TUGAS AKHIR

KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG PADA ABUTMENT JEMBATAN BUNDER SEBAGAI ALTERNATIF PERANCANGAN PONDASI

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Disusun Oleh :
UMARWITO
99511339

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA

2008

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

KAPASITAS DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG
PADA ABUTMENT JEMBATAN BUNDER SEBAGAI ALTERNATIF
PERANCANGAN PONDASI

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Disusun Oleh :
UMARWITO
99511339

Mengetahui,
Ketua Jurusan Teknik Sipil

Ir. Faisol AM, MS
Tanggal :

Disetujui Oleh,
Dosen Pembimbing

DR. Ir. Edy Purwanto, CES.,DEA.
Tanggal : 15-09-2008

KATA PENGANTAR

بسم الله الرحمن الرحيم

Assalamu'alaikum, Wr. Wb.

Alhamdulillah wa syukurillah, segala puji dan syukur adalah milik-Nya yang telah mencurahkan samudra karunia dan hidayah-Nya kepada penyusun, sehingga penelitian dengan judul "**Analisis Pondasi Tiang Pancang Pada Abutment Jembatan Bunder Sebagai Alternatif Pereancangan Pondasi ",** dilakukan pada periode Desember 2007 – Mei tahun 2008, dapat diselesaikan dengan baik. Sholawat dan salam dihaturkan kepada junjungan Nabi besar Muhammad SAW.

Tugas akhir ini adalah merupakan salah satu syarat dalam menempuh Pendidikan Sarjana Strata Satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Penelitian ini dimaksudkan untuk mempraktekkan teori yang diperoleh dibangku kuliah, seta memperluas wawasan untuk bekal memasuki dunia kerja.

Dalam melakukan penelitian dan terselesaikannya tugas akhir ini, penyusun telah banyak mendapat bantuan, bimbingan dan pengarahan dari berbagai pihak. Untuk itu, pada kesempatan ini penyusun menyampaikan terima kasih kepada :

1. Bapak DR. Ir. H. Ruzardi, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
2. Bapak Ir. H. Faisol AM, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan , Universitas Islam Indonesia,
3. Bapak Ir. H. Edy Purwanto, CES. DEA. DR, selaku Dosen Pembimbing,
4. Bapak Ibnu Sudarmadji,Ir,H,MS, Bapak Akhmad Marzuko,Ir,MT, selaku Dosen Penguji,
5. Seluruh dosen serta karyawan FTSP-UII.
6. Ayah dan Ibu tercinta, terima kasih telah membimbingku untuk mencintai Allah SWT, mengajarkan nilai–nilai kehidupan dan selalu memotivasi hidupku untuk selalu semangat dalam hidup.

7. Semua pihak yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

Tidak ada yang dapat disampaikan selain ucapakan terima kasih yang sebesar–besarnya atas bantuan yang diberikan,semoga mendapat balasan kebaikan dari Allah SWT. Amin.

Akhirnya besar harapan penyusun Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis secara pribadi dan bagi siapa saja yang membacanya.

Wabillahitaufiq wal hidayah

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, Juli 2008

Penyusun

Umar Wito

ABSTRAK

Pondasi merupakan struktur bawah suatu bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban struktur diatasnya ke lapisan tanah pendukung. Analisis tnah, beban rencana, dimensi tiang dan *pile cap,* jarak antar tiang, kedalaman pondasi, dan data pendukung lainnya seperti mutu bahan.

Dalam analisis perhitungan sebenarnya menggunakan Pondasi sumuran. Dengan diameer 3 m sebanyak 2 buah disetiap abutment, sesuai dengan kenyataan dilapangan. Dengan begitu dicoba dengan fondasi tiang pancang dengan panjang 20,8 meter, dengan diameter tiang 0,4 m dengan jumlah 25 buah. Analisis dilakukan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas dan penurunan tanah yang terjadi dengan menggunakan fondasi tiang pancang .

Dalam analisis perhitungan ukuran pondasi tiang pancang menggunakan metode manual yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas dukung dan penurunan tiang. Dari analisis kapasitas dukung tiang pancang diperolah Qa = 290,13 KN, sedangkan kapasitas dukung tiang pancang menahan daya tarik sebesar Ta = 415,59 KN, sedangkan beban total sebesar P = 23861,2 KN, sehingga pondasi aman. Penurunan pondasi tiang pancang berdasarkan metode *Semi Empiris* didapat penurunan sebesar 0.73 cm. Sedangkan penurunan fondasi tiang pancang berdasarkan metode *Vesic*(S_g) didapat penurunan sebesar 2,308cm.

DAFTAR ISI

Halaman Judul i

Halaman Pengesahan ii

Kata Pengantar iii

Abstrak v

Daftar Isi vi

Daftar Notasi xii

Daftar Tabel xv

Daftar Gambar xvi

Daftar Lampiran xviii

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 2

1.3 Tujuan Penelitian 2

1.4 Batasan Masalah 2

1.5 Manfaat Penelitian 3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA 4

2.1 Penelitian Sejenis 4

BAB III LANDASAN TEORI 8

3.1 Tujuan Umum 8

3.2 Pondasi Tiang Pancang 10

3.2.1 Tiang Beton Pracetak 12

3.2.2 Tiang Beton Cetak di Tempat (*Cat in Place*) 13

3.3 **Jenis dan Cara Pemilihan Tiang Pancang** 14

3.3.1 Fondasi Tiang Kayu 15

3.3.2 Fondasi Tiang Baja 16

3.3.3 Fondasi Tiang Beton Pracetak 17

3.3.4 Fondasi Tiang Beton Pratekan 18

3.3.5 Fondasi Tiang Komposit 19

3.4 Motode Konstruksi Dan Peralatan Untuk Tiang Pancang

3.4.1 Cara Pemasangan 19

3.4.2 *Drop Hammer* 20

3.4.3 *Diesel Hammer* 22

3.4.4 *Vibratory Hammer* 23

3.4.5 Pemancangan Dengan Cara Penekanan Hidrolik 24

3.4.6 Bantalan (*Cushion Materia*) 25

3.4.7 Sambungan Tiang 25

3.5 Pembebanan Menurut Bridge Management System 1992 ... 26

3.6 Kapasitas Dukung Tiang 34

3.6.1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 35

3.6.1.1 Kapasitas Dukung Ujung Tiang 35

3.6.1.2 Kapasitas Dukung Selimut Tiang 35

3.6.1.3 Kapasitas Dukung Ultimite Tiang 44

3.6.1.4 Kapasitas Dukung Ijin Tiang 45

3.6.2. Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Uji SPT 46

3.6.2.1. Nilai N rata – rata 46
3.6.2.2. Kapasitas dukung pada ujung tiang..... 47
3.6.2.3. Gaya geser maksimum dinding tiang 47
3.6.2.4. Kapasitas Dukung Ultimate tiang..... 51
3.6.2.5. Kapasitas Dukung Ijin Tiang..... 52
3.6.3. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang 52
3.6.3.1. Jumlah Tiang N..... 53
3.6.3.2. Jarak Tiang..... 53
3.6.3.3. Susunan Tiang 54
3.6.3.4. Efisiensi Kelompok Tiang 56
3.6.3.5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Pasir..... 59
3.6.3.6. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Lempung 60
3.7 Standard Penetration Test (SPT) 61
3.7.1. Interpretasi Data (SPT) 61
3.7.2. Kapasitas Dukung Ijin Tiang Terhadap Gaya Desak..... 63
3.7.3. Kapasitas Dukung Ijin Tiang Terhadap Gaya Tarik 64
3.8 Perencanaan Pondasi Tiang 65
3.8.1. Control Terhadap Beban Sementara 65
3.8.2. Defleksi Tiang Vertikal Gaya Lateral..... 65

3.8.3. Efisiensi Kelompok Tiang Dalam Tanah Granuler 66
3.9 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang 67
3.10 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal 69
BAB IV METODE PENELITIAN 74
4.1 Metode Penelitian 74
1. Data Yang Dikumpulkan 75
2. Gambar Detail Jembatan 75
3. Hasil Uji Penyelidikan Tanah 75
4. Dimensi Tiang Pancang 75
5. Analisis Pembebanan 75
6. Analisis Dukung Pondasi Tiang Pancang 76
7. Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang 76
8. Pembahasan 76
9. Kesimpulan dan Saran 76
BAB V ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG PADA KONSTRUKSI ABUTMENT JEMBATAN BUNDER 78
5.1 Data Perencanaan 78
5.1.1 Data Jembatan 78
5.1.2 Data Abutment Beton Bertulang 79
5.2 Perhitungan Pembebanan 80
5.2.1 Perhitungan Beban Mati (*Qm*) 80
5.2.2 Beban Hidup dan Kejut 84

5.2.3 Beban Pejalan Kaki 86
5.2.4 Beban Gempa (*Gb*) 87
5.2.5 Beban Angin (*A*) 89
5.2.6 Beban Rem dan Traksi (*Rm*) 90
5.2.7 Beban Akibat Perbedaan Temperatur (*Tm*) 91
5.2.8 Beban Susut dan Rangka (SR) 91
5.2.9 Beban Yang Bekerja pada Abutment Jembatan 91
5.2.9.1 Beban Vertikal (P) 91
5.2.9.2 Beban Horisontal (H) 91
5.3 **Menentukan Kapasitas Tiang** 92
5.3.1 Menentukan Kedalaman Tiang 92
5.3.2 Menentukan Kapasitas Kuat Dukung Tiang 92
5.3.2.1 Tahanan Gesek Ultimate 92
5.3.2.2 Berat Sendiri Tiang 94
5.3.2.3 Kapasitas Dukung Ijin Terhadap Gaya Desak (Ta) 95
5.3.2.4 Kapasitas Dukung Ijin Tiang Terhadap Gaya Tarik (Ha) 95
5.4 Perencanaan Fondasi Tiang 95
5.4.1 Data Tiang Pancang 95
5.4.1.1 Koefisien Tekanan Tanah Aktif 97
5.4.1.2 Koefisien Tekanan Tanah Pasif 97
5.4.2 Control Terhadap Beban Tetap 101

5.4.3 Control Terhadap Beban Sementara 101
5.4.4 Defleksi Tiang Vertikal Akibat Gaya Lateral 102
5.4.5 Efisiensi Kelompok Tiang Dalam Tanah Granuler 104
5.5 Analisis Penurunan Fondasi Tiang 105
5.5.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal 105
5.5.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang 106
BAB VI PEMBAHASAN 107
6.1 Umum 107
6.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang 108
6.3 Penurunan Pondasi 108
BAB VII KESIMPULAN DAN SARAN 109
7.1 Kesimpulan 109
7.2 Saran 109
DAFTAR PUSTAKA 110
LAMPIRAN 111

DAFTAR NOTASI

A_p = Luas Penampang Ujung tiang (m^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

B_g = Lebar blok (m)

c = Kohesi tanah (t/m^2)

C_p = Koefisen empiris

c_u = Kohesi tanah *undrainced* (t/m^2)

C_{uave} = Kohesi tanah *undrained* rata – rata (t/m^2)

C_{ui} = Kohesi tanah *undrained* lapis ke 1 (t/m^2)

d = Diameter tiang (m)

E_g = Efisiensi kelompok tiang

E_p = Modulus elastisitas tiang (Kg/m^2)

E_s = Modulus elastisitas tanah (Kg/m^2)

e_o = Angka pori awal (%)

f = Gesekan selimut (t/m^2)

f_{ave} = Gesekan selimut rata – rata (t/m^2)

H = Tabel lapisan tanah yang ditinjau (m)

I_{ws} = Faktor pengaruh

K = Koefisien tekanan tanah

L = Panjang tiang (m)

L_i = Panjang segment tiang lapis ke 1 (m)

L_g = Panjang blok (m)

L_d = Tinggi blok (m)

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu gais

N = Harga rata – rata $_{Ng}$, pada kedalaman $\pm B_g$ dibawah ujung pndasi tiang

N_q = Faktor kepasitas dukung

N_c = Faktor kapasitas dukung tanah pada ujung tiang

OCR = Over Consolidated Ratio

P = Beban yang bekerja (t)

p = Keliling tiang (m)

Q_a = Kapasitas dukung ijin tiang (t)

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang (t)

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (t)

Q_u = Kapasitas dukung ultimate tiang (t)

q = Tekanan pada dasar pondasi (t/m^2)

q_c = Nilai konus pada rata – rata kedalaman B_g (kg/m^2)

S = Penurunan total (m)

s = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

S_c = Penurunan segera (m)

S_i = Penurunan segera (m)

S_p = Penurunan dari ujung tiang (m)

S_{ps} = Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

S_s = Penurunan konsolidasi sekunder (m)]

T1 = Saat waktu setelah konsolidasi primer berhenti (detik)

Vs = *Poisson ratio* tanah

W = Beart tiang (t)

φ = Sudut gesek dalam tanah (^{o})

φr = Sudut gesek tanah kondisi terdrainasi (^{o})]

δ_v = Tegangan vertikal efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15d.

δ_{avc} = Tegangan vertikal fektif rata – rata (t/m^2)

δ = Sudut gesek permukaan (^{o})

λ = Konstanta

α = Faktor adhesi

α = Koefisien yang tergantugn pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang.

θ = arc tg d/s (^{o})

ΔL = Panjang segemen tiang (m)

Δ_e = Perubahan angka pori (%)

μ_i = Faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H

μ_o = Faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Faktor beban dinamik untuk beban	30
Tabel 3.2	Kecepatan angin rencana	31
Tabel 3.3	Koefisien seret	32
Tabel 3.4	Faktor kepentingan	33
Tabel 3.5	Faktor Adhesi Untuk Tiang Pancang Pada Tanah Lempung	50
Tabel 3.6	Nilai Koefisien Cp (Sumber Vesic, 1977)	71
Tabel 3.7	Angka poisson	72
Tabel 3.8	Modulus elastis	72
Tabel 5.1	Perhitungan Berat Tanah Isian dan Berat Sendiri	97
Tabel 5.2	Perhitungan tekanan tanah aktif	98
Tabel 5.3	Perhitungan tekanan tanah pasif	99
Tabel 5.4	Hubungan Modulus (K1) dengan Kuat Geser Undrained untuk Lempung Kaku Terkonsolidasi Berlebihan, (Terzagi, 1955)	103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Pondasi Tiang Pancang Kayu.....16
Gambar 3.2 Pondasi Tiang pancang Baja 17
Gambar 3.3 Pondasi Tiang Beton pratekan 18
Gambar 3.4 Alat Pancang 20
Gambar 3.5 (a) Singgle Acting Hammer 21
(b) Double Acting Hammer 21
(c) Differential Hammer.....21
Gambar 3.6 Diesel Hammer.....22
Gambar 3.7 Vibratory Hammer 23
Gambar 3.8 Mesin pancang dengan sistem penekan hidrolik.....24
Gambar 3.9 Susunan dan penyebaran beban D.....28
Gambar 3.10 Beban T 29
Gambar 3.11 Kapasitas Dukung Tiang Pancang 35
Gambar 3.12 Faktor Daya Dukung Ujung (Nc*)dan (Nq) 37
Gambar 3.13 Variasi Satuan Perlawanan Ujung Tiang Pada Pasir Berlapis ..37
Gambar 3.14 Kapasitas Dukung Ujung Tiang Pada Tanah Pasir 38
Gambar 3.15 Kapasitas Dukung Ujung Tiang Pada Tanah Lempung.....39
Gambar 3.16 Kapasitas Dukung Pada Selimut Tiang.....40
Gambar 3.17 Koefisien λ*Vijayvergiya dan Focht* 42
Gambar 3.18 Nilai Cu terhadap nilai α 43
Gambar 3.19 Kapasitas Dukung Ultimate Tiang.....45
Gambar 3.20 Diagram Perhitungan dari intensitas kapasitas dukung
Ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.....47
Gambar 3.21 Jarak Tiang.....54
Gambar 3.22 Beberapa Konfigurasi Kelompok Tiang yang 56
Gambar 3.23 Efisien Kelompok Tiang 58
Gambar 3.24 Beberapa Ilustrasi Dan Nilai Kelompok Tiang Berdasarkan
Formula field.....59
Gambar 4.1 Bagan Alir metode penelitian 74

