

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Pembebanan Chimney

Chimney merupakan bangunan silinder vertikal yang berfungsi sebagai tempat keluarnya uap yang digunakan untuk memutar turbin. Chimney bisa digunakan di pembangkit listrik tenaga uap atau pembangkit listrik tenaga batubara. Chimney merupakan bagian penting dalam proses industri tersebut. Melalui chimney, gas sisa dari boiler dibuang.

Perencanaan struktur bawah chimney harus mempertimbangkan adanya efek gravitasi, temperatur, gaya angin, dan gempa. Semua hal tersebut, masuk dalam pembebanan chimney sehingga, perhitungan pembebanan chimney merupakan hal yang berpengaruh pada perencanaan pondasi pada chimney. Ada beberapa jenis pembebanan pada chimney:

2.1.1. Beban mati

Beban mati dalam sebuah bangunan meliputi berat seluruh bahan dan peralatan tetap yang menyatu pada bangunan atau struktur lainnya (Tim Penyusun, 1997: bab 16). Namun, dalam tugas akhir ini, beban mati pada chimney hanya meliputi:

- a) Beban bangunan utama berupa beton dengan berat jenis 2400 kg/m^3 ;
- b) Beban *fire brick* yang berfungsi menahan temperatur gas panas yang dikeluarkan melalui chimney. Fire brick tersebut memiliki berat jenis 2150 kg/m^3 .
- c) Beban pipa cerobong, yang didapatkan dengan cara mengalikan volume pipa cerobong dengan berat jenis baja (7850 kg/m^3)
- d) Beban sambungan dan pengikat baja yang diperkirakan 2,5-10% dari berat konstruksi baja.



Gambar 2.1 Contoh Fire Brick pada Chimney(chimney.com)

Pada gambar 2.1 tampak fire brick ada pada sekeliling chimney, sehingga nantinya perhitungan dilakukan dengan mengalikan keliling chimney dengan tebal firebrick.

2.1.2. Beban Gempa

Pengaruh gempa pada chimney bergantung pada tingkat kepentingan gedung pascagempa. Oleh karena itu, pengaruh gempa rencana harus

dikalikan faktor keutamaan I (faktor keutamaan gedung). Tabel faktor keutamaan gedung untuk chimney dapat dilihat pada tabel 2.1.

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori gedung atau bangunan	Faktor keutamaan
Cerobong, tangki diatas menara	1,25

Sumber : SNI 1726-2002

Selain kategori diatas, ada juga kategori lain yaitu kategori gedung beraturan dan gedung tidak beraturan. Dalam hal ini, chimney masuk dalam kategori gedung tidak beraturan. Dengan demikian, gempa harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan dinamik sehingga analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik. Analisis respon dinamik adalah metode analisis yang memperhitungkan semua getaran yang mungkin terjadi akibat gempa. Analisis tersebut harus memperhitungkan faktor reduksi gempa (R) yang diatur dalam tabel 2.2.

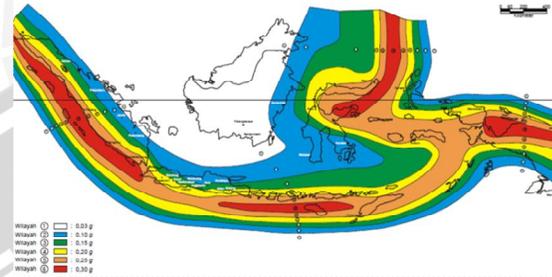
Tabel 2.2 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum, dan Faktor Tahanan Lebih Total Beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur Bangunan Gedung

Sistem dan subsistem	Uraian sistem	π_m	Rmaks	f
struktur bangunan gedung	pemikul beban gempa		Pers. (5)	
Sistem struktur bangunan gedung kolom kantilever (sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2

Sumber : SNI 1726-2002

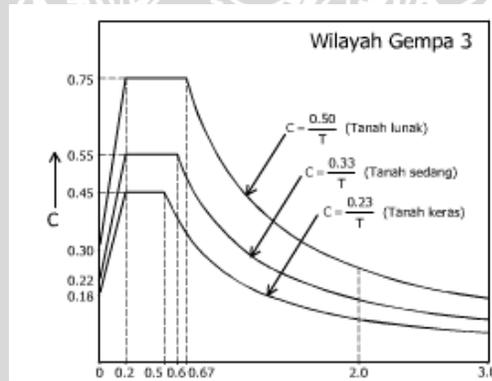
Faktor reduksi tersebut dibutuhkan untuk mendapatkan nilai beban gempa dinamik baik arah x maupun arah y. Masing-masing arah pembebanan gempa pada chimney memiliki pengaruh beban yang berbeda. Pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama yaitu arah x. Sedangkan pada perhitungan beban sendiri bangunan, harus diperhitungkan kembali pada perhitungan respon spektrum untuk arah x, y dan z walaupun sudah diperhitungkan sebelumnya dalam arah utama x.

Nilai respon spektrum ditentukan oleh wilayah dan keadaan tanah tempat chimney dibangun. Nilai spektrum respon gempa rencana C-T setiap wilayah sudah ditentukan seperti gambar 2.2.



Gambar 2.2 Wilayah Gempa Indonesia (SNI 1726-2002)

Sesuai peta di atas, Kabupaten Bojonegoro termasuk wilayah gempa 3, sehingga grafik respon spektrum yang dipakai adalah grafik 2.3.



Gambar 2.3 Grafik Respon Spektrum Wilayah 3(SNI 1726-2002)

Keterangan:

C = Faktor respon gempa yang nilainya dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung.

T = Waktu getar alami struktur gedung yang dinyatakan dalam detik.

Besaran tersebut berfungsi untuk menentukan besarnya faktor respon gempa struktur gedung.

Seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya, nilai respon spektrum juga dipengaruhi oleh jenis tanah. Dalam hal ini, jenis tanah diidentifikasi dari nilai N-SPT. Tabel 2.3 merupakan tabel yang dipakai dalam menentukan jenis tanah sesuai nilai \bar{N} .

Tabel 2.3 Klasifikasi Tanah Berdasarkan $\bar{N} - SPT$

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{v}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser niralir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{v}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{v}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $w_n \geq 40\%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

(Sumber : SNI 03-1726-2003)

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m t_i / N_i} \dots\dots\dots(2.1)$$

Keterangan :

t_i = tebal lapisan tanah ke -i

N_i = nilai hasil Penetrasi Standar lapisan tanah ke -i

m = jumlah lapisan tanah yang ada diatas batuan dasar

Data jenis tanah berfungsi untuk menentukan grafik manakah yang dapat dipakai sesuai gambar 2.2.

2.1.3. Beban Angin

“Struktur bangunan chimney harus didesain dapat menahan gaya angin..” (ACI 307 – 98). Satuan kecepatan angin dalam desain chimney adalah km/jam yang biasanya dilambangkan dengan V_R . “Kecepatan yang diambil adalah kecepatan angin pada ketinggian 10 meter diatas permukaan tanah..” (ACI 307 – 98). Beban angin pada chimney diasumsikan datang dari berbagai arah horizontal. (UBC, bab.16: 1997). Kecepatan yang diambil adalah kecepatan angin maksimum yang mencapai probailitas tahunan sebesar 0,02 dan diukur 10 m diatas permukaan tanah. Menurut data BPS, kecepatan angin maksimum di wilayah Jawa Timur adalah 80 km / jam. Data kecepatan tersebut merupakan kecepatan wilayah Surabaya. Data kecepatan Surabaya dianggap mewakili data kecepatan angin di Bojonegoro. Hal tersebut disebabkan, Surabaya merupakan wilayah terdekat dengan Bojonegoro jika dibandingkan kota lain pada data kecepatan angin di BPS.

Seperti tekanan angin pada bangunan pada umumnya, pada chimney tekanan angin dikelompokkan menjadi dua yaitu, angin tekan dan angin hisap. Masing- masing tekanan memiliki koefisien yang menjadi dasar perhitungan nantinya. Tekanan angin rencana sebuah bangunan

harus ditentukan sesuai ketinggiannya. Berikut ini merupakan persamaan yang dipakai dalam menentukan tekanan angin:

$$P = C_e \times C_q + q_s + I_w \dots\dots\dots(2.2)$$

(UBC 1997, Chap. 16, Div. II, Sec. 1620)

Keterangan :

P = Tekanan angin rencana

C_e = kombinasi ketinggian, bukaan dan koefisien faktor embusan angin

C_q = Koefisien tekanan untuk sruktur atau bagian struktur yang dipertimbangkan. Tekanan ditentukan dengan menggunakan nilai C_q

q_s = Stagnansi tekanan angin pada ketinggian standar 10000 mm

Tekanan angin dihitung pada ketinggian setiap segmen yang ditinjau. Faktor koefisien embusan angin, diatur dalam tabel 2.4.

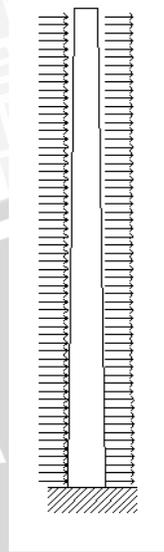


Tabel 2.4 Koefisien Embusan Angin

Ketinggian diatas rata-rata tingkat pada permukaan yang bersebelahan X 304,8 mm	Exposure D	Exposure C	Exposure B
0- 15	1,39	1,06	0,62
20	1,45	1,13	0,67
25	1,5	1,19	0,72
30	1,54	1,23	0,76
40	1,62	1,31	0,84
60	1,73	1,43	0,95
80	1,81	1,53	1,04
100	1,88	1,61	1,13
120	1,93	1,67	1,2
160	2,02	1,79	1,31
200	2,1	1,87	1,42
300	2,23	2,05	1,63
400	2,34	2,19	1,8

Sumber : (UBC Div II,1997)

Desain Ce harus diterapkan tegak lurus permukaan bidang *chimney*, seperti tampak pada gambar 2.4.



Gambar 2.4. Pemodelan Beban Angin pada Chimney (Penulis)

Nilai C_q untuk chimney untuk struktur tower diambil dari tabel 2.5.

Tabel 2.5 Nilai C_q chimney

Struktur atau bagian struktur	Deskripsi	Nilai C_q
Chimney, tank, tower pejal	Persegi atau segi empat	1,4
	Segi enam atau segi delapan	1,1
	Bulat atau elips	0,8

Sumber : SNI 1726-2002

Koefisien tekan nilainya dua kali lipat koefisien hisap. Koefisien tekan dan hisap diasumsikan terjadi secara bersamaan, pada sisi- sisi chimney. Nilai q_s diatur dalam tabel 2.6.

