

**PERENCANAAN FONDASI TIANG PANCANG PADA PROYEK
TOWER 2 ARANDRA RESIDENCE****Zulhady Zuhri¹, Istiatun²**

¹⁾²⁾Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Jakarta Jl. Prof. Dr. G. A Siwabessy, Kampus
Baru UI, Kota Depok, Tlp. +6221 7270036, Fax (021) 7270034, 15425
Email : zuhrihady@yahoo.co.id, istiatun@sipil.pnj.ac.id

ABSTRACT

The pile foundation is an sub-structure to load from the upper structure. Ultimate load carrying-capacity (q_u) will be transfered into a hard soil layer by using a deep foundation system. To design the pile foundation, several methods are needed to obtain different bearing capacity values. This study determines the planned pile depth, pile dimensions and pile cap. The purpose of this final project is to plan the pile foundation for the Arandra Residence 2 tower construction project located in Cempaka Putih, Central Jakarta. The method used is the method of Meyerhof, U.S Army Corp, Tomlinson, α and λ . In addition, the calculation of reinforcement, immediate settlement and settlement of primary consolidation was also carried out. The results of the calculation of bearing capacity foundation are different values. The Meyerhof Q_u method is 9846,786 kN, the U.S Army Corp method $Q_u = 11065.11$ kN, the Tomlinson Q_u method = 10409.68 kN, the method $\alpha = 9558.95$ kN, and the method λ $Q_u = 10066.37$ kN. Whereas according to Broms, the lateral bearing capacity is 10845 kN. In planning used reinforcement D25-270. Immediate settlement is 50.3 mm, primary consolidation settlement is 9.89 mm, and time rate of consolidation during 1.75 months.

Keywords: Foundation, driven pile, bearing capacity, settlement, primary consolidation

ABSTRAK

Fondasi tiang merupakan fondasi yang menyalurkan beban struktur atas dan beban lainnya ke struktur lapisan tanah keras yang mempunyai daya dukung tinggi yang terletak jauh di dalam tanah. Untuk merencanakan fondasi tiang pancang diperlukan beberapa metode untuk mendapatkan nilai daya dukung yang berbeda. Studi ini menentukan kedalaman tiang pancang yang direncanakan, dimensi tiang pancang dan pilecap. Tujuan dari tugas akhir ini adalah merencanakan pondasi tiang pancang untuk proyek pembangunan tower Arandra Residence 2 yang berlokasi di Cempaka Putih, Jakarta Pusat. Metode yang digunakan adalah metode Meyerhof, U.S Army Corp, Tomlinson, α dan λ . Daya dukung lateral menggunakan metode Broms. Selain itu juga dilakukan perhitungan penulangan, penurunan segera, dan penurunan konsolidasi primer. Hasil perhitungan daya dukung fondasi terdapat perbedaan nilai. Metode Meyerhof $Q_u = 9846.786$ kN, metode U.S Army Corp $Q_u = 11065.11$ kN, metode Tomlinson $Q_u = 10409.68$ kN, metode $\alpha = 9558.95$ kN, dan metode λ $Q_u = 10066.37$ kN. Sedangkan menurut broms daya dukung lateral sebesar 10845 kN. Pada perencanaan digunakan tulangan D25-270. Penurunan segera terjadi sebesar 50.3 mm, penurunan primer sebesar 9.89 mm, dan kecepatan waktu penurunan konsolidasi selama 1.75 bulan.

Kata kunci: Fondasi, tiang pancang, daya dukung, penurunan, dan konsolidasi primer

PENDAHULUAN

Daerah Cempaka Putih, Jakarta Pusat merupakan daerah yang secara geografis berada di dekat pantai utara Jakarta. Jenis tanah pada daerah tersebut banyak mengandung kepasiran. Oleh karena itu untuk membangun suatu bangunan tinggi pada jenis tanah tersebut dibutuhkan fondasi dalam.