Gambar 5.1 Jembatan Bunder....78
Gambar 5.2 Gambar Potongan Jembatan Bunder....78
Gambar 5.3 Empat Lanti Beton Jembatan....80
Gambar 5.4 Lapisan Perkerasan Jembatan....81
Gambar 5.5 Genangan air hujan....82
Gambar 5.6 Trotoar....82
Gambar 5.7 Railing....83
Gambar 5.8 Penyebaran Beban D arah melintang....84
Gambar 5.9 Pola Perletakan Beban....85
Gambar 5.10 Beban Dinamik untuk beban garis....86
Gambar 5.11 Beban Untuk Pejalan Kaki....87
Gambar 5.12 Respons Spectrum Gempa Rencana Wilayah 3....88
Gambar 5.13 Pembebanan Untuk beban Angin....89
Gambar 5.14 Pembebanan Untuk Rem dan Traksi....90
Gambar 5.15 Potongan Melintang Pondasi pada Lapisan Tanah....92
Gambar 5.16 Berat Sendiri dan Berat Tanah Isian....96
Gambar 5.17 Diagram Tekanan Tanah....98
Gambar 5.18 Perencanaan Susunan Tiang....100
Gambar 5.10 Denah Susunan Pondasi Tiang....105

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Pernyataan Bebas Plagiatisme

Lampiran 2 Kartu Peserta Tugas Akhir

Lampiran 3 Gambar Detail Jembatan Bunder

Lampiran 4 Daftar Geoteknik Lapangan

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia sebagai negara yang sedang berkembang telah menunjukan adanya kemajuan pelaksanaan pembangunan secara nyata. Kondisi ini sejalan dengan tingkat pertumbuhan sosial masyarakat yang terus berkembang dengan peningkatan akan kebutuhan kelancaran dalam segala hal, salah satunya adalah jaringan jalan pada khususnya dan transportasi pada umumnya.

Peningkatan dan perkembangan ini, juga terjadi pada jalur jalan raya dari Yogyakarta menuju ke Wonosari, dengan mobilitas tinggi dan jumlah kendaraan yang terus meningkat, berakibat kelebihan beban yang lebih berat salah satu jembatan ditanggung oleh Jembatan Bunder. Jembatan ini merupakan penghubung antar Kabupaten Bantul dan Kabupaten Gunung Kidul, juga berfungsi sebagai jembatan antar propinsi serta antar kota dalam propinsi. Kondisi jembatan lama telah mengalami masalah penurunan di beberapa pilar jembatan, dibagian tengah jembatan akibat erosi dasar sungai (*scouring*), sehingga dibangun jembatan baru yang jembatan lama dengan panjang bentang 50 m, sebagai pengganti jembatan lama.

Secara administratif Jembatan Bunder terletak di perbatasan antara Kebupaten Bantul dan Kabupaten Wonosari. Dari Kota Bantul Jembatan Bunder terletak pada KM 14, yang menghubungkan kota ini dengan kota Kecamatan Patuk.

Kondisi lahan sekarang di dominasi perkampungan, dengan kondisi medan merupakan daerah hampir rata dan dari arah pantai selatan Jawa berjarak sekitar 6,4 Km.

Pondasi merupakan bagian yang sangat penting dalam pembangunan sebuah jembatan. Keberadaan jembatan berpengaruh dengan kinerja struktur diatasnya, sedangkan pondasi merupakan struktur bawah jembatan yang berfungsi meneruskan beban struktur diatasnya ke lapisan pendukung.

Jembatan merupakan peranan yang sangat penting dalam segala aspek kehidupan . jembatan dapat menghubungkan dua arah agar dapat dengan strategis melewatinya tanpa memutar arah. Seiring dengan perkembangan jaman struktur jembatan telah mengalmi kemajuan yagn sangat pesat, dimulai dengan jembatan bentang pendek dan jembatan penghubung antar pulau.

Jembatan Kali Bunder dibangun untuk menghubungkan antara dua wilayah Kabupaten Bantul dengan Kabupaten Gunungkidul. Jembatan tersebut dibangun diatas Kali Oyo di daerah Wonosari. Dibangunnya jembatan tersebut dengan tujuan untuk memenuhi kebutuhan lalulintas antara Bantul – Wonosari Gunung Kidul.

Jembatan Bunder dibangun dengan menggunakan struktur bagian antas beton konvensional dengan bentang jembatan 50 m lebar 9 m. Pembangunan jembatan menggunakan pondasi sumuran dengan diameter 3 m sebanyak dua buah. Jembatan tersebut dibangun diatas Kali Oyo yang terletak dikawasan Kota Kecamatan Patuk.

Maka dari tinjauan diatas. Tugas akhir ini mengambil judul ***"Kapasitas analisis pondasi tiang pancang pada abutment jembatan bunder sebagai alternatif perancangan pondasi ".***

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dalam penulisan tugas akhir ini adalah seberapa besar kemampuan pondasi tiang pancang pada proyek jembatan Bunder dalam memikul beban serta seberapa besar penurunan yang akan terjadi.

1.3 Tujuan

Tujuan dari penyusun tugas akhir ini adalah menganalisis kapasitas dukung dan penurunan tanah yang terjadi.

1.4 Batasan Masalah

Pada penulisan tugas akhir ini permasalahan dibatasi sebagai :

1 Kondisi tanah adalah tanah pasir yang diambil dari data Gioteknik, uji lapangan pada proyek pembangunan jembatan Bunder yang terletak di Kabupaten Wonosari Gunung Kidul.
2 Data yang dipakai adalah data yang berkaitan dengan proyek pembangunan Jembatan Bunder.
3 Analisis kapasitas dukung dan penurunan dihitung dengan menggunakan metode manual.
4 Tiang pancang yang digunakan dari beton bertulang K 350, Diameter 0,3 m, panjang 10,6 m.
5 Data Geoteknik yang digunakan adalah data penyelidikan tanah lokasi proyek pembangunan Jembatan Bunder serta data lalulintas.
6 Jenis pondasi yang dipakai adalah tiang pancang.
7 Jembatan Bunder berada diwilayah zona gempa 3.
8 Mekanisme distribusi beban pada struktur jembatan menggunakan metode manual.

1.5 Manfaat Penelitian

Dari penelitian tugas akhir ini, penyusun berharap dapat memberikan pemahaman mengenai kapasitas dukung pondasi tiang pancang dan penurunan tiang pancang khususnya bagi penyusun sendiri, dan pihak luar serta bagi perkembangan ilmu pengetahuan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Penelitian – Penelitian Sebelumnya

Penelitian – peneltian yang pernah dilakukan sebelumnya antara lain adalah sebagai berikut ini.

Nama	:	Deny Syahrani dan Rizal Sulistya Nugroho
Tahun	:	1997
Judul	:	*Studi Pustaka Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Prategang*
Rumusan Masalah	:	Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang, maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tesebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang menyebabkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral semakin besar.
Tujuan	:	Penelitian ini membahas system gaya – gaya yang bekerja pada pondasi tiang pancang dan menganalisis serta mendesain tiang pancang beton prategang.
Kesimpulan	:	Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang

pancang, maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tersebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang menyebabkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral semakin besar.

Nama : Muhammad Agus Rifani dan Dian Pitasari S

Tahun : 1997

Judul : *Analisis Pengarah Formasi Tiang Pancang Kelompok Beton Cast in Place pada Tanah Lunak terhadap Kemampuan Daya Dukung*

Rumusan Masalah : Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang, maka beban maksimum yang diterima tiap tiang pancang akan semakin besar. Akan tetapi hal tersebut dapat menimbulkan beban tambahan akibat ukuran *pile cap* yang semakin besar. Selain itu semakin besar perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang menyebabkan kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral semakin besar.

Tujuan : Penelitian ini membahas pengaruh formasi tiang pancang kelompok beton cetak di tempat (*cast in place*) terhadap daya dukung pada kondisi tanah lunak

dan penurunan yang terjadi pada masing – masing formasi.

Kesimpulan : Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa formasi tiang berpengaruh terhadap kecilnya daya dukung kelompok tiang, formasi tiang juga mempengaruhi besar penurunan kelompok tiang.

Nama : Billy Krisna Tambani dan Tama Sena Tarigan

Tahun : 1999

Judul : *Analisis dan Desain Pondasi Tiang Dengan Studi Kasus Proyek Tanki Penampungan Bahan Bakar di Kertapati Depo.*

Rumusan Masalah : Peneliti ini mendesain dan menentukan jumlah tiang pancang yang diperlukan untuk mendukung tanki penampungan bahan bakar di Kertapati Depot berdasarkan data–data penyelidikan tanah, mendesain *poer (pile cap)* dan menghitung penurunan tanah yang terjadi.

Kesimpulan : Dari penelitian ini dapat ditarik kesimpulan bahwa formasi tiang berpengaruh terhadap kecilnya daya dukung kelompok tiang, formasi tiang juga mempengaruhi besar penurunan kelompok tiang.

Nama	: Eko Priarianto dan Sembodo Wahyu Widodo
Tahun	: 2002
Judul	: *Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang terhadap Kapasitas Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang.*
Rumusan Masalah	: Penelitian ini membahas pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang pancang kelompok beton dan penurunan fondasi tiang pancang dengan metode statis.
Tujuan	: Peneliti ini menghitung besar pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang terhadap kapasitas dan penurunan fondasi tiang pancang.
Kesimpulan	: Dari penelitian ini didapat kesimpulan bahwa semakin besar diamter dan panjang tiang, kapasitas dukung tiang akan semakin besar. Demikian pula penurunan ujung dan penurunan akibat deformasi aksial tiang akan semakin besar. Formasi tiang berpengaruh terhadap kapasitas dukung kelompok tiang. Semakin besar lebar formasi tiang maka semakin besar penurunan kelompok yang terjadi.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tinjauan Umum

Secara umum pondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban vertikal maupun beban horizontal (*Raharjo, 1992*). Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan pada tanah dibawahnya karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan penurunan yang sangat besar dan dapat pula mengakibatkan keruntuhan. Jika tanah dekat permukaan mampu mendukung beban struktur diatasnya fondasi dirancang menggunakan pondasi dangkal, jika tanah dekat permukaan tidak mampu mendukung beban struktur diatasnya fondasi dapat dirancang memakai fondasi sumuran atau pondasi tiang. Pondasi tiang dapat mendukung beban struktur yang sangat besar karena kedalamannya dapat dibuat sedemikian rupa sampai menembus lapisan tanah keras.

Dalam perancangan pondasi terdapat dua persyaratan pokok yang harus dipenuhi :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas–batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential*

setlement) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur. (*Hardiyato, 1994*).

Menurut Sardjono (*1991*), terdapat tiga definisi dasar dalam perencanaan pondasi tiang pancang sebagai berikut :

1. Tumpuan ujung (*Endpoint Bearing Pile*)

   Tiang – tiang yang dimasukkan sampai ke dalam lapisan tanah keras teoritis dianggap bahwa seluruh beban tiang dipindahkan ke lapisan tanah keras melalui ujung tiang.

2. Tumpuan geser (*Friction Pile*)

   Dalam hal ini daya dukung tanah teoritis hanya akan didapat pada geseran antara tiang dan tanah disekelilingnya. Pada kenyataanya walaupun kecil, perlawanan ujung akan ikut juga memberikan sumbangan kekuatan.

3. Kapasitas dukung ijin

   Faktor – faktor yang menentukan kapasitas dukung tiang adalah kapasitas dukung tanah pada bahan tiang, dan perpindahan kepala tiang yang semuanya tidak boleh melebih syarat – syarat yang telah ditentukan.

Pemakaian pondasi tiang pancang secara umum digunakan bila dijumpai kedalaman atau kondisi sebagai berikut :

1. Bila dijumpai kondisi tanah dasar pondasi merupakan tanah baik atau tanah dengan kuat dukung tinggi terletak pada kedalaman cukup besar (*D/B≥10*) sedang tanah diatas tanah baik kurang mampu mendukung beban yang bekerja atau merupakan tanah lunak.

2. Dasar pondasi sering mengalami erosi akibat gerusan air, misal pada fondasi pilar jembatan sehingga dasar fondasi perlu di tempatkan lebih dalam dari pengaruh gerusan paling dalam, tetapi kemungkinan akan mengakibatkan biaya membengkak. Kondisi seperti ini dapat diatasi dengan dua kemungkinan yaitu pondasi tiang atau pondasi sumuran.
3. Bilamana suatu konstruksi menerima beban horisontal ataupun tarik cukup besar. Untuk mengimbangi pengaruh beban tersebut dapat diatasi dengan konstruksi pondasi tiang, contoh : konstruksi dermaga, pemecah gelombang, tanggul pelabuhan, pondasi tangki minyak dan sebagainya. (*Suryolelono, 1994*).

3.2 Pondasi Tiang Pancang

Sesuai dengan beban yang bekerja pada tiang (*ringan/berat*), maka jenis tiang dapat dibedakan terhadap bahan yang digunakan untuk membuat tiang. Untuk beban berat, maka bahan yang digunakan untuk membuat tiang disyaratkan mempunyai kuat desak/tarik maupun lentur yang tinggi, hal ini tidak dipunyai pada bahan misalnya jenis kayu, sedang untuk beban ringan bila digunakan konstruksi tiang dengan yang mempunyai kriteria diatas maka biaya akan membengkak, sehingga pemilihan bahan yang dipakai untuk membuat tiang perlu diperhatikan agar diperoleh keseimbangan antara kemampuan dukung tiang terhadap beban yang bekerja dan biaya yang diperlukan. Tiang pancang beton berdasarkan cara pembuatannya dibedakan

menjadi dua macam yaitu *cast in place* (*tiang beton cor ditempat*) dan *precat pile (tiang beton dibuat di pabrik atau di tempat lain*).

Tiang pancang dipancangkan ke dalam tanah dengan sejumlah metode berikut ini :

1. Pemancangan dengan pukulan berurutan secara tetap pada puncak tiang pancang dengan menggunakan sebuah martil tiang pancang. Cara ini menimbulkan suara yang berisik dari getaran setempat yang mungkin tidak diperbolehkan oleh peraturan setempat atau badan–badan yang memelihara lingkungan dan sudah tentu dapat merusak hak milik yang dekat dengan tempat tersebut.
2. Pemancangan yang menggunakan alat penggetar yang ditempatkan (*diikatkan*) dipuncak tiang pancang. Cara ini relatif lebih sedikit mengeluarkan suara berisik dan getaran pancangan yang tidak berlebihan. Metode ini di pakai dalam endapan yang kohesinya kecil.
3. Dengan mendongkrak tiang pancang. Cara ini untuk bagian–bagian kaku yang pendek.
4. Dengan memberikan sebuah lubang serta dengan memancang sebuah tiang pancang kedalamnya, atau yang lebih umum lagi, mengisi rongga dengan beton sehingga menghasilkan sebuah tiang pancang setelah dikeraskan. (*Bowles. JE, 1991*).

