

STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG DENGAN UJUNG BEBAS PADA GEDUNG TAHAN GEMPA

(Studi Kasus : Gedung Laboratorium Terpadu Fakultas Teknik Universitas Jember)

Hari Dwi Kisbiyantoro

Arief Alihudien, S.T.,M.T¹, Ir. Pujo Proyono, M.T²

Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember

E-mail : dwi.kisbiyantoro@gmail.com

Abstrak

Pembangunan suatu konstruksi yang pertama kali dilaksanakan dan dikerjakan di lapangan adalah pekerjaan pondasi, kemudian melaksanakan pekerjaan struktur atas. Secara umum pondasi didefinisikan sebagai bangunan bawah tanah yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke lapisan tanah keras di bawahnya. Perilaku pada ujung tiang pondasi yang bersifat bebas (*free end*) apabila penulangan tiang pondasi diletakkan dan diteruskan ke bagian pile cap hanya kurang dari setengah tebal *pile cap*. Beban gempa akan menghasilkan reaksi horizontal yang besar, hal ini akan membuat perilaku tahanan lateral suatu pondasi tiang. Alasan dari penulis dalam merencanakan struktur pondasi tiang dengan ujung bebas (*free end*) pada Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Terpadu Fakultas Teknik Universitas Jember ini karena pada pelaksanaan dilapangan menggunakan perilaku ujung bebas. Sedangkan pada perencanaannya sendiri pondasi tersebut dirancang dengan perilaku jepit (*fixed end*). Pada perencanaan pondasi tiang ini digunakan pondasi *bore pile* dengan diameter 60cm. pada data tanah hasil SPT didapatkan tanah keras dan direkomendasikan kedalaman 7 meter untuk kedalaman pondasi. Dari data SPT didapatkan nilai daya dukung ijin tiang (Pall) sebesar 179.36. Dihitung kapasitas dukung aksial dan lateral pada kondisi direncanakan pondasi tiang dengan ujung bebas sehingga didapatkan nilai dukung lateral ultimit (Hu) sebesar 10,98 ton dengan momen maksimal (Mmaks) sebesar 41,07 ton. Pada hasil daya dukung tersebut terjadi keruntuhan pada tiang pondasi 6 dan tiang pondasi 9 dan diberikan penambahan tiang sebagai solusi agar pondasi aman ketika terjadi beban lateral akibat gempa.

Kata kunci : *ujung bebas (free end), bore pile, daya dukung lateral*

PENDAHULUAN

Pembangunan suatu konstruksi yang pertama kali dilaksanakan dan dikerjakan di lapangan adalah pekerjaan pondasi, kemudian melaksanakan pekerjaan struktur atas. Secara umum pondasi didefinisikan sebagai bangunan bawah tanah yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke lapisan tanah keras di bawahnya.

Struktur bawah sebagai pondasi bangunan, secara umum dibedakan menjadi pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan antara kedalaman pondasi dengan lebar pondasi. Sebelum merancang pondasi, dibutuhkan data tanah (*borring log*) yang akurat untuk menentukan metode konstruksi yang efisien.

Perilaku pada ujung tiang pondasi yang bersifat bebas (*free end*) apabila

penulangan tiang pondasi diletakkan dan diteruskan ke bagian pile cap hanya kurang dari setengah tebal pile cap. Beban gempa akan menghasilkan reaksi horizontal yang besar, hal ini akan membuat perilaku tahanan lateral suatu pondasi tiang. Dengan pengetahuan dari perkuliahan yang telah dipelajari mengenai pondasi, menjadi latar belakang penulis untuk mencoba menghitung dan merencanakan struktur pondasi pada Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Terpadu Fakultas Teknik Universitas Jember menggunakan pondasi tiang dengan perilaku ujung bebas (*free end*).

Alasan dari penulis dalam merencanakan struktur pondasi tiang dengan ujung bebas (*free end*) pada Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium Terpadu Fakultas Teknik Universitas Jember ini karena pada pelaksanaan dilapangan menggunakan perilaku ujung bebas.

Sedangkan pada perencanaannya sendiri pondasi tersebut dirancang dengan perilaku jepit (*fixed end*). Penulis merasa perlunya studi perencanaan pondasi tiang dengan ujung bebas ini bisa menjadi pengetahuan baru, solusi masalah untuk peninjauan ulang dan wawasan baru untuk penulis, pembaca maupun pada ilmu teknik sipil pada umumnya.

Peninjauan perencanaan pondasi yang akan dihitung dapat dilihat dari tipikal bentuk bangunan yang telah direncanakan. Perhitungan titik pondasi yang ditinjau berdasarkan beban kombinasi maksimal yang diperoleh dari hasil analisa software SAP 2000, dilanjutkan pada perhitungan daya dukung lateral dengan denah titik pondasi sesuai data gambar perencanaan dan terakhir adalah mengecek keruntuhan tiang pondasi menggunakan bantuan software PCA Column.

TINJAUAN PUSTAKA

Pengertian Pondasi

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang bertugas meletakkan bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure/super structure*) ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya. Untuk tujuan itu, pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban – beban dan gaya – gaya luar, seperti angin, gempa bumi dan lain – lain dan tidak boleh terjadi penurunan pondasi setempat ataupun penurunan pondasi yang merata lebih dari batas tertentu.

Kegagalan fungsi pondasi dapat disebabkan karena “base-shear failure” atau penurunan yang berlebihan dan sebagai akibatnya dapat timbul kerusakan structural pada kerangka bangunan atau kerusakan lain seperti tembok retak, lantai ubin pecahan pintu jendela yang sukar dibuka.

Agar dapat dihindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi bangunan harus diletakkan pada lapisan tanah yang cukup keras/ padat serta kuat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan.

Pondasi bangunan biasa dibedakan sebagai pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari perbandingan kedalaman

pondasi dengan lebar pondasi dan secara umum digunakan patokan :

- 1) Jika kedalaman dasar pondasi dari muka tanah adalah kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) maka disebut pondasi dangkal.
- 2) Jika kedalaman pondasi dari muka tanah adalah lebih dari lima kali lebar pondasi ($D \geq 5B$) maka disebut pondasi dalam.

