

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi

pondasi adalah bagian dari struktur bawah gedung yang kekuatannya ditentukan oleh kekuatan tanah yang mendukungnya, seperti fondasi telapak, rakit, tiang pancang dan tiang bor. (SNI – 1726 – 2002).

2.2 Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan bertingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya penggulingan akibat beban angin dan gempa. (Hardiyatmo, H. C. (2010), Analisis dan Perancangan Fondasi, Gajah Mada University Press, Yogyakarta).

2.2.1 Jenis Pondasi Tiang

Ditinjau dari segi teknis pelaksanaan, pondasi tiang dapat dikategorikan menjadi 2 type yakni pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor (Hardiyatmo, H. C. (2010), Analisis dan Perancangan Fondasi, Gajah Mada University Press, Yogyakarta) yaitu :

1. Pondasi tiang pancang adalah pondasi tiang dari baja atau beton bertulang yang dicetak dan dicor di pabrik kemudian diangkut dan dipancangkan di lokasi proyek.

2. Pondasi Tiang Bor yaitu Pondasi tiang yang dicor ditempat dengan lebih dulu mengebor tanah hingga mencapai kedalaman rencana, baru kemudian besi tulangan pondasi dimasukan dan di cor dengan beton.

2.3 Kapasitas Dukung Tiang

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan tiang dalam mendukung beban bangunan yang dituliskan dalam persamaan (metode Bagemann.1965) :

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p = A_b \cdot F_b + A_s \cdot F_s - W_p \dots \dots \dots (2.1)$$

dengan,

a. Q_b = Tahanan ujung

A_b = luas ujung bawah tiang

F_b = tahanan ujung satuan tiang

$$F_b = q_a = \frac{1}{2}(q_{c1} + q_{c2}) \dots \dots \dots (2.2)$$

q_a = tahanan konus rata-rata

q_{c1} = nilai tahanan konus pada $4d$ di bawah dasar tiang

q_{c2} = nilai tahanan konus pada $8d$ di atas dasar tiang

b. Tahanan Gesek

A_s = luas selimut tiang

F_s = tahanan gesek satuan tiang

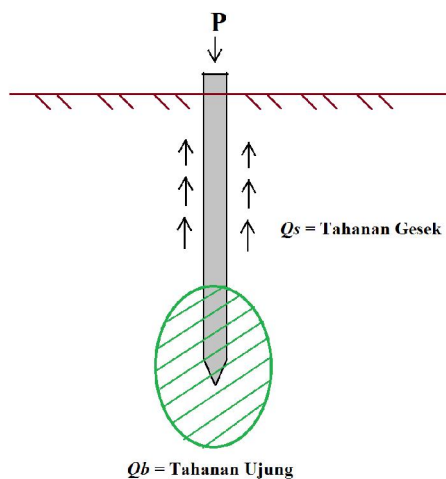
$$F_s = q_f \dots \dots \dots (2.3)$$

F_s = tahanan gesek per satuan luas

q_f = tahanan gesek sisi konus

e. W_p = berat tiang

volume tiang . tinggi tiang. Berat volume beton beton
 (25kN/m^3)(2.4)



Gambar 2.1 Tahanan Ujung dan Gesek pada Tiang Pancang

2.4 Faktor Aman Tiang Pancang

Untuk mengantisipasi terjadinya penurunan yang berlebihan pada tiang maka kapasitas ultimit tiang dibagi dengan faktor aman yang dituliskan dalam persamaan sebagai berikut:

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \dots\dots\dots(2.5)$$

dengan,

Q_a = daya dukung ultimit tiang

Q_u = daya dukung tiang

2,5 = nilai dari faktor aman (F)

2.5 Jumlah Pondasi Tiang Dalam Satu Kelompok

Dalam menahan beban gedung pada umumnya tiang pancang bekerja sebagai kelompok tiang. Rumus menentukan banyaknya tiang pancang dalam kelompok (pile group) adalah:

$$n = \frac{\sum v}{Q_a} \dots\dots\dots(2.6)$$

dengan,

n = banyaknya tiang pancang dalam kelompok

Q_a = daya dukung ijin satu tiang

v = jumlah total beban normal

2.6 Jarak Pondasi Tiang Dalam Satu Kelompok

Agar efektifitas kelompok tiang dapat tercapai serta tidak menimbulkan penurunan berlebihan pada kelompok tiang. Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L mensyaratkan jarak minimum antar tiang sebesar:

$$s = 2,5.d \dots\dots\dots(2.7)$$

dengan,

s = jarak minimum sumbu tiang (m)

d = diameter atau lebar tiang (m)

contoh jarak antar tiang dalam satu kelompok disajikan dalam Gambar 2.2

- v = jumlah total beban vertikal (kN)
 M_y = $e_x V$ = jumlah momen terhadap sumbu $-y$ (kN.m)
 n = jumlah tiang dalam kelompok
 n_y = jumlah tiang arah y
 n_x = jumlah tiang arah x
 x, y = berturut-turut, jarak serah sumbu $-x$ dan $-y$ dari pusat berat kelompok tiang ketiang nomor $-i$
 x^2 = jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah x (m^2)
 y^2 = jumlah kuadrat dari jarak tiap-tiap tiang ke pusat kelompok tiang arah y (m^2)

2.8 Gaya Lateral pada Pile Cap

Gaya lateral adalah gaya yang bekerja pada pile cap dengan arah horizontal, Dalam analisa gaya lateral, tiang pancang dibedakan menurut model ikatannya pada pilecap. menurut McNulty (1956) model ikatan tiang pancang dengan pile cap terdiri dari 2 type, yaitu (1)fixed end pile : tiang yang ujung atasnya tertanam > 60 cm pada pile cap dan (2)free end pile : tiang yang ujung atasnya tertanam < 60 cm pada pile cap.

Tabel 2.1 Beban Lateral Ijin pada Tiang Vertikal (McNulty1956)

Tipe tiang	Tipe tiang	Tipe tanah	Beban lateral ijin (kg)
beton diameter 40 cm	Ujung Bebas	Pasir sedang	3178
	dan	pasir halus	2497
	Ujung Jepit	Lempung/kohesif	2270

Perhitungan kontrol dilakukan agar syarat $h_u \leq h_n$ terpenuhi, dimana h_n adalah tahanan lateral ijin yang besar nilainya terdapat pada Tabel 2.1 sedangkan h_u maks adalah gaya lateral kombinasi 2 arah, yang dihitung dengan persamaan :

$$h_u \text{ maks} = \sqrt{(h_{ux}^2 + h_{uy}^2)} \dots\dots\dots (2.9)$$

dengan,

Gaya Lateral arah X pada tiang, $h_{ux} = h_x / n$ (jumlah tiang)

Gaya Lateral arah y pada tiang, $h_{uy} = h_y / n$ (jumlah tiang)

2.9 Tinjauan Geser Dua Arah (Pons)

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2. yaitu kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi yang dirumuskan :

$$\phi.V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) x b_o x d \dots\dots\dots (2.10)$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\phi.V_c = \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c} x b_o x d \dots\dots\dots (2.11)$$

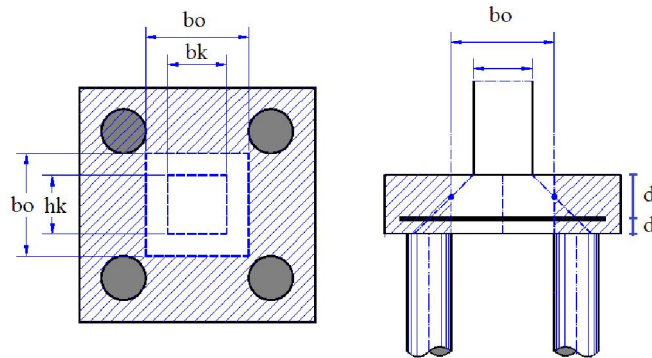
Dengan,

$$b_o = 2 (b_k + d) + (h_k + d) \dots\dots\dots (2.12)$$

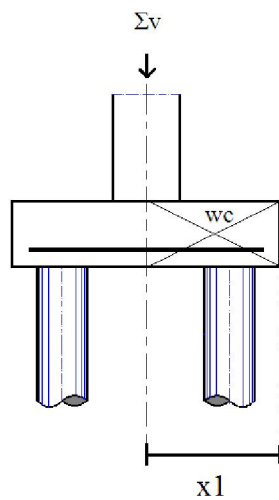
b_k = lebar kolom

hk = tinggi kolom

d = tebal efektif



2.10 Penulangan Lentur



Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom dan beban merata akibat berat sendiri poer.

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right) \dots \dots \dots (2.13)$$

x1 = jarak as kolom ke tepi pile cap

v = beban aksial pada titik pancang

q = berat sendiri pile cap

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.14)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 ps 27.2.7.3}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.15)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} \dots\dots\dots(2.16)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots(2.18)$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \text{perlu} < \text{maksimum} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d \dots\dots\dots(2.20)$$

Jarak tulangan terpakai

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(2.21)$$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} \dots\dots\dots(2.22)$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} \dots\dots\dots(2.23)$$

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n \dots\dots\dots(2.24)$$

$$M_n = T \cdot Z \dots\dots\dots(2.25)$$

$$T = A_s \cdot f_y \dots\dots\dots(2.26)$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \dots\dots\dots(2.27)$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(2.28)$$

2.11 Tes Sondir

Uji sondir bertujuan untuk mengetahui perlawanan penetrasi konus (q_c) dan hambatan lekat (clef friction / F). Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus. Hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap mantel bikonus. Untuk menghindari penurunan berlebihan, maka nilai q_c dari uji sondir harus $> 120 \text{ kg/cm}^2$. Dalam menentukan suatu nilai Local friction / l_f , friction ratio / f_r dan total friction / t_f , dapat menggunakan persamaan seperti yang disarankan oleh Sosrodarsono, S, (1981) :

1. Cleef friction = hambatan lekat = HL = $q_t - q_c$ / luas konus . Tahap pembacaan

$$q_t = \text{jumlah perlawanan} = q_c + f \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$$

$$q_c = \text{perlawanan penetrasi konus / conus resistance (kg/cm}^2 \text{)}$$

$$f = \text{gaya friksi terhadap selubung konus (kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{luas konus standart} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{tahap pembacaan setiap mencapai kedalaman kelipatan } 20 \text{ cm}$$

2. Local Friction = $L_f = q_t - q_c / 10$
3. Friction Ratio = $F_r = \text{local friction} / \text{conus resistance} \cdot 100\%$
4. Total Friction = HL + HF sebelumnya

2.11.1 Hubungan Empiris Kekuatan Tanah Berdasarkan Uji Sondir

Harga perlawanan konus hasil uji penetrasi sondir pada lapisan tanah / batuan dapat dihubungkan secara empiris dengan kekuatannya. Pada tanah berbutir halus (lempung – lanau), dapat ditentukan tingkat kekerasan relatifnya. Sedangkan pada tanah berbutir kasar (pasir – gravel) dapat ditentukan kepadatan relatifnya.

Tabel 2.2 Konsistensi Tanah Berdasarkan Hasil Sondir
(Terzaghi dan Peck, 1984)

No	Konsistensi		Tanah Lempung		Tanah Pasir	
	Tanah Lempung	Tanah Pasir	qc	fr	qc	fr
1	very soft	very loose	<5	3.5	<20	2.0
2	soft	loose	5 s/d 10	3.5	20 s/d 40	2.0
3	firm	medium	10 s/d 35	4.0	40 s/d 120	2.0
4	stiff	dense	30 s/d 60	4.0	120 s/d 200	4.0
5	very stiff	very dense	60 s/d 120	6.0	>120	4.0
6	hard		>120	6.0		

2.12 Daktilitas Beton

Daktilitas adalah kemampuan struktur bangunan untuk mengalami simpangan pasca elastik yang besar secara berulang kali dan siklik akibat beban gempa sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur bangunan tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada di dalam kondisi plastis. (SNI-03-1726-2003) Sesuai SNI-03-1726-2003 struktur beton dapat direncanakan dengan 3 tingkat daktilitas yaitu :

a. Tingkat Daktilitas 1

Struktur dengan tingkat daktilitas 1 harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kuat. ($K = 4,0$)

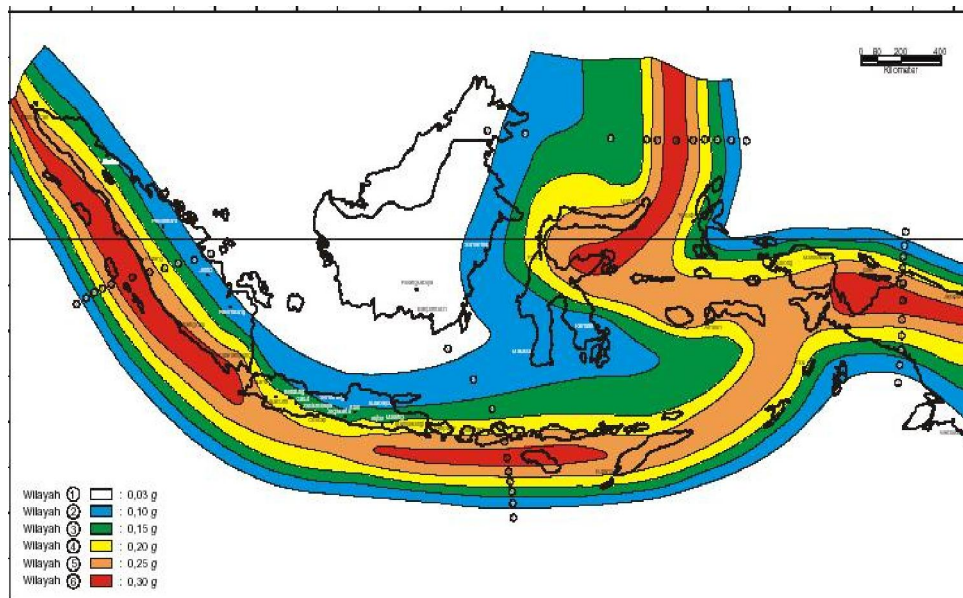
b. Tingkat Daktilitas 2

Struktur dengan daktilitas terbatas harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa sedang. ($K = 2,0$)

c. Tingkat Daktilitas 3

Struktur dengan daktilitas penuh harus direncanakan agar tetap berperilaku elastis saat terjadi gempa kecil. ($K = 1,0$)

Dalam perencanaan gedung di daerah gempa terdapat konsep pembebanan 2 tingkat, yakni gedung selama masa layanya akan dibebani oleh : (1). beban berkali-kali akibat gempa kecil sampai sedang dengan waktu ulang 20 – 50 tahun, dan (2). beban akibat gempa besar dengan waktu ulang 200 tahun sekali.



