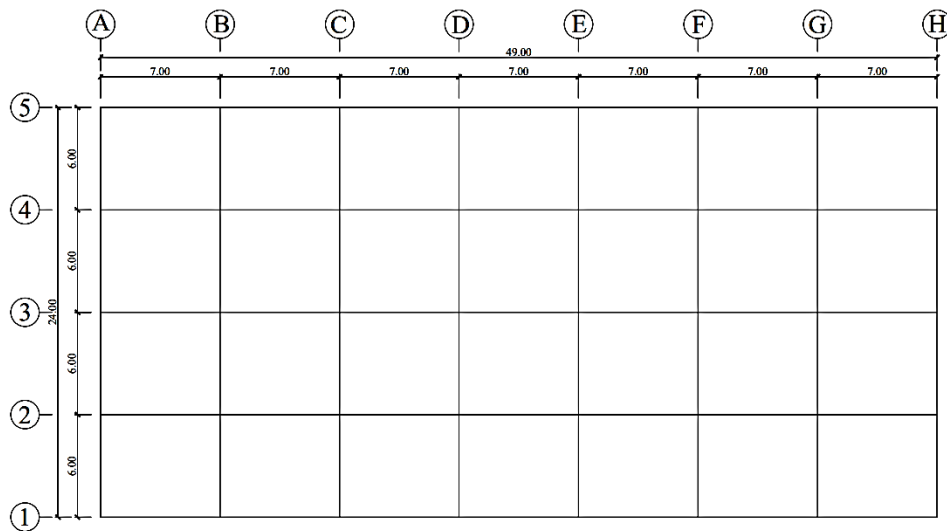


BAB VII

PERENCANAAN PONDASI

7.1 Beban Aksial Pondasi

Guna memperoleh reaksi perletakan, telah dilakukan pemodelan struktur pada Bab sebelumnya yang nantinya akan digunakan untuk pembebanan bagi pondasi. Titik-titik perletakan ditunjukkan pada Gambar 7.1 dan hasil reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 7.1 sebagai berikut.



Gambar 7. 1 Titik-Titik Perletakan

Tabel 7. 1 Nilai Beban Aksial (P)

Titik	Beban (ton)
DS1	2296,84
A3	399,90
A4	375,56
DS2	2028,79
B1	447,76
B2	628,37
B3	637,96
B4	622,82
C1	411,64
C2	625,95
C3	640,56
C4	618,02
C5	404,65
D1	415,91
D2	625,55
D3	638,00
D4	605,52
DS3	2107,92

Titik	Beban (ton)
E1	417,11
E2	625,55
E3	638,00
E4	605,52
F1	421,66
F2	625,61
F3	640,11
F4	618,11
F5	404,00
G1	444,82
G2	630,94
G3	640,8
G4	613,99
DS4	1963,12
DS5	2810,51
H3	399,03
H4	359,75

7.2 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Pada subbab ini akan dibahas mengenai perencanaan pondasi tiang pancang mulai dari perhitungan daya dukung tiang pancang hingga kontrol tegangan maksimum pada tiang pancang kelompok. Pondasi yang akan digunakan pada perencanaan struktur gedung Hotel Delmare yaitu jenis pondasi tiang pancang. Pemilihan tipe pondasi tiang pancang dikarenakan jenis tanah Kota Mataram yang termasuk kedalam jenis tanah lunak, sehingga tipe pondasi tiang pancang lebih efisien untuk digunakan mengingat pemasangannya yang lebih mudah dan tidak bergantung pada cuaca.

Pemilihan bentuk tiang pancang yang akan digunakan dilakukan dengan membandingkan besaran dimensi dan luasan yang dihasilkan oleh dua jenis tiang yang berbeda. Pada tiang pancang segi empat dengan dimensi 50×50 cm memiliki luasan sebesar 2500 cm^2 , lebih besar 46,4% jika dibandingkan dengan tiang pancang dengan penampang lingkaran yang berdiameter 50 cm yang hanya memiliki luasan sebesar $1159,25 \text{ cm}^2$. Selain itu, pada tiang pancang segi empat dengan dimensi 50×50 cm, hasil tegangan yang diijinkan mencapai 335,12 ton atau 1,8 kali lebih besar dibanding tagangan yang diijinkan oleh tiang pancang penampang lingkaran dengan diameter 50 cm yang hanya sebesar 185,30 ton. Selanjutnya, besarnya nilai pengurangan tegangan yang dimiliki oleh tiang pancang segi empat dengan dimensi 50×50 cm memiliki nilai yang lebih besar pula, yakni sebesar 77,30 ton, sedangkan tiang pancang dengan penampang lingkaran yang berdiameter 50 cm nilai pengurangan tegangannya hanya sebesar 54,56 ton.

Dengan demikian, tiang pancang dengan penampang segi empat yang berdimensi 50×50 cm lebih dipilih karena dengan dimensi yang ekuivalen dengan tiang pancang penampang lingkaran akan menghasilkan luasan yang lebih besar dengan tingkat tegangan yang diijinkan dan pengurangan tegangan yang lebih besar sehingga tiang pancang dapat memberikan daya dukung yang lebih besar dengan jumlah tiang dipakai yang lebih efisien.