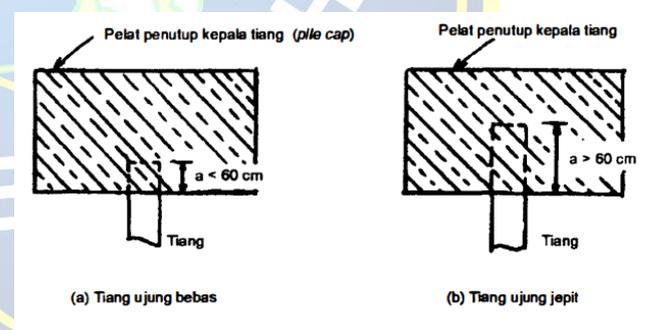
(Gunawan, 1990)

Analisa Daya Dukung Lateral Tiang

Dalam analisis gaya lateral, tiang – tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan plat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat memengaruhi kelakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang – tiang dibedakan menjadi 2 tipe, yaitu :

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit (*fixed end pile*) sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60cm (24 inchi). Dengan demikian, untuk tiang – tiang yang bagian atasnya tidak terjepit atau terjepit di dalam plat penutup kepala tiang tetapi kurang dari 60cm, termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).



Gambar. 2.16 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas

Tiang Ujung Bebas

Mekanisme keruntuhan tiang ujung bebas untuk tiang panjang (tiang tidak kaku) dan tiang pendek (tiang kaku) diperlihatkan dalam Gambar.2.17. dalam gambar tersebut diperlihatkan bagaimana distribusi reaksi tanah

dalam menahan gaya lateral yang bekerja pada tiang. Untuk tiang panjang, tahanan tiang terhadap gaya lateral akan ditentukan oleh momen maksimum yang ditahan tiangnya sendiri (M_y), untuk tiang pendek, tahanan tiang terhadap gaya lateral lebih ditentukan oleh tahanan tanah di sekitar tiang. Dalam **Gambar. 2.17** f mendefinisikan letak momen maksimum, dimana pada titik ini gaya lintang tiang sama dengan nol. Dari keseimbangan gaya horizontal dapat diperoleh :

$$f = H_u / (9c_u d)$$

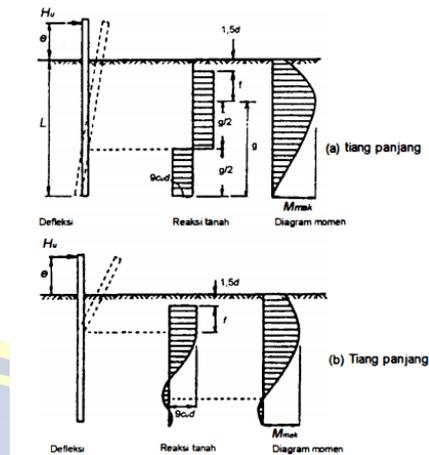
Dengan mengambil momen terhadap titik dimana momen pada tiang mencapai maksimum, dapat diperoleh :

$$\begin{aligned} M_{maks} &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f (9c_u d f) \\ &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f H_u \\ &= H_u (e + 3d/2 + \frac{1}{2} f) \end{aligned}$$

Momen maksimum dapat pula dinyatakan oleh persamaan :

$$M_{maks} = (9/4) dg^2 c_u$$

Karena $L = 3d/2 + f + g$ maka H_u dapat dihitung dengan persamaan di atas. Dan nilai H_u yang diplot dalam hubungan L/d dan $H_u / c_u d^2$. Pada grafik tersebut berlaku untuk tiang pendek, yang dimana tahanan momen maksimum tiang $M_y > M_{maks}$. Untuk tiang panjang tidak berlaku lagi. Nilai H_u dalam hal ini diperoleh dari persamaan di atas dengan menganggap M_{maks} sama dengan M_y , dimana M_y dapat dihitung berdasarkan kekuatan tiangnya sendiri dalam menahan momen. Penyelesaian dari persamaan yang diperoleh, diplot kedalam grafik hubungan antara $M_y / c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar. 2.18**.



Gambar. 2.17 Mekanisme keruntuhan tiang pendek dan tiang panjang pada tiang ujung bebas dalam tanah kohesif (Broms, 1964)

Hitungan Broms untuk tiang pendek di atas didasarkan atas penyelesaian statika, dengan menganggap bahwa panjang tiang ekuivalen sama dengan $(L - 3d/2)$, dengan eksentrisitas beban ekuivalen $(e + 3d/2)$.

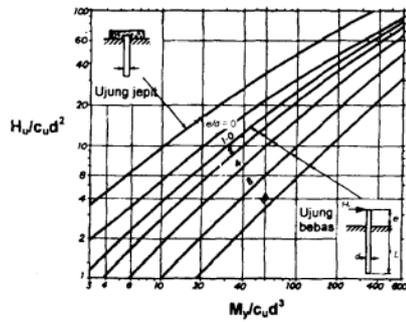
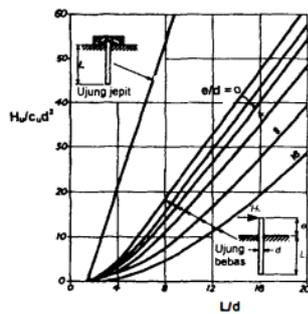
Tiang Ujung Jepit

Mekanisme keruntuhan tiang ujung jepit, diagram distribusi reaksi tanah dan momen terjadi secara pendekatan dan diperlihatkan pada **Gambar. 2.19**. dalam gambar tersebut terlihat bahwa perubahan model keruntuhan akan sangat ditentukan oleh tahanan momen bahan tiangnya sendiri (M_y). Pada tiang ujung jepit, Broms menganggap bahwa momen yang terjadi pada tubuh tiang yang tertanam di dalam tanah sama dengan momen yang terjadi di ujung atas tiang yang terjepit oleh plat penutup tiang (pile cap). Dengan tiang ultimir terhadap beban lateral :

$$H_u = 9 c_u d (L - 3d/2)$$

$$M_{maks} = H_u (L/2 + 3d/4)$$

Nilai H_u diplot dalam grafik hubungan L/d dan $H_u I c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.18**.