Tabel 2.6 Tekanan Stagnansi Pada Ketinggian 10 m

Kecepatan angin dasar (mph) x 1,61, konversi km/jam	70	80	90	100	110	120	130
Tekanan qs(psf) x 0,0479 (konversi ke kN/m ²)	12,6	16,4	20,8	25,6	31	36,9	43,3

Sumber: (UBC Vol.II, 1997)

Nilai qs bisa juga ditetapkan berdasarkan PPPIUG 1983 bab.4 no.4 : “Pada cerobong, nilai tekanan tiup dalam kg/m² harus ditentukan dengan rumus (42,5 + 0,6 h), dimana h adalah tinggi cerobong seluruhnya dalam meter..”. Selain itu, nilai qs bisa juga didapatkan melalui persamaan $v^2/16$. Dimana nilai v adalah nilai kecepatan angin pada ketinggian ≥ 10 meter diatas permukaan tanah.

Sementara itu, terdapat juga koefisien pengali lainnya, yaitu Iw. Nilai Iw merupakan nilai yang dapat mempengaruhi tekanan angin pada setiap elemen yang ditinjau. Nilai Iw, ditentukan berdasarkan tabel 2.7.

Tabel 2.7 Nilai Iw untuk *Chimney*

Kategori Bangunan	Fungsi bangunan	Iw
Fasilitas berbahaya	Struktur selain gedung yang mendukung racun atau bahan sejenis	1,15

Sumber : (UBC Vol. II, 1997)

2.2. Penyelidikan Tanah di Tempat

Penyelidikan tanah merupakan prasyarat bagi perancangan pondasi suatu bangunan. Tujuan dari penyelidikan tanah ialah menentukan sifat stratifikasi dan teknik dari tanah yang mendasari suatu tempat, secara praktis. Sifat – sifat utama yang ditinjau adalah karakteristik kekuatan, deformasi, dan hidrolik (Bowless : 1997). Dari penyelidikan tanah akan didapatkan data sampel tanah dari lokasi proyek serta nilai penetrasi dari tanah tersebut. Secara umum, penyelidikan tanah ada dua yaitu SPT (*Standar Penetration Test*) dan CPT (*Cone Penetration Test*).

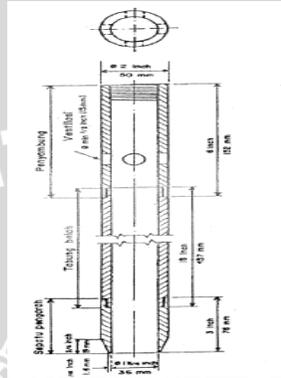
IIII

2.2.1. Uji Penetrasi Standar (SPT)

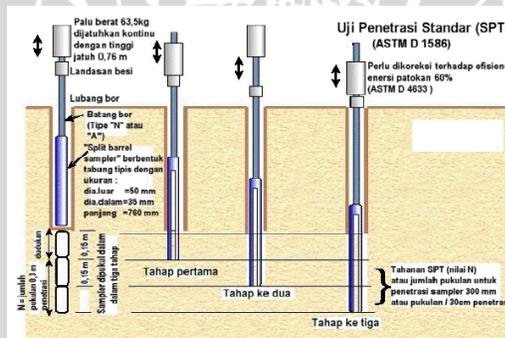
Uji penetrasi standar dikembangkan pada tahun 1972(Bowless : 1997). Saat ini uji SPT merupakan uji yang banyak dilakukan di lapangan, karena biayanya yang relatif lebih ekonomis jika dibandingkan dengan pengujian lain. Kelebihan lain dari pengujian SPT ialah pengerjaanya yang cepat serta data yang diperoleh lebih teliti. Prinsip kerja pengujian SPT ialah menggunakan jumlah tumbukan sebagai nilai penetrasi tanah. Berikut ini merupakan cara kerja pada pengujian SPT:

- a. Uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah, disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm dengan arah vertikal. Dalam sistem beban jatuh ini digunakan palu dengan berat 63,5 kg, yang dijatuhkan secara berulang dengan tinggi jatuh 0,76 m.

- b. Pengujian dilakukan 3 tahap dengan tebal masing- masing tahap sebesar 150 mm. Tahap pertama dicatat sebagai dudukan, sedangkan jumlah pukulan pada tahap kedua dan ketiga dijumlahkan dan dijadikan jumlah N.



Gambar 2.5 Alat Pengambilan Contoh Tabung Belah(SNI 4153-2008)



Gambar 2.6 Skema Urutan Uji SPT (SNI 4153-2008)

Gambar 2.5 merupakan contoh alat pengambilan tabung belah yang biasa digunakan pada uji SPT. Alat tersebut dipasang pada ujung pipa bor pada waktu pelaksanaan pengujian SPT. Sementara itu, skema pengujian urutan uji SPT dijelaskan melalui gambar 2.6. Penjelasan

mengenai gambar tersebut adalah pengujian SPT dilakukan tiga tahap pemukulan. Tahap pertama dilakukan dengan cara menjatuhkan palu dengan ketinggian 0,76 m. Tahap kedua, lepaskan tali sehingga palu jatuh bebas menimpa penahan. Kegiatan tersebut diulangi terus menerus hingga mencapai penetrasi 15. Tahap tiga hitung jumlah pukulan N pada saat mencapai penetrasi 15 cm. Pengujian dilakukan tiga kali hingga mencapai penetrasi 15.

Setelah dilakukan pengujian, selanjutnya dilakukan konversi ke dalam parameter tanah. Hal tersebut dilakukan apabila tidak ada pengujian lebih lanjut di laboratorium. Tapi, apabila dilakukan pengujian lab untuk mendapatkan nilai c, ϕ, γ, C_c maka, tidak perlu dilakukan konversi data.

Dalam proyek pembangunan *chimney* dilakukan beberapa pengujian lab yang pada akhirnya didapatkan data c, ϕ, γ, C_c . Data tersebut digunakan dalam perhitungan daya dukung tanah. Namun, pada perhitungan penurunan perlu adanya data E (modulus elastis) dan μ (angka poisson). Nilai Konversi data SPT ke dalam nilai μ dapat dilihat pada tabel 2.8.

Tabel 2.8 Perkiraan Angka Poisson

No	Macam Tanah	μ
1	Lempung Jenuh	0,4-0,5
2	Lempung tak jenuh	0,1- 0,3
3	Lempung Berpasir	0,2- 0,3
4	Lanau	0,3- 0,35
5	Pasir Padat	0,2- 0,4
6	Pasir Kasar	0,15
7	Pasir halus	0,25
8	Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1-0,4
9	Loess	0,1-0,3

Sumber : (Bowless : 1968)

Sedangkan nilai modulus elastisitas tanah dapat didekati menggunakan angka – angka pada tabel 2.9. Umumnya, nilai modulus elastisitas tanah akan bertambah seiring dengan bertambahnya kedalaman tanah. Oleh karena itu menurut Mitchell dan Gardner (1975) nilai modulus elastisitas dapat dihubungkan dengan nilai N- SPT, sebagai berikut :

$$E = 10 (N + 15) \quad (k/ft^2) \quad \text{untuk pasir} \dots\dots\dots(2.3)$$

$$E = 6 (N + 5) \quad (k/ft^2) \quad \text{untuk pasir berlempung} \quad \dots(2.4)$$

dengan $k/ft^2 = 0,49 \text{ kg/cm}^2 = 48,07 \text{ KN/m}^2$

Tabel. 2.9 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas

No	Macam Tanah	E (KN/m ²)
1	Lempung	
2	Sangat lunak	300-3000
3	Lunak	2000-4000
4	Sedang	4500-9000
5	Keras	7000-20000
6	Berpasir	30000-42500
7	Pasir	
8	Berlanau	5000-20000
9	Tidak padat	10000-25000
10	Padat	50000-100000
11	Pasir dan Kerikil	
12	Padat	80000-200000
13	Tidak Padat	50000-140000
14	Lanau	2000-200000
15	Loess	150000-60000

Sumber : (Bowless : 1968)

2.2.2. UJI PENETRASI KONUS (CPT)

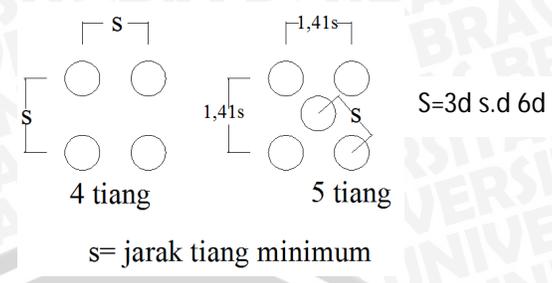
Jenis tanah yang ditinjau Pada pembangunan *chimney* Desa Clangap merupakan tanah lempung. Letak tanah keras pada tanah jenis lempung cenderung dalam, sehingga yang berpengaruh dalam pemancangan sampai tanah keras sukar dilakukan (Sardjono : 1991). Sehingga daya dukung pelekatan antara tiang dengan tanah sangat

Data yang didapatkan dari pengujian tersebut ialah nilai q_c (penetrasi konus, f_s (perlawanan geser), JHL (Jumlah Hambatan Lekat), HS (Hambatan Setempat), JP (Jumlah Perlawanan). q_c adalah perlawanan konus (kPa) , konus menyatakan besarnya perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya persatuan luas. Jumlah hambatan lekat merupakan nilai perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan luas., Hambatan setempat ialah selisih antara jumlah perlawanan dan penetrasi konus tiap kedalaman 10 cm.

2.3. Perencanaan Pelat Penutup Tiang (*Pile Cap*)

Pile cap atau poer pondasi merupakan elemen struktur yang menyatukan satu atau beberapa pondasi tiang terhadap kolom atau elemen struktur lain di atasnya. Pile cap digunakan untuk mencegah adanya penurunan pondasi yang tidak seragam, serta mentransfer beban bangunan ke tiang pancang. Pada perhitungannya, pada *pile group* pasti akan muncul eksentrisitas. Eksentrisitas akan menghasilkan momen, apabila hal tersebut terjadi, maka pile cap harus dihitung dengan anggapan-anggapan :

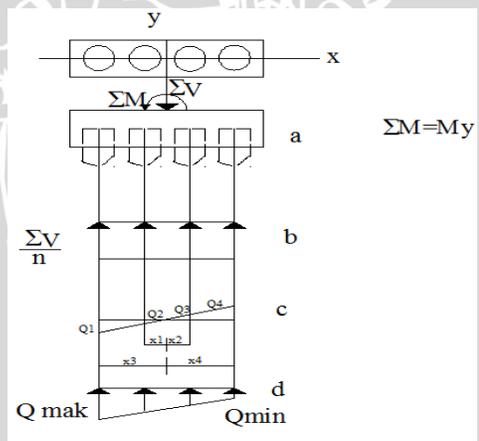
- a) Pelat penutup tiang sangat kaku
- b) Ujung atas tiang menggantung pada pelat penutup, sehingga tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh pelat penutup tiang.
- c) Tiang dianggap kolom pendek elastik. Oleh karena itu, distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata.
- d) Ukuran pile harus memperhatikan jarak antar tiang dan juga jarak tiang ke tepi tiang. Jarak antar biasanya $3d$ s.d $6d$ seperti digambarkan pada gambar 2.8.