Setiap konstruksi sipil harus mempunyai sesuatu elemen yang dapat mendukung bangunan tersebut untuk dapat berdiri kokoh dan kuat. Fondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin (Hary Christady Hardiyatmo, 2015).

Perencanaan ini diharapkan dapat dijadikan masukan atau pertimbangan sebelum melakukan perencanaan selanjutnya, sebagai bahan referensi bagi siapa yang membaca tugas akhir ini serta yang menghadapi masalah yang sama, serta juga informasi bagi masyarakat luas dan ilmu yang bermamfaat.

Landasan Teori

1. Kapasitas daya dukung tiang

Kapasitas daya dukung ultimit neto tiang (Q_u) adalah jumlah dari tanah ujung bawah ultimate (Q_b) dan tahanan gesek (Q_s) antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang (W_p). Bila dinyatakan dalam persamaan, maka :

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Dengan,

Q_u = kapasitas dukung ultimate (kN)

Q_b = tahanan ujung bawah ultimate (kN)

Q_s = tahanan geser ultimate (kN)

a) Tahanan Ujung Ultimate (Q_b)

Bila tiang terletak pada tanah lempung, kapasitas tdukung tiang umumnya dihitung pada kondisi pembebanan tak terdrainase (*undrained*), kecuali jika lempung termasuk jenis lempung *terkonsolidasi sangat berlebihan* (*highly overconsolidated*). Jika lempung kondisi jenuh maka $\phi_u = 0^\circ$. Karena itu, sudut gesek antara tiang dan tanah (δ) = 0. Karena $\phi_u = 0^\circ$, maka $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$. Berikut persamaan tahanan ujung ultimate :

$$Q_b = A_b \times f_b$$

$$f_b = C_u \times N_c + P_b$$

$$C_u = 2/3 \times 10 \times N$$

Dengan ;

A_b = luas penampang ujung bawah (m²)

C_u = kohesi pada kondisi tak terdrainase (*undrained*)

N_c = faktor kapasitas daya dukung (kN/m²)

P_b = tekanan overburden ujung bawah tiang (kN/m²)

b) Tahanan Gesek Ultimate (Q_s)

Bila tiang didalam tanah kohesif, persamaan tahanan geseknya sebagai berikut :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u$$

dengan :

Q_s = tahanan gesek dinding ultimate (kN)

f_s = tahanan gesek per satuan luas ultimit (kN/m²)

α = faktor adhesi

C_d = adhesi

A_s = luas selimut tiang (m²)

Sedang pada tanah berbutir kasar, persamaan tahanan geseknya sebagai berikut :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = K_d \times P_b \times \text{tg} \delta$$

dengan :

δ = sudut gesek dinding efektif antara sisi tiang dan tanah
 K_d = koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah
 A_s = luas selimut tiang
 P_b = tekanan overburden ujung bawah tiang (kN/m^2)

Berikut tahanan gesek dari beberapa metode :

a. Metode Meyerhof

Dalam metode Meyerhof, tahanan gesek tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

Dengan,

Q_s = tahanan gesek ultimate (kN)
 A_s = luas penampang dasar tiang (m^2)
 $X_m = 2.0$ untuk tiang pancang volume besar
 $= 1.0$ untuk tiang pancang volume kecil

b. Metode U.S Army

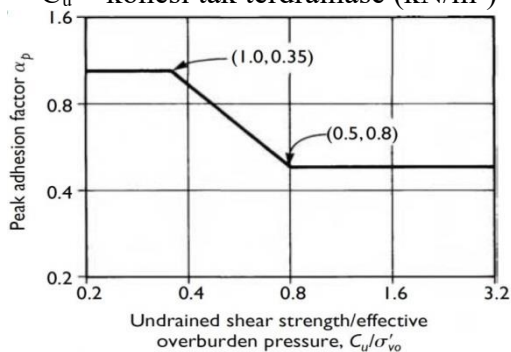
Dalam metode U.S army Corps, tahanan gesek ultimate tiang dinyatakan oleh :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u$$

Dengan,

C_d = adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)
 α = factor adhesi
 C_u = kohesi tak terdrainase (kN/m^2)