Gambar 2.3 Peta Gempa Indonesia

d. Faktor-faktor penentu beban gempa rencana

Besarnya beban gaya gempa rencana menurut Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung dapat dinyatakan dalam :

$$V = C I K W_t \dots\dots\dots(2.29)$$

dengan,

V = Beban geser dasar akibat gempa

C = Koefisien gempa dasar

I = Faktor keutamaan

K = Faktor jenis struktur

W_t = kombinasi dari beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal

T = Waktu getar alami struktur gedung

e. Faktor f_1 dan f_2

f_1 adalah faktor kelebihan kekuatan struktur statis tak tentu dalam keadaan statis yang nilainya sebesar 1,6. f_2 adalah faktor kelebihan kekuatan struktur pada penampang beton terutama pada penulanganya yang nilainya sebesar 1,6.

f. Koefisien Gempa Dasar (C)

Koefisien gempa dasar berfungsi untuk menjamin agar gedung mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan struktur. Nilai c didapatkan dengan membagi respon percepatan elastis struktur dengan faktor f_1 dan f_2 yang nilainya sebesar 3,2.

g. Faktor keutamaan (I)

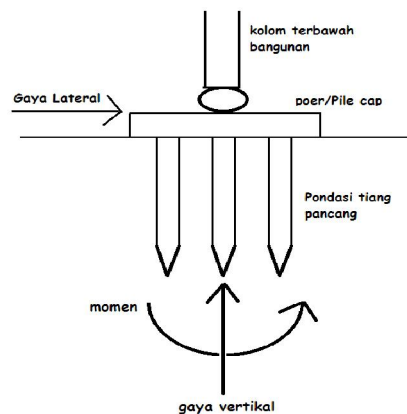
Faktor keutamaan (I) dipakai untuk memperbesar beban gempa rencana agar struktur mampu memikul gempa besar dengan kerusakan struktural yang kecil. Faktor keutamaan (I) pada bangunan dapat dibaca pada Tabel 2.2

Tabel 2.3 Perbandingan Faktor Keamanan dan Periode Ulang

Perubahan Periode Ulang	Faktor Keutamaan I
0,67 Kali	0,8
1,0 Kali	1
1,5 Kali	1,5
2 Kali	1,7
5 Kali	2

2.13 Aplikasi Daktilitas Pada Struktur Bawah Gedung

pada struktur bawah, pemasangan sendi plastis dilakukan di daerah pertemuan antara pondasi tiang pancang dengan kolom terbawah dari bangunan (kaki kolom). Pemasangan sendi plastis di daerah tersebut bertujuan untuk memencarkan energi akibat gaya lateral yang diakibatkan oleh gempa. (Gambar 2.7)



Gambar 2.4 Sendi Plastis pada Kaki Kolom

Dari konsep desain kapasitas tersebut, bahwa akibat beban gempa, struktur atas gedung boleh mengalami kerusakan asalkan tidak mengalami keruntuhan. Agar hal ini dapat terjadi, maka struktur bawah tidak boleh mengalami kegagalan lebih dulu dari struktur atas. Dengan demikian, maka mekanisme sendi plastis pada struktur

bawah harus direncanakan agar dapat memikul beban gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana sebesar :

$$V_m = f \cdot V_n \dots \dots \dots (2.30)$$

dimana,

$$v_n = \frac{V_y}{f_1} = \frac{V_e}{R} \dots \dots \dots (2.31)$$

$$f_1 = 1,6$$

$$2,2 \quad R = \mu f_1 R_m \dots \dots \dots (2.32)$$

R = faktor reduksi gempa untuk struktur bangunan gedung yang berperilaku elastis = 2,2

R_m = adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan = 6,5

$$\mu = 1,4$$

$$V_y = \frac{V_e}{\mu} \dots \dots \dots (2.33)$$

V_e = pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh gempa rencana yang dapat diserap oleh struktur bangunan gedung elastis, dengan $\mu = 1,4$

BAB III

METODOLOGI PERENCANAAN

3.1 Metode Perencanaan

Perencanaan pondasi tiang pancang untuk gedung rusunawa UPN “veteran” Jatim dimulai dengan penyelidikan tanah di lapangan, penyelidikan tersebut dilakukan untuk mengetahui kondisi dan sifat-sifat tanah, termasuk untuk mengetahui kedalaman tanah keras yang mampu menahan beban bangunan. Langkah selanjutnya adalah menghitung pembebanan gedung, dimana perhitungan pembebanan gedung tersebut bertujuan untuk mengetahui besarnya beban yang bekerja di setiap titik pondasi. Setelah perhitungan kemampuan daya dukung tiang selesai dilakukan maka penentuan jumlah pondasi tiang dapat dilakukan, yaitu dengan cara membagi jumlah beban diterima di setiap titik pancang dengan kemampuan daya dukung tiang. Dari beberapa variasi bentuk tiang yang dianalisa, dari berbagai variasi bentuk tersebut lalu dipilih dimensi tiang yang memiliki daya dukung paling besar, serta apabila digunakan, memiliki jumlah total tiang yang paling minimal.

3.2 Pengumpulan Data

Pengumpulan data-data mengenai sifat teknis tanah dilapangan dilakukan dengan cara uji sondir di lapangan, pengujian dilakukan pada 3 titik yang berbeda, dimana dari hasil pengujian pada ke 3 titik yang berbeda tersebut diperoleh hasil bahwa tanah keras yang mampu menahan beban bangunan terletak pada kedalaman 16 m. Adapun jenis tanah di lokasi proyek tersebut adalah tanah jenis kohesif.

3.3 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan untuk mengetahui beban baru pada gedung yang telah dimodifikasi. Selain untuk mengetahui beban aksial yang bekerja pada masing –masing titik pemancangan, Perhitungan pembebanan juga dilakukan untuk mengetahui beban lateral akibat angin atau gempa yang bekerja pada gedung. Gaya lateral yang bekerja pada gedung tersebut, terutama yang diakibatkan oleh gempa, penting untuk dianalisa, mengingat lokasi gedung yang berada di wilayah dengan resiko gempa kuat.

Data teknis Gedung

Lokasi : Surabaya (Resiko Gempa Kuat)

Jenis Tanah : Tanah Kohesif

Panjang Gedung : 55,2 Meter

Lebar Gedung : 16,8 Meter

Tinggi Lantai Dasar : 3,4 Meter

Tinggi Lantai Typikal 2 – 6 : 3,2 Meter

Tinggi Total : 19,4 Meter

Bahan Struktur : Beton Bertulang

Mutu Beton Untuk Struktur Atas : 35 Mpa

Mutu Beton Untuk Struktur Bawah : 35 Mpa

Mutu Baja Tulangan : 350 Mpa

3.4 Perhitungan Daya Dukung Tiang

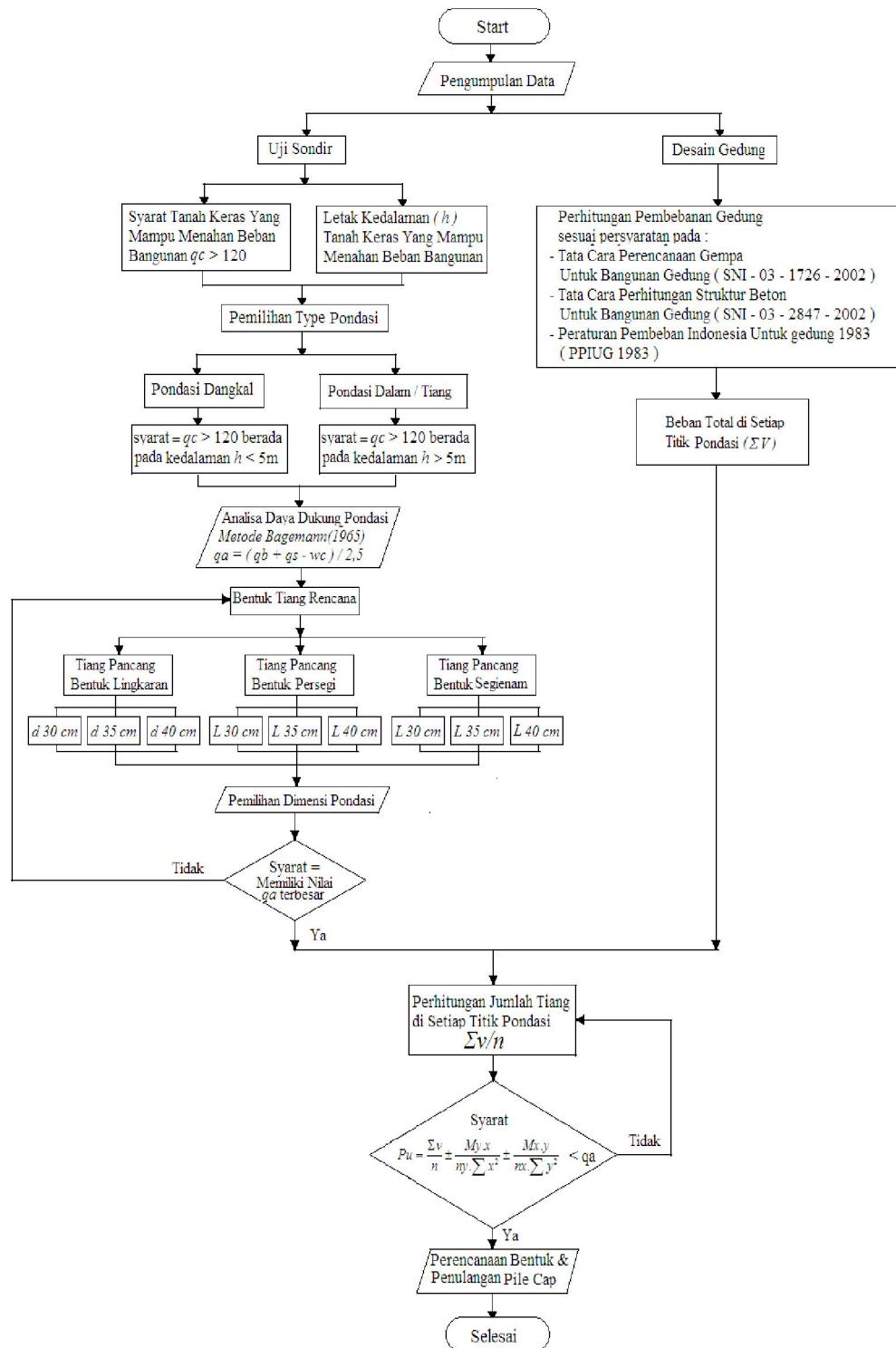
Perhitungan daya dukung tanah dilakukan dengan menggunakan cara statis berdasarkan data uji sondir dilapangan. Menurut Bagemann (1965), Daya dukung tiang merupakan jumlah total dari tahanan ujung ditambah dengan tahanan gesek dikurangi berat sendiri tiang yang dirumuskan dengan $Q_a = Q_b + Q_s - W_c$. Ada 3 jenis bentuk tiang yang dianalisa, yaitu pondasi tiang bentuk persegi, lingkaran dan segienam beraturan yang masing-masing memiliki dimensi 30, 35 dan 40 cm. Dari ke 3 variasi bentuk pondasi tiang tersebut lalu dipilih pondasi yang memiliki daya dukung paling kuat, serta apabila digunakan memiliki jumlah total yang paling minimal