Gambar 2.8 Contoh Penyusunan Pondasi Tiang (Harry Christady, 2006)

Gambar 2.9 menunjukkan adanya analisis tahanan momen kelompok pada kelompok pondasi tiang. Pada gambar a dijelaskan bahwa, momen akibat reaksi tiang harus sama dengan momen luar (M_y) yang bekerja. Pada gambar b dijelaskan bahwa seluruh beban vertikal ditumpu oleh sejumlah tiang dalam satu *pile cap*. Gambar c dapat dijelaskan melalui persamaan 2.5.

$$M_y = Q_1 x_1^2 / x_1 + Q_2 x_2^2 / x_2 + Q_3 x_3^2 / x_3 + Q_4 x_4^2 / x_4 \dots \dots \dots (2.5)$$



Gambar 2.9 Ilustrasi Reaksi Tiang dari Pile Cap (Harry Chrstady . 1996)

Gambar d menjelaskan bahwa seluruh beban yang ditumpu tiang dan ditransfer melalui pile cap, mengharuskan adanya reaksi vertikal yang

berlawanan agar terjadi keseimbangan antara beban dan reaksi. Pada chimney, pile cap dibuat dengan bentuk lingkaran dengan dibagi menjadi beberapa sekat. Sehingga pada perhitungan pile cap akan muncul eksentrisitas. Sehingga perencanaan pile cap tidak bisa dihindarkan dari perhitungan Momen. Pile cap bisa dianalisis sebagai sebuah pelat. Seperti yang sudah umum diketahui, bahwa beton tidak kuat menahan tarik, sehingga sering kali dipasang penulangan pada pilecap. Masing – masing tulangan dibagi menjadi tulangan tumpuan dan tulangan lapangan. Masing-masing kelompok tulangan memiliki arah x dan arah y. Dalam hal ini persamaan yang dipakai dalam perencanaan pelat adalah persamaan 2.6 s.d 2.11.

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \frac{f'c \cdot 0,85}{f_y} \beta \frac{600}{600 + f_y} \dots\dots\dots (2.7)$$

$$R_n = \frac{Mu \times 10^4}{\phi b d^2} \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) \dots\dots\dots (2.9)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} \dots\dots\dots (2.10)$$

$$A_s = \rho b d \dots\dots\dots (2.11)$$

Keterangan :

Rn = perbandingan momen ultimate dengan ukuran rencana

ρ = rasio tualangan tarik non prategang

A_s	= luas tulangan	(m^2)
d	= tinggi efektif penampang	(m)
b	= lebar pelat	(m)
m	= perbandingan kuat leleh baja dengan kuat tekan beton	
f_y	= kuat leleh baja	(MPa)
M_u	= Momen ultimate akibat beban luar	(kg)
Φ	= faktor reduksi kekuatan	

Persamaan (2.6) menunjukkan bahwa perlu ada perbandingan minimum antara baja dan beton yang digunakan. Perbandingan minimum berfungsi sebagai batas perbandingan terkecil antara baja dan beton. Pada persamaan (2.7), ditunjukkan perbandingan maksimum antara baja dan beton. Seperti pada persamaan (2.6), persamaan (2.7) juga menjadi batas perbandingan antara baja dan beton namun perbandingan yang dimaksud adalah perbandingan maksimum. Artinya perbandingan pemasangan tulang pada pelat tidak boleh melebihi batas tersebut. Persamaan (2.8) merupakan persamaan yang digunakan untuk mengetahui nilai perbandingan antara ukuran pelat dengan momen ultimate. Hal tersebut dimaksudkan agar ukuran yang direncanakan mampu menahan momen yang diterima pelat. Setelah sebelumnya mengetahui batas minimum dan maksimum antar baja dan beton, berikutnya dilakukan nilai perbandingan rencana dari ukuran yang sudah kita rencanakan dengan menggunakan persamaan (2.9) dan (2.10). Selanjutnya, dapat diketahui berapa jumlah tulangan yang dibutuhkan dengan menggunakan persamaan (2.11).

Selanjutnya, dilakukan perhitungan terhadap tulangan geser menggunakan persamaan berikut :

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.12)$$

Kekuatan nominal untuk melawan geser (V_n) merupakan hasil penjumlahan dari kekuatan beton (V_u) dan kekuatan tulanga (V_s).

$$V_c = (\frac{1}{6}\sqrt{f'c})/b_w d \dots\dots\dots(2.13)$$

$$V_s = (V_u/\Phi) - V_c \dots\dots\dots(2.14)$$

Keterangan ;

b_w = lebar (mm)

d = tinggi efektif (mm)

LLLLLIII

2.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Seperti yang sudah dijelaskan diatas bahwa pondasi yang direncanakan untuk bangunan chimney di Desa Clangap adalah pondasi dalam. Salah satu jenis pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang. Pondasi tiang pancang digunakan bila tanah tempat pondasi tidak mampu mendukung bebannya pada kedalaman normal. Pondasi tiang pancang dipergunakan pada tanah-tanah lembek, tanah berawa, dengan kondisi daya dukung tanah (σ tanah) kecil, kondisi air tanah tinggi dan tanah keras pada posisi sangat dalam.

Ada beberapa kelebihan yang dimiliki oleh pondasi ini. Pertama, dapat membawa beban-beban konstruksi di atas permukaan tanah ke dalam tanah melalui lapisan tanah. Dalam hal ini, transfer gaya yang terjadi tidak hanya menyangkut beban gaya vertikal saja, tapi juga meliputi gaya lateral. Kedua, dapat menahan gaya desakan ke atas yang sering kali menyebabkan terjadinya kegagalan guling. Ketiga, mutu beton

terjamin karena dibuat dengan sistem pabrikasi. Keempat, pondasi tiang pancang mampu mencapai daya dukung tanah yang paling keras. Kelima, pada penggunaan tiang kelompok atau grup (satu beban tiang ditahan oleh dua atau lebih tiang), daya dukungnya sangat kuat.

Di sisi lain, penggunaan pondasi tiang pancang memiliki kekurangan. Kekurangan yang dimaksud ialah:

1. Harga produksi tiang relatif mahal,
2. Rentan rusak saat pengangkutan
3. Tiang pancang beton dipancangkan setelah bahan beton dinilai cukup keras. Artinya, butuh waktu yang cukup lama untuk menunggu hingga tiang beton dapat dipancang.
4. Bila memerlukan pemotongan, maka dalam pelaksanaannya akan lebih sulit dan memerlukan waktu yang lama.
5. Apabila tiang pancang dinilai kurang panjang, maka akan sukar dalam melakukan penyambungan dan dibutuhkan alat penyambung khusus.
6. Rentan mengalami kerusakan saat pengangkutan.

Secara umum, pondasi tiang pancang mempunyai ketentuan-ketentuan sebagai berikut :

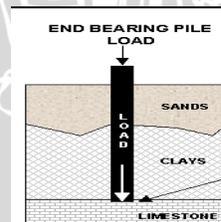
- a. Mampu meneruskan gaya – gaya vertikal yang bekerja padanya, untuk diteruskan ke lapisan tanah pendukung.
- b. Dengan adanya hubungan antara kepala-kepala tiang, pondasi tiang mampu menahan perubahan – perubahan bentuk tertentu ke arah mendatar.

- c. Kemampuan tiang terhadap kekuatan tanah pondasi yang dihasilkan berasal dari daya dukung ujung dan daya dukung geser $Q_p = Q_u + Q_s$ (Sardjono :1988).
- d. Kemampuan tiang berdasarkan kekuatan bahan tiang didapatkan dengan mengalikan tegangan tekan izin bahan (σ_{bahan}) dengan luas penampang tiang (A tiang)

Tiang pancang memiliki beberapa jenis. Pengelompokan tiang pancang berdasarkan cara pemindahan beban tiang dan bahan utama pembuat tiang pancang (Sardjono : 1991). Jenis tiang pancang menurut pemindahannya dibagi menjadi *point bearing* dan *friction pile*.

2.4.1. Point Bearing

Tiang pancang dengan tahanan ujung yaitu tiang yang meneruskan beban melalui tahanan ujung ke tanah keras. Namun, biasanya tahanan ujung tidak terlalu diutamakan apabila tanah keras lokasi proyek terlalu dalam. Penjelasan tersebut diperjelas melalui gambar 2.10.

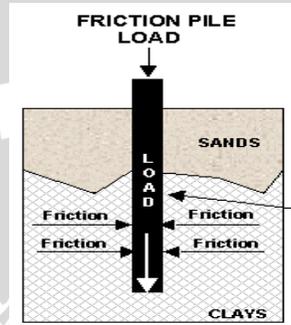


Gambar 2.10 Daya Dukung Ujung Tanah (belajarsipil.blogspot.com)

2.4.2. Friction Pile

Friction pile atau tahanan geser diutamakan saat tanah keras pada lokasi pembangunan terlalu dalam, sehingga tahanan ujung saja tidak

mampu untuk menumpu struktur atas bangunan. Keadaan tanah dimana tiang pancang ditempatkan sangat berpengaruh terhadap gaya gesek tiang pancang itu sendiri. Daya dukung gesek tanah sangat dibutuhkan, terutama pada media tanah lempung. Pada gambar 2.11 digambarkan bahwa tegangan gesek terjadi pada daerah sekeliling tiang.



Gambar 2.11 Daya Dukung Gesek Tanah
(belajarsipil.blogspot.com)

2.4.3. Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang

Daya dukung merupakan hal yang harus diperhatikan dalam perencanaan pondasi tiang pancang. Melalui daya dukung, kita dapat mengetahui kemampuan pondasi tiang pancang dalam menumpu beban sehingga kita akan mengetahui ukuran pondasi tiang pancang yang optimum sebagai penumpu beban. Penjelasan tersebut dapat disederhanakan dalam gambar 2.12.

Seperti yang sudah dijelaskan sebelumnya, daya dukung tiang pancang merupakan penjumlahan dari daya dukung ujung dan daya dukung geser atau daya dukung lekatan. Definisi daya dukung tiang dapat ditulis dalam bentuk persamaan, dalam hal ini persamaan yang dimaksud adalah persamaan 2.15 .