7.2.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Tiang pancang direncanakan menggunakan produk dari PT. Wika Beton dengan jenis *prestressed concrete square piles* dengan spesifikasi sebagai berikut:

Ukuran (mm)	= 500×500
Cross section (cm^2)	= 2500
Berat (kg/m)	= 625
Kelas	= A

Momen retak (tm)	= 15,16
Momen lentur ultimat (tm)	= 18,68
Kuat Beban (ton)	= 335,12

Direncanakan panjang tiang pancang yang digunakan adalah 19 m dengan besar daya dukung tanah pada kedalaman tersebut, selanjutnya dilakukan kontrol dimana harus lebih kecil dari P_{beban} beton *precast*.

7.2.2 Daya Dukung Satu Tiang

Daya dukung pada satu tiang pancang ditinjau berdasarkan kekuatan pada tempat tiang pancang ditanam dan kekuatan tiang pancang itu sendiri. Nilai kekuatan daya dukung tanah harus dihitung dengan memperhatikan efisiensi pada kelompok tiang dan memberikan angka keamanan. Perhitungan nilai daya dukung tiang berdasarkan data CPT sebagai berikut:

- **Berdasarkan Data Sondir (CPT)**

Nilai daya dukung tiang dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = \frac{\Sigma C_n \cdot A_{\text{tiang}}}{n_1} + \frac{K \cdot JHP}{n_2}$$

Dimana:

P_{tiang} = daya dukung satu tiang (kg)

C_n = tekanan konus rerata akibat keruntuhan (kg/cm²)

A = luas penampang tiang pancang (cm²)

JHP = jumlah hambatan pelekak (kg/cm)

K = keliling tiang pancang (cm)

n_1 = 3 (angka keamanan)

n_2 = 5 (angka keamanan)

- **Akibat tahanan ujung**

$$\Sigma C_n = 8D + 4D$$

Dimana:

$8D = 8 \cdot 0,5 = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$ ke atas dari ujung bawah tiang

$4D = 4 \cdot 0,5 = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$ ke bawah dari ujung bawah tiang

Berdasarkan data tanah sondir, maka dapat dihitung nilai konus rerata:

$$C_{n1} = \frac{1250}{21} = 59,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$Cn2 = \frac{2700}{11} = 245,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma Cn = \frac{59,52 + 245,45}{2} = 152,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{\Sigma Cn \cdot A_{\text{tiang}}}{n1} = \frac{152,49 \cdot 2500}{3} = 127075 \text{ kg} = 127,08 \text{ ton}$$

- Akibat hambatan lekat

$$P_{\text{tiang}} = \frac{K \cdot JHP}{n2} = \frac{(50 \cdot 4) \cdot 2000}{5} = 80000 \text{ kg} = 80 \text{ ton}$$

- Daya dukung satu tiang

Berdasarkan hasil penyelidikan tanah CPT (*Cone Penetration Test*) didapat nilai JHP (Jumlah Hambatan Pelekat) dan Cn (konus). Perhitungan daya dukung tiang dilakukan berdasarkan nilai JHP dan Cn yang diambil pada kedalaman 19 m dengan data sebagai berikut:

$$JHP = 2000 \text{ kg/cm}$$

$$Cn = 74,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{\text{tiang}} = \frac{\Sigma Cn \cdot A_{\text{tiang}}}{n1} + \frac{K \cdot JHP}{n2}$$

$$P_{\text{tiang}} = 127,08 + 80 = 207,08 \text{ ton}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = P_{\text{tiang}} - \text{berat tiang}$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 207,08 - ((625 \cdot 19)/1000)$$

$$P_{\text{ijin tiang bersih}} = 195,21 \text{ ton}$$

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan, diperoleh nilai daya dukung satu tiang berdasarkan data CPT dengan hasil $P_{\text{tiang}} = 195,21 \text{ ton}$.

7.2.3 Rencana Kebutuhan Tiang

Guna memperoleh jumlah tiang pancang yang diperlukan pada satu kolom, dilakukan dengan cara membagi beban aksial dan daya dukung ijin pada satu tiang. Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 7.2 sebagai berikut.

Tabel 7. 2 Rencana Jumlah Tiang

Titik	Beban (P)	P 1 Tiang	Jumlah Tiang	
	(ton)	(ton)	Perhitungan	Rencana
	(1)	(2)	(1)/0,5(2)	
DS1	2296,84	195,21	23,53	24
A3	399,00	195,21	4,09	6
A4	375,56	195,21	3,85	6
DS2	2028,79	195,21	20,79	24

Tabel 7. 2 Rencana Jumlah Tiang
(lanjutan)