3.2.1. Tiang Beton Pracetak

Tiang beton pracetak umumnya berbentuk persegi atau bulat. Tiang–tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar antara 20 sampai 40 m. Untuk tiap beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 KN. (*Hardiyatmo, 2001*).

Menurut Hardiyatmo pemakaian pancang pracetak terdapat keuntungan dan kerugian.

Keuntungannya yaitu :

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Kerugiannya yaitu :

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Tiang kadang–kadang rusak akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.

5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

3.2.2. Tiang Beton Cetak di Tempat (*Cat in Place*)

Mula–mula pipa baja dipancang dengan kedalaman yang tak begitu dalam. Kemudian, adukan beton dengan faktor air semen rendah, diisikan kedalam dasar lubang sehingga membentuk subat di ujung tiang. Sumbat beton ini dipukul dengan pemukul yang dapat masuk ke dalam pipa. Selama proses pemukulan, sumbat beton menjadi satu kesatuan dengan pipa. Beton sumbat yang keluar dari pipa bawah, diusahakan membentuk gelembung. (*Hardiyatmo, 2001*).

Keuntungannya yaitu :

1. Panjang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah.
2. Pembesaran ujung tiang menambah kapasitas dukung tanah.
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan.
4. Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup hingga tidak dipengaruhi air tanah.
5. Gangguan suara dan getaran dapat direduksi dengan menggunakan cara tertentu.

Kerugiannya, antara lain :

1. Kenaikan permukaan tanah akibat pemancangan dapat merugikan bangunan disekitarnya.
2. Gangguan tanah dapat mengakibatkan *rekonsolidasi* dan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada tiang sehingga mengurangi kapasitas dukungnya.
3. Pemancangan dapat mengakibatkan terangkatnya tiang yang telah lebih dulu dipancang.
4. Mutu beton tidak dapat diketahui setelah selesai pelaksanaan.
5. Panjang tiang terbatas oleh gaya tarik maksimum yang dapat dilakukan pada waktu menarik pipa selubung.
6. Mutu beton dapat berkurang akibat pengaruh air penarikan pipa selubung.
7. Tiang tidak dapat dipancang dengan diameter yagn besar.
8. Pemancangan menimbulkan suara keras, getaran yang timbul dan deformasi tanah dapat membahayakan bangunan sekitarnya. (*Hardiyatmo, 2001*)

3.3 Jenis dan Cara Pemilihan Tiang Pancang

Klasifikasi tiang pancang berdasarkan jenis bahan tiang dan pembuatannya dapat dibedakan menjadi lima kategori yaitu :

- Pondasi Tiang Kayu
- Pondasi Tiang Baja

- Pondasi Tiang Beton Pracetak
- Pondasi Tiang Beton Pratekan
- Pondasi Tiang Komposit

3.3.1. Pondasi Tiang Kayu

Jenis pondasi tiang yang paling primitif adalah tiang kayu. Pondasi jenis ini mudah diperoleh pada daerah – daerah tertentu, siap dipotong sesuai dengan panjang yang diinginkan, dan pada kondisi lingkungan tertentu dapat bertahan lama. Tiang kayu diperoleh dari pohon dan umumnya mempunyai diameter 150 hingga 400 mm, dengan panjang 6 hingga 15 m. Beban yang dapat dipikul berkisar antara 5 hingga 30 ton.

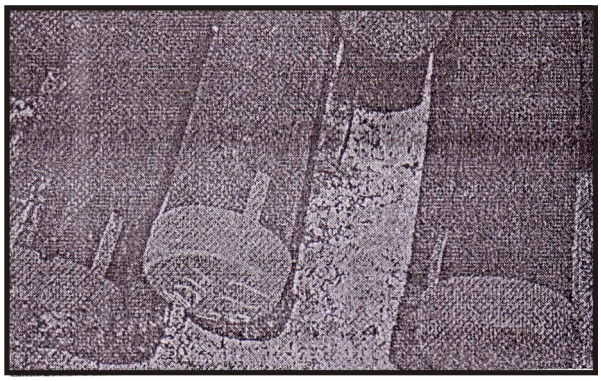
Pondasi tiang kayu lebih cocok digunakan sebagai tiang gesekan. Tiang ini umumnya mengalami kerusakan ringan saat dipancang, oleh sebab itu tidak direkomendasikan untuk digunakan sebagai tiang tahanan ujung pada tanah pasir padat atau tanah berbatu.

Untuk mengantisipasi atau mencegah kerusakan pada saat pemancangan pondasi tiang kayu dapat ditempuh dengan beberapa cara berikut :

- Menggunakan palu ringan
- Pada ujung tiang diberi gelang baja
- Sebelum pemancangan dilakukan pemboran (*pre drilling*)

Kelemahan dari fondasi tiang kayu adalah dapat lapuk akibat serangga atau binatang, jamur maupun zat – zat kimia lainnya sehingga kadangkala membutuhkan perlakuan khusus. Kelemahan lainnya adalah

karena panjangnya terbatas dan diameternya kecil, sehingga lebih tepat untuk beban ringan dan konstruksi sementara. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.1 Tiang pancang kayu (*Sumber : Coduto, 2001*)

3.3.2. Pondasi Tiang Baja

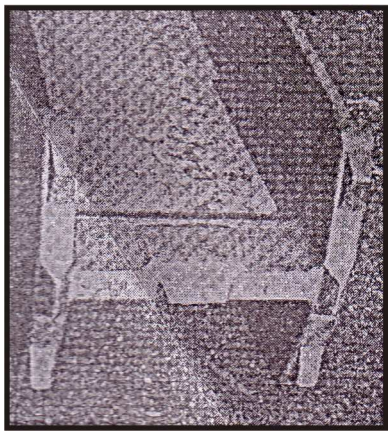
Pondasi tiang baja umumnya berbentuk pipa atau profil H dan umumnya tiang jenis ini ringan, kuat, mampu menahan beban yang berat dan penyambungan tiang dapat dilakukan dengan sangat mudah, yaitu dengan las.

Tiang baja dapat dipancang dengan bagian ujung tertutup maupun terbuka. Berdasarkan pengalman bentuk ujung terbuka lebih menguntungkan dari segi kedalaman penetrasi yang dapat dicapai dan dapat dikombinasi dengan pemboran bila diperlukan, misalnya bila penetrasi tiang pada tanah berbatu. Selain itu tanah yang berada pada bagian dalam pipa dapat dikeluarkan dengan mudah dan dapat diisi kembali dengan beton jika diperlukan.

Untuk penetrasi ke dalam tanah berbatu disarankan menggunakan tiang baja profil H. Jenis ini tidak banyak mendesak volume tanah dan

tidak menyebabkan penyembulan. Tiang pipa umumnya memiliki inersia lebih tinggi daripada tiang H, sehingga untuk memikul beban lateral yang besar tiang pipa tetap lebih menguntungkan.

Tipe tiang baja lain yang digunakan memikul beban ringan adalah *screw pile*. Instalasi tiang dilakukan dengan cara menusuk dan memutar tiang tersebut langsung ke dalam tanah. Tiang ini dapat digunakan untuk semua jenis tanah dan paling sering digunakan untuk menahan tarik (*tension pile*). Kelemahan dari tiang baja adalah sifatnya yang korosif asam maupun air. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.2 Tiang pancang baja (*Sumber : Coduto, 2001*)

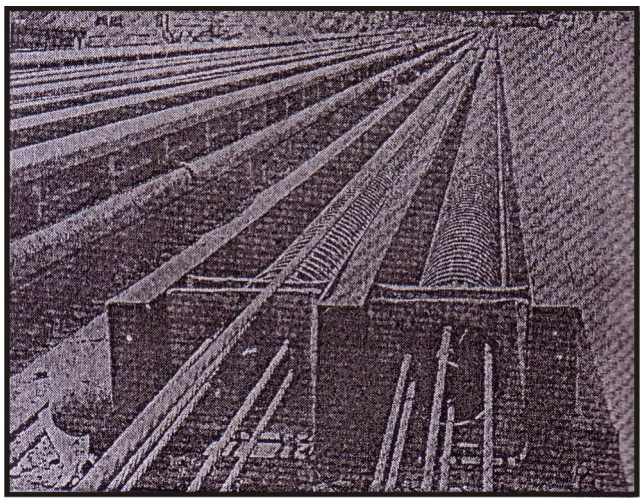
3.3.3. Pondasi Tiang Beton Pracetak

Sesuai dengan namanya, pencetakan, proses *curing* dan penyimpanan tiang pancang beton pracetak, dilakukan di lapangan atau di pabrik sebelum dipancang. Bentuk penampang tiang jenis ini dapat bermacam–macam namun umumnya berbentuk lingkaran, bujur sangkar, segitiga dan oktagonal. Pondasi tiang beton pracetak direncanakan agar

mampu menahan gaya dan moment lentur pada tiang yang timbul pada saat pengangkatan, mampu menahan tegangan yang timbul saat pemancangan, disamping beban rencana yang harus dipikul. (*Rahardjo, 2005*)

3.3.4. Pondasi Tiang Beton Pratekan

Tiang beton pratekan memiliki kekuatan yang lebih tinggi dan memperkecil kemungkinan kerusakan saat pengangkatan dan pemancangan. Tiang jenis ini sangat cocok untuk kondisi dimana dibutuhkan tiang yang panjang dan memiliki daya dukung yang tinggi. Bagian tengah tiang dapat dibuat berlubang untuk menghemat berat tiang itu sendiri. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.3 Tiang Beton Pratekan (*Sumber : Coduto, 2001*)

3.3.5. Pondasi Tiang Komposit

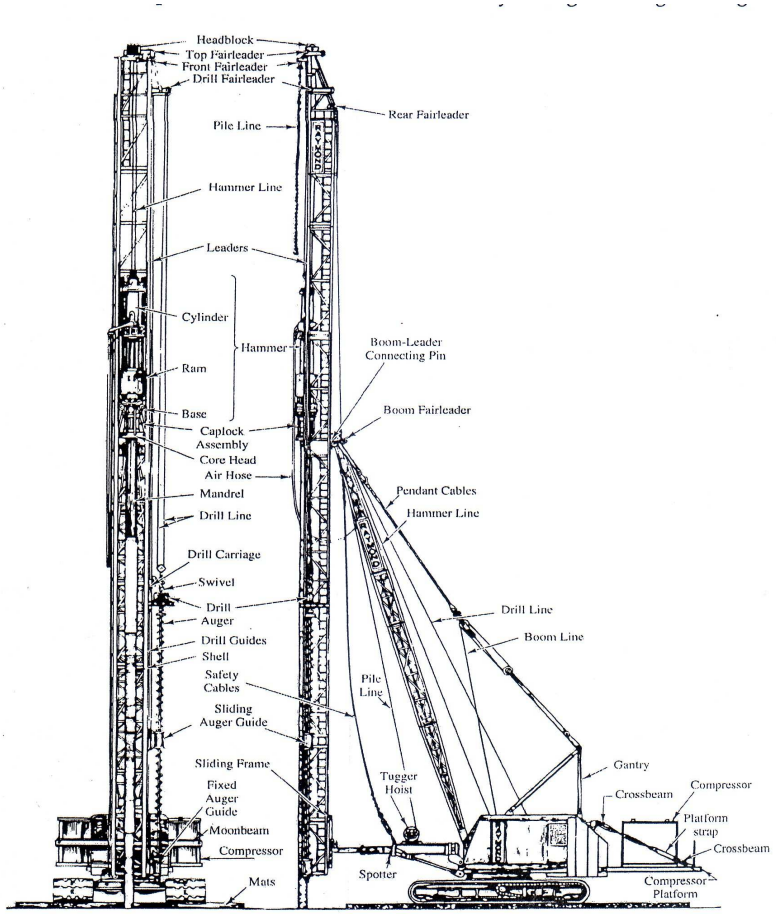
Pondasi tiang komposit merupakan gabungan antara dua material yang berbeda, misalnya material baja dengan beton atau material kayu dengan beton. Tiang komposit dapat berupa segmen–segmen yang menyambung, tetapi juga dapat berupa material beton yang dicor dalam pipa baja. Permasalahan sambungan segmen terletak pada ikatan antara kedua material tersebut, terutama pada material kayu dan beton, sehingga jenis ini ditinggalkan. Ikatan antara beban baja dan beton cukup baik. (*Rahardjo, 2005*)

3.4 Metode Konstruksi Dan Peralatan Untuk Tiang Pancang

3.4.1. Cara Pemasangan

Cara instalasi tiang amat berpengaruh terhadap perilaku tiang, oleh sebab itu sebaiknya mengetahui bagaimana instalasi tiang tersebut. Gambar 3.5 menunjukkan salah satu kelengkapan alat pancang. Pemancangan tiang umumnya mengikuti langkah – langkah berikut :

- Penentuan lokasi titik dimana akan dipancang
- Pengangkatan tiang
- Pemeriksaan kelurusan tiang
- Pemukulan tiang dengan palu (*hammer*) atau dengan cara hidrolik



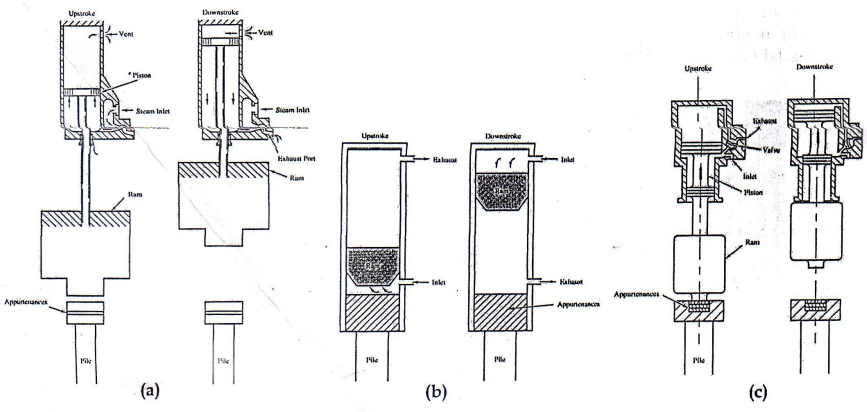
Gambar 3.4 Alat Pancang (***Sumber : Coduto, 2001*****)**

3.4.2. Drop Hammer

Jenis palu yang pertama adalah *drop hammer*, yang terdiri dari massa palu yang diangkat dan kemudian dijatuhkan tepat pada kepala tiang pancang. Berhubungan kebutuhan energi untuk dimensi tiang yang semakin besar, berat palu dibuat semakin besar tergantung dari kebutuhan. Perkembangan selanjutnya adalah *drop hammer* yang menggunakan energi uap yang diproduksi dengan *boiler,* dimana untuk mengangkat dan menjatuhkan *hammer* digunakan tenaga uap yang dihembuskan dari *inlet*

dan *outlet* ke lubang piston. Selain penggunaan uap, juga berkembang penggunaan sistem pneumatik yang menggunakan udara bertekanan tinggi serta sistem hidrolik yang menggunakan cairan bertekanan tinggi untuk mengangkat palu atau *hammer*.