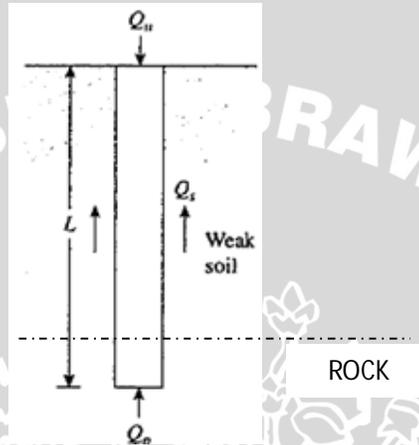
$$Q_p = Q_u + Q_s \dots\dots\dots(2.15)$$

Keterangan :

Q_p = daya dukung pondasi (kg/cm²)

Q_u = daya dukung ujung pondasi (kg/cm²)

Q_s = daya dukung geser pondasi (kg/cm²)



Gambar 2.12 Daya Dukung Ujung dan Daya Dukung Gesek Tanah(belajarsipil.blogspot.com)

Dalam teorinya, daya dukung tiang dapat dibedakan menjadi dua berdasarkan jumlah tiang, yaitu daya dukung individu dan daya dukung kelompok. Perhitungan daya dukung individu bisa langsung menggunakan data uji sondir atau data laboratorium. Dari data laboratorium, ada beberapa metode yang sudah dikembangkan dan dapat digunakan untuk mendapatkan nilai daya dukung.

Selanjutnya, nilai daya dukung tiang pancang harus dikalikan angka reduksi. Angka reduksi tersebut digunakan sebagai angka keamanan, hal tersebut disebabkan penggunaan angka keamanan (SF) akan menghasilkan jumlah tiang yang dibutuhkan semakin banyak bahkan

bisa sampai dua kali lipat. Oleh karena itu, dipakai angka reduksi daya dukung untuk tiang pancang. Beberapa angka reduksi dapat dilihat dalam tabel 2.10.

Tabel 2.10 Angka Resistensi /Reduksi Pengganti SF Pada Tiang Pancang Tunggal

Analisis	Metode	Angka reduksi
Daya dukung gesek	α	0,7
	β	0,5
	λ	0,55
	SPT	0,45
	CPT	0,55
Daya dukung ujung	Lempung	0,7
	Sand : Φ CPT ,SPT	0,45;0,35

Sumber : (AASHTO, 1996)

2.4.3.1. Metode Alfa (α)

Metode α merupakan metode perhitungan daya dukung pondasi yang menggunakan nilai c_u (*cohesi undrained*). Metode ini dipakai saat keadaan tanah lokasi proyek tidak terdrainasi. Jika lempung jenuh $\phi_u = 0$, $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$, maka daya dukung ujung batas netto ditulis pada persamaan 2.16 dan 2.17.

$$q_{bu} = c_u \cdot N_c \dots\dots\dots(2.16)$$

$$Q'_{bu} = A_b \cdot q'_{bu} = A_b \cdot c_u \cdot N_c \dots\dots\dots(2.17)$$

Keterangan :

Q'_{bu} = Daya dukung batas netto (kg)

q'_{bu} = Daya dukung batas netto per satuan luas (kg/cm²)

A_b = Luas penampang ujung tiang (cm²)

C_u = kohesi tanah di bawah ujung tiang pada kondisi (kN/m²)

N_c = faktor daya dukung tiang (biasanya diambil 9)

Sedangkan daya dukung gesek, didapatkan menggunakan persamaan 2.8 dan 2.19.

$$f = \alpha \cdot C_u \dots\dots\dots(2.18)$$

$$Q_s = \sum \alpha \times C_u \times p \times L \dots\dots\dots(2.19)$$

Keterangan :

f = tahanan geser (kg)

α = faktor adhesi empiris

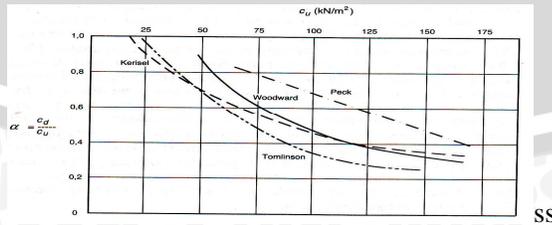
C_u = kohesi tanah (kg/m²)

p = keliling tiang (m)

L = panjang tiang yang ditinjau (m)

Apabila data laboratorium yang berfungsi untuk mendapatkan nilai c_u dan c_d tidak tersedia, maka nilai C_u dapat didekati menggunakan gambar 2.13.

Sedangkan nilai c_d dapat didekati menggunakan tabel 2.11.



Gambar 2.13 Grafik Penentu α Menggunakan C_u (situs-teknik.com)

Tabel 2.11 Pendekatan Nilai c_u dan c_d

Bahan tiang	Kohesi (c_u) (k/ft ²)	Adhesi ultimit (c_d) (k /ft ²)
Beton dan kayu	0-0,75	0 – 0,7
	0,75-1,5	0,7 – 1
	1,5-3	1 – 1,3

Sumber : (Bowless,1996)

2.4.3.2. Metode Lambda (λ)

Metode λ merupakan gabungan antara analisis terdrainasi dan tak terdrainasi. Metode ini mengasumsikan bahwa perpindahan tanah yang disebabkan oleh pemasukan tiang kedalam tanah menghasilkan suatu tekanan lateral pasif pada suatu kedalaman tertentu. Metode ini dapat digunakan untuk mendapatkan nilai daya dukung gesek. Persamaan yang digunakan dalam metode lambda adalah persamaan 2.20 dan 2.21.

$$f_{av} = \lambda(\bar{\sigma}'_v + 2c_u) \dots\dots\dots(2.20)$$

$$Q_s = pL f_{av} \dots\dots\dots(2.21)$$

Keterangan :

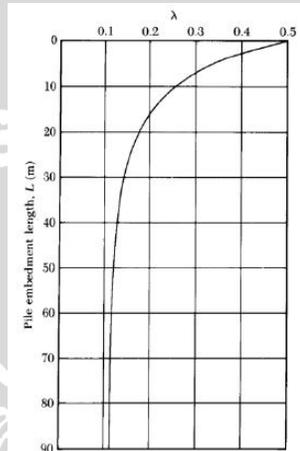
$\bar{\sigma}'_v$ = nilai tengah tegangan vertikal efektif kg/m²

c_u = nilai tengah kuat geser kg/m²

f_{av} = faktor gesek tiang (kg)

- λ = faktor lambda
- Q_s = daya dukung gesek tiang (kg)
- p = keliling tiang (m)
- L = panjang tiang yan ditinjau (m)

Nilai λ bisa didapatkan dengan menggunakan grafik 2.14.



Gambar 2.14 Grafik Penentu λ Menggunakan L (Bowless, 1996)

2.4.3.3. Metode Beta (β)

Metode beta merupakan salah satu metode yang dikembangkan oleh Randolph and Wroth. Metode delta pada tanah lempung, lebih ditujukan untuk perhitungan tanah dalam kondisi terdrainasi. Untuk menghitung daya dukung gesek menggunakan metode beta dapat digunakan Persamaan 2.22 dan persamaan 2.23.

$$q_{su} = f_{su} = \beta \cdot \sigma'_{v0} \dots\dots\dots(2.22)$$

$$Q_{su} = A_s \cdot q_{su} \dots\dots\dots(2.23)$$

Keterangan :

$f_{su} = q_{su}$ = faktorr gesek pondasi (kg)

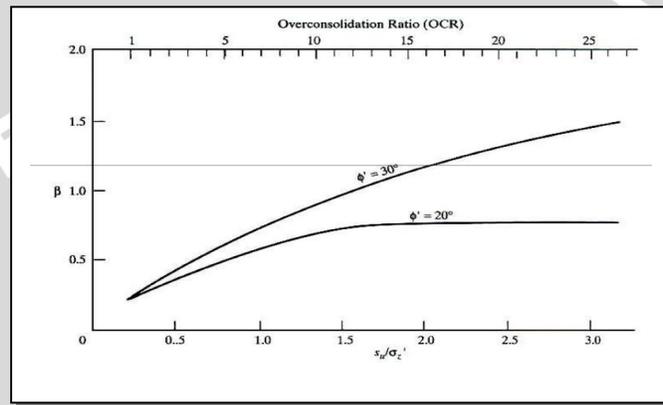
β = faktor beta

σ'_{v0} = tegangan vertikal efektif pada kedalaman tertentu (kN/m²)

Q_{su} = daya dukung gesek tiang (kN)

A_s = luas selimut tiang (cm²)

Nilai β bisa didapatkan dari grafik 2.15



Gambar 2.15 Grafik Penentu β Menggunakan ϕ (Bowless, 1996)

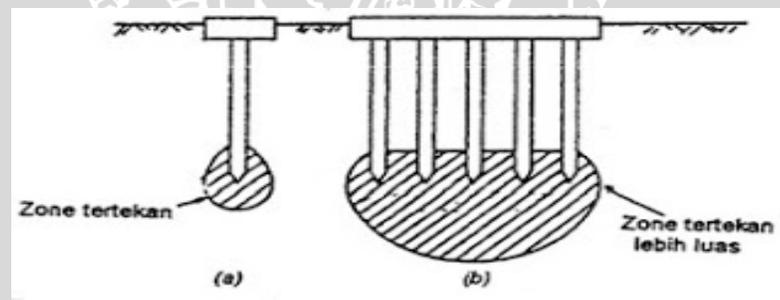
Metode di atas merupakan metode yang dipakai untuk mendapatkan daya dukung tiang tunggal. Namun, di lapangan sangat jarang digunakan pondasi tiang yang hanya terdiri atas satu buah tiang saja (Sardjono : 1988). Pemasangan tiang biasanya dilakukan secara kelompok. Jumlah tiang ditentukan oleh besarnya kemampuan daya dukung dalam menumpu besarnya beban yang diberikan pada pondasi tersebut. Melalui persamaan 2.24, dapat ditentukan jumlah tiang yang dibutuhkan dalam perencanaan pondasi.

$$n = \frac{P}{Q_{izin}} \rightarrow Q_{izin} = \frac{Q_p}{SF} \dots\dots\dots(2.24)$$

Keterangan :

- n = jumlah tiang
 P = beban yang diberikan (kg)
 Q_{izin} = Daya dukung izin tiang (kg/ cm²)
 Q_p = daya dukung tiang tunggal (kg/ cm²)
 SF = faktor keamanan tiang

Pondasi tiang yang dipasang secara kelompok, idealnya menghasilkan daya dukung yang lebih besar dibanding daya dukung tiang yang dipasang secara individu. Hal tersebut disebabkan nilai tekanan akibat beban pada tiang kelompok lebih kecil dibanding dengan nilai tekanan akibat beban pada tiang individu. Gambar 2.16 dapat digunakan untuk menyederhanakan penjelasan diatas.