Titik	Beban (P)	P 1 Tiang	Jumlah Tiang	
	(ton)	(ton)	Perhitungan	Rencana
	(1)	(2)	(1)/0,5(2)	
B1	447,76	195,21	4,59	6
B2	628,37	195,21	6,44	6
B3	637,96	195,21	6,54	6
B4	622,82	195,21	6,38	6
C1	411,64	195,21	4,33	6
C2	625,95	195,21	6,41	6
C3	640,56	195,21	6,56	6
C4	618,02	195,21	6,33	6
C5	404,65	195,21	4,15	6
D1	415,91	195,21	4,26	6
D2	625,55	195,21	6,41	6
D3	638,00	195,21	6,54	6
D4	605,52	195,21	6,20	6
DS3	2107,92	195,21	21,60	24
E1	417,11	195,21	4,27	6
E2	625,55	195,21	6,41	6
E3	638,00	195,21	6,54	6
E4	605,52	195,21	6,20	6
F1	421,66	195,21	4,32	6
F2	625,61	195,21	6,41	6
F3	640,11	195,21	6,56	6
F4	618,11	195,21	6,33	6
F5	404,00	195,21	4,14	6
G1	444,82	195,21	4,56	6
G2	630,94	195,21	6,46	6
G3	640,80	195,21	6,57	6
G4	613,99	195,21	6,28	6
DS4	1963,12	195,21	20,11	24
DS5	2810,51	195,21	28,79	24
H3	399,03	195,21	4,09	6
H4	359,75	195,21	3,69	6

Diperoleh beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan berat tiap kolom yang dipikul. Jarak tiang pancang direncanakan sesuai dengan persyaratan ijin. Tebal *pile cap* pada tiang pancang grup direncanakan setebal 0,8 m.

- **Jarak Antar Tiang**

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

$$2,5 \cdot 50 \leq S \leq 3 \cdot 50$$

$$125 \leq S \leq 150$$

Diambil jarak antar tiang (S) = 140 cm

- **Jarak Tepi Tiang**

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

$$1,5 \cdot 50 \leq S \leq 2 \cdot 50$$

$$75 \leq S \leq 100$$

Diambil jarak antar tiang (S) = 75 cm

7.2.4 Daya Dukung Tiang Kelompok

Kekuatan tiang pancang yang bekerja dalam kelompok akan terkoreksi sehingga nilainya tidak akan sebesar tiang pancang yang bekerja secara sendiri. Efisiensi tiang pancang dihitung berdasarkan perumusan berikut:

$$\text{Efisiensi (Eg)} = 1 - \text{arc. tg} \left(\frac{D}{S} \right) \frac{m(n-1) + n(m-1)}{90 \cdot m \cdot n}$$

Contoh perhitungan nilai efisiensi tiang kelompok pada titik D1:

$$\text{Jumlah baris (m)} = 2$$

$$\text{Jumlah kolom (n)} = 3$$

$$\text{Efisiensi (Eg)} = 1 - \text{arc. tg} \left(\frac{50}{140} \right) \frac{2(3-1) + 3(2-1)}{90 \cdot 2 \cdot 3} = 0,75$$

Sehingga besarnya nilai daya dukung tiang kelompok dapat dihitung:

$$P_{ijin \text{ grup}} = P_{ijin \text{ tiang bersih}} \cdot E_g = 195,21 \cdot 0,75 = 145,49 \text{ ton}$$

$$\Sigma P_{ijin \text{ grup}} = 6 \cdot 145,49 = 872,91 \text{ ton}$$

Selanjutnya dilakukan kontrol nilai $\Sigma P_{ijin \text{ grup}}$ terhadap beban yang bekerja di atas pondasi tiang. Apabila nilai $\Sigma P_{ijin \text{ grup}} > \text{beban}$, maka pondasi mampu menerima beban yang diberikan. Perhitungan kontrol dapat dilihat pada Tabel 7.3.

Tabel 7. 3 Kontrol Efisiensi untuk Daya Dukung Tanah

Titik	Konfigurasi Tiang		Jarak Tiang	Efisiensi	Beban (P) (ton)	$\Sigma P_{ijin \text{ Grup}}$ (ton)	Kontrol
	m	n	(m)		(1)	(2)	(2) $\geq$ (1)
DS1	3	8	1,40	0,66	2296,84	3108,07	OK
A3	2	3	1,40	0,75	399,00	872,91	OK
A4	2	3	1,40	0,75	375,56	872,91	OK
DS2	3	8	1,40	0,66	2028,79	3108,07	OK
B1	2	3	1,40	0,75	447,76	872,91	OK
B2	2	3	1,40	0,75	628,37	872,91	OK
B3	2	3	1,40	0,75	637,96	872,91	OK

Tabel 7. 3 Kontrol Efisiensi untuk Daya Dukung Tanah
(lanjutan)