Gambar. 2.18 Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah kohesif

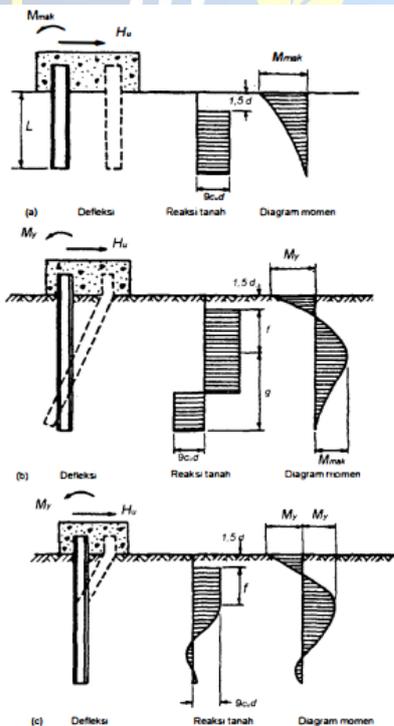
Untuk tiang dengan panjang “sedang” dimana tiang mengalami keluruhan ujuang atas yang terjepit. Maka dalam menghitung M_y dengan mengambil momen terhadap permukaan tanah sebagai berikut :

$$M_y = (9/4) c_u d g^2 - 9 c_u d f (3d/2 + f/2)$$

Dari persamaan di atas H_u dapat dihitung, yaitu dengan mengambil $L = 3d/2 + f + g$. setelah itu perlu dicek apakah momen (positif) maksimum yang terjadi pada kedalaman $(f + 3d/2)$ lebih kecil dari M_y . Jika $M_{maks} > M_y$, maka tiang termasuk tiang panjang dan mekanisme keruntuhan tiang akan seperti **Gambar 2.19 (c)**. Maka dalam hal ini, H_u dinyatakan oleh persamaan :

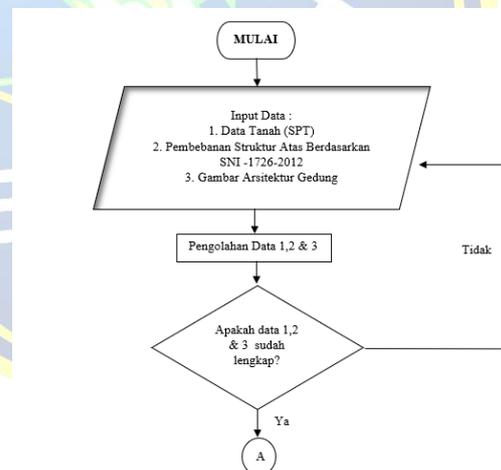
$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3d}{2} + f/2}$$

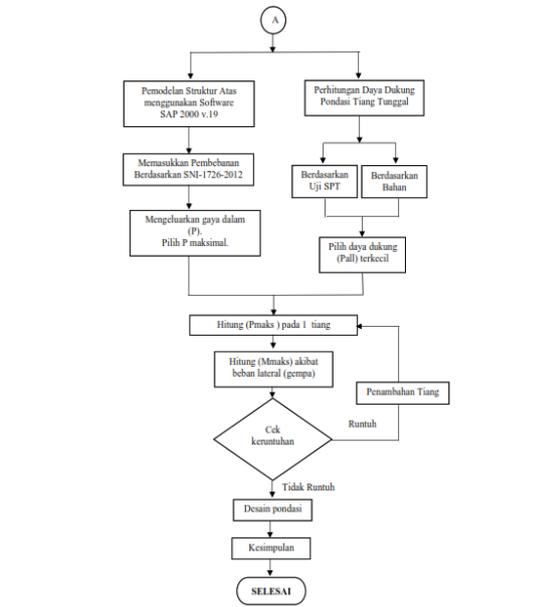
Nilai – nilai H_u yang diplot dalam grafik hubungan $M_y I c_u d^3$ dan $M_y I c_u d^2$, ditunjukkan dalam **Gambar 2.18**. (Hardiyatmo, 2008)



Gambar.2.19 Tiang ujung jepit dalam tanah kohesif. (a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang panjang

METODOLOGI





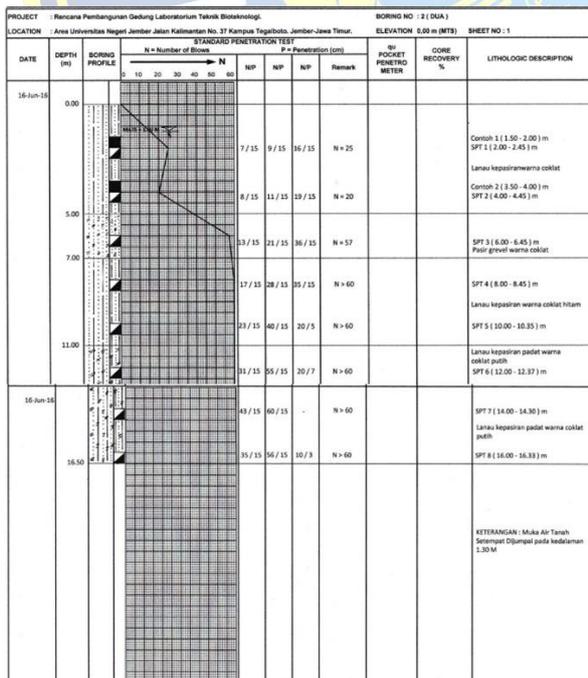
Tabel 4.1. Uraian jenis tanah pada hasil uji SPT

| No. | Kedalaman | Jumlah pukulan (N) | Jenis Tanah |
|-----|-----------|--------------------|--|
| 1. | 0 m | 0 | Lanau |
| 2. | 2 m | 25 | Kepasiran (Coklat) 4 – 6 m |
| 3. | 4 m | 20 | |
| 4. | 6 m | 57 | Pasir Grevel (Coklat) 6 - 7 m |
| 5. | 8 m | 60 | Lanau Kepasiran (Coklat Hitam) 8 – 11 m |
| 6. | 10 m | 60 | |
| 7. | 12 m | 60 | Lanau Kepasiran (Coklat Putih) 11 – 16 m |
| 8. | 14 m | 60 | |
| 9. | 16 m | 60 | |

ANALISA DAN PERHITUNGAN

Daya Dukung Tanah

Perencanaan pondasi pada Gedung Laboratorium Terpadu Fakultas Teknik Universitas Jember ini direncanakan menggunakan pondasi tiang bore pile dengan mengacu pada hasil pengujian tanah yang direkomendasikan menggunakan pondasi dalam. Adapun hasil dari uji tanah di lapangan dengan SPT sebagai berikut :



Gambar 4.1 Hasil Uji SPT (Standart Penetration Test)

Dari hasil uji SPT di lapangan diketahui tanah keras berada pada kedalaman 7 s/d 16.5 meter. Maka pada perencanaan pondasi tiang dengan ujung bebas ini dipakai pada kedalaman 7 meter.