Gambar 2 Nilai α yang digunakan dalam metode U.S Army Corps.

c. Metode Thomlinson

Dalam metode U.S army Corps, tahanan gesek ultimate tiang dinyatakan oleh :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u$$

Dengan,

C_d = adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)
 α = factor adhesi
 C_u = kohesi tak terdrainase (kN/m^2)

d. Metode α

Untuk menentukan tahanan gesek ultimate tiang yang dipancang di tanah lempung, digunakan faktor adhesi (α) yang dikumpulkan McClelland (1974). Tahanan gesek tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = C_d = \alpha \times C_u$$

Dimana :

f_s = tahanan gesek per satuan luas (kN/m^2)
 α = faktor adhesi.

e. Metode λ

Untuk menentukan tahanan gesek ultimate yang dipancang dalam tanah lempung, digunakan cara menggunakan koefisien tak berdimensi (λ) yang disarankan oleh Vijayvergiya dan Focht (1972).

$$Q_s = A_s \times f_s$$

$$f_s = (P_o' + 2C_u)$$

Dengan ;

f_s = tahanan gesek persatuan luas (kN/m^2)
 λ = koefisien tak berdimensi
 P_o' = tekanan overburden efektif rata-rata yang diambil dari ujung bawah tiang sampai ke permukaan tanah (kN/m^2)
 C_u = kohesi tak terdrainase rata-rata di sepanjang tiang (kN/m^2)
 A_s = luas selimut tiang (m^2)

Kraft et al. (1981) mengusulkan cara untuk memperoleh nilai λ dengan menggunakan persamaan :

- Untuk tanah-tanah terkonsolidasi normal :

$$\lambda = 0.178 - 0.016 \ln(\pi_3)$$
- Untuk tanah tanah terkonsolidasi berlebihan :

$$\lambda = 0.232 - 0.032 \ln(\pi_3)$$

$$\pi^3 = \frac{\pi d f_{mak} L e^2}{AEU}$$

Dengan ;

λ = koefisien yang merupakan fungsi dari penetrasi tiangg

f_{mak} = gesekan puncak (diambil sama dengan C_u rata rata) (kN/m²)

L_e = pancang tiang yang berada di dalam tanah (m)

A = luas penampang tiang (m²)

E = Elastisitas bahan tiang (kN/m²)

U = perpindahan tiang yang dibutuhkan untuk berkembangnya gesekan tiang (diambil 0.1" = 0.0025 m).

2. Daya dukung lateral

Daya dukung lateral menurut Broms :

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

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

3. Efisiensi Tiang Kelompok

Menurut Converse-Labarre formula efisiensi tiang kelompok dinyatakan sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90m \cdot n'}$$

Dengan ;

E_g = efisiensi tiang kelompok

m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam 1 baris

θ = arc tg d/s

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

d = diameter tiang (m)

4. Penurunan tiang pancang

a. Penurunan Primer

Vesic (1977) mengusulkan cara menghitung penurunan segera rata-rata untuk beban terbagi rata fleksibel berbentuk empat persegi panjang dan lingkaran yang terletak pada tanah elastis, homogen dan isotropis dengan tebal terbatas sebagai berikut :

$$S_s = S_1 + S_2 + S_3$$

Dengan :

S_s = Penurunan segera tiang tunggal

S_1 = Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

S_2 = Penurunan akibat beban ujung tiang

S_3 = Penurunan akibat beban friksi/selimut tiang.

Jika material tiang diasumsikan elastis, deformasi tiang dapat dievaluasi sesuai dengan prinsip dasar mekanika materialnya, seperti berikut :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws}) L}{A_p \times E_p}$$

Dengan :

Q_{wp} = beban yang diterima ujung tian

Q_{ws} = beban yang diterima sepanjang tiang

L = panjang tiang

A_p = luas melintang tiang

E_p = modulus elastisitas material tiang

ξ = koefisien gesekan bergantung pada distribusi gesekan selimut.

