	22	3039.52	Perlu	8- D22 mm
			Lap	3137.72	9	22	1520	759.88	5	22	1899.7		
B2	450/700	9000	Tump	2358.65	7	22	2660	1329.79	4	22	1519.76	Perlu	6- D22 mm
			Lap	1790.30	5	22	1900	949.85	3	22	1139.82		
B3	450/700	6000	Tump	5548.86	15	22	5699	2849.55	8	22	3039.52	Perlu	6- D22 mm
			Lap	3996.88	10	22	3799	1899.70	5	22	1899.7		
B4	350/550	2000	Tump	1990.66	5	22	1900	949.85	3	22	1139.82	Perlu	4- D16 mm
			Lap	759.15	3	22	1140	569.91	5	22	1899.7		
B5	250/400	6000	Tump	1195.20	4	22	1520	759.88	3	22	1139.82	Perlu	2-

			Lap	713.80	3	22	1140	569.91	2	22	759.88		D16 mm
B6	250/400	2000	Tump	1284.56	4	22	1520	759.88	3	22	1139.82	Tdk Perlu	-
			Lap	713.80	3	22	1140	569.91	4	22	1519.76		
B7	300/400	4000	Tump	3500.63	10	22	3799	1899.7	5	22	1899.7	Perlu	4-D16 mm
			Lap	3789.05	10	22	3799	1899.7	5	22	1519.76		
B8	250/350	4000	Tump	1569.36	5	22	1900	949.85	3	22	1139.82	Perlu	4-D16 mm
			Lap	1252.68	4	22	1520	759.88	2	22	759.88		
B9	250/350	4000	Tump	1569.36	5	22	1900	949.85	3	22	1139.82	Perlu	4-D16 mm
			Lap	1252.68	4	22	1520	759.88	2	22	759.88		

Tabel 4.21. Perhitungan Tulangan Geser pada Tiap Tipe Balok

Tipe Balok	Dimensi (mm)	Panjang l_o (mm)	Tul. Senggang pada l_o	Tul. Senggang diluar l_o	Panjang Kait / Pengangkuran
B1	550/850	1800	3D13-75	D13 - 200	400 / 300
B2	450/700	1400	D13 - 100	D13 - 200	400 / 300
B3	450/700	1400	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B4	350/550	1100	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B5	250/400	800	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B6	250/400	800	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B7	300/400	800	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B8	250/350	700	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300
B9	250/350	700	D13 - 150	D13 - 200	400 / 300

b. Perhitungan Penulangan Kolom**Tabel 4.22.** Perhitungan *Strong Column Weak Beam* pada Tiap Tipe Kolom

Tipe Kolom	Dimensi (mm)	ΣM_{nc} (kNm)	Ket.	$1,2 \Sigma M_{nb}$ (kNm)	Status
K1	1100 x 1000	4861,23	>	2797,38	Ok
K2	800 x 800	2821	>	2797,38	Ok

Tabel 4.23. Perhitungan Kontrol pada Tiap Tipe Kolom

Tipe Kolom	P_u (KN)	ϕP_n (KN)	Tulangan	SCWB	ϕV_n (KN)	Kontrol Torsi
K1	18596,96	18940,52	40D25	Ok	8081,13	Ok
K2	11148,18	12190,3	24D25	Ok	4701,7	Ok

Tabel 4.24. Perhitungan Kebutuhan Penulangan pada Tiap Tipe Kolom

Tipe Kolom	Panjang <i>lo</i> (mm)	<i>hoop</i> pada <i>lo</i>	<i>hoop</i> diluar <i>lo</i>	Sambungan Lewatan (mm)
K1	1100	6D13 - 100	6D13 - 150	750
K2	1400	4D13 - 100	3D13 - 150	660