Daya Dukung Ijin Tekan

Analisa daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah dengan berdasarkan data SPT (Mayerhof) menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{\sum li \times fi \times Ast}{FK2}$$

Dimana :

P_a = Daya dukung ijin tekan tiang

q_c = 20N (silt/clay), 40N (sand)

N = Nilai SPT

A_p = Luas penampang

A_{st} = Keliling penampang

li = Panjang segmen tiang yang ditinjau

fi = Gaya geser pada selimut segmen tiang, N maksimum 12 ton/m² untuk silt/clay, N/5 maksimum 10 ton/m² untuk sand

FK = Faktor keamanan 3 & 5

Perhitungan :

Didapatkan data :

Ap = 0.28 m²

li = 2 m

fi = a. 12 t/m² (silt/clay)
b. 10 t/m² (sand)

D_{tiang} = 0.6 m

Ast = 1.88 m

N = 2) 25 10) 60
4) 20 12) 60
6) 57 14) 60
8) 60 16) 60

qc = 2) 500 t/m² 10) 1200 t/m²
4) 800 t/m² 12) 1200 t/m²
6) 1140 t/m² 14) 1200 t/m²
8) 1200 t/m² 16) 1200 t/m²

Jawab :

a. Pa = $\frac{500 \times 0.28}{3} + \frac{24 \times 1.88}{5} = 56.14$ ton

b. Pa = $\frac{800 \times 0.28}{3} + \frac{32 \times 1.88}{5} = 87.42$ ton

c. Pa = $\frac{1140 \times 0.28}{3} + \frac{56 \times 1.88}{5} = 128.49$ ton

d. Pa = $\frac{1200 \times 0.28}{3} + \frac{80 \times 1.88}{5} = 143.18$ ton

e. Pa = $\frac{1200 \times 0.28}{3} + \frac{104 \times 1.88}{5} = 152.23$ ton

f. Pa = $\frac{1200 \times 0.28}{3} + \frac{128 \times 1.88}{5} = 161.27$ ton

g. Pa = $\frac{1200 \times 0.28}{3} + \frac{152 \times 1.88}{5} = 170.31$ ton

h. Pa = $\frac{1200 \times 0.28}{3} + \frac{176 \times 1.88}{5} = 179.36$ ton

Dari hasil perhitungan yang di dapat, maka daya dukung ijin tekan tiang yang dipakai adalah = 179.36 ton

Beban Maksimal Pada Tiang

Akibat beban – beban dari atas juga dipengaruhi oleh formas tiang dalam satu kelompok tiang, tiang-tiang akan mengalami gaya tekan atau tarik. Oleh karena itu tiang-tiang harus dikontrol untuk memastikan bahwa masing-masing tiang dapat menahan bebn dari struktur atas sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke pile cap dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan

menganggap bahwa pile cap kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pilecap melengkung atau deformasi.

$$P_{maks} = \frac{P_u}{np} \pm \frac{M_y \times X_{maks}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_{maks}}{\sum y^2}$$

Di mana :

P_{maks} = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu Y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu X

X_{maks} = jarak tiang arah sumbu X terjauh

Y_{maks} = jarak tiang arah sumbu Y terjauh

∑x² = jumlah kuadrat X

∑y² = jumlah kuadrat Y

np = jumlah tiang

Untuk pondasi yang diberikan beban aksial oleh dua kolom perlu dicari titik pusat beban guna menghitung nilai ∑x² & ∑y² .

a. Pondasi 1

$$\sum X^2 = (3 \times 2 \times 2.5^2) + (3 \times 2 \times 0.75^2) = 33,75 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (4 \times 2 \times 1.5^2) = 18 \text{ m}^2$$

b. Pondasi 2

P1 = 565,52 ton

P2 = 567,37 ton

M1 = 79,67 ton

M2 = 80,23 ton

L = 3 m

e = 0,14 m

$$x = \frac{P_1 x_0 + P_2 x_L + M_1 + M_2}{P_1 + P_2}$$

$$x = \frac{565,52 \times 0 + 567,37 \times 3 + 79,67 + 80,23}{565,52 + 567,37} = 1,64 \text{ m}$$

$$\sum X^2 = (4 \times 1 \times 3,61^2) + (4 \times 1 \times 2,11^2) + (4 \times 1 \times 0,61^2) + (4 \times 1 \times 3,89^2) + (4 \times 1 \times 2,39^2) + (4 \times 1 \times 0,89^2) = 157,97 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (6 \times 2 \times 2,25^2) + (6 \times 2 \times 0,75^2) = 67,5 \text{ m}^2$$

c. Pondasi 3

$$\begin{aligned}
 P1 &= 491,7 \text{ ton} \\
 P2 &= 490,57 \text{ ton} \\
 M1 &= 80,72 \text{ ton} \\
 M2 &= 81,32 \text{ ton} \\
 L &= 3 \text{ m} \\
 e &= 0.16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$x = \frac{P1x0 + P2xL + M1 + M2}{P1+P2}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{491,70 \times 0 + 490,57 \times 3 + 80,72 + 81,32}{491,7+490,57} \\
 &= 1,66 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (3 \times 1 \times 4,34^2) + (3 \times 1 \times 2,84^2) + (3 \times 1 \times 1,34^2) \\
 &+ (3 \times 1 \times 4,66^2) + (3 \times 1 \times 3,16^2) \\
 &+ (3 \times 1 \times 1,66^2) \\
 &= 189,461 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y^2 &= (7 \times 2 \times 1,5^2) \\
 &= 31,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