3.5 Peraturan Perencanaan

Adapun peraturan-peraturan yang digunakan dalam perencanaan pondasi Gedung Rusunawa UPN "Veteran" Jawa Timur adalah sebagai berikut :

1. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung
(SNI – 03 - 1726 – 2002)
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung
(SNI – 03 - 2847 – 2002)
3. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983)

3.6 Flowchart Perencanaan



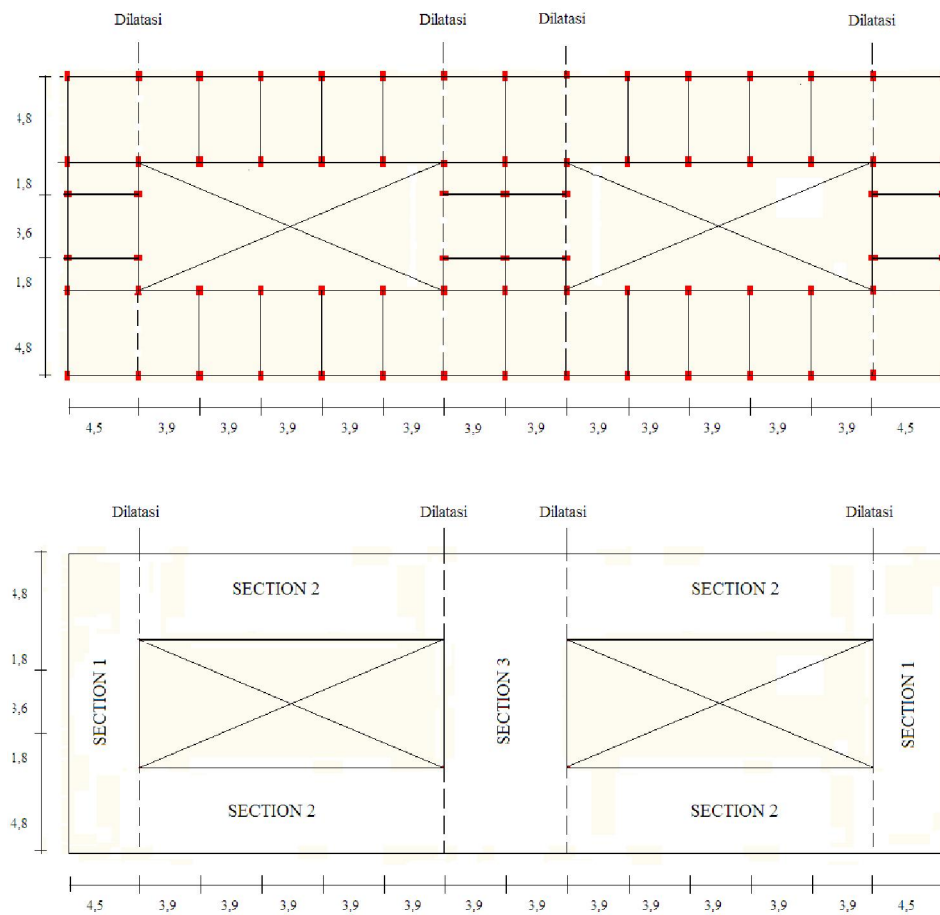
Gambar 3.1 Metodologi Perencanaan Tiang Pancang

BAB IV

ANALISA PERENCANAAN PONDASI

4.1 Perhitungan Beban Lateral pada Tiap Lantai Akibat Gempa

Untuk mengantisipasi kemungkinan terjadinya keruntuhan dikarenakan panjang bangunan > 40 m dan untuk mencegah terjadinya benturan berbahaya antar sudut bangunan, maka dalam analisa perhitungan pembebanannya dilakukan sela dilatasi. Dilatasi adalah memisahkan satu bangunan yang sama karena memiliki sistim struktur terpisah (SNI-03-1726 ps 8.2.1). Dilatasi digunakan untuk menghindari kerusakan pada bangunan yang ditimbulkan oleh gaya lateral



Gambar 4.1 Dilatasi pada Gedung Rusunawa UPN "Veteran" Jatim

4.1.1 Perhitungan Beban Lateral pada Gedung Section 1

Tabel 4.1 Beban Total Gedung section 1

No	Lantai	Beban	DL (kg)	LL (kg)
1	Atap			
	a. Plat	$0,10 \cdot 75,6 \cdot 2400$	18144	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 6$	7920	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 16,8 \cdot 2400 \cdot 2$	9072	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 75,6$	1512	
	e. Beban hidup	$75,6 \cdot 100$		7560
2	Lantai 6 atas		43560	7560
	Lantai 6 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 75,6 \cdot 2400$	18144	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 6$	7920	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 16,8 \cdot 2400 \cdot 2$	9072	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 75,6$	1512	
	e. Spesi	$21 \cdot 75,6$	1588	
	f. Tegel	$24 \cdot 75,6$	1814	
	g. Dinding	$64,8 \cdot 120$	7776	
	h. Beban hidup	$75,6 \cdot 250$		18900
3	Lantai 5 atas		54738	26460
	Lantai 5 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 75,6 \cdot 2400$	18144	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 6$	7920	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 16,8 \cdot 2400 \cdot 2$	9072	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 75,6$	1512	
	e. Spesi	$21 \cdot 75,6$	1588	
	f. Tegel	$24 \cdot 75,6$	1814	
	g. Dinding	$64,8 \cdot 120$	7776	
	h. Beban hidup	$75,6 \cdot 250$		18900
4	Lantai 4 atas		109476	45360
	Lantai 4 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 75,6 \cdot 2400$	18144	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 6$	7920	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 16,8 \cdot 2400 \cdot 2$	9072	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 75,6$	1512	
	e. Spesi	$21 \cdot 75,6$	1588	
	f. Tegel	$24 \cdot 75,6$	1814	
	g. Dinding	$64,8 \cdot 120$	7776	
	h. Beban hidup	$75,6 \cdot 250$		18900

5	Lantai 3 atas		164214	64260
	Lantai 3 bawah			
	a. Plat	0,10 . 75,6 . 2400	18144	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 4,5 . 2400 . 6	7920	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 16,8 . 2400 . 2	9072	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400. 12	6912	
	d. Plafon	20 . 75,6	1512	
	e. Spesi	21 . 75,6	1588	
	f. Tegel	24 . 75,6	1814	
	g. Dinding	64,8 . 120	7776	
	h. Beban hidup	75,6 . 250		18900
6	Lantai 2 atas		218952	83160
	Lantai 2 bawah			
	a. Plat	0,10 . 75,6 . 2400	18144	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 4,5 . 2400 . 6	7920	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 16,8 . 2400 . 2	9072	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400. 12	6912	
	d. Plafon	20 . 75,6	1512	
	e. Spesi	21 . 75,6	1588	
	f. Tegel	24 . 75,6	1814	
	g. Dinding	64,8 . 120	7776	
	h. Beban hidup	75,6 . 250		18900
7	Lantai 1 atas		273690	102060
	Lantai 1 bawah			
	a. Plat	0,10 . 75,6 . 2400	18144	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 4,5 . 2400 . 6	7920	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 16,8 . 2400 . 2	9072	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400. 12	6912	
	d. Plafon	20 . 75,6	1512	
	e. Spesi	21 . 75,6	1588	
	f. Tegel	24 . 75,6	1814	
	g. Dinding	64,8 . 120	7776	
	h. Beban hidup	75,6 . 250		18900
8	Σ gedung		328428	120960

1. Koefisien gempa dasar (C)

Lokasi rusunawa berada di wilayah gempa zona 4 dengan respon relatif sebesar

$$0,16. \text{ maka nilai } C = \frac{\text{responrelatif}}{3,2} = \frac{0,16}{3,2} = 0,05$$

2. Gaya geser horizontal total akibat gempa

$$V_x = V_y = CIK W_t = (0,05).(1,0).(1,0) .449,388 \text{ ton} = 22,47 \text{ ton}$$

Tabel 4.2 Distribusi Beban Horizontal pada Gedung Section 1

lantai	h (m)	W (t)	W . h (t)	$F = (W.h/\sum W.h).V_x$	$F_x = 1/4 . F$	$F_y = 1/5 . F$
6	19,4	51,120	991,728	2,267	0,567	0,453
5	16,2	81,198	1315,408	3,007	0,752	0,601
4	13	154,836	2012,868	4,601	1,150	0,920
3	9,8	228,474	2239,045	5,118	1,279	1,024
2	6,6	302,112	1993,939	4,558	1,139	0,912
1	3,4	375,750	1277,550	2,920	0,730	0,584
		Σ	9830,538	22,470	5,618	4,494

4.1.2 Perhitungan Beban Lateral pada Gedung Section 2

Tabel 4.3 Beban Total Gedung section 2

No	Lantai	Beban	DL (kg)	LL (kg)
1	Atap			
	a. Plat	$0,10 . 96,48 . 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 10$	10530	
	Balok b	$0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12$	6912	
	d. Plafon	$20 . 93,6$	1872	
	e. Beban hidup	$93,6 . 100$		9360
2	Lantai 6 atas		50245	9360
	Lantai 6 bawah			
	a. Plat	$0,10 . 96,48 . 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 10$	10530	
	Balok b	$0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12$	6912	
	d. Plafon	$20 . 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 . 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 . 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 . 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 . 250$		23400
3	Lantai 5 atas		114464,8	32760
	Lantai 5 bawah			
	a. Plat	$0,10 . 96,48 . 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 10$	10530	
	Balok b	$0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12$	6912	
	d. Plafon	$20 . 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 . 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 . 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 . 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 . 250$		23400

4	Lantai 4 atas		178684,6	56160
	Lantai 4 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 96,48 \cdot 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 10$	10530	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 \cdot 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 \cdot 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 \cdot 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 \cdot 250$		23400
5	Lantai 3 atas		242904,4	79560
	Lantai 3 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 96,48 \cdot 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 10$	10530	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 \cdot 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 \cdot 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 \cdot 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 \cdot 250$		23400
6	Lantai 2 atas		307124,2	102960
	Lantai 2 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 96,48 \cdot 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 10$	10530	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 \cdot 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 \cdot 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 \cdot 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 \cdot 250$		23400
7	Lantai 1 atas		371344	
	Lantai 1 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 96,48 \cdot 2400$	23155	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 10$	10530	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 6$	7776	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$20 \cdot 93,6$	1872	
	e. Spesi	$21 \cdot 93,6$	1965,6	
	f. Tegel	$24 \cdot 93,6$	2246	
	g. Dinding	$81,36 \cdot 120$	9763,2	
	h. Beban hidup	$93,6 \cdot 250$		23400
8	Σ gedung		435563,8	46800

1. Koefisien gempa dasar (C)

Lokasi rusunawa berada di wilayah gempa zona 4 dengan respon relatif sebesar

$$0,16. \text{ maka nilai } C = \frac{\text{responrelatif}}{3,2} = \frac{0,16}{3,2} = 0,05$$

2. Gaya geser horizontal total akibat gempa

$$V_x = V_y = CIK W_t = (0,05) \cdot (1,0) \cdot (1,0) \cdot 585,323 \text{ ton} = 29,26 \text{ ton}$$

Tabel 4.4 Distribusi Beban Horizontal pada Gedung Section 2

lantai	h (m)	W (t)	W . h (t)	F = (W.h/Σw.h).Vx	F _x = 1/4 . F	F _y = 1/5 . F
6	19,4	59,605	1156,337	2,391	0,598	0,478
5	16,2	147,225	2385,042	4,931	1,233	0,986
4	13	234,845	3052,980	6,312	1,578	1,262
3	9,8	322,464	3160,151	6,533	1,633	1,307
2	6,6	410,084	2706,556	5,595	1,399	1,119
1	3,4	497,704	1692,194	3,498	0,875	0,700
		Σ	14153,259	29,260	7,315	5,852