Sementara untuk penurunan yang diakibatkan beban pada ujung tiang, Vesic (1977) mengusulkan metode semi empiris dengan persamaan berikut :

$$S_2 = \frac{C_p \times Q_{wp}}{d \times q_p}$$

Dengan :

C_p = koefisien empiris

Q_{wp} = beban yang diterima ujung tiang

q_p = tahanan ujung tiang

d = diameter tiang

b. Konsolidasi primer

Penurunan akibat konsolidasi primer dinyatakan oleh persamaan-persamaan:

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e} H$$

a) Untuk Lempung *normally consolidated*,

$$S_c = \sum \left[\frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{p_o' + \Delta p}{p_o'} \right) \right]$$

1. Untuk lempung *overconsolidated*, harus mempertimbangkan pada dua kondisi, yaitu :

➤ Jika $P_{O_i} + \Delta P_i \leq P_{C_i}$

$$S_c = \sum \left[\frac{C_r \cdot \Delta H}{1 + \epsilon_0} \cdot \log \left(\frac{p_{o'} + \Delta p}{p_{o'}} \right) \right]$$

➤ Jika $P_{O_i} + \Delta P_i > P_{C_i}$

$$S_c = \sum \left[\frac{C_r \cdot \Delta H}{1 + \epsilon_0} \cdot \log \left(\frac{p_{c'}}{p_{o'}} \right) \dots \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + \epsilon_0} \cdot \log \left(\frac{p_{o'} + \Delta p}{p_{o'}} \right) \right]$$

Dengan :

S_c = penurunan konsolidasi primer

C_c = koefisien kompresi tanah

$$C_r = \left(\frac{1}{5} s / \frac{1}{10} \right) C_c$$

H = tebal awal lapis tanah yang mengalami konsolidasi

e_o = angka pori awal lapis tanah yang mengalami konsolidasi

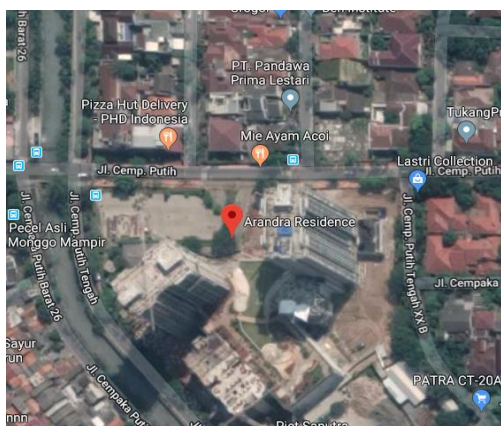
$p_{o'}$ = tekanan overburden efektif tanah titik yang ditinjau

Δp = pertambahan tegangan di titik yang ditinjau akibat beban luar.

$$p_{c'} = \Delta p + p_o$$

METODE PENELITIAN

A. Lokasi Penelitian



Gambar 6 lokasi Penelitian

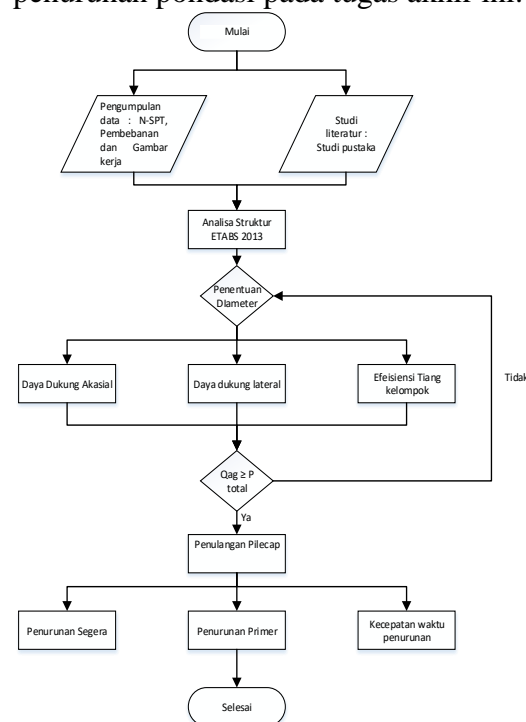
B. Pengumpulan Data

Data yang digunakan pada tugas akhir ini, keseluruhannya merupakan data sekunder. Data sekunder dalam perencanaan ini meliputi gambar rencana, data perencanaan, data tanah yang merupakan hasil dari pengujian Standard Penetration Test (SPT) dan data Sondir.