Titik	Konfigurasi Tiang		Jarak Tiang	Efisiensi	Beban (P) (ton)	ΣP_{ijin} Grup	Kontrol
	m	n	(m)		(1)	(2)	(2) $\geq$ (1)
B4	2	3	1,40	0,75	622,82	872,91	OK
C1	2	3	1,40	0,75	411,64	872,91	OK
C2	2	3	1,40	0,75	625,95	872,91	OK
C3	2	3	1,40	0,75	640,56	872,91	OK
C4	2	3	1,40	0,75	618,02	872,91	OK
C5	2	3	1,40	0,75	404,65	872,91	OK
D1	2	3	1,40	0,75	415,91	872,91	OK
D2	2	3	1,40	0,75	625,55	872,91	OK
D3	2	3	1,40	0,75	638,00	872,91	OK
D4	2	3	1,40	0,75	605,52	872,91	OK
DS3	3	8	1,40	0,66	2107,92	3108,07	OK
E1	2	3	1,40	0,75	417,11	872,91	OK
E2	2	3	1,40	0,75	625,55	872,91	OK
E3	2	3	1,40	0,75	638,00	872,91	OK
E4	2	3	1,40	0,75	605,52	872,91	OK
F1	2	3	1,40	0,75	421,66	872,91	OK
F2	2	3	1,40	0,75	625,61	872,91	OK
F3	2	3	1,40	0,75	640,11	872,91	OK
F4	2	3	1,40	0,75	618,11	872,91	OK
F5	2	3	1,40	0,75	404,00	872,91	OK
G1	2	3	1,40	0,75	444,82	872,91	OK
G2	2	3	1,40	0,75	630,94	872,91	OK
G3	2	3	1,40	0,75	640,80	872,91	OK
G4	2	3	1,40	0,75	613,99	872,91	OK
DS4	3	8	1,40	0,66	1963,12	3108,07	OK
DS5	3	8	1,40	0,66	2810,51	3108,07	OK
H3	2	3	1,40	0,75	399,03	872,91	OK
H4	2	3	1,40	0,75	359,75	872,91	OK

7.2.5 Kontrol Beban Maksimum Satu Tiang Pancang

Berdasarkan perhitungan jumlah tiang pancang yang telah dilakukan sebelumnya, hanya dihitung berdasarkan beban aksial yang bekerja pada tiang. Selanjutnya, perlu dilakukan perhitungan kontrol momen yang bekerja pada tiang tersebut. Dimensi pondasi tiang pancang yang digunakan yaitu 50×50 cm dengan $P_{ijin} = 195,21$ ton. Nilai P_{max} harus lebih kecil daripada nilai P_{ijin} .

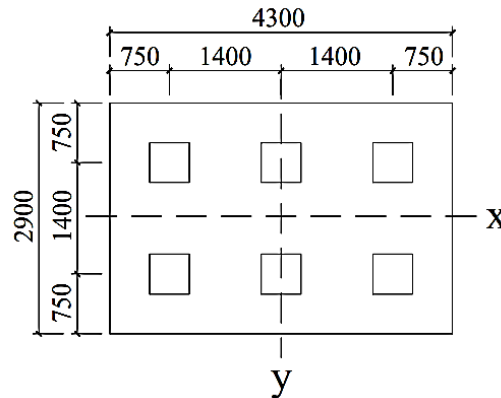
Contoh perhitungan pada titik perencanaan D1:

$$P = 415,91 \text{ ton}$$

$$M_x = 93,03 \text{ tm}$$

$$M_y = 74,37 \text{ tm}$$

Dengan menggunakan konfigurasi 3 × 2, perletakan pancang dapat dilihat pada Gambar 7.2 dengan dimensi tiang pancang yang digunakan yaitu 50 × 50 cm dan jarak antar pancang yaitu 1,40 m.



Gambar 7. 2 Konfigurasi Pondasi 6 Tiang

$$X = 1,40 \text{ m}$$

$$Y = 0,70 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 2 \cdot 2 \cdot 1,40^2 = 7,84 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = 2 \cdot 3 \cdot 0,70^2 = 2,94 \text{ m}^2$$

Pada satu kelompok tiang pancang, beban yang bekerja berdasarkan jarak pancang ke sumbu netral dapat diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x Y}{\Sigma Y^2} + \frac{M_y X}{\Sigma X^2}$$

$$P_{\max} = \frac{415,91}{6} + \frac{93,03 \cdot 0,70}{2,94} + \frac{74,37 \cdot 1,40}{7,84}$$

$$P_{\max} = 104,75 \text{ ton} \leq P_{\text{ijin}} = 195,21 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Hasil kontrol jumlah tiang pancang dengan mencari besarnya beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dengan mengambil beberapa contoh titik pada tiap tipe dapat dilihat pada Tabel 7.4.

Tabel 7. 4 Kontrol Satu Tiang Pancang pada Satu Kelompok Tiang

Titik	Jumlah Tiang	Beban (P) (ton)	M _x (tm)	M _y (tm)	P _{max} (ton)	ΣP _{ijin} (ton)	Kontrol
					(1)	(2)	(1) < (2)
D1	6	415,91	93,03	74,37	104,75	195,21	OK
DS1	24	2296,84	847,64	189,52	193,95	195,21	OK

7.3 Perencanaan *Pile Cap*

7.3.1 Perencanaan *Pile Cap* Tipe 1

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan penulangan *pile cap* tipe 1 adalah sebagai berikut:

Dimensi <i>pile cap</i>	= 2900 × 4300 mm
Tebal <i>pile cap</i>	= 800 mm
Dimensi kolom	= 800/800 mm
Dim. tiang pancang	= 500/500 mm
Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
D tulangan utama	= 29 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif (d_x)	= $800 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 710,50$ mm
Tinggi efektif (d_y)	= $800 - 75 - 29 - \frac{1}{2} \cdot 29 = 681,50$ mm

- **Kontrol Tebal *Pile Cap***

Contoh perhitungan dipilih titik perencanaan D1:

$$f_c' = 40 \text{ MPa} = 481,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 415,91 \text{ ton} = 415910 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{pons}} = 0,65 \cdot \sqrt{\sigma_b k} = 0,65 \cdot \sqrt{481,93} = 14,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{pons}} \geq \frac{1,5P}{4,3 \cdot ((b+h)h)}$$

$$14,27 \geq \frac{1,5 \cdot 415910}{4,3 \cdot ((80+h)h)}$$

Dicoba $h = 80$ cm

$$14,27 \geq \frac{1,5 \cdot 415910}{4,3 \cdot ((80+80)80)}$$

$$14,27 \geq 11,33 \quad (\text{OK})$$

Maka digunakan ketebalan *pile cap* 80 cm.