4.1.3 Perhitungan Beban Lateral pada Gedung Section 3

Tabel 4.5 Beban Total Gedung section 3

No	Lantai	Beban	DL (kg)	LL (kg)
1	Atap			
	a. Plat	0,10 . 131 . 2400	31440	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 1,8 . 2400 . 6	2916	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 3,6 . 2400 . 3	2916	
	Balok c	0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 12	12636	
	Balok d	0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 4	5184	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12	6912	
	d. Plafon	131 . 20	2610	
	e. Beban hidup	131 . 100		13100
2	Lantai 6 atas		64614	13100
	Lantai 6 bawah			
	a. Plat	0,10 . 131 . 2400	31440	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 1,8 . 2400 . 6	2916	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 3,6 . 2400 . 3	2916	
	Balok c	0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 12	12636	
	Balok d	0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 4	5184	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12	6912	

	d. Plafon	131 . 20	2610	
	e. Beban hidup	131 . 100		13100
2	Lantai 6 atas		64614	13100
	Lantai 6 bawah			
	a. Plat	0,10 . 131 . 2400	31440	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 1,8 . 2400 . 6	2916	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 3,6 . 2400 . 3	2916	
	Balok c	0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 12	12636	
	Balok d	0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 4	5184	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12	6912	
	d. Plafon	131 . 20	2610	
	e. Spesi	21 . 131	2751	
	f. Tegel	24 . 131	3144	
	g. Dinding	17,36 . 120	2083,2	
	h. Beban hidup	131 . 100		13100
3	Lantai 5 atas		137206,2	26200
	Lantai 5 bawah			
	a. Plat	0,10 . 131 . 2400	31440	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 1,8 . 2400 . 6	2916	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 3,6 . 2400 . 3	2916	
	Balok c	0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 12	12636	
	Balok d	0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 4	5184	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12	6912	
	d. Plafon	131 . 20	2610	
	e. Spesi	21 . 131	2751	
	f. Tegel	24 . 131	3144	
	g. Dinding	17,36 . 120	2083,2	
	h. Beban hidup	131 . 100		13100
4	Lantai 4 atas		209798,4	39300
	Lantai 4 bawah			
	a. Plat	0,10 . 131 . 2400	31440	
	b. Balok a	0,25 . 0,45 . 1,8 . 2400 . 6	2916	
	Balok b	0,25 . 0,45 . 3,6 . 2400 . 3	2916	
	Balok c	0,25 . 0,45 . 3,9 . 2400 . 12	12636	
	Balok d	0,25 . 0,45 . 4,8 . 2400 . 4	5184	
	c. Kolom	0,3 . 0,5 . 1,6 . 2400 . 12	6912	
	d. Plafon	131 . 20	2610	
	e. Spesi	21 . 131	2751	
	f. Tegel	24 . 131	3144	
	g. Dinding	17,36 . 120	2083,2	
	h. Beban hidup	131 . 100		13100

5	Lantai 3 atas		282390,6	52400
	Lantai 3 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 131 \cdot 2400$	31440	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 1,8 \cdot 2400 \cdot 6$	2916	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,6 \cdot 2400 \cdot 3$	2916	
	Balok c	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 12$	12636	
	Balok d	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 4$	5184	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$131 \cdot 20$	2610	
	e. Spesi	$21 \cdot 131$	2751	
	f. Tegel	$24 \cdot 131$	3144	
	g. Dinding	$17,36 \cdot 120$	2083,2	
	h. Beban hidup	$131 \cdot 100$		13100
6	Lantai 2 atas		354982,8	65500
	Lantai 2 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 131 \cdot 2400$	31440	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 1,8 \cdot 2400 \cdot 6$	2916	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,6 \cdot 2400 \cdot 3$	2916	
	Balok c	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 12$	12636	
	Balok d	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 4$	5184	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$131 \cdot 20$	2610	
	e. Spesi	$21 \cdot 131$	2751	
	f. Tegel	$24 \cdot 131$	3144	
	g. Dinding	$17,36 \cdot 120$	2083,2	
	h. Beban hidup	$131 \cdot 100$		13100
7	Lantai 1 atas		427575	78600
	Lantai 1 bawah			
	a. Plat	$0,10 \cdot 131 \cdot 2400$	31440	
	b. Balok a	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 1,8 \cdot 2400 \cdot 6$	2916	
	Balok b	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,6 \cdot 2400 \cdot 3$	2916	
	Balok c	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 3,9 \cdot 2400 \cdot 12$	12636	
	Balok d	$0,25 \cdot 0,45 \cdot 4,8 \cdot 2400 \cdot 4$	5184	
	c. Kolom	$0,3 \cdot 0,5 \cdot 1,6 \cdot 2400 \cdot 12$	6912	
	d. Plafon	$131 \cdot 20$	2610	
	e. Spesi	$21 \cdot 131$	2751	
	f. Tegel	$24 \cdot 131$	3144	
	g. Dinding	$17,36 \cdot 120$	2083,2	
	h. Beban hidup	$131 \cdot 100$		13100
8	Σ gedung		500167,2	91700

1. Koefisien gempa dasar (C)

Lokasi rusunawa berada di wilayah gempa zona 4 dengan respon relatif

$$\text{sebesar } 0,16. \text{ maka nilai } C = \frac{\text{responrelatif}}{3,2} = \frac{0,16}{3,2} = 0,05$$

2. Gaya geser horizontal total akibat gempa

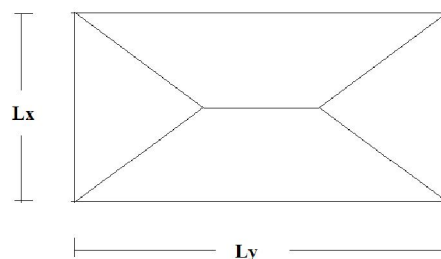
$$V_x = V_y = CIK W_t = (0,05) \cdot (1,0) \cdot (1,0) \cdot 591,867 \text{ ton} = 29,59 \text{ ton}$$

Tabel 4.6 Distribusi Beban Horizontal pada Gedung Section 3

lantai	h (m)	W (t)	W . h (t)	F = (W.h/Σw.h).Vx	F _x = 1/4 . F	F _y = 1/5 . F
6	19,4	77,714	1507,652	2,941	0,735	0,588
5	16,2	163,4062	2647,180	5,163	1,291	1,033
4	13	249,0984	3238,279	6,316	1,579	1,263
3	9,8	334,7906	3280,948	6,400	1,600	1,280
2	6,6	420,4828	2775,186	5,413	1,353	1,083
1	3,4	506,175	1720,995	3,357	0,839	0,671
		Σ	15170,241	29,590	7,398	5,918

4.2 Perhitungan Beban Aksial pada Tiap Lantai

Beban yang diterima pondasi di setiap titik adalah jumlah total dari seluruh beban yang diterima oleh kolom pada masing- masing lantai di atasnya. Persebaran beban dari plat ke kolom dilakukan dengan metode tributary Yaitu pelimpahan beban merata dari plat kepada balok yang dilakukan dengan cara membagi beban pada plat menjadi bentuk segitiga dan trapezium.

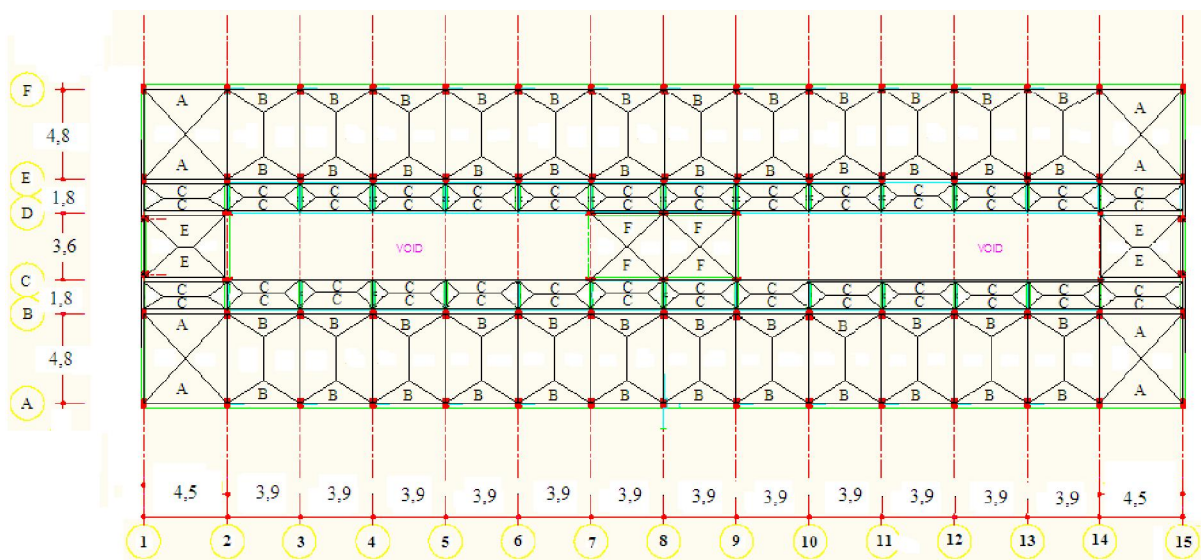


Gambar 4.2 Pembagian Beban pada Plat

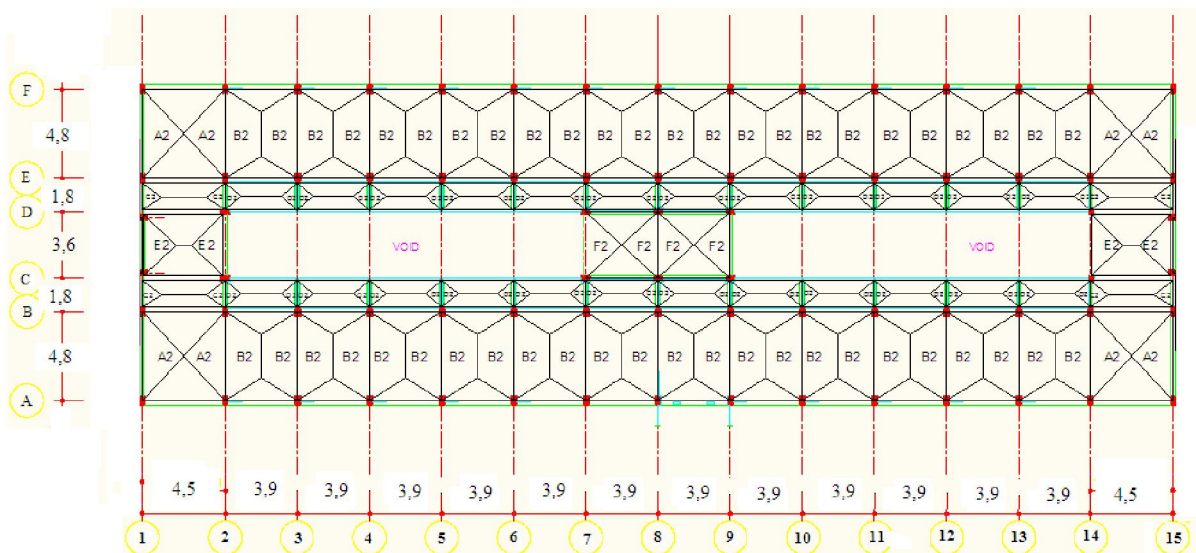
beban pada plat yang dirubah menjadi bentuk segitiga dan trapezium tersebut kemudian dijadikan beban merata ekuivalen (q_c). Dengan rumus :

1. qek trapezium = $1/2 \cdot q \cdot (L_x/L_y)^2 \cdot (L_y^2 - 1/3 \cdot L_x^2) \cdot 2$
2. qek segitiga = $1/3 \cdot q \cdot L_x$

beban merata (q_c) tersebut kemudian dijadikan sebagai input beban pada analisa portal dengan menggunakan program analisa struktur SAP 2000 ver 11

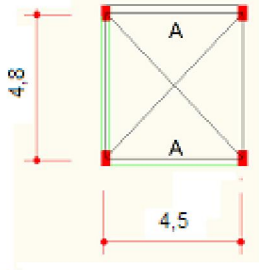
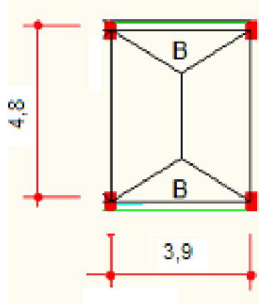
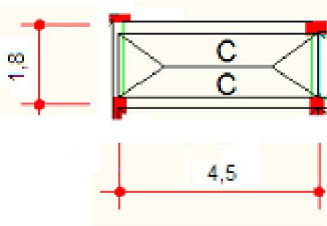


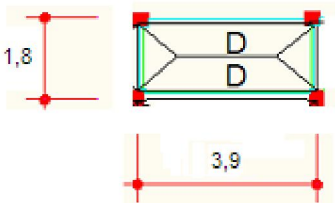
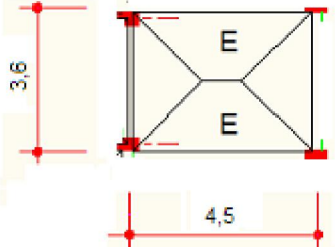
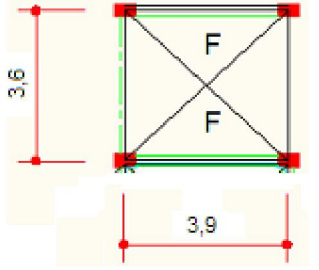
Gambar 4.3 Area Tributary Arah y pada Plat



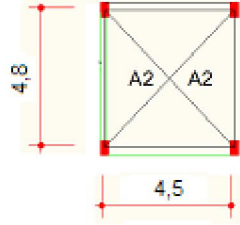
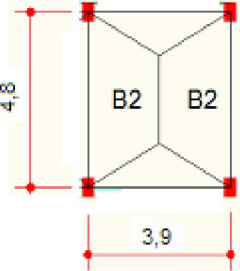
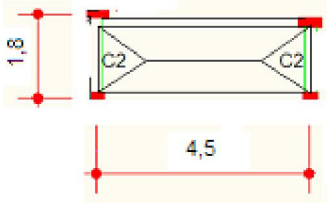
Gambar 4.4 Area Tributary Arah x pada Plat