d. Pondasi 4

$$\begin{aligned}
 P1 &= 155,13 \text{ ton} \\
 P2 &= 128,27 \text{ ton} \\
 M1 &= 21,64 \text{ ton} \\
 M2 &= 21,12 \text{ ton} \\
 L &= 3 \text{ m} \\
 e &= 0.01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$x = \frac{P1x0 + P2xL + M1 + M2}{P1+P2}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{155,13 \times 0 + 128,27 \times 3 + 21,64 + 21,12}{155,13+128,27} \\
 &= 1,51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (1 \times 2 \times 2,25^2) + (1 \times 2 \times 0,75^2) \\
 &= 11,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y^2 &= (4 \times 2 \times 0^2) \\
 &= 0 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

e. Pondasi 5

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (1 \times 2 \times 2,25^2) + (2 \times 2 \times 3^2) + (2 \times 2 \times 1,5^2) \\
 &= 55,125 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (5 \times 2 \times 1,5^2) + (4 \times 2 \times 0^2) \\
 &= 22,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

f. Pondasi 6

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (1 \times 2 \times 0^2) + (1 \times 1 \times 0,75^2) \\
 &= 0,5625 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (1 \times 1 \times 0,75^2) + (2 \times 1 \times 0,75^2) \\
 &= 1,6875 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

g. Pondasi 7

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (1 \times 1 \times 2,25^2) + (1 \times 1 \times 0,75^2) + (2 \times 2 \times 1,5^2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 14,625 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (4 \times 2 \times 0^2) + (3 \times 2 \times 1,5^2) \\
 &= 13,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

h. Pondasi 8

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (2 \times 2 \times 0^2) \\
 &= 0 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (1 \times 1 \times 0,75^2) \\
 &= 0,5625 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

i. Pondasi 9

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (3 \times 1 \times 0^2) + (2 \times 2 \times 0,75^2) \\
 &= 2,25 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (1 \times 1 \times 1,5^2) + (2 \times 2 \times 0,75^2) \\
 &= 4,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

j. Pondasi 10

$$\begin{aligned}
 P1 &= 32,36 \text{ ton} \\
 P2 &= 237,57 \text{ ton} \\
 M1 &= 9,21 \text{ ton} \\
 M2 &= 75,56 \text{ ton} \\
 L &= 3 \text{ m} \\
 e &= 1.45 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$x = \frac{P1x0 + P2xL + M1 + M2}{P1+P2}$$

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{32,36 \times 0 + 237,57 \times 3 + 9,21 + 75,56}{32,36+237,57} \\
 &= 2,95 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (3 \times 1 \times 1,55^2) + (3 \times 1 \times 4,45^2) + (3 \times 1 \times 2,95^2) + (3 \times 1 \times 1,45^2) \\
 &= 99,03 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y^2 &= (5 \times 2 \times 1,5^2) \\
 &= 22,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Beban maksimal pada tiang

| Pondasi | Pmaks |
|------------|--------|
| Pondasi 1 | 64.18 |
| Pondasi 2 | 75.27 |
| Pondasi 3 | 113.72 |
| Pondasi 4 | 79.52 |
| Pondasi 5 | 53.99 |
| Pondasi 6 | 203.29 |
| Pondasi 7 | 78.37 |
| Pondasi 8 | 24.43 |
| Pondasi 9 | 165.48 |
| Pondasi 10 | 78.37 |

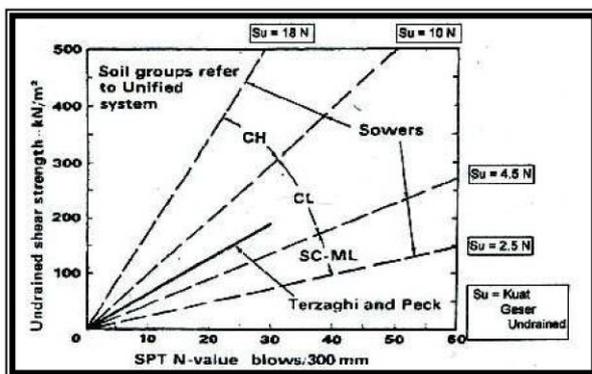
Analisa Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (pile cap). Pada perencanaan yang dihitung kali ini adalah menggunakan tiang ujung bebas (free end). Menurut McNulty (1956) hal ini dikarenakan tiang pada bagian atas tidak terjepit kurang dari 60cm.

- Analisa tahanan lateral (H_u) pada tanah kohesif dengan ujung bebas :

Diketahui :

$$\begin{aligned} f'c &= 29,05 \text{ MPa} \\ y_c &= 2,4 \text{ ton/m}^3 \\ D &= 0,6 \text{ m} \\ L &= 7 \text{ m} \\ N &= 58,5 \\ k_1 &= 27 \text{ MN/m}^3 = 27 \text{ ton/m}^3 \\ &\text{(direkomendasikan)} \\ cu &= 372 \text{ KN/m}^2 = 0,37 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4.7 Grafik Hubungan N SPT dengan c_u

- Tanah berupa lempung/lanau kaku over consolidation (OC), factor kekakuan untuk modulus konstan (R) dinyatakan :

$$\begin{aligned} K &= \text{modulus tanah} \\ k_1 &= \text{modulus reaksi} \\ &\quad \text{subgrade Terzaghi} \\ E &= \text{modulus elastis} \\ &\quad \text{tiang} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \text{momen inersia tiang} \\ D &= \text{diameter tiang} \\ c_u &= \text{kohesi undrainir} \end{aligned}$$

Hitung :

$$\begin{aligned} K &= k_1/1,5 \\ &= 27/1,5 = 18 \text{ Mn/m}^3 \\ &= 1800 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 4700\sqrt{29,05} \\ &= 25332,08 \text{ MPa} \\ &= 2533208 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{1}{4} \pi D^4 \\ &= \frac{1}{4} \times 22/7 \times 0,6^4 \\ &= 0,10 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \sqrt[4]{EI / K} \\ &= \sqrt[4]{2533208 \times 0,10 / 1800} \\ &= 2,31 \text{ m} \end{aligned}$$

- Kriteria tiang kaku (pendek) dan tidak kaku (panjang) berdasarkan factor kekakuan :

$$L \leq 2R = 7 \geq 4,81$$

(Tiang Panjang)

$$L \leq 3,5R = 7 \leq 8,07$$

(Tiang Kaku)

- Momen maksimum dan gaya lateral ultimate (H_u) 1 tiang untuk tanah kohesif :