C. Analisa Pembebanan

Pembebanan pada pilecap Apartemen Arandra Residence ini dianalisis dengan menggunakan aplikasi software struktur yaitu ETABS. Beban-belan yang bekerja pada bangunan tersebut adalah beban horizontal dan vertikal. Semua kombinasi-kombinasi pembebanan akan di modelkan dengan bantuan ETABS 2013.

Setelah input pembebanan dan menganalisa pembebanan akan didapatkan beban terfaktor maksimum berupa beban vertikal lateral terbesar yang akan digunakan untuk menghitung kemampuan daya dukung dan penurunan pondasi pada tugas akhir ini.



Gambar 7 Alur Penelitian

HASIL dan PEMBAHASAN

A. Perhitungan Struktur Atas

Dari hasil analisa struktur atas menggunakan 14 kombinasi diatas dengan ETABS 2013 didapatkan nilai pembebanan maksimum pada fondasi tiang pancang untuk menghitung daya dukung adalah sebagai berikut :

- Gaya aksial terfaktor (P) = 48188.3 kN
- Gaya lateral terfaktor (H) = 631.95 kN
- Momen arah X (Mx) = 1135.56 kNm
- Momen arah Y (My) = 9.15 kNm

B. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung aksial menggunakan beberapa metode seperti metode Meyerhof, metode U.S. Army Corps, metode Tomlinson, metode α dan metode α . Sedangkan untuk perhitungan daya dukung lateral menggunakan metode Broms.

1) Daya dukung aksial

Tahanan ujung ultimate (Qb) untuk tanah kohesif didapatkan sebesar 1328.518 kN. Sedangkan untuk tahanan ultimate ujung (Qb) untuk tanah granular didapatkan sebesar = 2890.419 kN, Jadi Qb total sepanjang tiang sebesar 4218.937 kN.

Setelah nilai tahanan ujung ultimate (Qb) didapatkan, maka untuk mendapatkan nilai tahanan gesek ultimate (Qs) untuk tanah granular menggunakan metode U.S Army Corp. Pada kedalaman lapisan 7 (kedalaman 16 s/d 22 m) sebesar 12217 kN dan pada lapisan 8 (kedalaman 22 s/d 28 m) sebesar 11488.43 kN. Sedangkan perhitungan tahanan gesek ultimate untuk tanah kohesif sebagai berikut.

a) Metode Meyerhoff

Tabel 1. Nilai tahanan gesek ultimate menurut meyerhoff

Lapisan	Kedalaman (m)	As (m ²)	N-SPT	fs (kN/m ²)	Qs (kN)
lapisan 2	4-8	3.768	20	40	150.7
lapisan3	8-10	1.884	51	102	192.2
lapisan 4	10-12	1.884	50	100.00	188.4
lapisan 5	12-16	3.768	42	84	316.5
lapisan 7	16-22	5.652	38	181.41	1139.24
lapisan 8	22-28	5.652	29	222.03	1394.34

Lapisan	Kedalaman (m)	As (m ²)	N-SPT	fs (kN/m ²)	Qs (kN)
lapisan 9	28-34	5.652	22	44	248.7
ΣQ_s					6050.11

setelah nilai Qs di dapatkan, maka besar Qu sebesar 10269.05 kN dan Q ijin sebesar 2616.335kN. Jumlah tiang yang akan digunakan dari metode Meyerhof di atas sebanyak 20 tiang panjang.