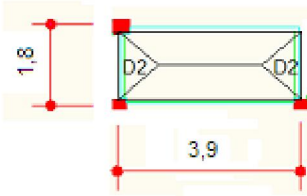
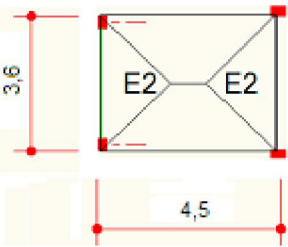
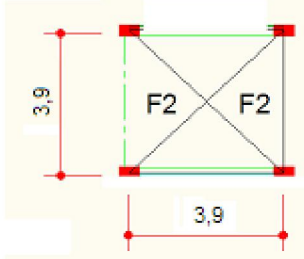
1. pembebanan tributary portal arah y

No	Jenis plat	Beban sendiri
1		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}+$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = 120 \text{ kg}+$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
2		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}+$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = 120 \text{ kg}+$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
3		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}+$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2,400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2,400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = 120 \text{ kg}+$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>

No	Jenis plat	Beban sendiri
4		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
5		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
6		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2,21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>

2 pembebanan tributary portal arah x

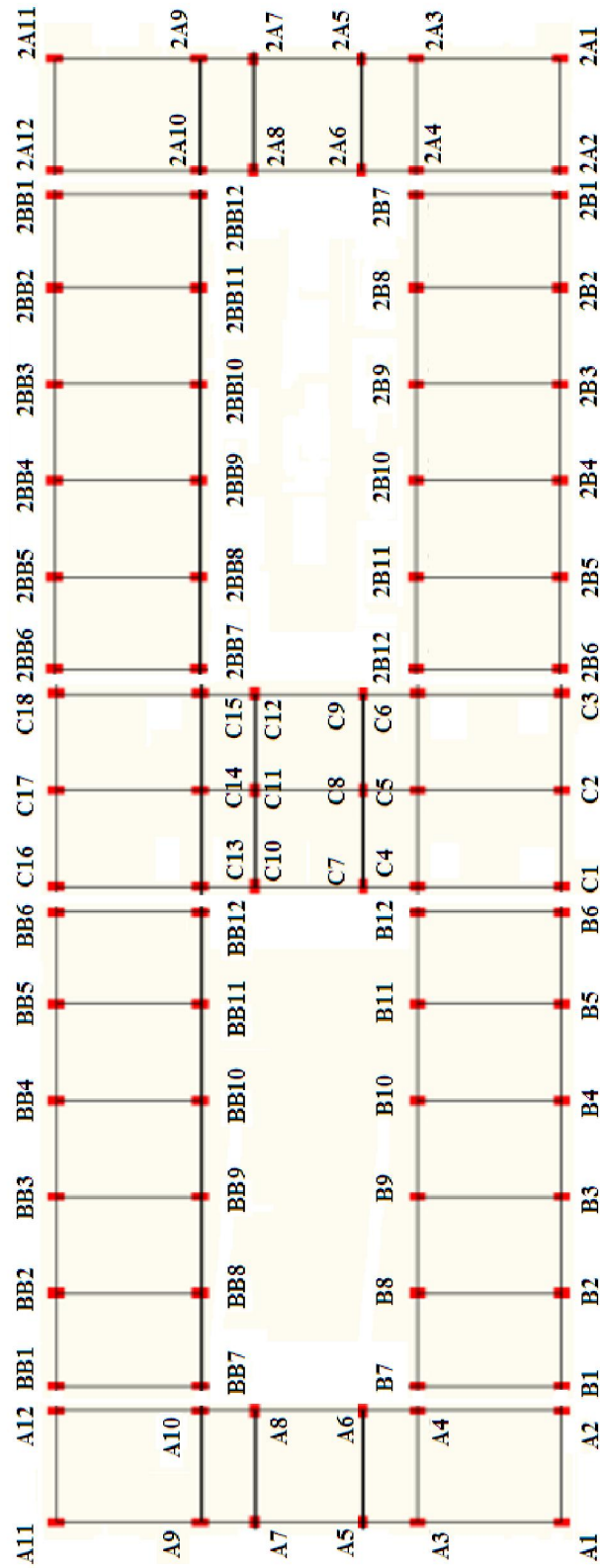
No	Jenis plat	Beban sendiri
1		<u>Atap</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$ <u>Lantai</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$ Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$
2		<u>Atap</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$ <u>Lantai</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$ Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$
3		<u>Atap</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$ <u>Lantai</u> Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$ Plafon $20 = 20 \text{ kg}$ Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$ Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$ Tegel $24 = 24 \text{ kg}$ Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$ Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$ Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$

No	Jenis plat	Beban sendiri
4		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$</p> <p>Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$</p> <p>Tegel $24 = 24 \text{ kg}$</p> <p>Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
5		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$</p> <p>Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$</p> <p>Tegel $24 = 24 \text{ kg}$</p> <p>Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>
6		<p><u>Atap</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = \underline{270 \text{ kg}+}$ $= 578 \text{ kg}$</p> <p><u>Lantai</u></p> <p>Plat $0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ kg}$</p> <p>Plafon $20 = 20 \text{ kg}$</p> <p>Balok $0,25 \cdot 0,45 \cdot 2400 = 270 \text{ kg}$</p> <p>Spesi 2 cm $2 \cdot 21 = 41 \text{ kg}$</p> <p>Tegel $24 = 24 \text{ kg}$</p> <p>Dinding $120 = \underline{120 \text{ kg}+}$ $= 763 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup atap $100 = 100 \text{ kg}$</p> <p>Beban hidup lantai $250 = 250 \text{ kg}$</p>

Hasil analisa dengan software sap kemudian dimasukan kedalam Tabel 4.7

Tabel 4.7 Beban pada Tiap Titik Type Pondasi

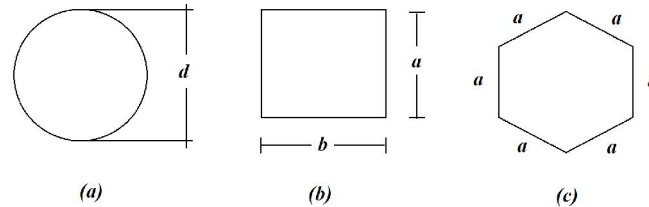
No	Kode Titik Pancang	Beban (Kn)
1	A1 & 2A1	514,66
2	A2 & 2A2	514,66
3	A3 & 2A3	685
4	A4 & 2A4	685
5	A5 & 2A5	631,95
6	A6 & 2A6	631,95
7	A7 & 2A7	631,95
8	A8 & 2A8	631,85
9	A9 & 2A9	685
10	A10 & 2A10	685
11	A11 & 2A11	514,66
12	A12 & 2A12	514,66
13	B1 & 2B1 & BB1 & 2BB1	490,53
14	B2 & 2B2 & BB2 & 2BB2	982,63
15	B3 & 2B3 & BB3 & 2BB3	970,57
16	B4 & 2B4 & BB4 & 2BB4	970,57
17	B5 & 2B5 & BB5 & 2BB5	982,63
18	B6 & 2B6 & BB6 & 2BB6	490,53
19	B7 & 2B7 & BB7 & 2BB7	620,86
20	B8 & 2B8 & BB8 & 2BB8	1210,74
21	B9 & 2B9 & BB9 & 2BB9	1213,98
22	B10 & 2B10 & BB10 & 2BB10	1213,98
23	B11 & 2B11 & BB11 & 2BB11	1210,74
24	B12 & 2B12 & BB12 & 2BB12	620,86
25	C1 & C16	412,08
26	C2 & C17	893,792
27	C3 & C18	392,46
28	C4 & C19	615,37
29	C5 & C14	1185,44
30	C6 & C15	615,37
31	C7 & C10	588,6
32	C8 & C11	1125,52
33	C9 & C12	588,6



Gambar 4.5 Denah Titik Pondasi

4.3 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

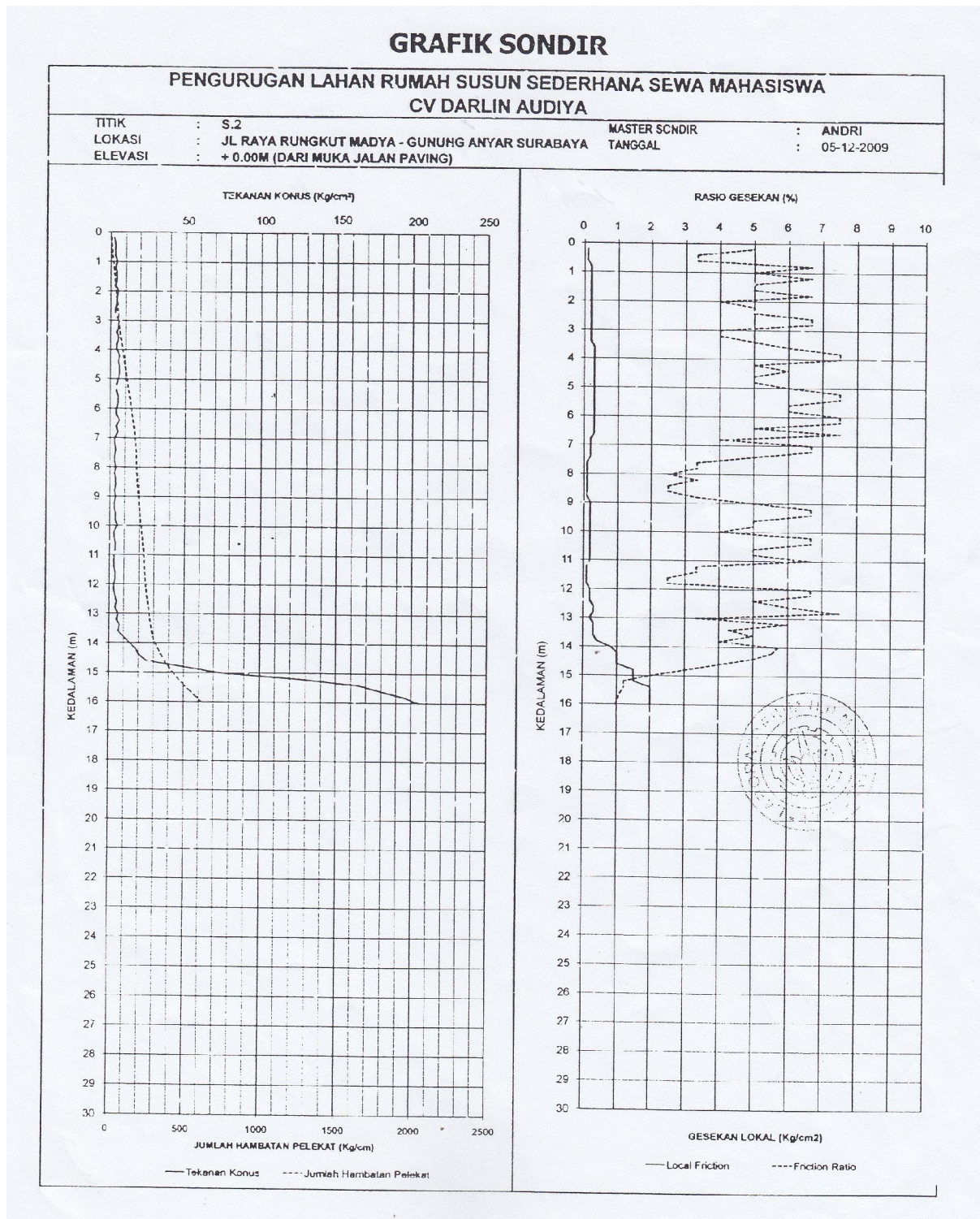
Pada modifikasi gedung Rusunawa UPN Jatim ini daya dukung tiang pancang dihitung dari 3 bentuk pondasi rencana, yakni pondasi bentuk lingkaran, persegi dan segi enam dengan masing-masing ukuran 30 cm, 35cm, 40cm.



Gambar 4.6 Variasi Bentuk Rencana Tiang Pondasi

- a) Tiang Bentuk Lingkaran
- b) Tiang Bentuk Persegi
- c) Tiang Bentuk Segi Enam Beraturan

Perhitungan Daya Dukung Tanah dilakukan dengan menggunakan metode bageman yang Rumus umumnya adalah $Q_u = Q_b + Q_s - W_p$. perhitungan manual dilakukan pada kedalaman 16 meter, sedangkan untuk menghitung daya dukung tiang pada kedalaman per 1 meter digunakan bantuan software microsoft excel. Dan disajikan pada Grafik 4.2. Q_u yang digunakan adalah nilai terkecil antara analisa Q_u berdasarkan kondisi tanah dengan analisa Q_u berdasarkan mutu material beton.