Gambar 2.16 Tekanan pada Tanah Akibat Pondasi Tiang Tunggal (a) dan Pondasi Tiang Kelompok (b) (blok-q.blogspot.com)

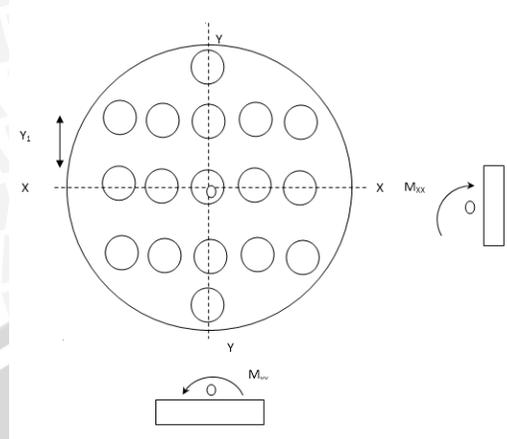
Terdapat beberapa perbedaan antara tiang pancang kelompok dengan tiang pancang individu. Salah satu hal yang berbeda pada tiang pancang kelompok adalah adanya perbedaan distribusi beban pada tiap tiang dalam satu kelompok tiang pancang. Perbedaan distribusi beban lebih diakibatkan adanya momen. Momen terjadi karena adanya

eksentrisitas pada tiang, sementara itu jarak masing masing tiang dengan pusat eksentrisitas itu bisa jadi berbeda. Hal tersebut mengakibatkan momen yang terjadi pada setiap tiang pun akan berbeda. Distribusi beban pada tiang pancang kelompok diperoleh melalui persamaan 2.25. Sementara itu, gambar 2.17 merupakan gambar yang digunakan untuk memperjelas persamaan tersebut.

$$P_{ij} = \frac{V}{mn} + \frac{M_{yy}x_i}{m \sum_i^n x_i^2} + \frac{M_{xx}y_j}{n \sum_j^m y_j^2} \dots\dots\dots(2.25)$$

Keterangan :

- P_{ij} = beban yang dipikul oleh tiang ke I ada baris j (kg)
- V = beban vertikal sentries (kg)
- M_{xx} = momen pada sumbu x (kgm)
- M_{yy} = momen pada arah sumbu y (kgm)
- m = jumlah baris
- n = jumlah tiang dalam satu baris
- mn = jumlah tiang dalam kelompok
- x_i = jarak tiang ke-i terhadap sumbu y (m)
- y_j = jarak tiang pada baris j terhadap sumbu x (m)



Gambar 2.17 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang

(Penulis)

Selain itu, perhitungan daya dukung tiang pada kenyataannya tidak sama dengan daya dukung individu tiang dikalikan jumlah tiang. Hal tersebut diakibatkan adanya reduksi daya dukung tiang. Reduksi tersebut disebabkan adanya overlapping penyebaran tegangan di sekeliling tiang. Overlapping tegangan merupakan efek yang terjadi akibat jarak penempatan tiang yang tidak dapat dibuat terlalu besar (Sardjono : 1988). Salah satu persamaan yang dipakai untuk menentukan faktor reduksi (efisiensi) adalah persamaan (2.26) yaitu Converse Labare.

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.n.m} \right] \theta \dots\dots\dots(2.26)$$

Keterangan :

η = Efisiensi

n = jumlah tiang dalam 1 baris

θ = $\text{tg}^{-1}(d/s)$

s = jarak tiang as ke as (m)

m = jumlah baris tiang

Selain persamaan 2.26, faktor efisiensi juga bisa didapatkan menggunakan tabel 2.12, tabel kerisel (kerisel, 1967).

Tabel 2.12 Faktor Efisiensi Untuk Kelompok Tiang dalam Tanah Lempung

No	Jarak pusat ke pusat tiang	Faktor efisiensi (Eg)
1	10 d	1
2	8d	0,95
3	6d	0,9
4	5d	0,85
5	4d	0,75
6	3d	0,65
7	2,5d	0,55

Sumber : (Harry Christady, 2011)

Faktor efisiensi selanjutnya menjadi koefisien pengali pada perhitungan daya dukung kelompok pada pondasi. Dari hasil perkalian tersebut akan dapat diketahui nilai daya dukung efektif pondasi kelompok tiang pancang. Persamaan yang dipakai dalam perhitungan daya dukung kelompok pondasi tiang pancang adalah persamaan 2.27.

$$\Sigma Q_p = \eta \cdot m \cdot n (Q_u + Q_s) \dots\dots\dots(2.27)$$

Keterangan:

- η = faktor efisiensi pondasi tiang pancang
- m = jumlah baris kelompok tiang pancang
- n = jumlah kolom kelompok tiang pancang

Q_u = daya dukung ujung tiang pancang (kg/cm^2)

Q_s = daya dukung lekatan tiang pancang (kg/cm^2)

ΣQ_p = Total daya dukung tiang (kg/cm^2)

2.5. Perencanaan Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor merupakan jenis pondasi yang sering digunakan pada suatu konstruksi yang membutuhkan pondasi dalam dan memiliki jenis tanah yang lunak. Pondasi ini memiliki beberapa kelebihan:

1. Mobilisasi Mudah;
2. Tidak mengganggu lingkungan dengan getaran yang dapat merusak/ retak dinding bangunan sekitar proyek;
3. Kedalaman tiang dapat divariasikan berdasarkan kondisi tanah setempat;
4. Saat penggalian, dapat dilakukan pemeriksaan mengenai jenis tanah dengan lebih detail untuk dibandingkan dengan penyelidikan tanah sebelumnya;
5. Kemudahan terhadap perubahan konstruksi. Apabila terjadi perubahan ukuran panjang dan diameter, bore pile bisa diubah ukuranya dengan mudah;
6. Mudah dioperasikan pada medan-medan yang sulit;
7. Dapat menerima beban yang besar untuk satu tiang dengan memperbesar diameter;
8. Alat yang digunakan lebih sederhana dibandingkan dengan pemasangan tiang pancang.

Meskipun memiliki kelebihan, pondasi ini juga memiliki kekurangan, yaitu:

1. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengurangi daya dukung ;
2. Pelaksanaan konstruksi membutuhkan pengawasan khusus;
3. Mutu beton tidak seragam akibat banyak faktor luar yang mempengaruhi;
4. Kerusakan tanah pada kaki tiang akibat pengeboran;

Secara teoretis, perancangan pondasi tiang bor hampir sama dengan perencanaan pondasi tiang pancang. Hal yang membedakan diantara kedua pondasi tersebut adalah pelaksanaan pemancangan tiang. Pelaksanaan tiang berpengaruh pada kualitas mutu beton pada tiang bor. Apabila mutu beton berkurang dari yang seharusnya, maka daya dukung pada tiang bor dapat berkurang pula.

Hal yang harus dipertimbangkan saat perencanaan pondasi tiang bor adalah daya dukung, penurunan, penulangan, serta biaya yang dikeluarkan. Dalam hal ini, biaya yang dimaksud bukan hanya menyangkut biaya bahan bahan yang diperlukan dalam pembuatan, tapi juga menyangkut biaya pelaksanaan pemancangan tiang.

|||||

2.5.1. Daya Dukung Pondasi Tiang bor

Sama seperti daya dukung pada pondasi tiang pancang, daya dukung pondasi tiang bor juga merupakan penjumlahan dari daya dukung ujung dan daya dukung gesek. Penjelasan tersebut dapat diubah dalam persamaan 2.28.

$$Q_p = Q_u + Q_s \dots\dots\dots(2.28)$$

Keterangan :

Q_p = daya dukung pondasi (kg/cm²)

Q_u = daya dukung ujung pondasi (kg/cm²)

Q_s = daya dukung geser pondasi (kg/cm²)

Seperti pada perhitungan tiang pancang, pada perhitungan tiang bor juga dapat digunakan dua jenis kelompok metode. Metode yang pertama adalah metode yang didasarkan pada data lapangan, sedangkan metode yang kedua adalah metode yang didasarkan pada data laboratorium. Kali ini, dipilih data laboratorium untuk mendapatkan nilai daya dukung.

Pada dasarnya, metode yang dipakai untuk mendapatkan nilai daya dukung pada tiang bor sama saja seperti pada tiang pancang. Hal yang membedakan pada analisis kedua pondasi tersebut adalah perbedaan ukuran teknis tiang pada tiang bor yang dapat diatur sendiri dan cenderung lebih fleksibel dibandingkan tiang pancang. Selain itu tiang bor memiliki angka reduksi yang berbeda dengan tiang pancang. Sebenarnya angka reduksi tersebut fungsinya sama dengan angka keamanan (SF). Angka reduksi pada tiang bor terlihat pada tabel 2.13.

Tabel 2.13 Angka Reduksi pada Tiang Bor

No	Daya dukung	Jenis tanah	Metode	Faktor reduksi
1	Gesek	Lempung	-	0,65
2	Ujung	Lempung	Semua metode	0,55
3	Gesek	Batu	Carter and Kulhawy	0,55
4			Horvath and kenney	0,65
5	Ujung			0,5

Sumber : (Donald P. Coduto,1999)

Pada tiang bor ada metode tambahan yang dapat dipakai untuk menghitung daya dukung tiang. Metode yang dimaksud adalah metode Mabsout. Pada dasarnya metode mabsout juga dapat digunakan pada pondasi tiang pancang. Namun, metode ini biasanya digunakan untuk menghitung pondasi tiang bor. Daya dukung dapat diperoleh menggunakan persamaan 2.26.

$$Q_p = 9itCR^2 + 2itC\alpha Rz \dots\dots\dots(2.29)$$

Keterangan :

Q_p = Daya dukung ujung tiang (t)

$i_t = 3,14$

R = Jari-jari penampang ujung tiang (m)

C = Nilai kohesi (t/ m^2)

$C\alpha$ = Adhesi tanah (t/ m^2)

Z = kedalaman tiang (m)

2.5.2. Daya Dukung Menggunakan Data N-SPT

Daya dukung N-SPT adalah perhitungan daya dukung yang didasarkan pada data N-SPT. Data N-SPT dapat digunakan untuk mendapatkan nilai daya dukung tiang, baik tiang pada tanah lempung maupun tanah pasir. Meskipun, data N-SPT terkadang diidentikan dengan daya dukung pada tanah pasir. Untuk mendapatkan nilai daya dukung tanah pada lempung, menggunakan data N-SPT, dapat digunakan persamaan 2.30 (Bromham and Styles, 1971).

$$P_u = Q_u = 4N_b A_b + \frac{1}{50} \bar{N} A_s \text{ (kg)} \dots\dots\dots(2.30)$$

Keterangan : Q_u = daya dukung tiang ultimate (ton)

Nb = nilai N dari uji SPT pada tanah di sekitar ujung tiang

\bar{N} = nilai N rata-rata uji SPT, di sepanjang tiang

As = Luas selimut tiang (m²)

Ab = luas dasar tiang (m²)

2.6. Daya Dukung Lateral

Daya dukung lateral adalah kemampuan tiang untuk menahan gaya lateral terutama gempa. Daya dukung lateral selanjutnya dibandingkan gaya lateral yang terjadi. Salah satu metode yang bisa dipakai dalam perhitungan daya dukung lateral adalah Metode Brinch – Hansen. Metode tersebut dapat digunakan pada tanah lempung maupun pasir. Namun, metode tersebut hanya dapat digunakan pada lapisan tanah yang homogen. Artinya seluruh lapisan hanya terdiri atas lempung saja atau pasir saja.