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \pi D^3 \\ &\text{(Inersia Penampang)} \\ &= \frac{1}{64} \times 3,14 \times 600^3 = \end{aligned}$$

$$10602875,2 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} W &= I_p / D/2 \\ &\text{(Tahanan Momen)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 10602875,2 / (600/2) \\ &= 35342,92 \text{ mm}^3 \\ &= 0,035 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= 0,4 \times f'c \\ &\text{(Kuat Lentur Tiang)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 0,4 \times 29,05 \\ &= 11,62 \text{ MPa} \\ &= 1162 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

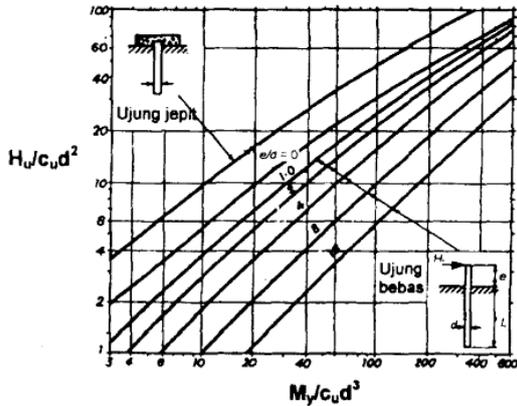
$$M_y = f_b \times W$$

$$= 1162 \times 0,035$$

$$= 41,07 \text{ ton-m}$$

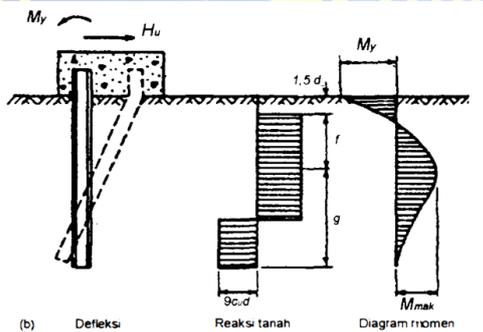
(diasumsikan sama dengan M_{maks} untuk tiang Panjang)

$$\begin{aligned} Hu/cu \times d^2 &= 82 \text{ (Grafik Gambar 4.6)} \\ \frac{Hu}{0,37 \times 0,6^2} &= 82 \\ Hu &= 10,98 \text{ ton} \end{aligned}$$



Gambar 4.8 Tahanan Lateral ultimitiang dalam tanah kohesif (Broms, 1964a)

$$\begin{aligned} f &= \text{letak momen maks di lintang } 0 \\ e &= \text{jarak titik beban ke muka tanah} \\ &= (1,5D) \\ f &= Hu / (9cu d) \\ &= 10,971 / (9 \times 0,37 \times 0,6) \\ &= 5,47 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 4.9 Mekanisme keruntuhan akibat beban lateral

Menghitung besar momen maksimal yang terjadi akibat beban lateral.

Menghitung dan menentukan momen maksimal (Mmaks), letak momen maksimal (f) dan letak beban yang diberikan (e) yang di asumsikan sebagai tebal pilecap untuk tipe pondasi dengan memberikan nilai beban aksial maksimal pada setiap tiang. Maka untuk data

yang digunakan dalam perhitungan akan ditabelkan seperti di bawah ini :

a) Hitung momen maksimal akibat H pada setiap pondasi

- Pondasi 1
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 6,35 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 3,16 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 6,35 (1,1 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 3,16)$
 - $= 227,25 \text{ KN}$
- Pondasi 2
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 6,40 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 3,19 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 6,40 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 3,19)$
 - $= 262,05 \text{ KN}$
- Pondasi 3
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 7,13 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 3,55 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 7,13 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 3,55)$
 - $= 318,85 \text{ KN}$
- Pondasi 4
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 7,74 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 3,85 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 7,74 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 3,85)$
 - $= 296,09 \text{ KN}$
- Pondasi 5
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 5,56 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 2,72 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 5,56 (1,1 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 2,72)$
 - $= 183,62 \text{ KN}$
- Pondasi 6
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 15,33 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 7,63 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$
 - $= 15,33 (1 + 3 \cdot 0,6/2 + 1/2 \cdot 7,63)$
 - $= 876,09 \text{ KN}$
- Pondasi 7
 - $f = H / (9 cu d)$
 - $= 6,54 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$
 - $= 3,26 \text{ m}$
 - $M_{maks} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$

$$= 6,54 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + \frac{1}{2} \cdot 3,26)$$

$$= 230,82 \text{ KN}$$

- Pondasi 8

$$f = H / (9 \text{ cu } d)$$

$$= 1,31 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$$

$$= 0,65 \text{ m}$$

$$M_{\text{maks}} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$$

$$= 1,31 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + \frac{1}{2} \cdot 0,65)$$

$$= 22,66 \text{ KN}$$

- Pondasi 9

$$f = H / (9 \text{ cu } d)$$

$$= 9,38 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$$

$$= 4,67 \text{ m}$$

$$M_{\text{maks}} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$$

$$= 9,38 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + \frac{1}{2} \cdot 4,67)$$

$$= 397,44 \text{ KN}$$

- Pondasi 10

$$f = H / (9 \text{ cu } d)$$

$$= 5,65 / (9 \cdot 0,37 \cdot 0,6)$$

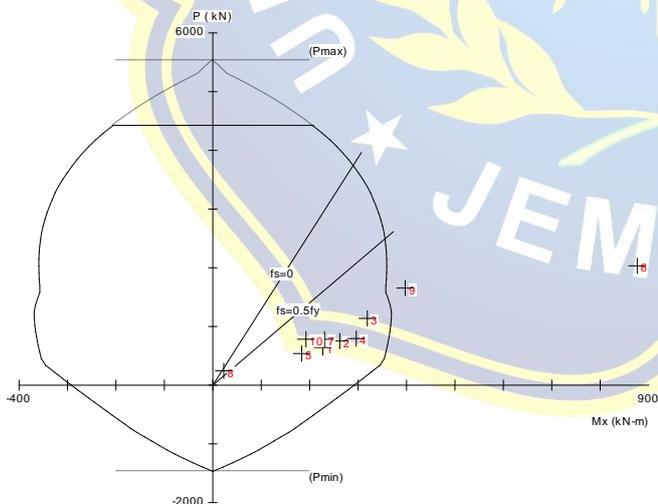
$$= 2,81 \text{ m}$$

$$M_{\text{maks}} = H (e + 3d/2 + 1/2f)$$

$$= 5,65 (1,6 + 3 \cdot 0,6/2 + \frac{1}{2} \cdot 2,81)$$

$$= 192,30 \text{ KN}$$

Hitung kapasitas beban pada tiang pondasi menggunakan software PCA Cloumn dengan memasukkan data Pmaks dan Mmaks yang telah dihitung apakah masih aman atau mengalami keruntuhan.