Grafik 4.1 Grafik Sondir

1. Perhitungan Daya Dukung Tiang (Qu) Bentuk Lingkaran Diameter 40 pada Kedalaman 16 m .

a. Tahanan ujung = $Q_b = A_b \cdot F_b$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot d^2 = \frac{1}{4} \cdot 0,40^2 = 0,125$$

$$f_b = q_a = \frac{1}{2} q_{c1} + q_{c2} = \frac{1}{2} \cdot (230 + 7) = 118,5 \cdot 9,8 = 1161$$

$$Q_b = A_b \cdot F_b = 0,125 \cdot 1161 = 145,16 \text{ kN}$$

b. Tahanan gesek = $Q_s = A_s \cdot F_s$

$$A_s = \pi \cdot d \cdot L = \pi \cdot 0,40 \cdot 16 = 20,096$$

$$f_s = 2,00 \cdot 9,8 = 19,6$$

$$Q_s = A_s \cdot F_s = 20,096 \cdot 19,6 = 393,88 \text{ kN}$$

c. Berat tiang = $W_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}}$

$$W_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 16 \cdot 25 = 50,24 \text{ kN}$$

d. Daya dukung tiang = $Q_u = Q_b + Q_s - W_p$

$$145,16 + 393,88 - 50,24 = 488,8 \text{ kN}$$

e. Daya dukung ultimit tiang = $Q_a = Q_u / 2,5$

$$488,8 / 2,5 = 195,52 \text{ kN}$$

2. Analisa Q_u berdasarkan material pondasi tiang

a. daya dukung tiang berdasarkan material

dipakai beton f_c 35 dengan ρ sebesar 350 kg/cm^2

$$\text{Luas penampang } A = \pi \cdot r^2 = 3,14 \cdot 20^2 = 1256 \text{ cm}^2$$

$$p = \rho \cdot A = f_c \cdot A = 350 \cdot 1256 = 439600 \text{ kg/cm}^2 = 440 \text{ kNm}$$

Karena nilai Q_a berdasarkan material $>$ Q_a berdasarkan kondisi tanah, maka

nilai daya dukung yang dipakai adalah Q_a berdasarkan kondisi tanah = $195,52 \text{ kN}$

2. Perhitungan Daya Dukung (Q_u) Tiang Bentuk Persegi 40 x 40 cm pada Kedalaman 16 m

a. Tahanan ujung = $Q_b = A_b \cdot F_b$

$$A_b = s \cdot s = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16$$

$$f_b = q_a = 1/2 q_{c1} + q_{c2} = 1/2 \cdot (230 + 7) = 118,5 \cdot 9,8 = 1161$$

$$Q_b = A_b \cdot F_b = 0,16 \cdot 1161 = 185,76 \text{ kN}$$

b. Tahanan gesek = $Q_s = A_s \cdot F$

$$A_s = 4 \cdot s \cdot L = 4 \cdot 0,4 \cdot 16 = 25,6$$

$$f_s = 2,00 \cdot 9,8 = 19,6$$

$$Q_s = A_s \cdot F_s = 25,6 \cdot 19,6 = 501,76 \text{ kN}$$

c. Berat tiang = $W_p = s \cdot s \cdot L \cdot \text{beton}$

$$W_p = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 16 \cdot 25 = 64 \text{ kN}$$

d. Daya dukung tiang = $Q_u = Q_b + Q_s - W_p$

$$185,76 + 501,76 - 64 = 623,52 \text{ kN}$$

d. Daya dukung ultimit tiang = $Q_a = Q_u / 2,5$

$$623,52 / 2,5 = 249,40 \text{ kN}$$

2. Analisa Q_u berdasarkan material pondasi tiang

a. daya dukung tiang berdasarkan material

dipakai beton f_c 35 dengan γ sebesar 350 kg/cm^3

$$\text{Luas penampang } A = s \cdot s = 40 \cdot 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$p = \gamma \cdot A = f_c \cdot A = 350 \cdot 1600 = 560000 \text{ kg/cm}^2 = 560 \text{ kNm}$$

Karena nilai Q_a berdasarkan material $>$ Q_a berdasarkan kondisi tanah, maka

nilai daya dukung yang dipakai adalah Q_a berdasarkan kondisi tanah = $249,40 \text{ kN}$

3. Perhitungan Daya Dukung (Q_u) Tiang Bentuk Bentuk Segi Enam

Beraturan Panjang Sisi 40 x 40 cm pada Kedalaman 16 m

a. Tahanan ujung = $Q_b = A_b \cdot F_b$

$$A_b = 2,59 \cdot s^2 = 2,59 \cdot 0,20^2 = 0,091$$

$$f_b = q_a = 1/2 q_{c1} + q_{c2} = 1/2 \cdot (230 + 7) = 118,5 \cdot 9,8 = 1161$$

$$Q_b = A_b \cdot F_b = 0,091 \cdot 1161 = 105,651 \text{ kN}$$

b. Tahanan gesek = $Q_s = A_s \cdot F_s$

$$A_s = 6 \cdot s \cdot L = 6 \cdot 0,2 \cdot 16 = 19,2$$

$$f_s = 2,00 \cdot 9,8 = 19,6$$

$$Q_s = A_s \cdot F_s = 19,2 \cdot 19,6 = 376,32 \text{ kN}$$

c. Berat tiang = $W_p = a_b \cdot L \cdot \text{beton}$

$$W_p = 0,091 \cdot 15 \cdot 25 = 34$$

d. Daya dukung tiang = $Q_u = Q_b + Q_s - W_p$

$$105,651 + 376,32 - 34 = 447,97 \text{ kN}$$

e. Daya dukung ultimit tiang = $Q_a = Q_u / 2,5$

$$447,97 / 2,5 = 179,18 \text{ kN}$$

2. Analisa Q_u berdasarkan material pondasi tiang

a. daya dukung tiang berdasarkan material

dipakai beton f_c 35 dengan γ sebesar 350 kg/cm^3

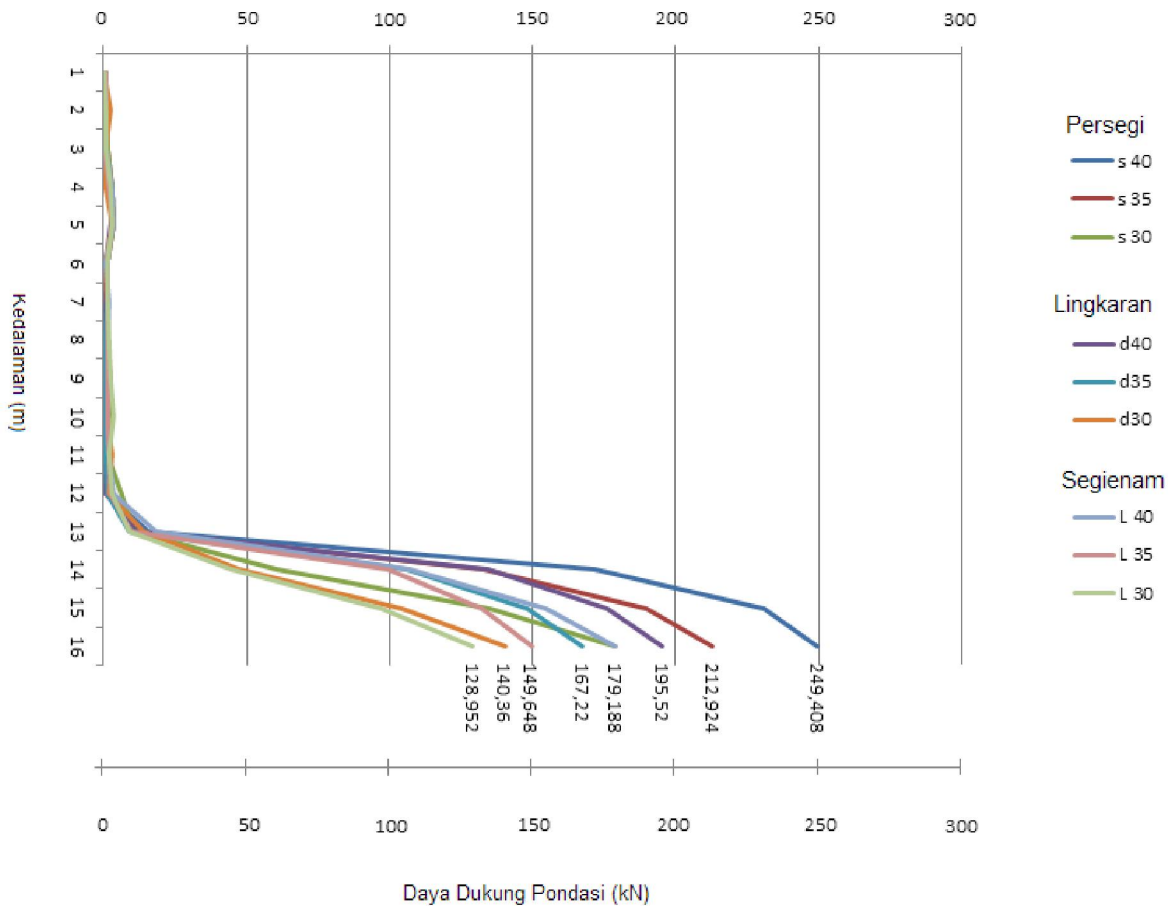
$$\text{Luas penampang } A = 2,59 \cdot s^2 = 2,59 \cdot 0,20^2 = 1036 \text{ cm}^2$$

$$p = \gamma \cdot A = f_c \cdot A = 350 \cdot 1036 = 362600 \text{ kg/cm}^2 = 363 \text{ kNm}$$

Karena nilai Q_a berdasarkan material $>$ Q_a berdasarkan kondisi tanah, maka

nilai daya dukung yang dipakai adalah Q_a berdasarkan kondisi tanah = 179,18 kN

Grafik hasil perhitungan lengkap untuk semua variasi bentuk tiang pondasi untuk kedalaman per 1 meter.



Grafik 4.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Dari grafik dapat dilihat bahwa ternyata tiang dengan bentuk persegi dengan panjang sisi 40 x 40 cm ternyata memiliki daya dukung paling besar sehingga bisa dipilih untuk digunakan sebagai pondasi tiang yang baru.

4.4 Jumlah Tiang Dalam Satu Kelompok

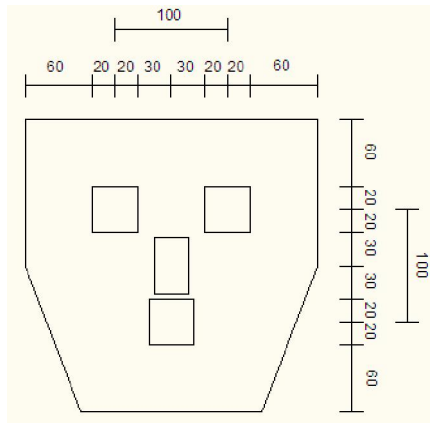
Tabel 4.8 Jumlah Total Pondasi Tiang

No	Kode Titik Pancang	Beban (Kn)	Lingkar d 40 cm		Persegi s 40 cm		Segienam a 40 cm	
			qa	n=Σv/qa	qa	n=Σv/qa	qa	n=Σv/qa
1	A1 & 2A1	514,66	196	3	249	2	179	3
2	A2 & 2A2	514,66	196	3	249	2	179	3
3	A3 & 2A3	685	196	3	249	3	179	4
4	A4 & 2A4	685	196	3	249	3	179	4
5	A5 & 2A5	631,95	196	3	249	3	179	4
6	A6 & 2A6	631,95	196	3	249	3	179	4
7	A7 & 2A7	631,95	196	3	249	3	179	4
8	A8 & 2A8	631,85	196	3	249	3	179	4
9	A9 & 2A9	685	196	3	249	3	179	4
10	A10 & 2A10	685	196	3	249	3	179	4
11	A11 & 2A11	514,66	196	3	249	2	179	3
12	A12 & 2A12	514,66	196	3	249	2	179	3
13	B1 & 2B1 & BB1 & 2BB1	490,53	196	3	249	2	179	3
14	B2 & 2B2 & BB2 & 2BB2	982,63	196	5	249	4	179	5
15	B3 & 2B3 & BB3 & 2BB3	970,57	196	5	249	4	179	5
16	B4 & 2B4 & BB4 & 2BB4	970,57	196	5	249	4	179	5
17	B5 & 2B5 & BB5 & 2BB5	982,63	196	5	249	4	179	5
18	B6 & 2B6 & BB6 & 2BB6	490,53	196	3	249	2	179	3
19	B7 & 2B7 & BB7 & 2BB7	620,86	196	3	249	2	179	3
20	B8 & 2B8 & BB8 & 2BB8	1210,74	196	6	249	5	179	7
21	B9 & 2B9 & BB9 & 2BB9	1213,98	196	6	249	5	179	7
22	B10 & 2B10 & BB10 & 2BB10	1213,98	196	6	249	5	179	7
23	B11 & 2B11 & BB11 & 2BB11	1210,74	196	6	249	5	179	7
24	B12 & 2B12 & BB12 & 2BB12	620,86	196	3	249	2	179	3
25	C1 & C16	412,08	196	2	249	2	179	2
26	C2 & C17	893,792	196	5	249	4	179	5
27	C3 & C18	392,46	196	2	249	2	179	2
28	C4 & C19	615,37	196	3	249	2	179	3
29	C5 & C14	1185,44	196	6	249	5	179	7
30	C6 & C15	615,37	196	3	249	2	179	3
31	C7 & C10	588,6	196	3	249	2	179	3
32	C8 & C11	1125,52	196	6	249	5	179	6
33	C9 & C12	588,6	196	3	249	2	179	3
			Σ Tiang	126		99		138

Dari Tabel perhitungan jumlah tiang diperoleh data bahwa tiang bentuk persegi dengan ukuran garis tengah 40 cm ternyata memiliki jumlah total tiang paling minimal (ekonomis), sehingga bisa dipilih untuk digunakan sebagai pondasi tiang yang baru.