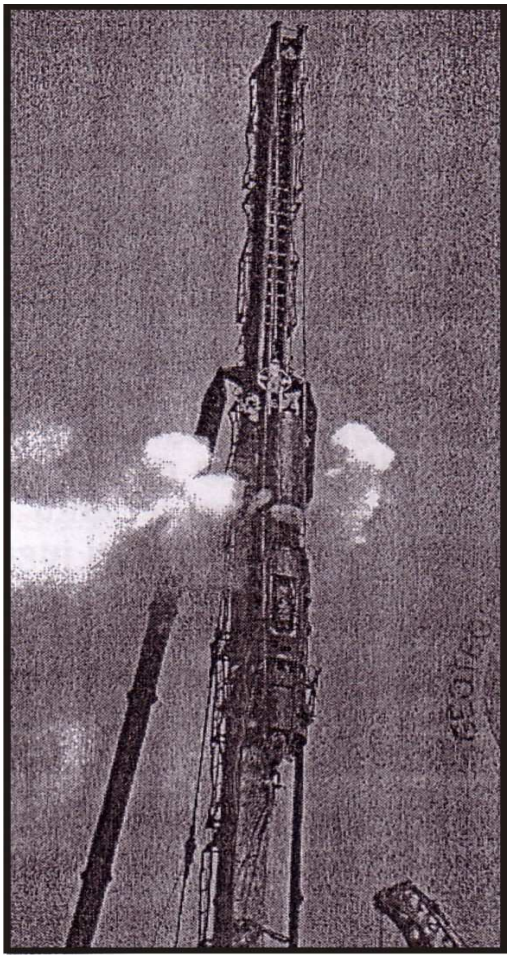
Berdasarkan mekanisme kerjanya *drop hammer* dapat dibedakan menjadi tiga macam, yaitu *single acting hammer, double acting hammer,* dan *differential hammer* (Gambar 3.6). pada *single acting hamer* umumnya palu diangkat setinggi 0,9 m, dimana suatu lubang terbuka untuk membuang tekanan dan menjatuhkan *hammer* secara gravitasi. Sistem *double acting hammer* menggunakan tekanan untuk mengangkat sekaligus untuk menekan *hammer* dari atas, disamping akibat gaya gravitasi. *Differential hammer* mempunyai prinsip yang sama dengan *double acting hammer,* tetapi mempunyai diameter piston yang berbeda untuk menghasilkan energi tekan yang lebih besar. *Hammer* jenis ini sangat cocok untuk penetrasi tiang pada tanah lunak. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.5 (a) ***Single Acting Hammer,*** **(b)** ***double acting hammer*** **dan (c)** ***differential hammer*** **(*Sumber : Coduto, 1994*)**

3.4.3. Diesel Hammer

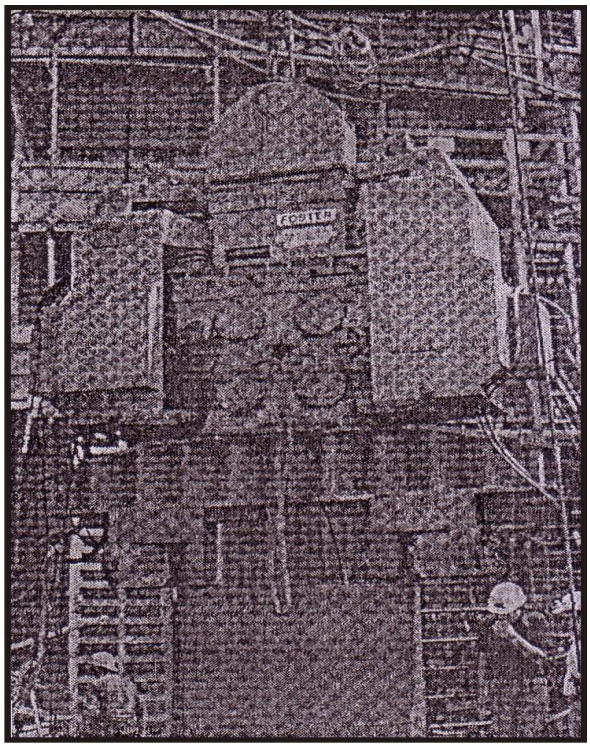
Diesel Hammer ditunjukkan pada Gambar 3.7. Palu dijatuhkan dari ketinggian tertentu dan menekan udara di dalam silinder. Tipe ini juga mempunyai dua jenis, yaitu *open top (Single acting*) dan *closed top (double acting*). *Diesel hammer* dikembangkan untuk bekerja pada energi maksimum sehingga mungkin akan sulit bila digunakan untuk pemancangan pada tanah yang lunak. Kelemahan palu jenis ini adalah polusi udara. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.6 *Diesel Hammer*

3.4.4. Vibaratory Hammer

Vibratory Hammer menggunakan berat rotasi eksentrik untuk menimbulkan getaran vertikal seperti ditunjukkan pada Gambar 3.8. Frekuensi getaran dapat mencapai 150 Hz. Palu tipe ini sangat efektif bila digunakan untuk penetrasi tiang ke dalam tanah pasiran. Pemancangan tiang dengan *vibratory hammer* lebih cepat, getaran yang muncul akibat pemancangan lebih kecil dan polusi udara maupun sura lebih rendah dibandingkan dengan palu–palu konvensional. (*Rahardjo, 2005*)

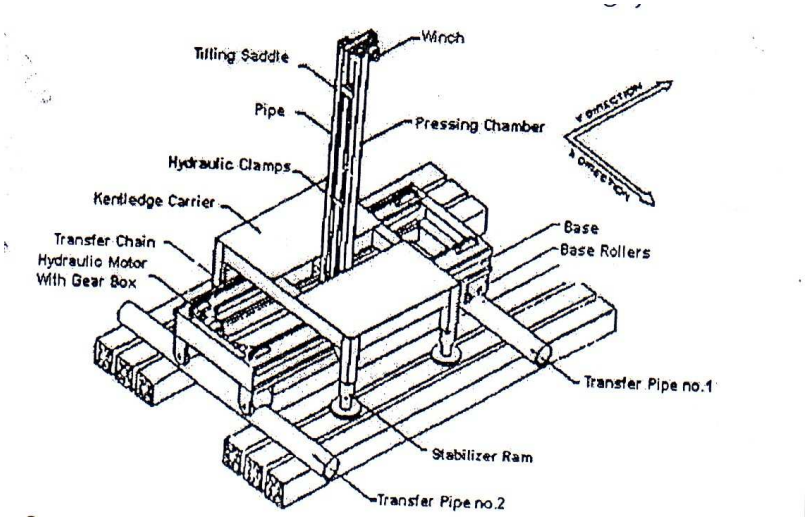


Gambar 3.7 *Vibratory Hammer* (*Sumber : Coduto, 1994*)

3.4.5. Pemancangan Dengan Cara Penekanan Hidrolik

Sistem pemancangan ini merupakan suatu sistem pemancangan yang bebas getaran dengan menggunakan teknologi penekanan tidak langsung secara hidrolik. Sistem ini berwawasan lingkungan karena bebas getaran. Keunggulan sistem pemancangan ini jika dibandingkan dengan pemancangan dengan menggunakan *hammer* adalah pengggunaan jumlah tulangan baja yang lebih sedikit karena impak yang terjadi lebih kecil.

Daya dukung ultimit pondasi tiang dengan cara ini secara umum dibatasi sebesar reaksi yang terjadi pada lapisan tanah untuk menahan gaya dongkrak hidrolik. Umumnya diambil faktor kemanan IFK) = 2 terhadap gaya hidrolik maksimum yang terbaca untuk menentukan daya dukung ijin. (*Rahardjo, 2005*)



Gambar 3.8 Mesin pancang dengan sistem penekanan hidrolik

3.4.6. Bantalan (*Cushion Material*)

Sistem pemancangan tidak hanya terdiri dari palu dan tiang. Ada komponen–komponen lain yang pelru diperhtikan (Gambar 3.10). Kecuali *drop hammer,* palu tidak langsung menyentuh kepala tiang pada saat pemancangan karena dapat merusak baik palu maupun kepala tiang.

Energi pukulan dari palu ditransfer melalui *striker plate, hammer cushion, drive head* atau *helmet, pile cushion,* dan berakhir di kepala tiang. Jenis bantalan (*cushion*) dan tebalnya bantalan akan mempengaruhi besarnya energi yang tersalurkan. Bantalan umumnya terbuat dari kayu.

Fungsi dari bantalan tiang adalah untuk mengurangi pengaruh gaya tumbukan pada kepala tiang agar tidak melebihi kekuatan tarik dan keuatan tekan dari beton.

Plywood juga dapat digunakan sebagai bantalan tiang. Walaupun cukup baik, namun ada beberapa kekurangannya, yaitu :

1. Selama masa pelaksanaan pemancangan tiang, pengulangan pemukulan akan mengubah.
   - Penentuan lokasi titik dimana tiang akan dipancang
   - Pengangkatan tiang
   - Pemeriksaan kelurusan tiang
   - Pemukulan tiang dengan palu (*hammer*) atau dengan cara hidrolik.

3.4.7. Sambungan Tiang

Ada beberapa metode untuk sambungan tiang beton, diantara dengan pengelasan pada kedua ujung tiang yang dilengkapi dengan pelat

baja atau dengan penggunaan*socket*. Pemilihan jenis sambungan ditentukan oleh posisi sambungan dengan mempertimbangkan gaya – gaya yang bekerja pada titik tersebut.

Sambungan untuk tiang baja pada umumnya jauh lebih sederhana karena antara kedua ujung tiang dapat langsung dilas. Beberapa pabrik memproduksi sambungan untuk tiang baja dengan tujuan untuk menjamin kelurusan antara kedua bagian tiang yang disambung dan untuk memberikan kekokohan sambungan.

3.5 Pembebanan Menurut Bridge Management System 1992 (*BMS 1992*)

Persyaratan pembebanan dari BMS 1992 tercakup dalam peraturan Perencanaan Teknik Jembatan (*PPTJ*) 1992 bagian 2. Perancangan struktur jembatan menurut BMS 1992 ditekankan pada perancangan dengan *Metode Limit State Design,* sehingga pada pembebanan diberikan suatu faktor beban sebagai pengali beban kerja (*Siswanto, 1999*).

1. Beban Tetap
   a. Berat sendiri, yaitu berat bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap.
   b. Beban mati tambahan, yaitu berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural dan mempunyai kemungkinan terjadi perubahan besar selama umur jembatan, bila : *Overlay* dan saluran drainasi.

2. Beban Lalu Lintas

a. Beban Lajur D

Beban lajur D terdiri dari beban terbagi merata dan beban garis yang bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekivalen dengan suatu iring–iringan kendaraan yang sebenarnya. Beban terbagi merata mempunyai intensitas q kPa dengan q tergantung pada panjang total yang dibebani seperti berikut ini.

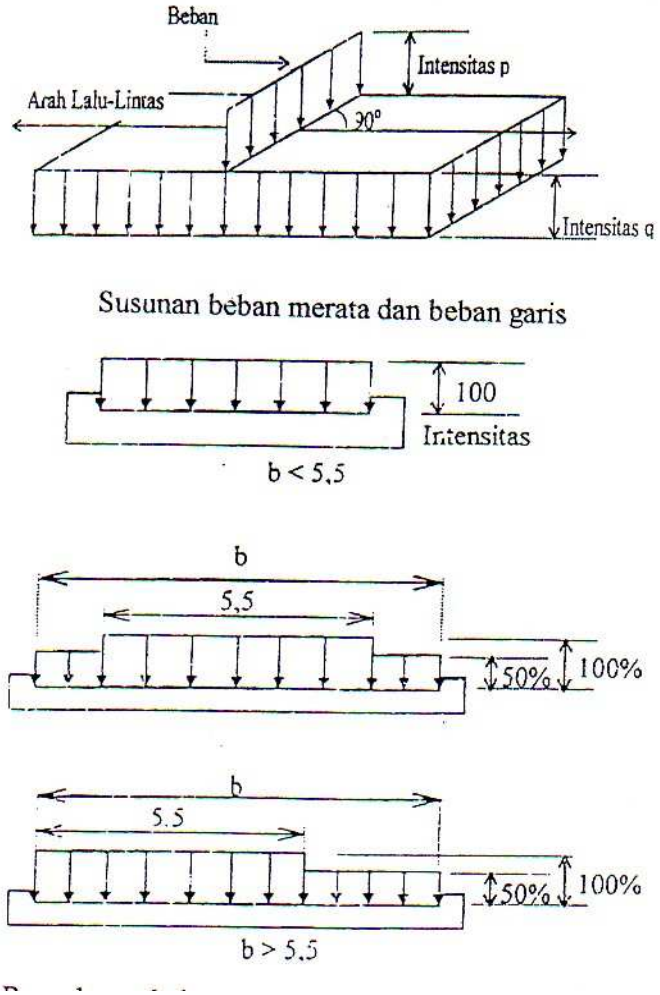
$L \leq 30$ m; q = 8,0 kPa

$L \geq 30$ m ; q = 8,0 (0,5 + 15/L)kPa

Dengan L : panjang total yang dibebani.

Panjang yang dibebani adalah panjang total beban terbagi merata yang bekerja pada jembatan dan dapat dipecah menjadi panjang–panjang tertentu untuk mendapatkan pengaruh maksimum pada jembatan menerus.

Beban garis mempunyai intensitas p sebesar 44,0 KN/m, bekerja dengan arah tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100% pada jalur 5,5 m sedangkan lebar selebihnya dibebani dengan intensitas 50%. Susunan dan penyebaran beban D dapat dililhat pada Gambar 3.9.



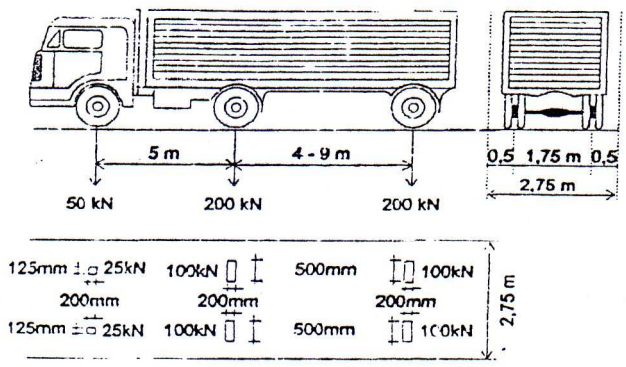
Penyebaran beban D pada arah melintang jembatan

Gambar 3.9 Susunan dan penyebaran beban D

Sumber (Siswanto, 1999) Struktur Baja III, hal.III-14

b. Beban Truk T

Beban Truk T berupa kendaraan truk semi trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.10. Berat masing – masing as disebarkan menjadi dua beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai.



Gambar 3.10 Beban T.

Sumber : (Siswanto, 1999) Struktur Baja III, hal. III – 15.

c. Gaya Rem

Gaya rem berupa gaya memanjang yang besarnya tidak tergantung pada lebar jembatan sebagai akibat dari pengaruh rem dan percepatan lalu lintas, ditetapkan sebagai berikut :

$L \leq 80$; $T_{TB} = 250$

$80 < L < 180$; $T_{TB} = 2{,}5 + 50$

$L \geq 180$; $T_{TB} = 500$

Dengan, L : Panjang Struktur (m)

T_{TB} : Gaya Rem (KN)

d. Beban Pejalan Kaki

Intensitas beban pejalan kaki tergantung pada luas beban yang dipikul oleh unsur yang direncanakan. Lantai dan gelagar yang lansung memikul pejalan kaki direncanakan untuk mendukung beban

5 kPa, sedangkan intensitas beban untuk elemen lain adalah sebagai berikut:

$$A < 10\ m^2\ ;\ K_{TP} = 5$$

$$10\ m^2 < A < 100\ m^2\ ;\ K_{TP} = 5{,}33 - A / 30$$

$$A > 100\ m^2\ ;\ K_{TP} = 2$$

Dengan, A : Luas terpikul oleh unsur (m^2)

K_{TP} : Intensitas beban pejalan kaki nominal (kPa).

e. Beban Dinamis

Interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan menghasilkan beban dinamis yang dalam perencanaan dinyatakan sebagai beban statis ekivalen. Untuk mendapatkan simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan digunakan faktor beban. Faktor untuk beban dinamik untuk beban

- T Nilai faktor beban dinamik 0,3.
- Garis pada beban D nilai faktor beban dinamik dapat dilihat pada Tabel 3.9..