b) Metode U.S Army Corp

Tabel 2. Nilai tahanan gesek tiang menurut U.S Army Corp

Lapisan	Kedalaman (m)	Cu (t/ft ²)	α	fs	Qs (kN)
lapisan 2	4-8	1.24	0.50	66.67	251.2
lapisan3	8-10	3.17	0.50	170.00	320.9
lapisan 4	10-12	3.11	0.50	166.67	314
lapisan 5	12-16	2.61	0.50	140.00	527.52
lapisan 7	16-22			201.56	1139.24
lapisan 8	22-28			246.7	1394.34
lapisan 9	28-34	1.37	0.50	73.33	414.48
ΣQ_s					7268.432

setelah nilai Qs di dapatkan, maka besar Qu sebesar 11487.37 kN dan Q ijin sebesar 2859.999 kN. Jumlah tiang yang akan digunakan dari metode mayerhof di atas sebanyak 17 tiang panjang.

c) Metode Tomlinson

Tabel 3. Nilai tahanan gesek tiang menurut Tomlinson.

Lapisan	Kedalaman (m)	Cu (kN/m ²)	α	Fs (kN/m ²)	Qs (kN)
lapisan 2	4-8	133.33	0.50	66.67	251.20
lapisan3	8-10	340.00	0.37	125.8	237.01
lapisan 4	10-12	333.33	0.37	123.33	232.36
lapisan 5	12-16	280.00	0.37	103.6	390.36
lapisan 7	16-22			201.56	1139.24
lapisan 8	22-28			246.7	1394.34
lapisan 9	28-34	146.67	0.39	57.2	323.29
ΣQ_s					6613.01

Setelah nilai Qs di dapatkan, maka besar Qu sebesar 10831.95 kN dan Q

ijin sebesar 2728.914 kN. Jumlah tiang yang akan digunakan dari metode mayerhof di atas sebanyak 18 tiang panjang.

d) Metode α

Tabel 4. Daya dukung lateral menurut α

Kedalaman (m)	Cu(kN/m ²)	α	f_s (kN/m ²)	Qs (kN)
4-8	133.33	0.27	36	135.65
8-10	340.00	0.25	85	160.14
10-12	333.33	0.25	83.33	157
12-16	280.00	0.25	70	263.76
16-22			201.56	1139.24
22-28			246.70	1394.34
28-34	146.67	0.25	36.67	207.24
ΣQ_s				5762.28

setelah nilai Qs di dapatkan, maka besar Qu sebesar 9981.216 kN dan Q ijin sebesar 2558.768 kN. Jumlah tiang yang akan digunakan dari metode mayerhof di atas sebanyak 20 tiang panjang.

e) Metode λ

Tabel 5. Nilai tahanan gesek tiang menurut λ .

Kedalaman (m)	As (m ²)	Cu (kN/m ²)	f_s (kN/m ²)	Qs (kN)
4-8	3.768	133.33	47.77	180
8-10	1.884	340.00	109.77	206.8
10-12	1.884	333.33	107.77	203.04
12-16	3.768	280.00	91.77	345.79
16-22	5.652		201.56	1139.24
22-28	5.652		246.70	1394.34
28-34	5.652	146.67	51.77	292.60
ΣQ_s				6269.693

setelah nilai Qs di dapatkan, maka besar Qu sebesar 10488.63 kN dan Q ijin sebesar 2660.251 kN. Jumlah tiang yang akan digunakan dari metode mayerhof di atas sebanyak 18 tiang panjang.