- **Kontrol Geser Pondasi**

Pada perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis terdapat pada daerah bawah kolom dengan keliling penampang kritis dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$b_0 = 4,3(b_k + d_x) = 4,3(800 + 710,50) = 6495,15 \text{ mm}$$

Sebagaimana tercantum dalam SNI 2947-2019 Pasal 22.6.5.2, untuk komponen dua arah nonprategang, V_c diambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6495,15 \cdot 710,50$$

$$V_c = 14885157,67 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \cdot 710,50}{6495,15} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6495,15 \cdot 710,50$$

$$V_c = 15444738,06 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 6495,15 \cdot 710,50$$

$$V_c = 9631572,61 \text{ N}$$

Diambil V_c terkecil yaitu $V_c = 9631572,61 \text{ N} = 963,16 \text{ ton}$

Beban yang digunakan dalam perhitungan adalah beban kolom yang terjadi pada titik D1 = 415,91 ton.

ΣP_u tiang

Berat sendiri tiang pancang = 6,25 ton

Berat P pada kolom = 415,91 ton

Beban *pile cap* = 23,94 ton

$$\Sigma P_u \text{ tiang} = \frac{23,94}{6,25} + 415,91 = 446,10 \text{ ton}$$

$\phi V_c \geq \Sigma P_u$ tiang

$$0,75 \cdot 963,16 \geq 446,10$$

$$722,37 \text{ ton} \geq 446,10 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

7.3.2 Penulangan *Pile Cap* Tipe 1

• Syarat Batas

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{f'c' - 30}{7}\right)(0,05) = 0,85 - \left(\frac{40 - 30}{7}\right)(0,05) = 0,78$$

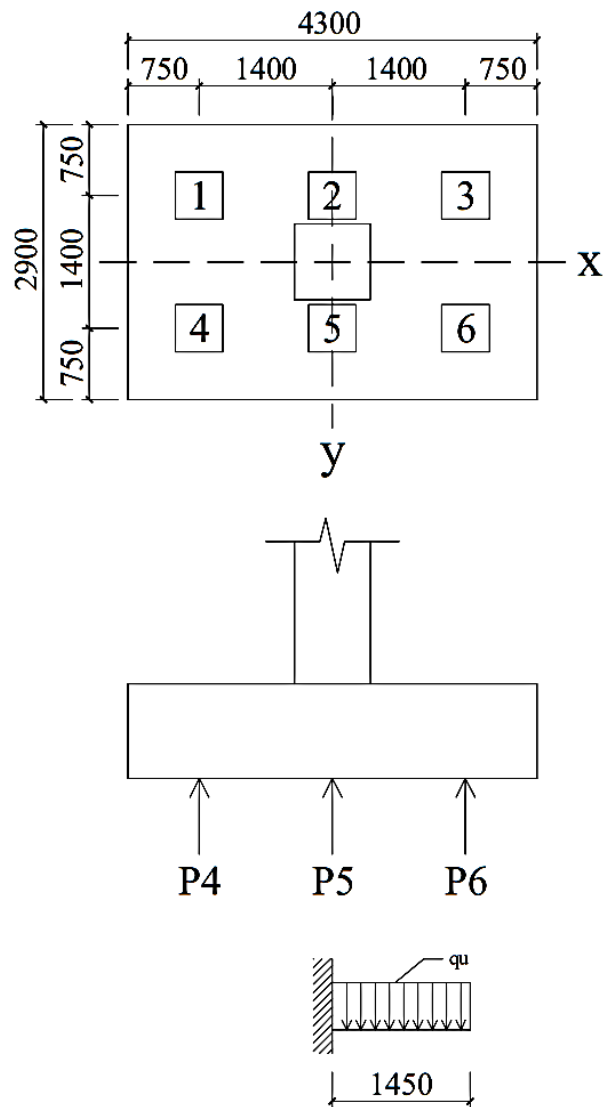
$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'c' \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y}\right) = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,78}{400} \left(\frac{600}{600 + 400}\right) = 0,039$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,039 = 0,029$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

- Penulangan *Pile Cap* Tipe 1 Arah X



Gambar 7. 3 Statika *Pile Cap* Tipe 1

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 4,3 \cdot 0,8 \cdot 2,4 = 8,26 \text{ ton/m}$$

$$P_{\max} = 103,64 \text{ ton}$$

$$M_u = (3 \cdot P_{\max} \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 1,45)$$

$$= (3 \cdot 103,64 \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot 8,26 \cdot 1,45^2)$$

$$= 226,32 \text{ tm}$$

$$M_n \text{ diminta} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{226,32}{0,8} = 282,89 \text{ tm} = 282,89 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{282,89 \times 10^7}{4300 \cdot 710,50^2} = 1,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{fy}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 1,30}{400}} \right) = 0,0033$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0033 < \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ (dipakai } \rho_{\text{min}} = 0,0035)$$