Sebelumnya, pondasi tiang harus dikelompokkan kedalam jenis tiang panjang atau tiang pendek menggunakan persamaan 2.31.

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I}{k_s \cdot B}} \dots\dots\dots(2.31)$$

Keterangan :

R = faktor kekakuan tiang

Ep = modulus elastisitas tiang (ton/m²)

I_p = momen inersia (m⁴)

k_s = modulus *subgrade* tanah dalam arah horisontal (ton/m³)

B = diameter atau sisi tiang (m)

Selain nilai kekakuan, dalam tanah yang terkonsolidasi normal ada pula kriteria lain yang harus diperhitungkan yaitu kekakuan modulus tanah (T) yang dapat diperoleh menggunakan persamaan 2.32.

$$T = \sqrt[3]{\frac{EI}{n_h}} \dots\dots\dots(2.32)$$

Keterangan :

T = nilai modulus kekakuan tanah

E = modulus tiang

I = momen inersia tiang

n_h = modulus variasi

Nilai n_h didapatkan dari tabel 2.14

Tabel 2.14 Nilai Pendekatan n_h

Tanah	n_h (kN/m ³)	Referensi
Lempung NC lunak	166 - 3518	Reese dan Matlock (1956)
	277 - 554	Davisson - Prakash (1963)
Lempung NC organik	111 - 277	Peck dan Davisson (1962)
	111 - 831	Davisson (1970)
Gambut	55	Davisson (1970)
	27,7 - 111	Wilson dan Hiltz (1967)

Sumber : <http://repository.usu.ac.id>

Dari dua kriteria diatas kemudian dibandingkan dengan panjang tiang. Seperti terangkum pada tabel 2.15.

Tabel 2.15 Jenis Tiang Berdasarkan Modulus Tanah

Jenis tiang	Modulus Tanah	
	Kaku (Pendek)	$L \leq 2 T$
Elastis (panjang)	$L \geq 4T$	$L \geq 0.35 R$

Sumber: (Manual Pondasi Tiang GEC,2005)

Selanjutnya, dicari nilai H_u atau daya dukung lateral untuk dibandingkan dengan gaya lateral dengan menggunakan persamaan 2.33.

$$H_u = \frac{0.5 \cdot \gamma' \cdot L^3 \cdot B \cdot K_p}{(e+L)} \dots\dots\dots(2.33)$$

Keterangan :

γ = berat isi tanah (kg/m³)

L = panjang tiang (m)

Kp= koefisien tekanan pasif

e = jarak beban ke permukaan tanah (m)

B = diameter tiang (m)

2.7. Penurunan Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor

Perencanaan pondasi juga meliputi prediksi penurunan yang akan terjadi pada pondasi. Melalui prediksi tersebut kita dapat mengetahui ukuran pondasi tiang pancang yang tepat, sehingga penurunan yang diprediksikan merupakan penurunan maksimum yang mungkin terjadi. Pada dasarnya, analisis penurunan pada pondasi tiang pancang sama dengan analisis penurunan pada pondasi tiang bor. Gaya gesek tersebut dipengaruhi oleh jenis tanah dimana tiang tersebut ditanam. Masing-masing tanah memiliki kemampuan yang berbeda dalam melawan gaya gesek tersebut. Semakin besar kemampuan tanah dalam melawan gaya gesek tersebut, maka akan semakin kecil besarnya penurunan yang terjadi.

Tanah lempung merupakan jenis tanah yang paling rentan mengalami penurunan, bukan hanya penurunan saat tiang itu dipasang, tapi juga penurunan dalam jangka panjang. Penurunan tiang pancang pada tanah lempung terdiri atas tiga penurunan yaitu penurunan segera (S_i), penurunan konsolidasi primer (S_c), penurunan konsolidasi sekunder (S_s). Sehingga

total penurunan yang terjadi adalah penjumlahan dari ketiga penurunan tersebut dapat juga ditulis dalam bentuk persamaan seperti pada persamaan 2.34.

$$S = S_i + S_c + S_s \dots\dots\dots(2.34)$$

Keterangan :

S = Penurunan total

S_i = Penurunan segera

S_c = Penurunan konsolidasi primer

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder

Penurunan segera merupakan penurunan yang terjadi seketika pada saat pembebanan terjadi atau dalam jangka waktu yang pendek. Hal tersebut terjadi karena sifat elastisitas tanah. Pada tanah lempung, penurunan segera yang terjadi tidak terlalu besar (Harry Christady : 2003). Ada beberapa persamaan yang dapat dipakai untuk mencari penurunan segera. Salah satu persamaan yang dapat dipakai untuk mendapatkan penurunan segera adalah persamaan 2.35.

$$S_i = \frac{\mu_1 \mu_2 q_n B}{E_u} \dots\dots\dots(2.35)$$

Keterangan :

S_i = penurunan segera (m)

μ₁ = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas

μ₂ = faktor koreksi untuk kedalamn pondasi D_f

B = lebar pile cap atau diameter lingkaran (m)

q_n = Tekanan pondasi netto (kg/m²)

E_u = Modulus elastisitas tanah bagian ujung pondasi (kg/m²)

Selain persamaan diatas, ada pula persamaan lain yang dapat digunakan untuk mendapatkan nilai penurunan segera yaitu persamaan 2.36 (Therzaghi, 1934).

$$S_e \text{ at point } N = \frac{q_n(1-\mu^2)}{E_s} [I_{f1}B_1 + I_{f2}B_2 + I_{f3}B_3 + I_{f4}B_4] \dots\dots\dots(2.36)$$

Keterangan:

S_e = penurunan segera (cm)

B = diameter tiang (m)

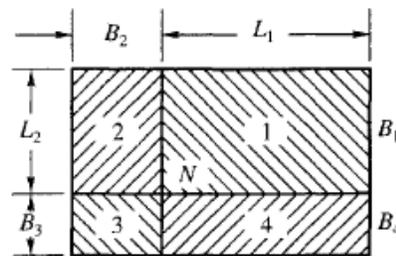
q_n = beban netto (kg/m²)

μ = poisson ratio

E = modulus elastisitas (kg/cm²)

I_f = faktor pengaruh

N merupakan titik penurunan yang ditinjau. N dapat ditentukan sesuai gambar 2.18.



Gambar 2.18 Titik Penurunan
<http://civilceg.files.wordpress.com/2011/08/settlement.ppt>

Apabila titik yang ditinjau berada ditengah, maka $B_1=B_2=B_3=B_4=L_1=L_2$. Sedangkan nilai poisson ratio didapatkan dari tabel 2.16.

Tabel 2.16 Nilai *Poisson Ratio* Berdasarkan Jenis Tanah

Type of soil	μ
Clay, saturated	0.4–0.5
Clay, unsaturated	0.1–0.3
Sandy clay	0.2–0.3
Silt	0.3–0.35
Sand (dense)	0.2–0.4
Coarse (void ratio 0.4 to 0.7)	0.15
Fine grained (void ratio = 0.4 to 0.7)	0.25
Rock	0.1–0.4

Sumber : (Bowless,1996)

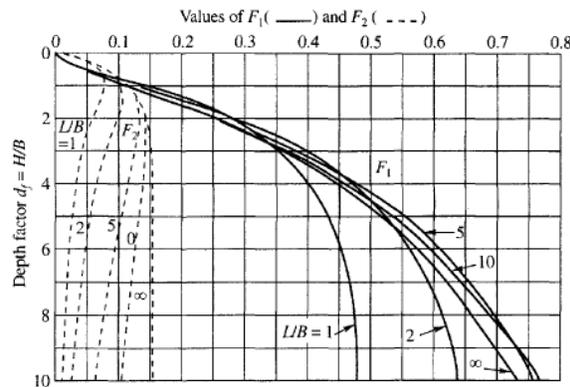
Faktor pengaruh didapatkan menggunakan persamaan 2.37.

$$I_f = \left[F_1 + \frac{(1-\mu-2\mu^2)F_2}{1-\mu^2} \right] \dots\dots\dots(2.37)$$

Keterangan :

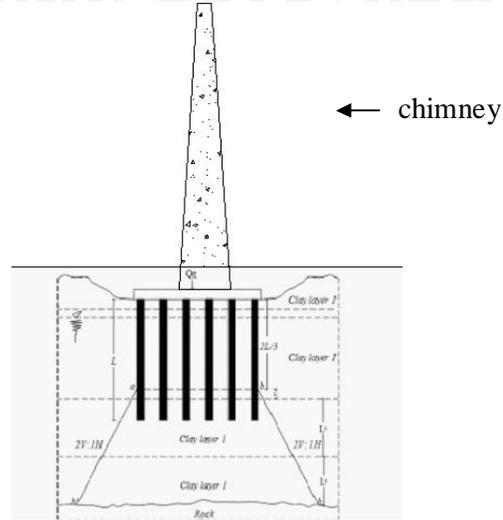
If = faktor pengaruh

F1 dan F2 didapat dari gambar 2.19.



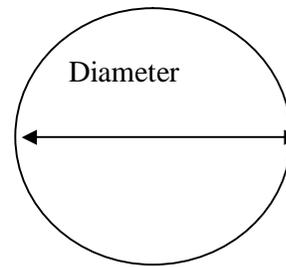
Gambar 2.19 Nilai *Poisson Ratio* (Steinbrener, 1994)

Penurunan kelompok tiang dapat di lihat pada gambar 2.16 dimana beban (Q_g) ditransmisikan ke lapisan tanah pertama pada kedalaman $2L/3$ dari bagian atas tiang. Beban (Q_g) yang bekerja yaitu menyebar di sepanjang 2 vertikal : 1 garis horizontal dari kedalaman pondasi.