C. Perhitungan Dukung Lateral Tiang Pancang

Diketahui : $M_y = 1135.56 \text{ kN.m}$

$$d = 0.5 \text{ m}$$

$$L/D = 60 > 20(\text{tiang dalam})$$

Tabel 6. Daya dukung lateral menurut broms

Kedalaman (m)	N-SPT	Cu (kN/m ²)	$M_y/C_u.D^3$	H_u grafis	Hu (kN)
4-8	20	133.33	315.43	47	564
8-10	51	340.00	123.70	25	765
10-12	50	333.33	126.17	27	810
12-16	42	280.00	150.21	29	730.8
16-22	38	253.33	166.02	31	706.8
22-28	28	195.56	215.07	39	686.4
28-34	20	146.67	286.76	44	4843.8
ΣQ_u lateral					4843.8

D. Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Tabel 7. Kapasitas daya dukung tiang kelompok

No	Metode yang digunakan	Qu tiang kelompok (kN)
1	Metode Meyerhoff	130217.3
2	Metode U.S Army Corp	145666.1
3	Metode Tomlinson	137355.1
4	Metode α	126567.4
5	Metode λ	133001.7

E. Penurunan Fondasi

Tabel 8. Penurunan total

No	PENURUNAN	PENURUNAN (mm)
A	Penurunan segera	2.68
B	Penurunan Konsolidasi primer	
1	lapisan 9	7.00
2	lapisan 10	2.09
3	lapisan 12	0.80
Total Penurunan		12.58

KESIMPULAN

Berdasarkan hasil perhitungan perencanaan fondasi tiang pancang pada proyek Tower 2 Arandra Residence berdasarkan data tanah N-SPT DB 5 didapatkan hasil sebagai berikut :

1. Beban vertikal yang disalurkan dari struktur atas ke struktur bawah berdasarkan analisis menggunakan *software* ETABS 2013 sebagai berikut :
 - a. Untuk gaya aksial beban berfaktor (P) sebesar 48188.34 kN.
 - b. Untuk gaya lateral beban berfaktor (H) sebesar 635.95 kN.
 - c. Untuk momen arah X beban berfaktor (Mx) sebesar 1135.56 kNm.
 - d. Untuk momen arah Y beban berfaktor (My) sebesar 915 kNm.
2. Diameter tiang pancang yang dapat memikul beban aksial digunakan diameter 0.5 m dengan 20 jumlah tiang pancang. Diameter tersebut memenuhi syarat $P_{maksimal}$ tiang pancang. Sedangkan untuk ukuran pilecap digunakan ukuran 5.8 x 5.8 meter. Ukuran pilecap tersebut didapat berdasarkan jumlah tiang pancang dan geometri yang dikemukakan oleh peneliti Teng (1962).
3. Untuk penulangan pilecap digunakan tulangan D25-270, gambar pada lampiran 8.
4. Penurunan yang diakibatkan beban fondasi yang diakibatkan beban struktur dan beban tambahan sebagai berikut :
 - a. Dari hasil perhitungan penurunan segera yang dihitung menggunakan metode Vesiq terjadi penurunan sebesar 2.5 mm.
 - b. Sedangkan hasil perhitungan konsolidasi primer terjadi penurunan sebesar 9.89 mm.
 - c. Total penurunan sebesar 12.4 mm.

Jadi waktu yang dibutuhkan bangunan ini dalam mengalami penurunan selama 13.5 tahun.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Adytiawanm Muh. Handy Dwi. 2016. Analisa Daya dukung Fondasi Dalam Proyek RS Pendidikan UHO. Kendari: Universitas Halu Oleo
- [2] Arifin, Zainal N dan Respati N, Sri.1995 Pondasi. Bandung: Pusat Pengembangan Pendidikan Politeknik.
- [3] Badan Standarisasi Nasional. 2012. SNI 1726-2013 Tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Jakarta: BSN.
- [4] Badan Standarisasi Nasional. 2013. SNI 1727-2013 Tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Gedung dan Struktur Lain. Jakarta: BSN.
- [5] Hardiyatmo, Hary Christady. 2014. Analisa dan Perancangan Fondasi I. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- [6] Hardiyatmo, Hary Christady. 2015. Analisa dan Perancangan Fondasi II. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- [7] Manullang, Sahat dan Iskandar, Rudi. Analisa Daya Dukung dan Penurunan Konsolidasi pada Proyek Pembangunan Jembatan Sei Deli – Belawan. Jurnal, Medan: Universitas Sumatera Utara.
- [8] Direktorat Penyelidikan Masalah bangunan. 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan Gedung