Dari hasil analisa di atas didapatkan bahwa pada setiap tiang pondasi yang mendapatkan beban vertikal maksimal akan menghasilkan momen maksimal juga. Sedangkan pada diagram interaksi tersebut memberikan seberapa besar kapasitas dukung dari tiang

pondasi yang ditinjau dari mutu bahannya. Apabila tiang diberikan beban lateral dan menghasilkan nilai momen yang masih berada pada diagram interaksi tersebut bisa dikategorikan bahwa tiang pondasi tersebut aman, namun apabila beban vertikal dan momen yang didapat berada di luar diagram interaksi maka tiang pondasi tersebut dianggap mengalami keruntuhan. Maka solusi yang diberikan adalah dengan menambahkan tiang pada pondasi tersebut agar dapat menahan beban vertikal dan menghasilkan momen yang berada di dalam diagram interaksi tersebut. Pada pondasi 6 dan pondasi 9 nilai momen yang dihasilkan berada di luar diagram interaksi maka dapat disimpulkan bahwa pondasi tersebut mengalami keruntuhan dan perlunya penambahan tiang. (Prayogo Danarhadi N, 2015)

Menghitung Penambahan Jumlah Tiang Untuk Pondasi Yang Mengalami Keruntuhan.

Diberikan penambahan jumlah tiang agar pondasi tidak mengalami keruntuhan. Dengan menghitung besar beban maksimal yang terjadi pada 1 tiang (Pmaks) dan momen maksimal (Mmaks) akibat beban lateral yang terjadi. Adapun perhitungan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

1. Pondasi 6

Pada pondasi 6 dihitung dengan penambahan 3 buah tiang sebagai berikut :

- Menghitung jarak formasi tiang terhadap sumbu X dan Y

$$\Sigma X^2 = (2 \times 1 \times 2,25^2) + (2 \times 1 \times 0,75^2) + (1 \times 1 \times 0,75^2) + (1 \times 1 \times 2,25^2)$$

$$= 16,875 \text{ m}^2$$

$$\Sigma X^2 = (1 \times 1 \times 0^2) + (2 \times 2 \times 0,75^2)$$

$$= 2,25 \text{ m}^2$$

- Pmaks = $\frac{241,06}{6} \pm \frac{45,75 \times 0,75}{16,88} \pm \frac{139,36 \times 2,25}{2,25}$

$$= 92,73 \text{ ton} < 179,36$$

(daya dukung ijin tiang) OK!

- Cek keruntuhan kelompok tiang
 $H_u \times n_p > H$
 $10,981 \times 6 = 65,89 \text{ ton} > 45,99 \text{ ton}$ (Aman)

- Menghitung momen maksimal
 $f = H / (9 \text{ cu } D)$
 $= 7,66 / (9 \times 0,37 \times 0,6)$

$$\begin{aligned}
 &= 3,82 \text{ m} \\
 \text{Mmaks} &= H (e + 3d/2 + \frac{1}{2} f) \\
 &= 7,66 (1 + 3 \times 0,6/2 + \frac{1}{2} \times 3,82) \\
 &= 291,83 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

2. Pondasi 9

Pada pondasi 9 dihitung dengan penambahan 1 buah tiang sebagai berikut :

- Menghitung jarak formasi tiang terhadap sumbu X dan Y

$$\begin{aligned}
 \Sigma X^2 &= (4 \times 1 \times 0^2) + (2 \times 2 \times 1,5^2) \\
 &= 9 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma Y^2 &= (2 \times 2 \times 0,75^2) + (1 \times 1 \times 1,5^2) + (1 \times 1 \times 3^2) \\
 &= 13,5 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Pmaks} &= \frac{305,65}{8} + \frac{80,74 \times 2,25}{9} + \frac{203,96 \times 4,5}{13,5}
 \end{aligned}$$

$$= 85,66 \text{ ton} < 179,36$$

(daya dukung ijin tiang) OK!

- Cek keruntuhan kelompok tiang

$$H_u \times n_p > H$$

$$10,981 \times 8 = 87,85 \text{ ton} > 45,99 \text{ ton (Aman)}$$

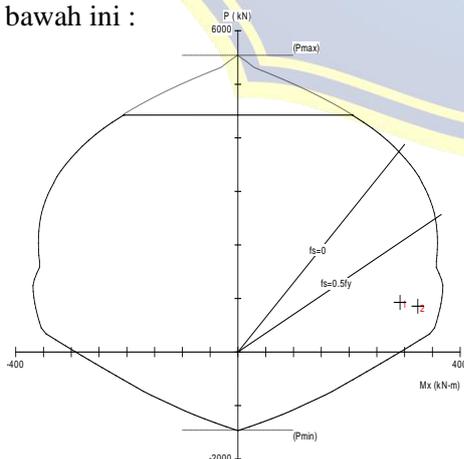
- Menghitung momen maksimal

$$\begin{aligned}
 f &= H / (9 \text{ cu D}) \\
 &= 8,21 / (9 \times 0,37 \times 0,6) \\
 &= 4,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mmaks} &= H (e + 3d/2 + \frac{1}{2} f) \\
 &= 8,21 (1 + 3 \times 0,6/2 + \frac{1}{2} \times 4,09) \\
 &= 323,79 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Analisa Daya Dukung Horizontal Setelah Penambahan Tiang

Dari hasil perhitungan pada bab 4.9 maka selanjutnya diinput pada PCA Column apakah beban aksial maksimal pada 1 tiang pondasi (Pmaks) dan momen maksimal (Mmaks) yang terjadi tidak mengalami keruntuhan ditampilkan dalam diagram di bawah ini :



Gambar 4.12 Diagram interaksi pada tiang pondasi 6 & pondasi 9

Dari hasil analisa di atas didapatkan hasil pada tiang pondasi 6 dan pondasi 9 setelah penambahan tiang pondasi dapat dinyatakan aman.

KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan dan Analisa yang telah dilakukan oleh penulis, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

- Jenis tanah di lokasi penelitian untuk perencanaan pondasi adalah Lanau kepasiran dan Pasir Grevel. Pada kondisi tanah yang ditinjau dari hasil SPT, tanah keras berada pada kedalaman 7 s/d 16,5 meter. Maka pada perencanaan pondasi dipakai pada kedalaman 7 meter.
- Beban aksial terbesar (Pmaks) dari struktur atas untuk tiang pada setiap pondasi yang dikalikan dengan efisiensi kelompok tiang adalah sebesar :
 - Pondasi 1 : 64,18 ton
 - Pondasi 2 : 75,27 ton
 - Pondasi 3 : 113,72 ton
 - Pondasi 4 : 79,52 ton
 - Pondasi 5 : 53,99 ton
 - Pondasi 6 : 203,29 ton
 - Pondasi 7 : 78,37 ton
 - Pondasi 8 : 24,43 ton
 - Pondasi 9 : 165,48 ton
 - Pondasi 10 : 78,37 ton

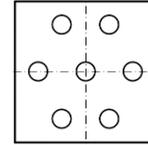
- Kapasitas dukung aksial (Pall) untuk tiang pondasi yang dihitung berdasarkan nilai SPT adalah sebesar 179,36 ton.

- Kapasitas dukung lateral untuk 1 tiang pondasi (H_u) adalah sebesar 10,98 ton dan momen maksimal yang terjadi sebesar 41,07 ton-m. Dihitung pada keamanan lateral ultimit kelompok pada pondasi 6 terjadi keruntuhan.

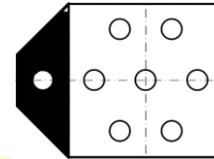
Kapasitas dukung lateral akibat beban gempa untuk pondasi didapatkan hasil sebagai berikut :

- Pondasi 1 : $H_h = 76,17$ ton dan $M_{maks} = 22,72$ ton-m (Aman)
- Pondasi 2 : $H_h = 153,64$ ton dan $M_{maks} = 26,21$ ton-m (Aman)

- c. Pondasi 3 : Hh = 149,67 ton dan Mmaks = 31,89 ton-m (Aman)
- d. Pondasi 4 : Hh = 30,95 ton dan Mmaks = 29,61 ton-m (Aman)
- e. Pondasi 5 : Hh = 76,5 ton dan Mmaks = 18,36 ton-m (Aman)
- f. Pondasi 6 : Hh = 45,99 ton dan Mmaks = 87,61 ton-m (Runtuh)
- g. Pondasi 7 : Hh = 65,42 ton dan Mmaks = 23,08 ton-m (Aman)
- h. Pondasi 8 : Hh = 2,63 ton dan Mmaks = 2,27 ton-m (Aman)
- i. Pondasi 9 : Hh = 65,68 ton dan Mmaks = 39,74 ton-m (Runtuh)
- j. Pondasi 10 : Hh = 84,70 ton dan Mmaks = 19,23 ton-m (Aman)

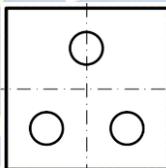


Setelah penambahan tiang :

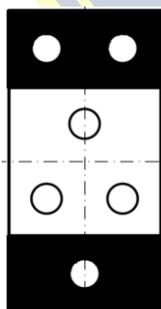


Terjadi keruntuhan pada tiang pondasi 6 dan pondasi 9, maka diberikan solusi penambahan tiang sebanyak 3 tiang untuk pondasi 6 dan 1 tiang untuk pondasi 9.

- 5. Desain pondasi akibat penambahan tiang pada pondasi 6 dan pondasi 9 adalah sebagai berikut :
Pondasi 6 eksisting :



Setelah penambahan tiang :



Pondasi 9 eksisting :

Untuk solusi desain pondasi tiang dengan perilaku ujung bebas ini diberikan penambahan tiang tanpa membongkar pondasi yang sudah di pasang.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J. E. (1997). *ANALISIS DAN DESAIN PONDASI JILID 2*. Jakarta: ERLANGGA.
- Bowles, J. E. (1999). *ANALISIS DAN DESAIN PONDASI JILID 2*. Jakarta: ERLANGGA.
- Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. *Soil Mechanics And Foundations Division Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, 51.
- Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono, K. N. (2000). *MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI*. Jakarta: PT. PRADNYA PARAMITA.
- Gao, Q. (2019). Applicability evaluation of cast-in-place bored pile in permafrost regions based on a temperature-tracking concrete hydration model. *Applied Thermal Engineering*, 486.
- Gunawan, I. R. (1990). PENGANTAR TEKNIK PONDASI. In I. R. GUNAWAN, *PENGANTAR TEKNIK PONDASI* (p. 9). YOGYAKARTA: KANISIUS.
- Hardiyatmo, H. C. (2008). *Teknik Fondasi 2*. Jakarta.
- Harianti, A. P. (2013). *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta: ANDI.

Ir. Pujo Priyono, M. (2019). *Struktur Beton 2*.

Ir. Sardjono, H. (1988). *Pondasi Tiang Pancang Jilid II*. Surabaya: Sinar Wijaya.

Pradoto, D. I. (n.d.). *Rekayasa Fundasi II*. Jakarta: Universitas Gunadarma.

SNI. (2002). *SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Bandung: SNI (Standar Nasional Indonesia).

Soetojo, M. (2009). Teknik Pondasi Pada Lapisan Batuan. In M. Soetojo, *Teknik Pondasi Pada Lapisan Batuan* (pp. 232-238). Surabaya: ITS Press.

Soetojo, M. (2014). *Teknik Pondasi pada Lapisan Batuan edisi 2*. Surabaya: itspress.

Vesic, A. s. (1977). *Design of Pile Foundations*. Washington DC: National Research Council.

http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

Das, B. M. (2007). *Principles of Foundation Engineering (Seventh Edition)*.

Stamford: Cengage Learning.

Prayogo Danarhadi N, Y. M. (2015). Analisis Kegagalan Pondasi Tiang Kelompok Pada Konstruksi Pilar Jembatan. *e-Jurnal Matriks Teknik Sipil*, 7.