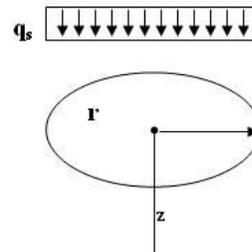
Gambar 2.19 Penurunan pondasi pada tiang (Penulis)

Permukaan pile cap pada pondasi berbentuk lingkaran seperti terlihat pada gambar 2.20.



Gambar 2.20 Permukaan Pile Cap (Penulis)

Transfer beban pada permukaan lingkaran ditunjukkan pada gambar 2.21. Pada gambar 2.21 terlihat beban yang ditumpu pada permukaan terpusat pada pusat lingkaran. Beban pada permukaan tersebut didistribusikan melalui jari-jari lingkaran. Untuk menghitung jumlah beban yang diditrisbusikan, digunakan persamaan 2.38.



Gambar 2.21 Transfer Beban Pada Lingkaran
 (<http://osp.mans.edu.eg/geotechnical/Ch2.htm>)

$$\Delta p = \frac{q_n D^2}{(D + z)^2} \dots\dots\dots(2.38)$$

Keterangan :

Δp = beban yang diterima pondasi pada kedalaman tertentu (kg)

q_n = beban netto (kg)

D = diameter beban tiang pada kedalaman tertentu (m)

z = kedalaman tiang (m)

Beban pondasi maupun beban chimney mendesak tanah dibawah pondasi bergerak ke bawah. Desakan tersebut menyebabkan adanya pengurangan volume tanah akibat aliran air yang meninggalkan zona tertekan yang diikuti oleh pengurangan kelebihan tekanan air (Harry Christady : 2003). Apabila volume tanah berkurang, maka akan terjadi penurunan. Penurunan tersebut adalah penurunan konsolidasi. Penurunan konsolidasi pada tanah lempung terjadi dalam waktu yang relatif lama. Lempung memiliki permeabilitas yang rendah, sehingga konsolidasi yang terjadi akan berlangsung dalam jangka waktu yang lama. Hal tersebut mengakibatkan pengurangan angka pori bergerak lamban, sehingga

pengurangan volume pun terjadi dalam waktu yang relatif lama. Dalam proyek akhir ini, persamaan yang dipakai untuk mendapatkan nilai penurunan konsolidasi primer adalah persamaan Terzaghi, persamaan 2.39 s.d 2.42.

$$S_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H = \frac{e_1 - e_0}{1 + e_0} H \dots\dots\dots(2.39)$$

Apabila $p_0' = p_c$

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \dots\dots\dots(2.40)$$

Apabila $p_1' < p_c'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_0'} = C_r \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \dots\dots\dots(2.41)$$

dengan, $p_1' = p_0' + \Delta p$

Apabila $p_0' < p_c' < p_1'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_0'} + C_c \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_c'} \dots\dots\dots(2.42)$$

dengan, $p_1' = p_0' + \Delta p$

Keterangan :

- Δe = Perubahan angka pori akibat pembebanan;
- e_0 = Angka pori awal;
- e_1 = Angka pori saat berakhirnya konsolidasi;
- H = Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
- P_0' = tekanan tanah vertikal efektif sebelum pembebanan (kg/m²)
- Δp = tekanan tanah akibat beban pondasi di kedalaman yang ditinjau (kg/m²)
- C_c = indeks pemampatan

C_r = indeks pemampatan kembali

Selain persamaan diatas ada juga persamaan yang dipakai dalam mendapatkan nilai penurunan konsolidasi, yaitu persamaan 2.43.

$$S_c = \Delta\sigma_v \cdot m_v \cdot H \quad \dots\dots\dots(2.43)$$

Keterangan :

S_c = penurunan konsolidasi (m)

$\Delta\sigma_v$ = tekanan (kg/m²)

m_v = kompresibilitas volume (1/kpa)

H = kedalaman lapisan (m)

Nilai m_v dapat didekati menggunakan tabel 2.17.

Tabel 2.17 Pendekatan Nilai m_v

Table 11.9 Coefficient of volume compressibility derived from SPT N-value (after Stroud and Butler, 1975).

Plasticity index (%)	Conversion factor (f_2)	m_v (10^{-3} kPa^{-1}) based on N-value: $m_v = 1/(f_2 N)$				
		N = 10	20	30	40	50
10	800	0.12	0.06	0.04	0.03	0.02
20	525	0.19	0.09	0.06	0.05	0.04
30	475	0.21	0.10	0.07	0.05	0.04
40	450	0.22	0.11	0.07	0.06	0.04

Sumber : (Burt Look, 2007)

Untuk melakukan perhitungan penurunan terzaghi, dibutuhkan pengujian laboratorium. Hal tersebut dilakukan untuk mendapatkan beberapa data yang tidak bisa didapatkan melalui uji lapangan. Data yang didapatkan melalui uji laboratorium adalah c_c , c_r , e_o , dan e .

Konsolidasi terjadi akibat adanya pengurangan kelebihan tekanan air pori. Pengurangan kelebihan tekanan air pori, hanya dapat terjadi jika air meninggalkan rongga pori lapisan tanah tertekan. Pengurangan volume air di dalam rongga pori, menyebabkan volume tanah, akibatnya dapat terjadi penurunan. Proses konsolidasi primer terjadi sampai tekanan

air pori dalam keseimbangan dengan tekanan hidrostatik air tanah disekitarnya. Namun, di lapangan setelah tekanan air pori telah mencapai nol, sebenarnya masih terdapat penurunan akibat rangkakan. Penurunan tersebut disebut konsolidasi sekunder (Harry Christady : 2006). Besarnya konsolidasi sekunder biasanya relatif kecil sehingga sering diabaikan (Suroso,dkk : 2007).

2.8. Penulangan Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor

Penulangan tiang pondasi tiang dianalisis seperti analisis pada kolom. Oleh karena itu, peraturan penulangan pada kolom pun dipakai menjadi acuan dalam penulangan pondasi tiang. Tiang dibagi berdasarkan menjadi dua yaitu tipe tiang dengan eksentrisitas kecil dan tiang dengan eksentrisitas besar.

IIII

a. Perencanaan Tiang Berdasarkan Eksentrisitas

Tiang pendek dapat dikategorikan menjadi tiang pendek eksentrisitas besar dan eksentrisitas kecil. Kategori eksentrisitas didasarkan pada persamaan 2.44a, apabila eksentrisitas akibat beban luar (e) lebih besar dari eksentrisitas beban sendiri , maka tiang termasuk dalam jenis tiang dengan eksentrisitas besar. Sebaliknya apabila eksentrisitas akibat beban luar lebih kecil dibanding eksentrisitas beban sendiri, maka tiang tersebut termasuk jenis tiang dengan eksentrisitas kecil. Nilai eksentrisitas beban luar didapat melalui persamaan 2.44 sedangkan nilai eksentrisitas beban sendiri (e_b) didapat melalui persamaan 2.45.

$$e < e_b \dots \dots \dots (2.44a)$$

$$e = M_y / P_{max} \dots\dots\dots(2.44)$$

$$e_b = M_{ub} / P_{ub} \dots\dots\dots(2.45)$$

Keterangan :

e = eksentrisitas akibat beban luar (m)

e_b = eksentrisitas akibat beban sendiri (m)

M_y = momen searah sumbu y akibat beban luar (kgm)

P_{max} = beban aksial terbesar yang diterima tiang (kg)

P_{ub} = beban aksial akibat berat sendiri (kg)

Momen dan beban aksial akibat beban luar dapat dianalisis menggunakan Staad- Pro. Momen dan beban aksial akibat beban sendiri dapat dianalisis menggunakan persamaan 2.46 s.d 2.55.

$$P_{ub} = (0,85 \times f'c \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' + f_s') - (A_s \times f_y) \times 10^{-3} \dots(2.46)$$

$$M_{ub} = ((0,85 \times f'c \times a_b \times l_{ek} \times a_b \times [(0,5 t_{ek} - (0,5 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (0,5 \times (d-d')) + (A_s \times f_y \times (0,5 \times (d-d')))) \dots\dots(2.47)$$

$$a_b = \beta \times c_b \dots\dots\dots(2.48)$$

$$c_b = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \dots\dots\dots(2.49)$$

$$l_{ek} = \frac{1/4 \pi d^2}{t_{ek}} \dots\dots\dots(2.50)$$

$$t_{ek} = 0,8 d_{tiang} \dots\dots\dots(2.51)$$

$$A_s' = A_s = 0,5 \times A_{st} \dots\dots\dots(2.52)$$

$$A_{st} = 0,03 A_g \dots\dots\dots(2.53)$$

$$A_g = \frac{1}{4} \pi d_{tiang}^2 \dots\dots\dots(2.54)$$

d' = tebal selimut beton + Ø sengkang + 0,5 D tulangan pokok

$$f's = \frac{0,03 \times 200000 \times (c_b - d')}{c_b} \dots\dots\dots(2.55)$$

Keterangan :

- Pub = beban ultimate beton (ton)
- Mub = Momen ultimate beton (ton)
- f'c = kuat tekan beton (MPa)
- ab = lebar daerah tekan (mm)
- lek = lebar penampang segi empat ekivalen (mm)
- As' = luas tulangan Tarik (cm)
- As = luas tulangan (cm)
- fy = kuat leleh baja (Mpa)
- tek = tebal penampang segi empat ekivalen (mm)
- d = tinggi penampang (cm)
- d' = tebal selimut beton efektif (cm)

Tipe tiang menentukan jenis keruntuhan tiang tersebut. Pada tiang pendek dengan eksentrisitas kecil, keruntuhan diawali dengan keruntuhan di daerah tekan. Bila hal tersebut terjadi, maka selanjutnya dianalisis kekuatan penampang dengan persamaan 2.57 dan 2. 58.

$$P_n = \frac{As' f_y}{\frac{e}{(d - d')} + 0,5} + \frac{b h f' c}{\frac{3 h e}{d^2} + 1,18} \dots\dots\dots(2.56)$$

$$P_n > P_{n\text{perlu}} \longrightarrow P_{n\text{perlu}} = P_u / 0,7 \dots\dots\dots(2.57)$$

$$\emptyset P_n = 0,65 P_n > P_u \dots\dots\dots(2.58)$$

Keterangan :

- ∅Pn = kekuatan penampang tiang (kg)

$P_{n\text{perlu}}$ = gaya aksial rencana (kg)

Apabila eksentrisitas yang dihasilkan besar, maka tiang tersebut diindikasikan dapat mengalami keruntuhan Tarik dan dianalisis menggunakan persamaan 2.59 s.d 2.63.