Tabel 3.1 Faktor beban dinamik untuk beban

Bentang Ekuivalen L_E (m)	**Faktor Beban dinamik**
$L_E \leq 50$	0,4
$50 \leq L_E \leq 90$	$0{,}525 - 0{,}0025\ L_E$
$L_E \geq 90$	0,3

Sumber : (Siswanto, 1999) Struktur Baja III, Hal.III – 16.

Catatan :

- Untuk bentang sederhana L_E : Panjang bentang actual,
- Untuk bentang menerus $L_E = \sqrt{L_{rerata}} x L_{maks}$, dengan

  L_{rerata} : Panjang bentang-bentang menerus (m),

  L_{maks} : Panjang bentang maksimum dari bentang – bentang menerus (m).

f. Aksi Lingkungan

Pada aksi lingkungan ini yang digunakan beban angin dan beban gempa.

1) Beban angin, ditentukan sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0{,}0006 C_W (V_W)^2 A_b$$

Dengan, T_{EW} : Gaya angin (KN)

V_W : Kecepatan angin rencana (m/dt)(Tabel 2.2)

C_W : Koefisien serat (Tabel 2.3)

A_b : Luas ekivalen bagian samping jembatan (m^2)

Tabel 3.2 Kecepatan angina rencana

Keadaan Batas	Lokasi	
	≤ 5 km dari pantai	≥ 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Sumber : (Siswanto, 1999) Struktur Baja III, hal.III-17

Tabel 3.3 Koefisien seret

Tipe Jembatan	Koefisien Seret
Bangunan atas massif	
b/d = 1,0	2,1
b/d = 2,0	1,5
b/d = 6,0	1,25
Bangunan atas rangka	1,2

Sumber : (Siswanto,1999) Struktur Baja III, hal.III-17.

Catatan :

- b : Lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran,
- d : Tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang massif,
- Untuk harga antara b/d bisa diinterpolasi linier,
- Bila bangunan atas mempunyai superelevasi, koefisien seret harus dinaikkan sebesar 3% untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5%.

2) Pengaruh gempa

Pengaruh gempa diperhitungkan sebagai beban horizontal statis ekivalen. Beban rencana gempa minimum diperoleh dari persamaan berikut :

$T_{EQ} = K_h.I.W_T$

$K_h = C \cdot S$

Dengan,

T_{EQ} : Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (KN),

K_h : Koefisien baban gempa horisonal,

C : Koefisien geser dasar (Gambar 2.5),

S : Faktor tipe bangunan (Tabel 2.5),

W_T : Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa, diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (KN).

Tabel 3.4 Faktor Kepentingan

No	Klasifikasi	Harga I Minimum
1.	Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan tidak ada rute alternative.	1,2
2.	Seluruh jembatan permanent lainnya tersedia rute alternativ, tidak termasuk jematan yang direncanakan untuk mengurangi beban lalu lintas.	1,0
3.	Jembatan sementara dan jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalulintas.	0,8

Sumber : (Siswanto, 1990) Struktur Baja III, hal.III-17

3.6 Kapasitas Dukung Tiang

Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe cara pelaksanaan pemancangan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang dalam satu lokasi bangunan. Demikian juga dengan pengaruh – pengaruh seperti : tiang dicetak di luar atau dicor ditempat, tiang berdinding rata rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, sangat berpengaruh pada faktor gesekan antara dinding tiang dan tanah, yang demikian akan mempengaruhi kapasitas tiang.

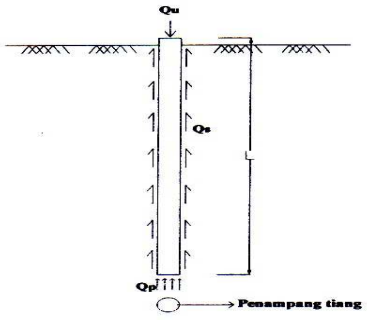
Dalam menentukan kapasitas dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang dalam beban yang bekerja. Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang yaitu :

1. Tiang gesek (*friction pile*), bila tiang pancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah disekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran yang waktu tiang dipancang menjadi berkurang dan angka gesekan antara butir – butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah.
2. Tiang lekat (*cohesion pile*), bila tiang dipancang pada tanah lunak (permeabilitas rendah) atau tanah mempunyai kohesi yang tinggi.
3. Tiang mendukugn dibagian ujung tiang (*point/end bearing pile*), bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke tanah keras melalui ujung tiang.

Pada kenyataannya di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut di atas. Berbagai metode dalam usaha menentukan kapasitas dukung tiang ini, tapi umumnya dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk satu tiang (tunggal) dan kelompok tiang.

3.6.1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung tiang terdiri dari kapasitas dukung tiang (Q_p) dan kapasitas dukung selimut tiang (Q_s), yang dapat dilihat pada Gambar 3.11 berikut :



Gambar 3.11 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

3.6.1.1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

Menurut cara Mayerhoff (1976), menentukan kapasitas dukung ujung tiang tergantung jenis tanahnya. Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang menurut jenis tanahnya :

1. Tanah Pasir

Formula yang digunakan adalah :

$$Q_{p1} = A_p.q_p = A_p.q'.N_q^* \text{ .....}$$

Dimana :

Q_p = Kapasitas dukung ultimit ujung tiang (ton)

Q_p = q'.Nq*

Kapasitas dukung per satuan luas (t/m^2)

A_p = Luas penampang ujung tiang (m^2)

Q' = Tegangan vertikal efektif (t/m2)

N_q^* = Faktor daya dukung (Gambar 3.12)

Nilai q_p tidak dapat melebihi kapasitas dukung batas, q1, karena itu kapasitas dukung ujung tiang maksimum perlu ditentukan sebagai berikut :

$$Q_{p2} = A_p.q_1 = A_p.(5.N_q^*.\tan\varphi) \text{ .....}$$

Dimana :

Q_{p2} = Kapasitas dukung ultimit ujung tiang (ton)

A_p = Luas penampang ujung tiang (m^2)

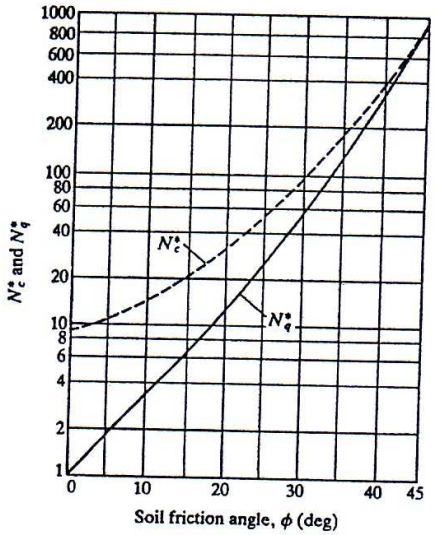
Nq* = Faktor daya dukung ujung (Gambar 3.12)

φ = Sudut geser dalam (^{o})

q_1 = Kapasitas dukung batas (t/m^2)

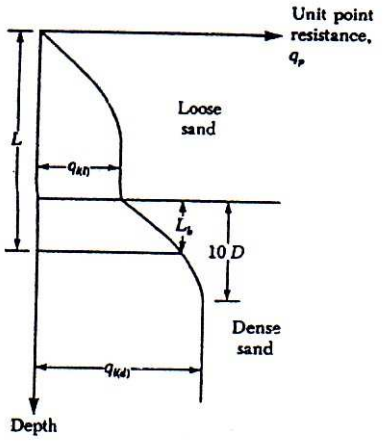
Untuk kemudahan, nilai Qp1 dan Qp2 dibandingkan dan diambil nilai yang lebih kecil sebagai kapasitas dukung ujung ultimit tiang.

Nilai Nq* dapat ditentukan sebagai fungsi dari sudut geser dalam tanah (φ) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.12.



Gambar 3.12 Faktor daya dukung ujung Nc* dan Nq*

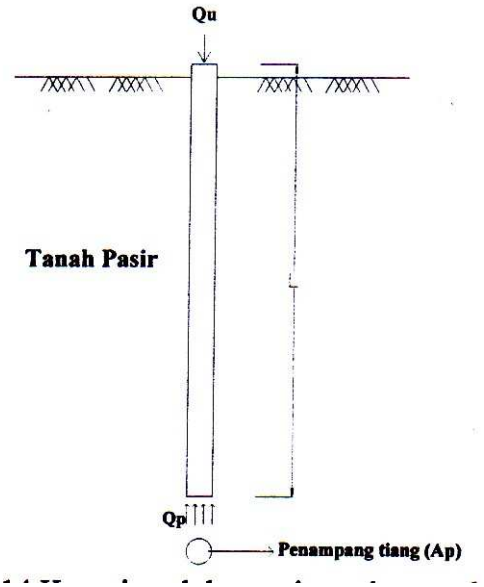
(Sumber : Meyerhof, 1976)



Gambar 3.13 Variasi satuan perlawanan ujung tiang pada pasir berlapis

(Sumber : Braja M Das, 1990)

Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah pasir dapat dilihat pada Gambar 3.14 berikut ini :



Gambar 3.14 Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah pasir

2. Tanah Lempung

$Q_p = A_p \cdot q_p$

$Q_p = c \cdot N_c^* + q \cdot N_q^*$

Pada tanah lempung $\varphi = 0$, maka nilai $q \cdot N_q^* = 0$

Sedangkan nilai $N_c^* = 9$ (Poulos & Davis)

$Q_p = A_p \cdot 9 \cdot C_u$.....

Atau : $Q_p = A_p \cdot 9 \cdot S_u$.....

Dengan :

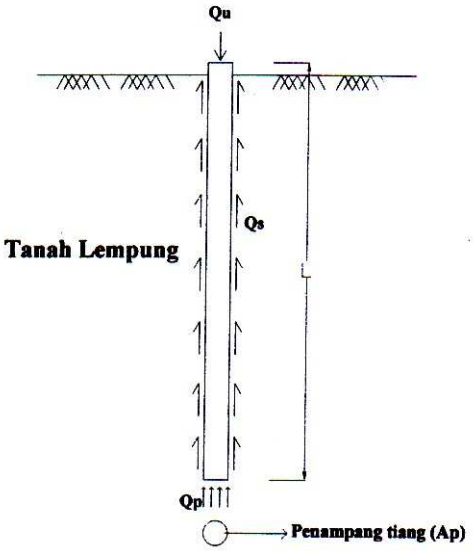
Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (Gambar 3.15)

C_u = Kohesi tanah *undrained.* (Gambar 3.18)

N_c* = Faktor kapasitas dukung tanah pada ujung tiang (Gambar 3.12)

S_u = Kuat geser tanah *undrained*.

Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah lempung dapat dilihat pada Gambar 3.15 berikut ini :



Gambar 3.15 Kapasitas dukung ujung tiang pada tanah lempung

3.6.1.2. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang (Qs) dapat dihitung dengan rumus berikut ini (Sumber : Braja M.Das)

$Q_s = \sum A_s \, . \, f$.....

$A_s = p \, . \, \Delta L$.....

Dengan :

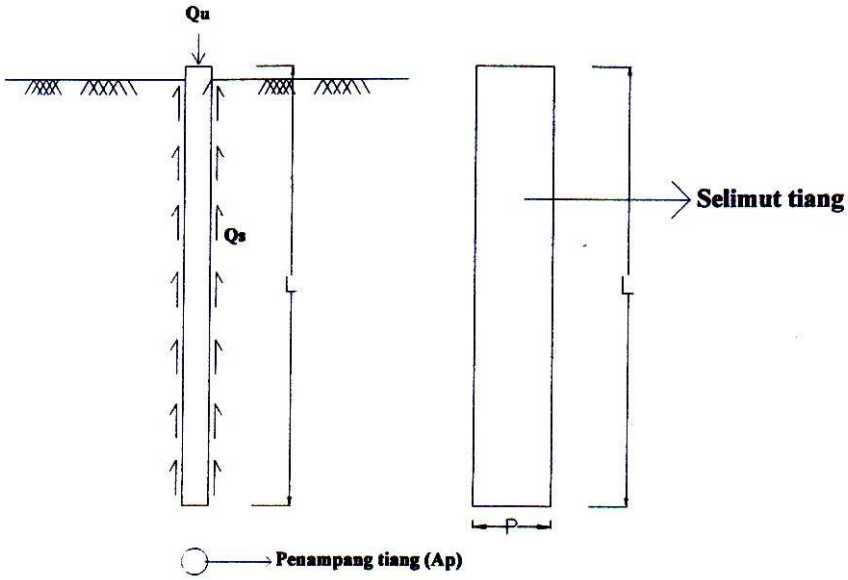
A_s = Luas selimut tiang

P = Keliling tiang

ΔL = Panjang tiang

f = Gesekan selimut

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dilihat pada Gambar 3.16 berikut ini :



Gambar 3.16 Kapasitas dukung selimut tiang

Sedangkan untuk menentukan nilai gesekan selimut (*f*) adalah berdasarkan jenis tanahnya. Berikut ini adalah rumus yang dipergunakan untuk menghitung nilai gesekan selimut (*f*) menurut jenis tanahnya :

1. Tanah Pasir

$f = K \cdot \sigma v \cdot tg\ \delta$.....

$K = (1 – 2) K_o$ Untuk displacement besar

$K = (0{,}275 – 1{,}75) K_o$ Untuk displacement kecil

$K = (0{,}75 – 1{,}0) K_o$ Untuk bored pile

$K_0 = 1 – \sin \varphi$

Dengan :

φ = Sudut gesek dalam

K = Koefisien tekanan tanah

K_0 = Koefisien tekanan tanah saat diam

σ'v = Tegangan vertikal efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15d (Meyerhoff).

δ = Sudut gesek permukaan

δ beton = (0,80 – 1) . φ

δ kayu = 2/3φ

δ baja = (0,59 – 0,90) . φ

δ cor ditempat = φ

2. Tanah Lempung

Pada tanah lempung ada 3 metode untuk menghitung nilai gesekan selimut (*f*). (Sumber : Braja M Das).

2.1. Metode Lambda (λ)dari Vijayvergiya dan Focht

$f_{ave} = \lambda (\sigma'_{ave} + 2 . C_{u\,ave})$.....