4.5 Perhitungan Penulangan Pile Cap

1. Type A



1. Perhitungan Kontrol Beban Aksial Maksimum pada Kelompok Tiang Pancang

$$P_u \max = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n x \cdot \sum y^2}$$

$$P_u \max = \frac{685}{3} \pm \frac{4,77 \cdot 0,5}{2,1} \pm \frac{7,26 \cdot 0,5}{2,1} = 231,34 \text{ kNm}$$

Daya dukung tiang (Q_a) $P_u \max = 249,4 \text{ kN} - 231,34 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ok})$

2. Gaya Lateral pada Pile Cap

$$H_{ux} = 47 \text{ kN} / 3 \text{ tiang} = 15,66 \text{ kN} ,$$

$$H_{uy} = 37,5 \text{ kN} / 3 \text{ tiang} = 12,5 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya lateral kombinasi dua arah} = h_u \max = \sqrt{(15,66^2 + 12,5^2)} = 20,03 \text{ kN}$$

Kontrol Beban Lateral Maksimum

$h_u \max < h_n$, Dimana h_n adalah tahanan lateral ijin untuk pile cap pada tanah kohesif yang nilainya sebesar 22,26 kN. (McNulty,1956)

$$h_u \max < h_n = 15,02 \text{ kN} < 22,26 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

3. Tinjauan Geser Dua Arah (Pons)

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2. yaitu kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi yang dirumuskan :

$$\phi.V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) x b_o x d$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\phi.V_c = \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

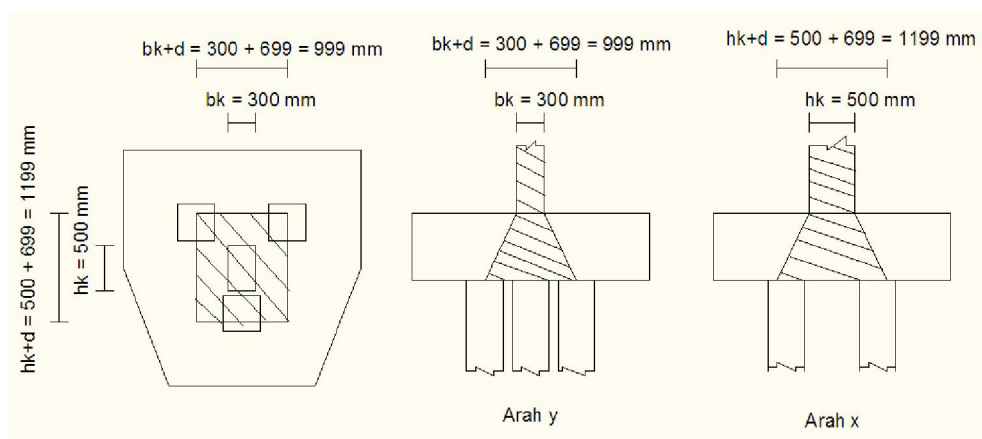
Dengan,

$$b_o = 2 (b_k + d) + (h_k + d) = 2 (300 + 699) + (500 + 699) = 3197 \text{ mm}^2$$

b_k = lebar kolom = 300 mm

h_k = tinggi kolom = 500 mm

d = tebal efektif = 699



$$\phi.V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1,6} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) x 3197 x 699 = 2974 \text{ kN}$$

$$\phi.V_c = 0,6 x \frac{1}{3} x \sqrt{35} x 3197 x 699 = 2644 \text{ kN}$$

Perhitungan kontrol

$$P_u < \phi \cdot V_c = 246,34 \text{ kN} < 2644 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ok})$$

4. Penulangan Pile cap arah X

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$$

$$v = 685 \text{ kN}$$

$$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (685 \cdot 1,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 3,1,3^2 \right) = 75 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 ps 27.2.7.3} \\ &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{75 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 1,91$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 1,91}{350}} \right) = 0,0056$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} = 0,004 < 0,0056 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d = 0,0056 \cdot 1000 \cdot 699 = 3914 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 25 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{3914} = 125,35 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak $s = 125 \text{ mm}$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{125} = 3925 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 3925 \text{ mm}^2 > 3914 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 25 – 125 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

$$T = A_s \cdot f_y = 3925 \cdot 350 = 1373 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1373 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 46,15 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1373 \cdot \left(699 - \frac{46,15}{2} \right) = 928 \text{ kN}$$

$M_u < \phi \cdot M_n = 685 \text{ kN} < 742 \text{ kN} \dots \dots \dots (\text{ok})$

4. Penulangan Pile cap arah Y

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$

$$v = 685 \text{ kN}$$

$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (685 \cdot 1,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 3,1,3^2 \right) = 75 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots \dots \dots \text{SNI 03-2847-2002 ps 27.2.7.3}$$

$$= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{75 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 1,91$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 1,91}{350}} \right) = 0,0056$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho \text{ perlu} < \text{maksimum} = 0,004 < 0,0056 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0056 \cdot 1000 \cdot 699 = 3914 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 25 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{3914} = 125,35 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak $s = 125 \text{ mm}$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{125} = 3925 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 3925 \text{ mm}^2 > 3914 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 25 – 125 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

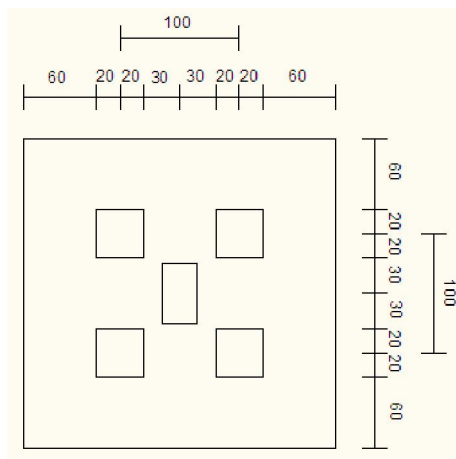
$$T = A_s \cdot f_y = 3925 \cdot 350 = 1373 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1373 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 46,15 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1373 \cdot \left(699 - \frac{46,15}{2} \right) = 928 \text{ kN}$$

$M_u < \phi \cdot M_n = 685 \text{ kN} < 742 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$

2. Type B



1. Perhitungan Kontrol Beban Aksial Maksimum pada Kelompok Tiang Pancang

$$P_u \max = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n y \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n x \cdot \Sigma y^2}$$

$$P_u \max = \frac{983}{4} \pm \frac{6,45 \cdot 0,5}{2 \cdot 1} \pm \frac{0,05 \cdot 0,5}{2 \cdot 1} = 247,37 \text{ kNm}$$

Daya dukung tiang (Q_a) $P_u \max = 249,4 \text{ kN} \quad 247,37 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$

2. Gaya lateral pada pile cap

$$H_{ux} = 47 \text{ kN} / 4 \text{ tiang} = 11,75 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 37,5 \text{ kN} / 4 \text{ tiang} = 9,37 \text{ kN}$$

$$\text{gaya lateral kombinasi dua arah} = \sqrt{(11,75^2 + 9,37^2)} = 15,02 \text{ kN}$$

Kontrol beban lateral maksimum

$h_u \max \leq h_n$, Dimana h_n adalah tahanan lateral ijin untuk pile cap pada tanah kohesif yang nilainya sebesar 22,26 kN. (McNulty,1956)

$h_u \max \leq h_n = 15,02 \text{ kN} \leq 22,26 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ok})$

4. Tinjauan Geser Dua Arah (Pons)

$$\text{kuat geser} : \phi.V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) x b_o x d$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\phi.V_c = \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

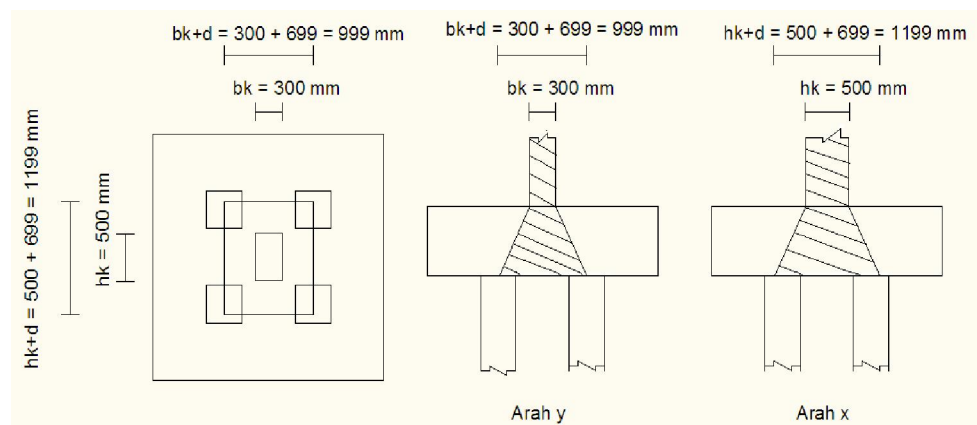
Dengan,

$$b_o = 2 (b_k + d) + (h_k + d) = 2 (300 + 699) + (500 + 699) = 3197 \text{ mm}^2$$

b_k = lebar kolom = 300 mm

h_k = tinggi kolom = 500 mm

d = tebal efektif = 699



$$\phi.V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1,6} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) x 3197 x 699 = 2974 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 3197 \times 699 = 2644 \text{ kN}$$

Perhitungan kontrol

$$P_u < \phi \cdot V_c = 248,87 \text{ kN} < 2644 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

5. Penulangan Pile cap arah X

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$$

$$V = 983 \text{ kNm}$$

$$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (983 \cdot 1,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 1,3^2 \right) = 114 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 ps 27.2.7.3} \\ &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{114 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 2,91$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 2,91}{350}} \right) = 0,0087$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} = 0,004 < 0,0087 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0087 \cdot 1000 \cdot 699 = 6081 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 25 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{6081} = 80,68 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak $s = 80 \text{ mm}$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{80} = 6132 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 6132 \text{ mm}^2 > 6081 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 25 – 80 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

$$T = A_s \cdot f_y = 6081 \cdot 350 = 2128 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{2128 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 7152 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2128 \cdot \left(699 - \frac{71,52}{2} \right) = 1411 \text{ kN}$$

$$M_u < \phi M_n = 983 \text{ kN} < 1128 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

6. Penulangan Pile cap arah Y

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$$

$$V = 983 \text{ kNm}$$

$$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (983 \cdot 1,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 1,3^2 \right) = 114 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 ps 27.2.7.3} \\ &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{114 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 2,91$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 2,91}{350}} \right) = 0,0087$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho \text{ perlu} < \text{maksimum} = 0,004 < 0,0087 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0087 \cdot 1000 \cdot 699 = 6081 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 25 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{6081} = 80,68 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak s = 80 mm

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 25^2 \cdot \frac{1000}{80} = 6132 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 6132 \text{ mm}^2 > 6081 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 25 – 80 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

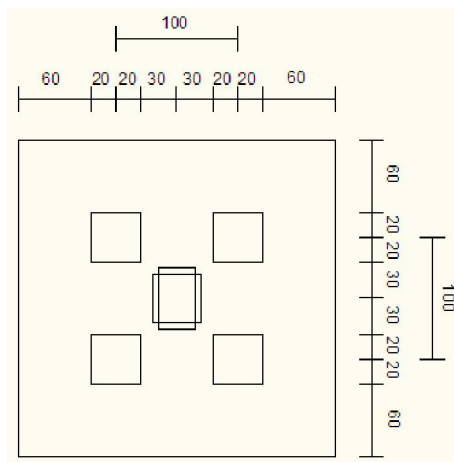
$$T = A_s \cdot f_y = 6081 \cdot 350 = 2128 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{2128 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 7152 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2128 \cdot \left(699 - \frac{71,52}{2} \right) = 1411 \text{ kN}$$

$M_u < \phi M_n = 983 \text{ kN} < 1128 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$