$$P_n = 0,85 f' c h^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,85e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,50h}} - \left(\frac{0,85e}{h} - 0,38\right) \right\} \dots (2.59)$$

$$D_s = d_{\text{tiang}} - 2d' \dots (2.60)$$

$$\rho_g = A_{st}/A_g \dots (2.61)$$

$$m = f_y/0,85 f' c \dots (2.62)$$

$$\phi P_n = 0,7 P_n > P_u \dots (2.63)$$

Setelah perhitungan kekuatan penampang selesai, maka dilakukan perencanaan tulangan tiang. Dalam proyek akhir ini digunakan tulangan spiral. Persamaan yang dapat dipakai dalam perencanaan tulangan spiral yaitu persamaan 2.64 s.d 2.66.

$$\rho_{s\text{min}} = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f' c}{f_y} \dots (2.64)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D_c s} \dots (2.65)$$

$$\rho_s \geq \rho_{s\text{min}}$$

$$\text{spasi spiral : } s = \frac{4A_s(D_c - d_s)}{D_c^2 \rho_s} \dots (2.66)$$

Keterangan :

$\rho_{s\text{min}}$ = rasio tulangan spiral minimum

ρ_s = rasio tulangan spiral

A_c = luas penampang lintang inti kolom (tepi luar ke tepi luar spiral)

Asp = luas tualangan batang spiral

Dc = diameter inti kolom

Adapula jenis model kolom lain yang jarang digunakan, yaitu kolom langsing. Artinya model tiang tersebut memilikimomen tambahan.

b. Perencanaan Tiang Langsing

Pada tiang langsing, momen yang sudah dihitung akan dikalikan dengan faktor goyangan seperti terlihat pada persamaan 2.67. Faktor goyang didapatkan melalui persamaan 2.68 dan 2.69. Akibat perkalian tersebut, didapatkan momen tambahan yang nantinya akan ditambahkan dengan momen awal perhitungan.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \dots\dots\dots(2.67)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \dots\dots\dots(2.68)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum \phi P_c}} \dots\dots\dots(2.69)$$

Sebelum dilakukan perhitungan momen pada tiang langsing, maka terlebih dahulu dilakukan perhitungan terhadap Inersia tiang dengan menggunakan persamaan 2.67. Momen inersia digunakan untuk endapatkan nilai modulus elastisat (EI). Unsur- unsur persmaan lain yang digunakan dalam perhitungan momen tambahan dapat diperoleh menggunakan persmaan 2.72 dan 2.73.s

$$I_g = 1/12 h^4 \dots\dots\dots(2.70)$$

$$EI = \frac{Ec I_g}{2,5(1 + \beta_d)} \dots\dots\dots(2.71)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \geq 0,4 \dots\dots\dots(2.72)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2} \dots\dots\dots(2.73)$$

Keterangan :

M_{2b} = momen terfaktor terbesar pada ujung komponen tekan yang menyebabkan goyangan lateral yang besar (kgm)

M_{2s} = momen terfaktor terbesar yang tidak menyebabkan goyangan lateral besar (kgm)

M_c = momen rencana yang diperbesar, hanya untuk merencanakan beton bertulang (kgm)

δ_b = faktor pembesaran momen

δ_s = faktor pembesaran momen

C_m = faktor koreksi

P_u = beban aksial rencana (kg)

P_c = beban tekuk Euler (kg)

EI = modulus elastisitas (MPa)

E_c = Elastistas beton (MPa)

l_u = panjang tiang (m)

k = faktor panjang efektif

r = jari – jari tiang (m)

I_g = Inersia tiang (m⁴)



Selanjutnya, untuk perencanaan tulangan dapat digunakan seperti perneceanaan tulangan pada tiang pendek.

2.9. Perencanaan Biaya Pondasi

Secara garis besar, perhitungan anggaran biaya terdiri atas beberapa unsur pokok yaitu :

- Perhitungan anggaran bahan, (menghitung volume bahan yang dipakai dan harganya)
- Menghitung jumlah upah buruh
- Menghitung jenis peralatan dan biaya pengadaan alat

Oleh karena itu pembahasan mengenai biaya terbatas pada hal- hal diatas.

Sedangkan pembahasan pekerjaan perencanaan biaya pondasi tiang pancang terbatas pada lingkup pekerjaan pengadaan dan pemancangan. Untuk tiang bor, lingkup pekerjaan yang dibahas mencakup pengeboran, penulangan, pengecoran.

Sebelum itu, harus ditentukan terlebih dahulu kedalaman tanah untuk pondasi tiang. Hal tersebut bertujuan agar nantinya dapat diketahui panjang tiang sesuai kebutuhan. Selanjutnya, dicari jumlah kebutuhan tiang agar dapat ditentukan luas poer yang dibutuhkan. Hal tersebut dilakukan agar kebutuhan bahan tiang pancang maupun tiang bor dapat terhitung dengan jelas.

2.9.1. Rencana Anggaran Biaya Pondasi Tiang Pancang

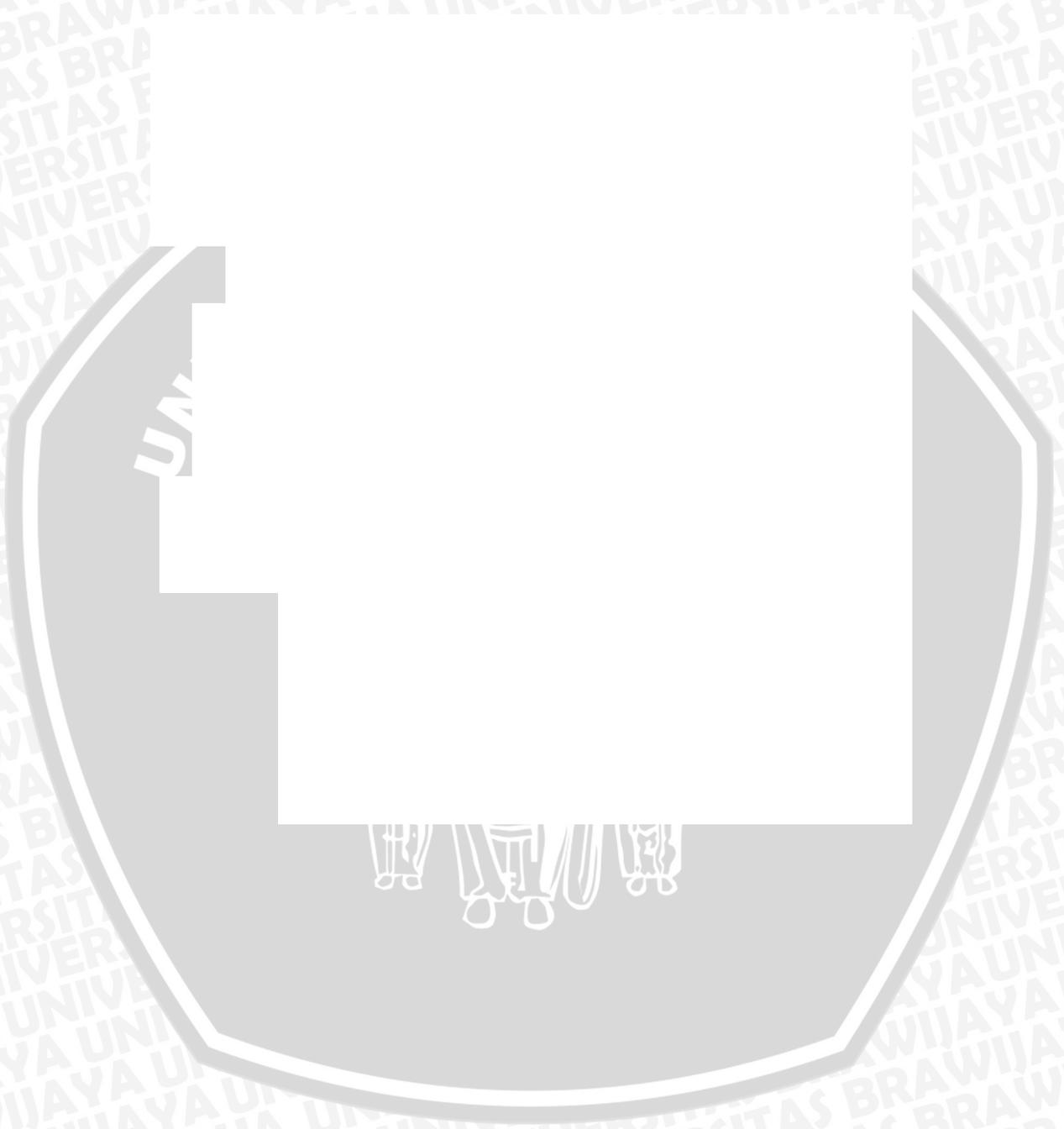
Seperti yang sudah dijelaskan diatas, ada tiga item pekerjaan yang dibahas dalam proyek akhir ini. Berikut ini merupakan rincian pembiayaan dari masing – masing item pekerjaan :

- Pengadaan, biaya pengadaan meliputi biaya sewa alat dan biaya pekerja.
- Pemancangan, biaya yang diperhitungkan dalam pemancangan adalah sebagai berikut :
 - Harga tiang pancang
 - Biaya kelompok buruh yang bekerja
 - Biaya sewa alat
 - Berapa buah tiang yang harus dipancang
 - Jumlah biaya buruh dan alat

2.9.2. Rencana Anggaran Biaya Pondasi Tiang Bor

Seperti yang sudah dijelaskan diatas, ada tiga item pekerjaan yang dibahas dalam proyek akhir ini. Berikut ini merupakan rincian pembiayaan dari masing – masing item pekerjaan :

- Pengeboran, dalam pekerjaan pengeboran biaya yang dikeluarkan mencakup biaya sewa alat, upah pekerja.
- Penulangan, biaya yang termasuk dalam biaya penulangan ialah biaya bahan tulangan, biaya sewa alat, biaya upah pekerja.
- Pengecoran, biaya yang dikeluarkan meliputi biaya bahan pengecoran beton, sewa alat, upah pekerja.



UNIVERSITAS BRAWIJAYA



DAFTAR PUSTAKA

Amir, Nur Yulita, d. Thesis. *Teknik aparatus maritim berbasis sistem kecerdasan buatan pada sistem navigasi dan komunikasi*. Semarang: Universitas Brawijaya, 2015.



Arif, J. 2011. *Analisis dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 1997. *Analisis dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 1997. *Analisis dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi

Arif, J. 2012. *Perencanaan dan Perancangan Pondasi*. Yogyakarta: Andi