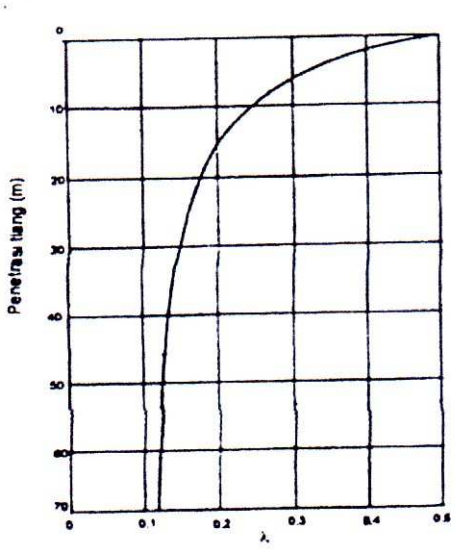
Dengan :

f_{ave} = Gesekan selimut rata – rata

λ = Konstanta (ditentukan berdasarkan Gambar 3.17

σ'_{ave} = Tegangan vertical efektif rata – rata

$C_{u\,ave}$= Kohesi tanah *undrained* rata – rata



Gambar 3.17 *Koefisien λ Vijayvergiya dan Focht*

(Sumber : Braja M Das)

Untuk nilai $C_{u\,ave}$ dihitung dengan rumus berikut :

$$C_{u\,ave} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_{ui}.L_i}{L} \quad \text{.....}$$

Dengan :

Cui = Kohesi tanah *undrained* lapis ke i

Li = Panjang segment tiang lapis Ke i

L = Panjang tiang

Sedangkan nilai tegangan vertikal rata – rata dapat dihitung dengan rumus berikut :

$$\sigma'_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i}{L} \quad \text{.....}$$

Dengan :

A_i = Luas diagram tegangan vertical efektif

L = Panjang tiang

2.2. Metode alpha (α)dari Tomlinson

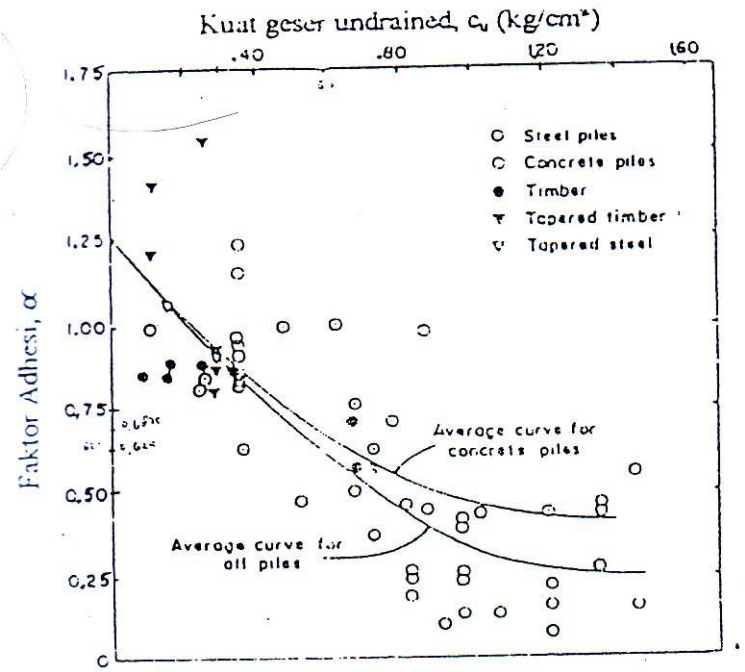
$f_s = \alpha . C_u$

Dengan :

f_s = Gesekan selimut

α = Faktor adhesi (Gambar 3.18)

C_u = Kohesi tanah *undrainde (* Gambar 3.18)



Gambar 3.18 Nilai C_u terhadap nilai α

(Sumber : Braja M Das)

2.3. Metode beta (β) / tegangan efektif

Fave = $\beta . \sigma$'.....

Dengan :

f_{ave} = *Gesekan selimut rata – rata*

β = *K. Tg* φr

φr = Sudut geser tanah kondisi terdrainasi

K = 1 – sin φr ** untuk terkonsilidasi normal)*

K = (1 – sin φr) $\sqrt{OCR}$ (untuk tanah *overconsolidated*)

OVR = Over Conslikudation Ratio

3.6.1.3. Kapasitas Dukung Ultimate Tiang

Ruus yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung ultimate tiang (Q_u) adalah sebagai beribut :

Qu = Qp + Qs = W

Karena W dianggap = 0, maka rumus kapasitas dukung ultimit adalah sebagai berikut :

Qu = Qo + Qs .....

Dengan :

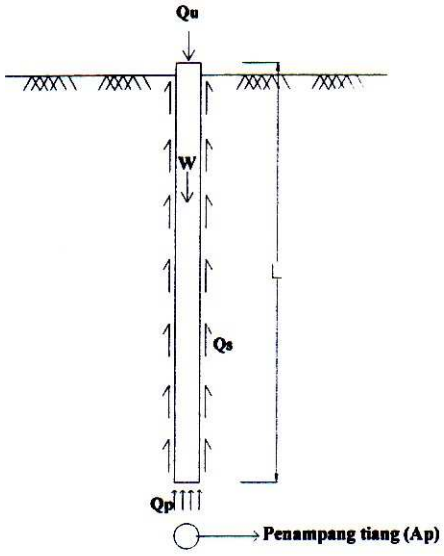
Q_u = Kapasitas dukung ultimit tiang (Gambar 3.19)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang

W = Berat Tiang (dianggap = 0)

Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dilihat pada Gambar 3.19 berikut ini:



Gambar 3.19 Kapasitas dukung ultimit tiang

3.6.1.4. Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_a)

Nilai kapasitas dukung ijin tiang (Q_a) dihitung dengan memakai rumus berikut ini :

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} atau Q_a = \frac{Q_p}{SF_1} + \frac{Q_s}{SF_2} \text{ .....}$$

Dengan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimate tiang

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang

SF_1= 3 = Faktor aman tahanan ujung

SF_2= 1,5 = Faktor aman tahanan selimut

3.6.2. Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Uji SPT

Menurut Teori MEYERHOFF (1976).

$$Q_p = A_p.q_p = A_p.(40N).\frac{L_B}{D} \le A_p.(400N) \quad \text{Satuan kN.....}$$

$$Q_p = A_p.q_p = A_p.(800N).\frac{L_B}{D} \le 8000N \quad \text{Satuan } L_b \text{ .....}$$

Metode S.P.T sering dipakai di lapangan karena bersifat praktis, sehingga banyak digunakan dalam proyek – proyek yang membutuhkan waktu yang cepat dalam pelaksanaanya. Adapun langkah – langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

3.6.2.1. Nilai N rata – rata

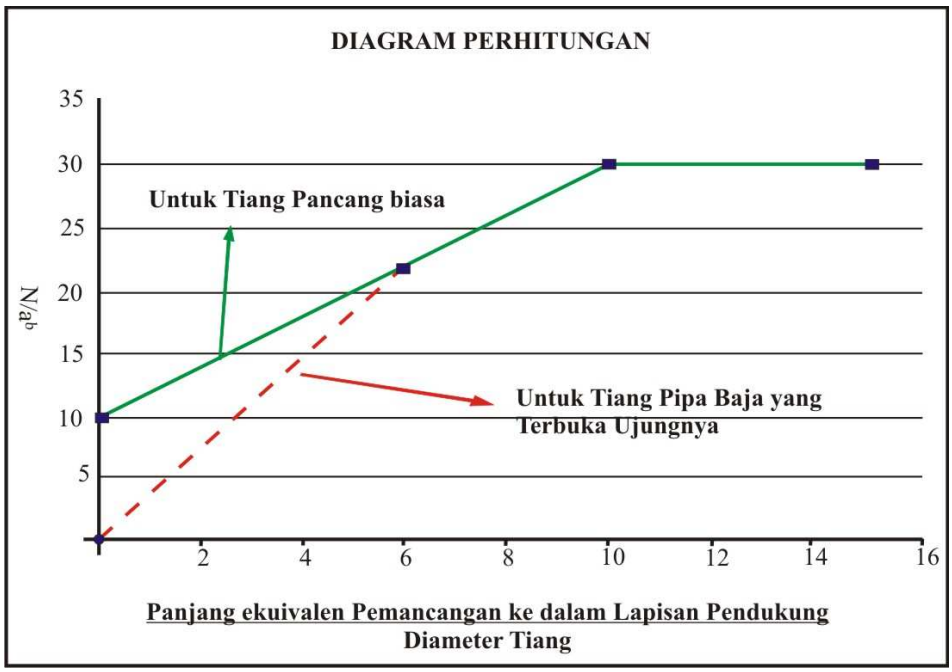
$$N_{rata-rata} = \frac{N1 + N2}{2} \text{ .....}$$

Dengan :

N_1 = Harga N pada ujung tiang

N_2 = Harga rata – rata pada jarak 4 D dari Ujung Tiang

3.6.2.2. Kapasitas Dukung Pada Ujung Tiang (Q_p)



Gambar 3.20 Diagram perhitungan dari intensitas kapasitas dukung ultimate tanah pondasi pada ujung tiang.

(Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi)

Dengan menggunakan Gambar 3.21, dapat diketahui kapasitas dukung ujung (Qp), yaitu dengan menghubungkan nilai 1/D (sebagai nilai Sb.X) dan niai qD/N (Sebagai nilai Sb.Y).

$Q_p = q_d . A$ .....

3.6.2.3. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (Q_s)

Untuk Mencari Gaya Maksimum Dinding Tiang digunakan perssamaan sebagai berikut :

$Qs = U . \sum Li . fi$ .....

Dengan :

Q_s = Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang

U = Kelling Tiang

L_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

fi = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

a. Tahanan gesek dinding ultimit

Bila tiang di dalam tanah kohesif, maka persamaan tahanan gesek dinding ultimitnya :

$Qs = C_d \; As$

Dengan

Qs = Tahanan gesek dinding ultimit (kN)

C_d = Adhesi antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m)

As = Luas selimut tiang (m^2)

Adhesi antara dinding tiang dan tanah didefinisikan sebagai :

$Cd = A_d \; Cu$

Dengan

a_d = Faktor adhesi

Cu = Kohesi tak terdrainase

Faktor adhesi (a_d) sebaiknya didasarkan pada kuat geser tanah tak terganggu (undesturbed sample). Tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan oleh persamaan:

$Qs=a_d c_u A_s$

Dengan memberikan faktor koreksi untuk tiang yang berdiameter tidak seragam di sepanjanjang tiangnya (meruncing), maka:

$Qs = F_w a_d c_u A_s$

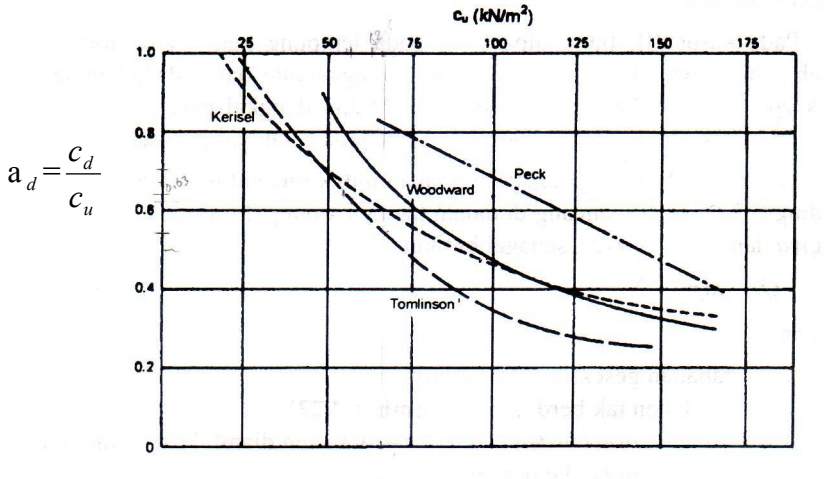
Dengan F_w adalah faktor bentuk tiang yang sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam dan 1,2 untuk tiangyang meruncing pada tanah kohesif (Simons dan Menzies, 1977).

Jika kuat geser tanah lempung bertambah dengan kedalamannya, maka nilai kohesi takdrainase (c_u) rata-rata diambil di sepanjang tiang. Bila tanah terdiri dari lempung kaku), gesekan dinding harus dihitung terpisah pada tiap lapisan, yaitu dengan menggunakan faktor adhesi yang esuai. Untuk tiang yang berpancang pada tanah lempung yang mudah susut, tiang harus dibebaskan dari pengaruh kembang susut tanah.

Faktor adhesi tiang pancang (a_d) dalam tanah lempung telah diteliti oleh Peck (1958), Woodward, Nurrdlund dan Bointano (1961) dan Tomlinson (1963). Untuk tiang pancang, sifat-sifat khusus hubungan $c_d c_u$ (atau a_d) dan c_u yang disimpulkan dari beberapa peneliti oleh McClellland (1974) ditunjukan dalam

Gambar. Dalam gambar ini terlihat bahwa utuk lempung lunak $c_d c_u$ mendekati 1. Namun, untuk lempung kaku terbentuk pada waktu pemancangan tiang.

Estimasi adhesi ultimit (a_d) untuk tiang-tiang yang dipancang dalam tanah lempung, yang disarankan oleh Tomlinson (1963), ditunjukan dalam Tabel



Tabel 3.5 Faktor adhesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung (McClelland, 1974)

(Sumber dari buku Teknik Pondasi II, Hery Christady.H)

1. **Metode Menurut Tomlinson :**

   Dimana $Q_s = A_s$. ad . Cu

   Qs = Tahanan gesek ultimate

   As = Luas selimut

   ad = Faktor Adhesi

   Cu = Kohesi tak terdrainase

2. Menurut Karisel

Dimana $Q_s = A_s$. ad . Cu

Qs = Tahanan gesek ultimate

As = Luas selimut

ad = Faktor Adhesi

Cu = Kohesi tak terdrainase

3. Menurut Woodward

Dimana $Q_s = A_s$. ad . Cu

Qs = Tahanan gesek ultimate

As = Luas selimut

ad = Faktor Adhesi

Cu = Kohesi tak terdrainase

4. Menurut Peck

Dimana $Q_s = A_s$. ad . Cu

Qs = Tahanan gesek ultimate

As = Luas selimut

ad = Faktor Adhesi

Cu = Kohesi tak terdrainase

Dari beberapa metode tersebut diatas dicari hasil (Q_s) yang paling terkecil dan nilai (ad) dari masing – masing metode tersebut berbeda di dapat dari Tabel buku Teknik Fondasi II, Hery Christady. H.

3.6.2.4. Kapasitas Dukung Ultimate Tiang (Q_u)

$$R_u = q_d.A + U.\sum L_i.f_i \quad \text{.....}$$

Dengan :

R_u = Daya dukung batas pada tanah fondasi (ton)

q_d = Daya dukung terpusat tiang (ton)

A = Luas ujung Tiang (m^2)

U = Panajng Keliling Tiang (m)

L_i = Tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang

fi = Besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

3.6.2.5. Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_s)

Untuk mencari kapasitas dukung ijin tiang digunakan persamaan sebagai berikut :

$$R_{ijin} = \frac{R_u}{Sf} \quad \text{.....}$$

3.6.3. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Pondasi tiang pancang yang umumnya dipasang secara berkelompok. Yang dimaksud berkelompok adalah sekumpulan tiang yang dipasng secara relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu dibagian atasnya dengan menggunakan *pile cap*. Untuk menghitung nilai

kapasitas dukung kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak tiang, susunan tiang dan efisiensi kelompok tiang.