3. Type C



1. Perhitungan Kontrol Beban Aksial Maksimum pada Kelompok Tiang Pancang

$$P_u \max = \frac{P_n}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{n x \cdot \sum y^2}$$

$$P_u \max = \frac{1213,19}{5} \pm \frac{13,1 \cdot 0,5}{2,1} \pm \frac{0,53 \cdot 0,5}{2,1} = 246 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang (Qa) $P_u \max = 249,4 \text{ kN} \quad 246 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$

2. Gaya lateral pada pile cap

$$H_{ux} = 46,97 \text{ kg/5 tiang} = 9,39 \text{ kg}$$

$$H_{uy} = 3830 \text{ kg/5 tiang} = 7,5 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya lateral kombinasi dua arah, } h_u \max = \sqrt{(958^2 + 766^2)} = 12,01 \text{ kN}$$

Kontrol beban lateral maksimum

$h_u \max \leq h_n$, Dimana h_n adalah tahanan lateral ijin untuk pile cap pada tanah kohesif yang nilainya sebesar 22,26 kN. (McNulty,1956)

$h_u \max \leq h_n = 12,01 \text{ kN} \leq 22,26 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ok})$

3. Tinjauan Geser Dua Arah (Pons)

$$\phi \cdot V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) x b_o x d$$

Tetapi tidak boleh kurang dari

$$\phi \cdot V_c = \phi x \frac{1}{3} x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

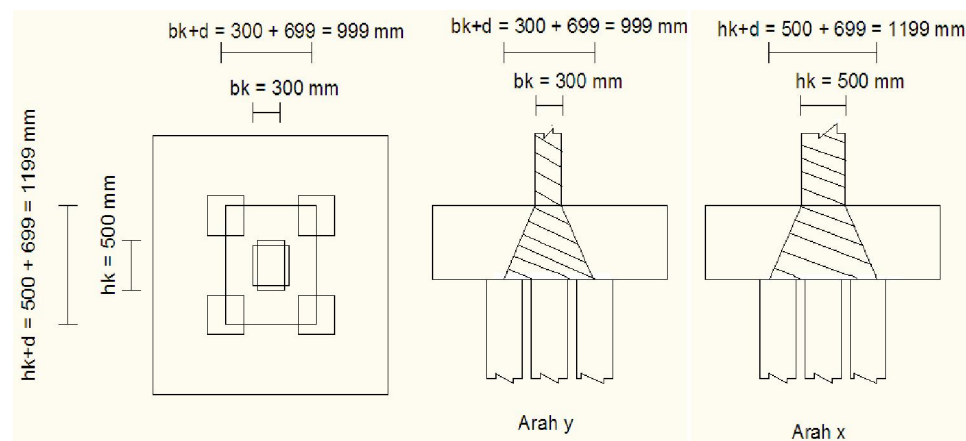
Dengan,

$$b_o = 2 (b_k + d) + (h_k + d) = 2 (300 + 699) + (500 + 699) = 3197 \text{ mm}^2$$

b_k = lebar kolom = 300 mm

h_k = tinggi kolom = 500 mm

d = tebal efektif = 699



$$\phi \cdot V_c = 0,6 \left(1 + \frac{2}{1,6} \right) \left(\frac{\sqrt{35}}{6} \right) x 3197 x 699 = 2974 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,6 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 3197 \times 699 = 2644 \text{ kN}$$

Perhitungan kontrol

$$P_u < \phi \cdot V_c = 246,40 \text{ kN} < 2644 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

4. Penulangan Pile cap arah X

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$$

$$V = 1213 \text{ kNm}$$

$$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (1213,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 1,3^2 \right) = 144,54 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots\dots\dots \text{SNI 03-2847-2002 ps 27.2.7.3} \\ &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{144,54 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 3,69$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 3,69}{350}} \right) = 0,011$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho \text{ perlu} < \text{maksimum} = 0,004 < 0,011 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,011 \cdot 1000 \cdot 699 = 7689 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 32 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{1000}{7689} = 104,54 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak $s = 100 \text{ mm}$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,14}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{1000}{100} = 7729 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 7729 \text{ mm}^2 > 7689 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 32 – 100 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

$$T = A_s \cdot f_y = 7729 \cdot 350 = 2705 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{2705 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 90,92 \text{ mm}$$

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2705 \cdot \left(699 - \frac{90,92}{2} \right) = 1767 \text{ kN}$$

$$M_u < \phi M_n = 1213 \text{ kN} < 1413 \text{ kN} \dots \dots \dots (\text{ok})$$

5. Penulangan Pile cap arah Y

Momen yang terjadi pada pile cap

$$\text{momen} = (\Sigma v \cdot x_1) - \left(\frac{1}{2} \cdot q \cdot x_1^2 \right)$$

$$x_1 = \text{jarak as kolom ke tepi pile cap} = 130 \text{ cm}$$

$$V = 1213 \text{ kNm}$$

$$q = \text{berat sendiri pile cap} = 159 \text{ kN}$$

momen yang bekerja

$$\text{momen} = (12131,3) - \left(\frac{1}{2} \cdot 159 \cdot 1,3^2 \right) = 144,54 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Perhitungan penulangan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004$$

$$f_c = 35$$

$$f_y = 350$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{f_c' - 30}{1000} \right) \dots \dots \dots \text{SNI 03 - 2847 - 2002 ps 27.2.7.3} \\ &= 0,85 - 0,8 \left(\frac{35 - 30}{1000} \right) = 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{balance}} = \beta_1 \left(\frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,81 \left(\frac{0,85 \cdot 35}{350} \cdot \frac{600}{600 + 350} \right) = 0,043$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balance}} = 0,032$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{350}{0,85 \cdot 35} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} = \frac{144,54 \cdot 10^7}{0,8 \cdot 1000 \cdot 699^2} = 3,69$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 3,69}{350}} \right) = 0,011$$

Kontrol rasio penulangan

$$\min < \rho \text{ perlu} < \text{maksimum} = 0,004 < 0,011 < 0,032 \dots \dots \dots (\text{oke})$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,011 \cdot 1000 \cdot 699 = 7689 \text{ mm}^2$$

Dicoba pakai tulangan deform diameter 32 mm

$$s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{A_s} = \frac{3,14}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{1000}{7689} = 104,54 \text{ mm}$$

dicoba pakai jarak $s = 100 \text{ mm}$

Luas tulangan terpakai

$$A_s = \frac{3,14}{4} \cdot d^2 \cdot \frac{b}{s} = \frac{3,14}{4} \cdot 32^2 \cdot \frac{1000}{100} = 7729 \text{ mm}^2$$

syarat kontrol

$$A_s \text{ terpakai} > A_s \text{ perlu} = 7729 \text{ mm}^2 > 7689 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{ok})$$

Jadi dipakai tulangan D 32 – 100 mm

syarat kontrol momen

$$M_u < \phi \cdot M_n$$

$$M_n = T \cdot Z$$

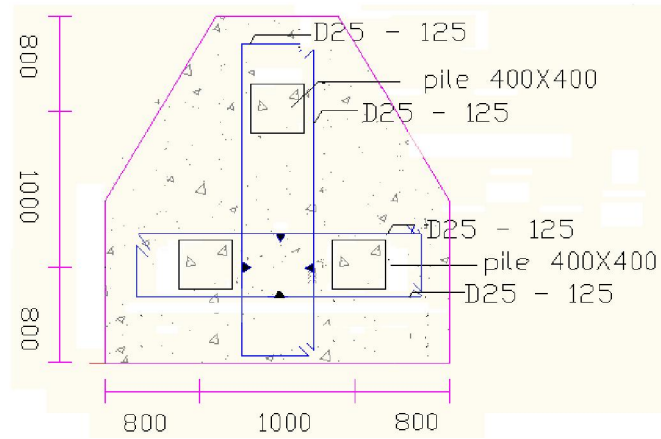
$$T = A_s \cdot f_y = 7729 \cdot 350 = 2705 \text{ kN}$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{2705 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 1000 \cdot 35} = 90,92 \text{ mm}$$

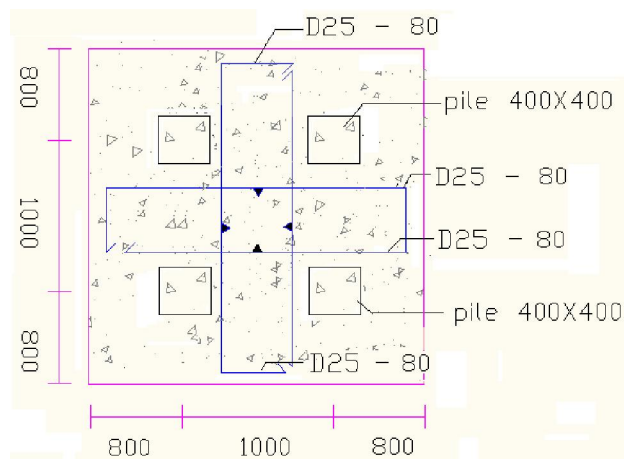
$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2705 \cdot \left(699 - \frac{90,92}{2} \right) = 1767 \text{ kN}$$

$$M_u < \phi M_n = 1213 \text{ kN} < 1413 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

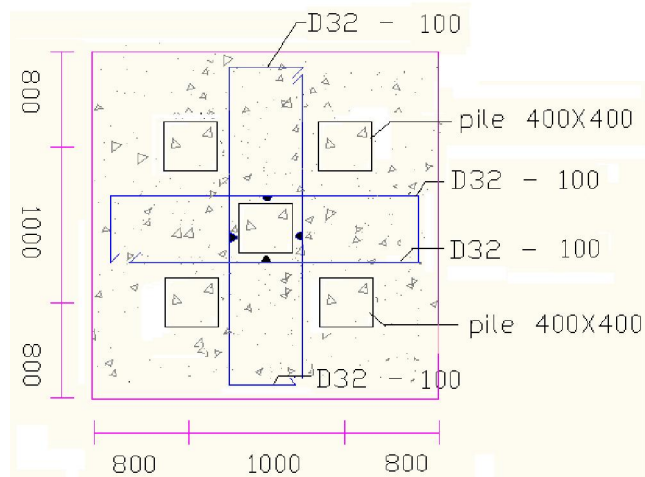
4.6 Gambar Penulangan Pile Cap



Gambar 4.7 Gambar Penulangan Pile Cap A



Gambar 4.8 Gambar Penulangan Pile Cap B



Gambar 4.9 Gambar Penulangan Pile Cap C

BAB V

KESIMPULAN

Sehubungan dengan adanya modifikasi desain pada gedung rusunawa UPN Jatim berupa perubahan jumlah lantai gedung dari 4 menjadi 6 lantai, maka perlu dilakukan perencanaan ulang pada sistem pondasi gedung tersebut. Berdasarkan perhitungan analisa yang telah dilakukan maka didapat kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari hasil uji sondir didapatkan data bahwa posisi tanah keras yang mampu menahan beban bangunan berada pada kedalaman 16 m. Adapun tanah di lokasi rencana gedung akan dibangun adalah tanah berjenis kohesif, sehingga pondasi yang sebaiknya digunakan adalah pondasi jenis tiang pancang.
2. Pemilihan jenis pondasi yang digunakan berdasarkan kriteria yang paling ekonomis, yaitu pondasi yang memiliki daya dukung paling kuat, dan apabila digunakan membutuhkan jumlah total tiang paling sedikit serta memiliki volume beton paling ringan. Dari kriteria tersebut ternyata tiang bentuk persegi dengan garis tengah 40 cm yang paling memenuhi kriteria. sehingga dapat dipilih untuk digunakan sebagai tiang pancang yang baru.
3. Pada proyek Rusunawa UPN Jatim, terdapat 3 jenis Pile Cap, yaitu Pile cap Type A dengan 3 tiang, Pile cap Type B dengan 4 tiang, dan Pile cap Type C dengan 5 tiang, pile cap didesain sedemikian rupa agar mampu menahan beban akibat gaya lateral maupun aksial dengan syarat : $\frac{1}{2}$. lebar pile cap $< \frac{1}{2}$. Jarak antar kolom gedung. Dari hasil analisa perhitungan untuk merencanakan penulangan pada masing – masing variasi pile cap didapat hasil sebagai berikut :

Pile cap Type A tulangan lentur arah X dan Y digunakan baja D25 – 125 mm

Pile cap Type B tulangan lentur arah X dan Y digunakan baja D25 – 80 mm

Pile cap Type C tulangan lentur arah X dan Y digunakan baja D32 – 100 mm

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, Joseph E. 1992. “ Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1 “.Erlangga. Jakarta
- Gunawan, Rudy. 1990. “ Pengantar Teknik pondasi “. Kanisius.Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. “ Analisis dan Perancangan Fondasi “. UGM Press.Yogyakarta.
- Redana, Wayan I. 2010. “ Teknik pondasi ” . Udayana University Press.
- Sardjono, H. S. 1991. “ Pondasi Tiang Pancang Jilid 2 “. Sinar Wijaya. Surabaya