Tulangan perlu arah X

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d_x = 0,0035 \cdot 4300 \cdot 710,50 = 9620,88 \text{ mm}^2$$

Tulangan pakai arah X

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{4300}{250} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 29^2 = 11355,18 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} \leq A_s \text{ pakai} = 9620,88 \text{ mm}^2 \leq 11355,18 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

• Penulangan *Pile Cap* Tipe 1 Arah Y

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 2,9 \cdot 0,8 \cdot 2,4 = 5,57 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{max}} = 103,64 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (2 \cdot P_{\text{max}} \cdot 1,40) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 2,15^2) \\ &= (2 \cdot 103,64 \cdot 1,40) + (\frac{1}{2} \cdot 5,57 \cdot 2,15^2) \\ &= 303,06 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_n \text{ diminta} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{303,06}{0,8} = 378,81 \text{ tm} = 378,81 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n \text{ diminta}}{b \cdot dx^2} = \frac{378,81 \times 10^7}{2900 \cdot 710,50^2} = 2,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{fy}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 2,59}{400}} \right) = 0,0067$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0,0067 < \rho_{\text{max}} = 0,029 \text{ (dipakai } \rho_{\text{perlu}} = 0,0067)$$

Tulangan perlu arah Y

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d_x = 0,0067 \cdot 2900 \cdot 710,50 = 13879,03 \text{ mm}^2$$

Tulangan pakai arah Y

$$A_s \text{ pakai} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{2900}{130} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 29^2 = 14727,20 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} \leq A_s \text{ pakai} = 13879,03 \text{ mm}^2 \leq 14727,20 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

7.3.3 Perencanaan *Pile Cap* Tipe 2

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan penulangan *pile cap* tipe 2 adalah sebagai berikut:

Dimensi <i>pile cap</i>	= 4300 × 11300 mm
Tebal <i>pile cap</i>	= 1500 mm
Dimensi kolom	= 800/800 mm
Dim. tiang pancang	= 500/500 mm
Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
D tulangan utama	= 29 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tinggi efektif (d_x)	= 1500 – 75 – $\frac{1}{2} \cdot 29 = 1410,50$ mm
Tinggi efektif (d_y)	= 1500 – 75 – 29 – $\frac{1}{2} \cdot 29 = 1381,50$ mm

- **Kontrol Tebal *Pile Cap***

Contoh perhitungan dipilih titik perencanaan DS1:

$$f_c' = 40 \text{ MPa} = 481,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 2296,84 \text{ ton} = 2296840 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{pons}} = 0,65 \cdot \sqrt{\sigma_{bk}} = 0,65 \cdot \sqrt{481,93} = 14,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{pons}} \geq \frac{1,5P}{11,3 \cdot ((b+h)h)}$$

$$14,27 \geq \frac{1,5 \cdot 2296840}{11,3 \cdot ((80+h)h)}$$

Dicoba $h = 150$ cm

$$14,27 \geq \frac{1,5 \cdot 2296840}{11,3 \cdot ((80+150)150)}$$

$$14,27 \geq 8,84 \quad (\text{OK})$$

Maka digunakan ketebalan *pile cap* 150 cm.

- **Kontrol Geser Pondasi**

Pada perencanaan tebal *pile cap* harus memenuhi ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Penampang kritis terdapat pada daerah bawah kolom dengan keliling penampang kritis dihitung dengan perumusan sebagai berikut:

$$b_0 = 11,3(b_k + d_x) = 11,3(800 + 1410,50) = 24978,65 \text{ mm}$$

Sebagaimana tercantum dalam SNI 2947-2019 Pasal 22.6.5.2, untuk komponen dua arah nonprategang, V_c diambil nilai terkecil dari persamaan berikut:

- $V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 24978,65 \cdot 1410,50$$

$$V_c = 113642878,34 \text{ N}$$

- $V_c = 0,083 \left(\frac{a_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \cdot 1410,50}{24978,65} + 2 \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 24978,65 \cdot 1410,50$$

$$V_c = 78764431,31 \text{ N}$$

- $V_c = 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_0 \cdot d$

$$V_c = 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot 24978,65 \cdot 1410,50$$

$$V_c = 73533627,16 \text{ N}$$

Diambil V_c terkecil yaitu $V_c = 73533627,16 \text{ N} = 7353,36 \text{ ton}$

Beban yang digunakan dalam perhitungan adalah beban yang terjadi pada DS4 = 1963,13 t

ΣPu tiang

Berat sendiri tiang pancang = 6,25 ton

Berat P pada kolom = 2296,84 ton

Beban *pile cap* = 132,59 ton

$$\Sigma P_u \text{ tiang} = 2435,68 \text{ ton}$$

ØVc ≥ ΣPu tiang

$$0,75 \cdot 7353,36 \geq 2435,68$$

$$5515,02 \text{ ton} \geq 2435,68 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