3.6.3.1. Jumlah Tiang (n)

Untuk menentukan julah tiang yang akan dipasang didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang. Maka rumus yang dipakai adalah sebagai berikut :

$$n = \frac{P}{Q_a} \text{ .....}$$

Dengan :

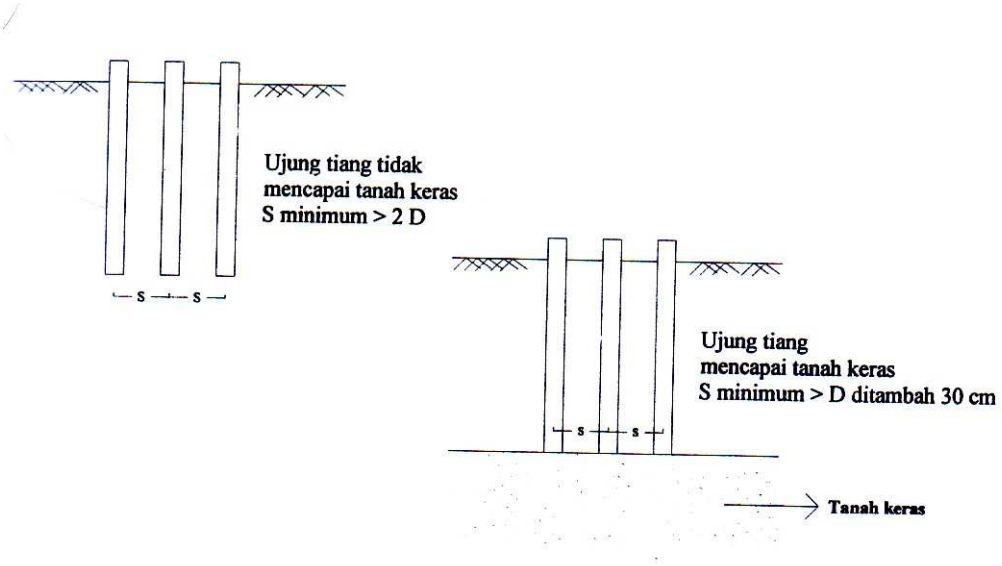
P = Beban yang bekerja

Q_a = Kapasitas dukung ijin tiang tunggal

3.6.3.2. Jarak Tiang (S)

Jarak antar tiang pancang didalam kelompok tiang sngat mempengaruhi perhitungan kapasitas dukung dari kelompok tiang tersebut. Untuk bekerja sebagai kelompok tiang, jarak antar tiang yang dipakai adalah menurut peraturan – peraturan bangunan pada daerah masing – masing. Menurut K. Basah Suryolelono (1994), pada prinsipnya jarak tiang (S) makin rapat, ukuran *pile cap* makin kecil dan secara tidak langsung biaya lebih murah. Tetapi bila pondasi memikul beban momen maka jarak tiang perlu diperbesar yang berarti menambah atau memperbesar tahanan momen. Jarak tiang biasanya dipakai bila :

1. Ujung tiang tidak mencapai tanah keras maka jarak tiang minimum ≥ 2 kali diameter tiang atau 2 kali diagonal tampang tiang, dapat dilihat pada Gambar 3.22
2. Ujung tiang mencapai tanah keras, maka jarak tiang minimum ≥ diameter tiang ditambah 30 cm atau panjang diagonal tiang ditambah 30 cm. Dapat dilihat pada Gambar 3.22



Gambar 3.21 Jarak Tiang

3.6.3.3. Susunan Tiang

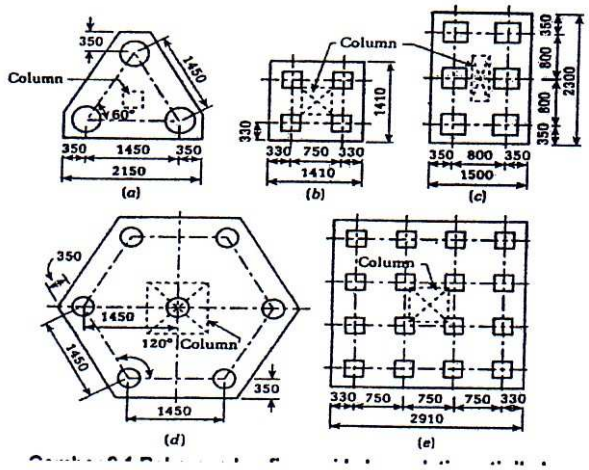
Susunan tiang sangat berpengaruh terhadap luas denah *pile cap*, yang secara tidak langsung tergantung dari jarak tiang. Bila jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, maka luas denah *pile cap* akan bertambah besar dan berakibat volume beton menjadi bertambah besar sehingga biaya konstruksi membengkak (K. Basah Suryolelono, 1994)

Beberapa metode didalam menyusun letak tiang didasarkan jumlah tiang yang digunakan dan jarak tiang, sehingga diperoleh ukuran denah *pile cap* paling ekonomis.

Meskipun pada tiang yang berdiameter besar atau untuk bebean yang ringan seirng digunakan fondasi tiang tunggal untuk memikul beban kolom atau beban struktur, namun pada umumnya beban kolom struktur atas dapat pula dipikul oleh suatu kelompok tiang. Penggunaan kelompok tiang mempunyai keuntungan – keuntungan sebagai berikut :

1. Dapat digunakan bila tiang tunggal tidak mempunyai kapasitas yang cukup untuk menahan beban kolom.
2. Pemancangan tiang atau instalasi tiang bor dapat meleset (sampai dengan 15 cm) dari posisinya. Eksentrisitas yang ditimbulkan terhdap pusat beban dari kolom dapat menimbulkan momen – moment tambahan. Bila kolom dipikul oleh beberapa fondasi, maka pengaruh eksentrisitas ini dapat berkurang secara signifikan, sehingga sistem kelompok tiang menjadi lebih baik.
3. Kegagalan dari sebuah tiang dapat diminimalisasi dengan adanya tiang – tiang yang lain (Prinsip *redundancy*).
4. Menyebakan terjadinya pemadatan pada arah lateral, terutama pada pemancangan tiang. Hal ini akan meningkatkan tekanan tanah lateral yang bekerja di sekeliling tiang sehingga meningkatkan kapasitas tahanan geseknya. Hal ini terutama berlaku pada jenis tanah pasiran. (Rahardjo, 2005).

Konfigurasi kelompok tiang tipikal ditunjukkan oleh Gambar 3.23.



Gambar 3.22 Beberapa Konfigurasi kelompok tiang tipikal

(Sumber : Tomlinson, 2001)

3.6.3.4. Efisiensi Kelompok Tiang

Menurut Coduto (1983), efisensi tiang bergantung pada beberapa faktor, yaitu :

1. Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang
2. Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
3. Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang.
4. Urutan pemasangan tiang
5. Macam tanah
6. Waktu setealh pemasangan
7. Interaksi antara pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan tanah.
8. Arah dari eban yang bekerja.

Persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang adalah sebagai berikut :

1. Formula Sederhana

Formula ini didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang, sebagai satu kesatuan (blok).

$$E_g = \frac{2.(m+n-2).s + 4.D}{p.m.n} \quad \text{.....}$$

Dengan :

E_g = Efisiensi Kelompok tiang

m = Jumlah tiang pada deretan baris

s = Jarak antar tiang

D = Diameter atau sisi tiang

p = Keliling dari penampang tiang

2. Formula Converse – Labarre

$$E_g = 1 - 0\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

Dengan :

Eg = Efisiensi kelompok tiang

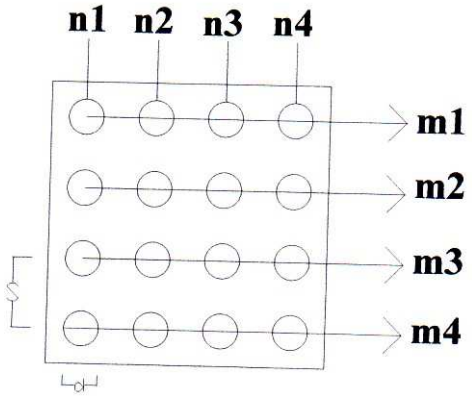
0 = arc tg d/s, dalam derajat

m = Jumlah baris tiang (Gambar 3.24)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (Gambar 3.24)

D = Diameter tiang (Gambar 3.24)

s = Jarak pusat ke pusat tiang (Gambar 3.24)



Gambar 3.23 Efisiensi Kelompok Tiang

3. Formula Los Angeles Group – Action Formula

$$E_{LA} = 1 - \frac{D}{\pi.S.m}\left[m(n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)}\right]$$

Dengan :

m = Jumlah baris tiang (Gambar 3.24)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (Gambar 3.24)

D = Diameter tiang (Gambar 3.24)

S = Jarak pusat ke pusat tiang (Gambar 3.24)

4. Formula Seiler – Keeny

$$E_{S-K} = \left[1 - \frac{11.S}{7(S^2 - 1)} + \frac{m+n-2}{m+n-1}\right] + \frac{0{,}30}{m+n}$$

Dimana :

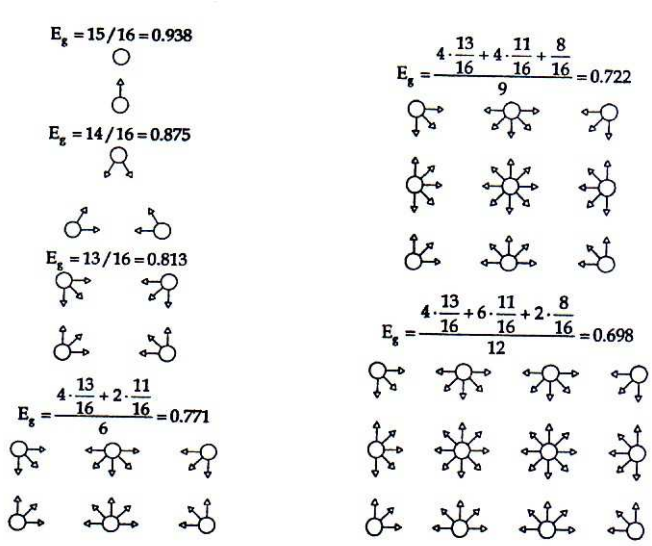
m = Jumlah baris tiang (Gambar 3.24)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (Gambar 3.24)

s = Jarak pusat ke pusat tiang (Gambar 3.24)

5. Formula Feld

Dalam metode ini kapasitas fondasi individual tiang berkurang sebesar 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah tegak lurus maupun dalam arah diagonal. Ilustrasi hasil perhitungan pada Gambar 3.25



Gamabr 3.24 Beberapa Ilustrasi dan nilai kelompok tiang berdasarkan formula feld.

3.6.3.5. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Pasir

- Pada tiang pancang, baik pada tiang gesekan maupun tiang tahanan ujung dengan s ≥ 3, 0D, kapasitas dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah dari seluruh kapasitas dukung tiang tunggal (Eg = 1).

  $Q_{pg} = n \cdot Q_a$

- Pada tiang pancang jenis tiang gesekan dengan s < 3, 0D, digunakan salah satu formula diatas.

  $Q_pg = n \ . \ E_g \ . \ Q_a$

- Pada tiang bor dimana tahanan gesek dominan dengan jarak s = 3, 0D, nilai efisiensi berkisar antara 0,67 hingga 0,75, tetapi pada tiang bor jenis tahanan ujung nilai efisiensi dapat dianggap sebesar 1,0.

3.6.3.6. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pada Tanah Lempung

Kapasitas dukung batas kelomopok tiang pada tanah lempung didasarkan pada aksi blok yaitu bila kelompok tersebut berperan sebagai blok.

Kapasitas dukung kelompok tiang dapat ditentukan dengan langkah – langkah sebagai berikut :

1. Tentukan jumlah total dari kapasitas dukung seleruh tiang :

$$\sum Q_u = m.n.(Q_p + Q_s)$$
$$= m.n.\left[(9.A_p.C_u) + \sum (p.\Delta L.\alpha.C_u)\right]$$

2. Tentukan kapasitas dukung dari blok kelompok tiang yang berukuran L_g, B_g, H :

$$\sum Q_u = L_g.B_g.N_c'.C_u + \sum \left[2.(L_g + B_g).C_u.\Delta L\right]$$

Dengan :

L_g = Panjang blok

B_g = Lebar blok

H = Tinggi blok

ΔL = Panjang segment tiang

3. Bandingkan kedua besaran $\sum Q_u$ diatas, dan gunakan nilai yag terkecil sebagai kapasitas dukung ultimit dari kelompok tiang.

   Kapasitas dukung ijin dari kelompok tiang adalah :

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

   Dengan :

   Q_a = Kapasitas dukung ijin kelompok tiang

   Q_u = Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang

   SF = Faktor aman

3.7 Standard Penetration Test (*SPT*)

Dari grafik SPT (*Lampiran 2*), ditentukan kedalaman pemancangan tiang dengan kuat dukung tanah dianggap cukup kuat untuk mendukung beban yang ada.

1. Interpretasi data SPT

   Dari grafik SPT, tanah dibagi menjadi beberapa lapisan. Data SPT yang ada kemudian dikoreksi terhadap dua hal, sebagai berikut ini.

   a. Koreksi *Overburden*

      Dianggap jenis pasir sepanjang kedalaman adalah jenis pasir halus *Normally Consolidated*, sehingga persamaan *Koreksi Overburden* yang digunakan adalah :

$$C_N = \frac{2}{1 + P_0' / P_r}$$

Sumber : (Hardiyatmo, 2002) Teknik Fondasi I, hal.191.

Dengan,

CN : Nilai koreksi *Overburden,*

P0’ : Tekanan *Overburden* efektif (KN/m2),

Pr : Tegangan efektif referensi = 100 KN/m2, sehingga nilai N’ menjadi

$N = CN \cdot N$

Dengan N’ : N yang diperoleh dari uji SPT saat pemboran,

CN : Faktor koreksi *overburden.*

Sumber : (Hardiyatmo, 2002) Teknik Fondasi I, hal.190.

b. Air tanah akan memberi pengaruh pada jumlah pukulan sehingga diperlukan koreksi akibat pengaruh air tanah.

Koreksi dilakukan jika nilai N lebih besar dari 15, maka nilai N harus direduksi/dikoreksi menjadi :

$N = 15 + ½ (N’ – 15)$

Dengan,

N’ : Jumlah pukulan di bawah pengaruh muka air tanah

Sumber : (Suryolelono,1994) Teknik Fondasi Bagian II, hal.19.

Setelah mendapatkan N rerata tiap lapisan, maka dapat diketahui jenis kepadatan tanah pada tiap lapisan dan sudut gesek tiap lapisan (ϕ’).

2. Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak (Q_a)

Dalam menurut Hardiyatmo (*2003*), hitungan kapasitas dukung tiang terhadap gaya desak didasarkan pada metode *Brom* yang didasarkan pada nilai – nilai pendekatan dari δ dan K_d. Tahanan terhadap desak terdiri dari tahanan ujung ultimit dan tahanan gesek ultimit.

a. Tahanan gesek ultimit (Q_s)

Dalam menurut Vesic (1967) dan Kerisel (1961) dianggap tekanan *overburden* $P_o' = \overline{P}_o' = \gamma.h$ adalah konstan pada kedalaman kritis (Z_c) antara $10_d - 20_d$.

$Q_s = \sum A_s.K_d.tg\delta.\overline{P}_o$,dengan

K_d : Koefisien tekanan tanah yang tergantung dari kondisi tanah,

δ : Sudut gesek dinding efektif antara dinding tiang dan tanah (untuk tiang beton δ diamil 0.75 ϕ'),

A_s : Luas selimut tiang (m^2),

$\overline{P}_o$: Tekanan vertical efektif rerata di sepanjang tiang, yang besarnya sama dengan tekanan *overburden* efektif untuk $z \leq z_c$ dan sama dengan tekanan vertical kritis untuk $z \geq z_c$ (KN/M^2).