7.3.4 Penulangan *Pile Cap* Tipe 2

• Syarat Batas

$$\beta = 0,85 - \left(\frac{f_c' - 30}{7} \right) (0,05) = 0,85 - \left(\frac{40 - 30}{7} \right) (0,05) = 0,78$$

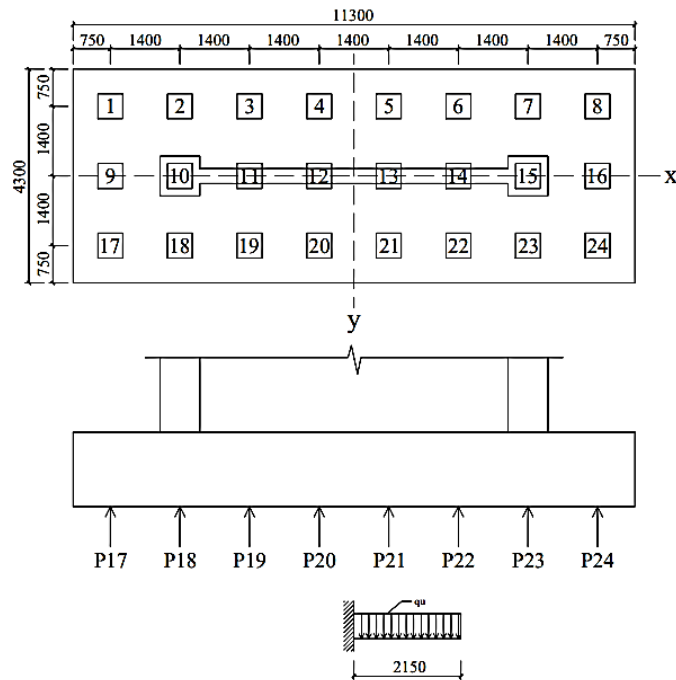
$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot \beta}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,78}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,039$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,039 = 0,029$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

- Penulangan *Pile Cap* Tipe 2 Arah X



Gambar 7. 4 Statika *Pile Cap* Tipe 2

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 11,3 \cdot 1,5 \cdot 2,4 = 40,68 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{max}} = 193,95 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (8 \cdot P_{\text{max}} \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 5,65^2) \\ &= (8 \cdot 193,95 \cdot 0,70) + (\frac{1}{2} \cdot 40,68 \cdot 5,65^2) \\ &= 1735,42 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{n \text{ diminta}} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1735,42}{0,8} = 2169,27 \text{ tm} = 2169,27 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{n \text{ diminta}}}{b \cdot d_x^2} = \frac{2169,27 \times 10^7}{11300 \cdot 1410,50^2} = 0,96 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 0,96}{400}} \right) = 0,0024$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0024 < \rho_{\text{min}} = 0,0035 \text{ (dipakai } \rho_{\text{min}} = 0,0035)$$

Tulangan perlu arah X

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d_x = 0,0035 \cdot 11300 \cdot 1410,50 = 55785,28 \text{ mm}^2$$

Tulangan pakai arah X

$$A_{S \text{ pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{11300}{130} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 29^2 = 57385,31 \text{ mm}^2$$

$$A_{S \text{ perlu}} \leq A_{S \text{ pakai}} = 55785,28 \text{ mm}^2 \leq 57385,31 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

- **Penulangan *Pile Cap* Tipe 2 Arah Y**

$$q_u = h \cdot t \cdot \gamma_{\text{beton}} = 4,3 \cdot 1,5 \cdot 2,4 = 15,48 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{max}} = 193,95 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (3 \cdot P_{\text{max}} \cdot 1,40) + (\frac{1}{2} \cdot q_u \cdot 5,65^2) \\ &= (3 \cdot 193,95 \cdot 1,40) + (\frac{1}{2} \cdot 15,48 \cdot 5,65^2) \\ &= 1061,67 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_{n \text{ diminta}} = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1061,67}{0,8} = 1327,08 \text{ tm} = 1327,08 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{n \text{ diminta}}}{b \cdot d x^2} = \frac{1327,08 \times 10^7}{4300 \cdot 1410,50^2} = 1,55 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 1,55}{400}} \right) = 0,0040$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0,0040 < \rho_{\text{max}} = 0,029 \text{ (dipakai } \rho_{\text{min}} = 0,0040)$$

Tulangan perlu arah Y

$$A_{S \text{ perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d_x = 0,0040 \cdot 4300 \cdot 1410,50 = 24083,91 \text{ mm}^2$$

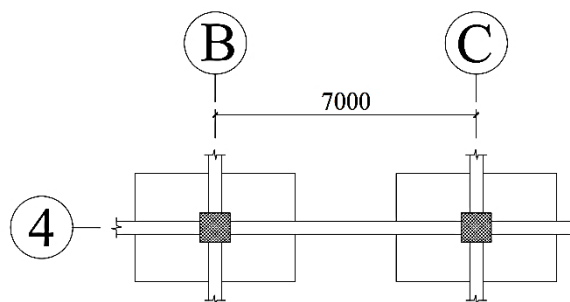
Tulangan pakai arah Y

$$A_{S \text{ pakai}} = \frac{b}{s} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{4300}{100} \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 29^2 = 28387,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{S \text{ perlu}} \leq A_{S \text{ pakai}} = 28387,96 \text{ mm}^2 \leq 24083,91 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

7.4 Perencanaan Sloof

Adapun data perencanaan yang digunakan untuk perhitungan perencanaan sloof dengan denah seperti pada Gambar 7.5 adalah sebagai berikut:



Gambar 7. 5 Denah Sloof

Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Lebar	= 350 mm
Tinggi	= 500 mm
Panjang	= 7000 mm
Panjang bersih	= 6200 mm
Tulangan lentur	= D25
Tulangan geser	= D13
Tebal selimut	= 40 mm
Tinggi efektif (d)	= $h - t_s - D_{geser} - \frac{1}{2} D_{lentur} = 500 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 434,50$

• Analisa Gaya Dalam

Adapun beban yang diterima oleh sloof terdiri dari berat sendiri sloof, beban mati tambahan jika ada dan beban aksial tarik maupun tekan yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

– Beban mati sloof

$$\text{Berat sendiri} = 0,5 \times 0,35 \times 2400 = 420 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= 4 \times 250 = 1000 \text{ Kg/m} \\ qD &= 1420 \text{ Kg/m} \end{aligned} +$$

– Beban ultimate

$$qU = 1,4D = 1,4 \cdot 1420 = 1988 \text{ Kg/m}$$

– Gaya aksial sloof

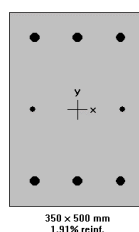
$$P_u = 10\% \cdot P_u \text{ kolom} = 10\% \cdot 622820 = 62282 \text{ Kg} = 622,82 \text{ kN}$$

– Momen sloof

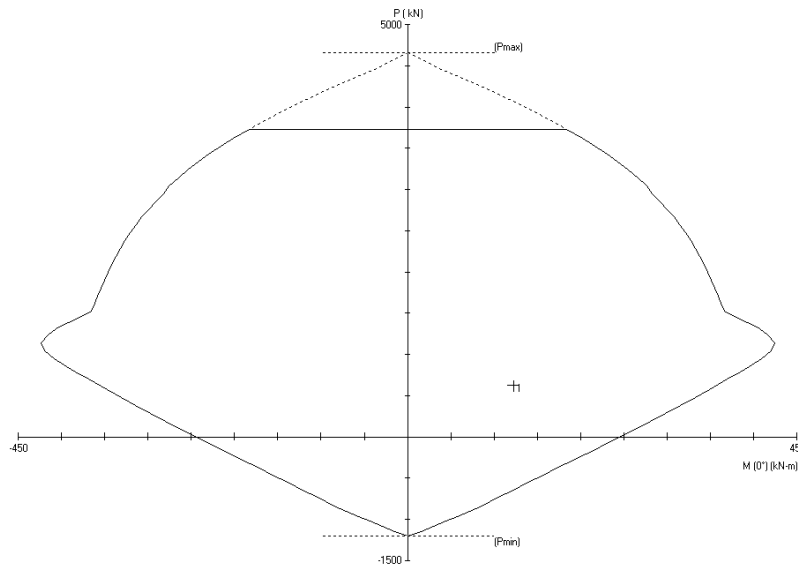
$$M_u = (1/8) \cdot 1988 \cdot 7^2 = 12176,50 \text{ Kgm} = 121,77 \text{ kNm}$$

7.4.1 Tulangan Longitudinal Sloof

Sebagaimana tercantum dalam peraturan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1, luas tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$. Digunakan program bantu komputer guna memperoleh konfigurasi tulangan sloof.



Gambar 7. 6 Konfigurasi Penulangan Sloof



Gambar 7. 7 Diagram Interaksi

Berdasarkan hasil desain menggunakan program bantu komputer menggunakan gaya dalam dengan dimensi sloof 350/500 mm, diperoleh hasil konfigurasi tulangan 6D25 dengan tulangan samping 2D16. Diperoleh rasio tulangan $\rho = 1,91\%$ atau 0,0191, sehingga hasil tersebut telah memenuhi persyaratan dalam peraturan SNI 2847-2019 Pasal 18.7.4.1.

7.4.2 Tulangan Geser Sloof

- **Kekuatan Geser Nominal Beton**

Kekuatan geser nominal dihitung menggunakan perumusan berikut:

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g}\right) \cdot b \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \cdot \left(1 + \frac{622820}{14 \cdot (350 \cdot 500)}\right) \cdot 350 \cdot 434,50 \\
 &= 205072,67 \text{ N} \\
 \phi V_c &= 0,75 \cdot 205072,67 \\
 &= 153804,50 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- **Tulangan Geser yang Dibutuhkan**

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 1988 \cdot 7 \\
 &= 6958 \text{ Kg} = 69580 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Diperoleh hasil $V_u = 69580 \text{ N} < \phi V_c = 153804,50 \text{ N}$, sehingga tidak perlu tulangan geser.

Karena penampang tidak perlu tambahan tulangan geser, maka dipasang tulangan geser praktis dengan perhitungan berdasarkan SNI 2847-2019 Pasal 18.13.3.2, dimana spasi tulangan geser sloof tidak boleh melebihi nilai terkecil dari nilai berikut:

$$S_{min} = \frac{h}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan tulangan geser **D13-250** mm.