Kontrol tahanan gesek dinding (f_s)

$$fs = \frac{A_s K_d tg\delta \overline{P}_o}{A_s} = K_d tg\delta \overline{P}$$

Tahanan gesek dinding (f_s) maksimum terjadi $\leq$ 1.08 kg/cm^2 (107 KN/m^2) (*Tomlinson,1977*).

b. Tahanan ujung ultimit (Q_b)

Persamaan tahanan ujung ultimit untuk tiang pancang yang terletak di dalam tanah pasir jenuh menurut *Brom* adalah :

$Q_b = A_b.P_b'.N_q$,dengan

Q_b : Tahanan ujung ultimit (KN),

A_b : Luas penampang ujung tiang (m^2),

P_b' : Tekanan vertikal efektif pada dasar tiang (KN/m^2)

N_q : Faktor kapasitas dukung.

Tahanan ujung maksimum yang erjadi (f_b maksimum) $\leq$ 108kg /cm^2 (10700 KN/m^2) (*Mc. Clelland,1969*).

Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak adalah dengan menggunakan hubungan di bawah ini.

$$Q_a = \frac{Q_b}{SF_1} + \frac{Q_s}{SF_2} - W_{tiang}$$, dengan

Q_a : Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak (KN),

Wtiang : Berat tiang yang tertanam dalam tanah (KN),

S_F ; Angka aman (SF_1=3 dan SF_2=1,5).

3. Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya tarik (Ta)

Kapasitas tarik tiang digunakan metode Coyle dan Castello (1981)

$$T_a = \frac{Q_s}{5} + 0{,}9W_{tiang}$$, dengan

W_{tiang} : Berat tiang (dihitung sepanjang tiang dari dasar poer s/d ujung tiang) (KN).

3.8 Perencanaan Pondasi Tiang

Jarak antar tiang diambil minimum $\geq$ 2D (*ujung tiang tidak mencapai tanah keras*). Jarak tiang ke tepi poer diambil antara 0.5 m – 0.75m.

1. Kontrol Terhadap beban sementara

   Menurut *Suryolelono (1994)*, beban pada tiang ke-i (*Koordinat pusat tiang* x_i,y_i) diperoleh,

   $$P_i = \frac{V}{n} + \frac{M_y . x_1}{\sum x^2} + \frac{M_x Y_1}{\sum y^2}$$,dengan

   Pi : Beban pada tiang ke-I (KN),

   V : Resultante beban vertical (KN),

   n : Jumlah tiang

   M_x : Komponen momen pada arah sb x (KNm),

   M_y : Komponen momen pada arah sb y (KNm),

   x_i : Absis pusat tiang ke i (m)

   y_i : Ordinat pusat tiang ke i (m).

2. Defleksi tiang vertikal gaya lateral

   Rumus – rumus yang digunakand alam menghitung defleksi vertical gaya lateral adalah :

   $$nh = \frac{\sum_{i=1}^{n} l_i x nh_i}{\sum_{i=1}^{n} l_i}$$

   L_i : Tebal tanah pada lapisan ke –i,

nh_i : Nilai nh pada lapisan ke – i.

$$\alpha = \left[\frac{nh}{EpxIp} \right]^{\frac{1}{5}}$$

Sumber : (Hardiyatmo,2003) Teknik Fondasi II, hal.230.

Dengan

nh : Koefisien variasi modulus,

Ep : Modulus elastisitas bahan tiang (KN/m^2) = 4700($\sqrt{Fc'}$),

Ip ; Momen inersia tiang (m^4).

Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku) bila $\alpha L > 4$.

$$Y_o = \frac{0{,}93 H_a}{nh^{3/5}(Ep.Ip)^{2/5}},$$

Sumber : (Hardiyatmo, 2003) Teknik Fondasi 2, hal.231.

Dengan

Y_o : Defleksi tiang ujung jepit maksimum (m).

3. Efisiensi kolom tiang dalam tanah granuler

Efisiensi kelompok tiang diperhitungkan, jika tiang dianggap sebagai tiang blok/fondasi rakit, dan kelompok tiang ini dibebani, tiang – tiang dan tanah yang terletak di antaranya akan bergerak bersama – sama sebagai satu kesatuan.

Menurut *Vesic (1976)* pada tiang yang dipancang pada tanah granuler, kapasitas kelompok tiang lebih besar daripada jumlah kapasitas masing – masing tiang di dalam kelompoknya. Keadaan ini

menyebabkan efisiensi kelompok tiang cenderung lebih besar dari 1(>100%).

Rumus efisiensi jumlah tiang

$$Eg = 1 - arctg\frac{d}{s}\left[\frac{m(n'-1)+n'(m-1)}{90.m.n'}\right]$$

Sumber : (Hardiyatmo, 2003) Teknik Fondasi 2, hal.143.

Dengan

Eg : Efisiensi kelompok tiang (%),

m : Jumlah baris tiang,

n : Jumlah tiang dalam satu baris,

s : Jarak pusat ke pusat tiang (m),

d : Diameter tiang (m).

3.9 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

1. Tanah Pasir

Beberapa metode dari penelitian dapat digunakan untuk menghitung penurunan pondasi kelompok tiang antara lain, yaitu :

a. Metode *Vesic* (1977)

$$S_g = S\sqrt{\frac{Bg}{D}}.$$

Dimana :

S = Penurunan pondasi tiang tunggal

S_g = Penurunan pondasi kelompok tiang

B_g = Lebar kelompok tiang

D = Diameter tiang tunggal

b. Metode Meyerhoff (1976)

1. Berdasarkan N – SPT

$$S_g = 2q\sqrt{\frac{B_g.I}{N}}.$$

Dimana :

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g}\right). \geq 0{,}5$$

q = Tekanan pada dasar pondasi

B_g = Lebar kelompok tiang

N = Harga rata – rata N-SPT pada kedalaman $\pm$ B_g dibawah kaki pondasi.

L = Panjang tiang

2. Berdasarkan CPT

$$S_g = \frac{q.B_g.I}{2q_c}$$

Dimana :

$$I = \left(1 - \frac{L}{8B_g}\right). \geq 0{,}5$$

q = Tekanan pada dasar pondasi

B_g = Lebar kelompok tiang

q_c = Nilai konus pada rata – rata kedalaman B_g

2. Tanah Lempung

Penurunan pondasi yang terletak pada tanah lempung dapat dibagi menjadi tiga komponen, yaitu :

1. Penurunan Segera
2. Penurunan Konsolidasi Primer
3. Penurunan Konsolidasi Sekunder

Penurunan total adalah jumlah dari ketiga komponen tersebut dan dinyatakan dalam rumus berikut :

$S = S_i + S_c + S_s$

Dengan :

S = Penurunan Total

S_i = Penurunan Segera

S_c = Penurunan Konsolidasi Primer

S_s = Penurunan Konsolidasi Sekunder

3.10 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

1. Tanah Pasir

Untuk perhitungan penurunan dapat digunakan dua cara yaitu metode semi empiris dan metode empiris.

a. Metode Semi Empiris

Penurunan Fondasi Tiang tunggal

$S = S_s + S_p + S_{ps}$

Dengan :

S = Penurunan Total Fondasi Tiang Tunggal

S_s = Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

S_p = Penurunan dari ujung tiang

S_{ps} = Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Penurunan akibat deformasi aksial

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha . Q_s).L}{A_p . E_p}$$

Dengan :

Qp = Kapasitas dukung ujung tiang

Qs = Kapasitas dukung selimut tiang

L = Panjang tiang

Ap = Luas penampang tiang

Ep = Modulus elastisitas tiang (Tabel 3.8)

α = Koefisien yang tergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang tiang. Menurut *Vesic* (1977), α=0,33 – 0,5. penurunan

Penurunan dari ujung tiang

$$S_p = \frac{C_p . Q_p}{d . q_p}$$

Dengan :

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang

Q_p = Daya dukung batas diujung tiang

D = Diameter

C_p = Koefisien empiris (Tabel 3.6)

Tabel 3.6 Nilai koefisien Cp (*Sumber Vesic, 1977*)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0.02 ~0.04	0.09 ~0.18
Lempung (teguh hingga lunak)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~0.06
Lanau (padat hingga lepas)	0.03 ~0.05	0.09~ 0.12

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang

$$S_{ps} = \left(\frac{P_1}{P.L}\right).\frac{d}{E_s}\left(1 - v_s^2\right)I_{ws}$$

Dimana :

$\left(\frac{P_1}{P.L}\right).$ = Gesekan rata – rata yang bekerja sepanjang tiang

P = Keliling tiang

L = Panjang tiang yang tertanam

d = Diameter tiang

E_s = Modulus elastisitas tanah (Tabel 3.7)

V_s = Faktor pengaruh = $2 + 0{,}35\sqrt{\frac{L}{d}}$.

Tabel 3.7. Angka poisson (*Sumber Bowles, 1968*)

Jenis Tanah	Angka *posson*
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar (e = 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir halus (e = 0,4 – 0,7)	0,25
Batu (agak tergantung dari tipenya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Tabel 3.8 Modulus elastis (*Sumber Bowles, 1977*)

Jenis tanah	Modulus Elastis ($Kg/^{cm2}$)
Lempung	
Sangat lunak	3 – 20
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Keras	70 – 200
Berpasir	300 – 425
Pasir	
Berlanau	50 – 200

Tidak Padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
Pasir dan Kerikil	
Padat	800 – 2000
Tidak Padat	500 – 1400
Lanau	20 – 200
Loess	150 – 600
Serpih	1400 – 14000
Kayu	80.000 – 100.000
Beton	200.000 – 300.000
Baja	2.150.000

b. Metode Empiris

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q.L}{A_p.E_p}.$$

Dimana :

S = Penurunan total di kepala tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

Q = Beban yang bekerja (KN)

A_p = Luas penampang tiang (m^2)

L = Panjang tiang (m)

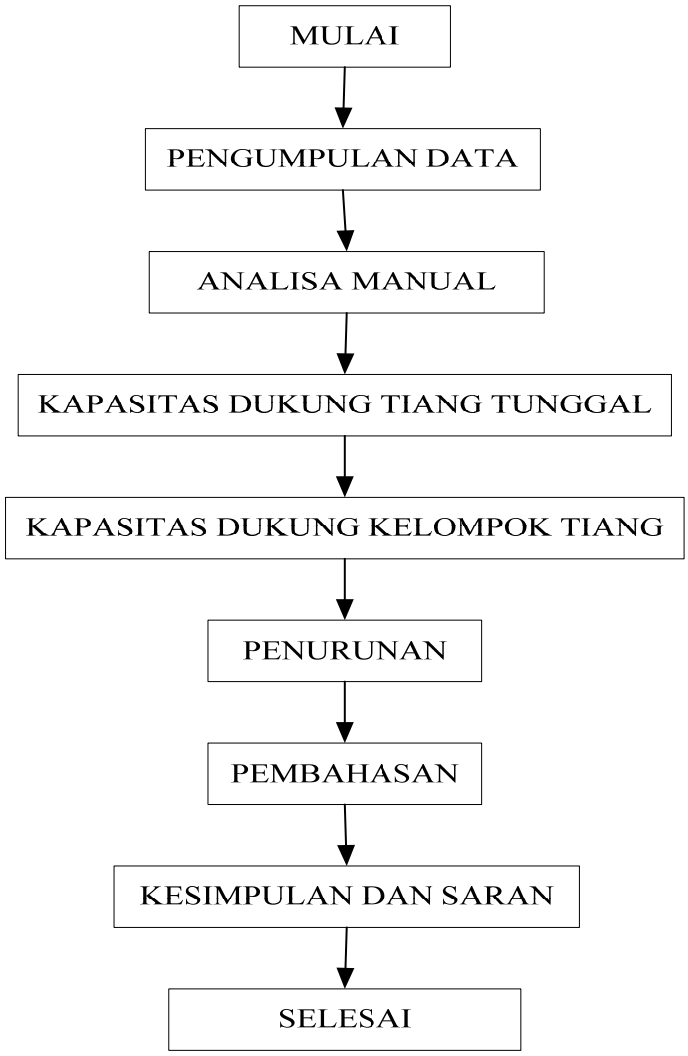
E_p = Modulus elastis tiang (Tabel 3.8)

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah tata cara pelaksanaan penelitian dalam rangka mencari penyelesaian atas permasalahan penelitian yang akan dilakukan. Jalannya dapat dilihat dari bagan alir pada gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Bagan Alir Metode Penelitian

4.2 Data Yang Diperlukan

Untuk kelancaran penelitian maka diperlukan beberapa data yagn digunakan sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian. Data yang diperlukan yaitu : Gambar Detail Jembatan, Hasil Penyelidikan Tanah, dan Denah Pondasi.

4.2.1. Gambar Detail Jembatan

Gambar detail jembatan yang diperlukan adalah Gambar fondasi, balok, plat lantai dan ukuran tulangan yang dipakai.

4.2.2. Hasil Uji Penyelidikan Tanah

Pada pembangunan jembatan Bunder ini, penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan (*In Situ Test*) yang terdiri dari S*standart Penetration Test* (SPT) dan uji laboratorium.

4.2.3. Dimensi Tiang Pancang

Dimensi atau ukuran tiang pancang yang dipakai adalah 0,3 m sedangkan kedalaman tiang 10,6 m.

4.3 Analisis Pembebanan

Pada analisis pembebanan menggunakan perhitungan manual. Analisis pembebanan sangat diperlukan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima fondasi. Setelah analisis pembebanan selesai maka kita merencanakan dimensi fondasi yang akan dipakai.

4.4 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Dalam menganalisis fondasi tiang pancang, beban yagn bekerja pada kolm harus diketahui terlebih dahulu. Analisis fondasi dapat dilakukan dengan menggunakan rumus – rumus yang telah dijelaskan pad Bab III. Setelah kapasitas dukung tiang didapat, maka perlu dihitung juga efisiensi kelompok tiang tersebut.

4.5 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Pancang

Besarnya penurunan tergantugn pada karakteristik tanah dan penyebaran tekanan fondasi ke tanah di bawahnya. Penurunan fondasi tiang tunggal pada tanah pasir dapat dihitung dengan menggunakan metode semi empiris dan empiris, sedangkan pada tanah lempung penurunan fondasi tiang tunggal adalah penurunan seketika yang terjadi setelah beban bekerja dan penurunan konsolidasi.

Penurunan fondasi kelompok tiang pada tanah pasir dapat dihitung dengan metode *Vesic* dan metode *Meyerhoff*. Penurunan fodnasi kelompok tiang pada tanah lempung terdiri dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi.

4.6 Pembahasan

Hasil dari analisis kapasitas dukugn dan penurunan fondasi tiang pancang dibahas Bab ini mulai dari kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas

dukung tiang kelompok, efisiensi, penurunan tiang tunggal dan penurunan kelompok tiang.

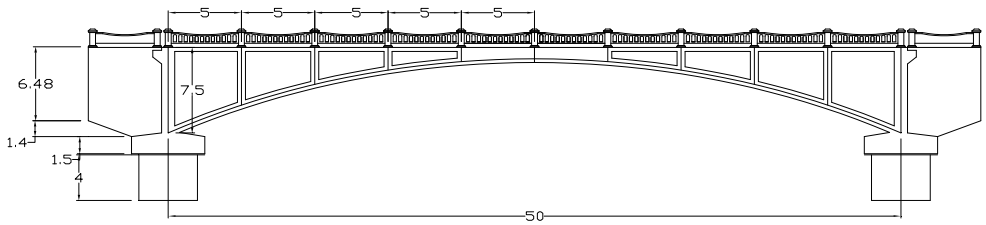
4.7 Kesimpulan dan Saran

Data – data dari Bab pembahasan disimpulkan sehingga apa yang didapat dari analisis dapat dengan mudah dimengerti. Penulis juga memberikans aran untuk kelanjutan tugas akhirnya apabila diperlukan. Sehingga akan menambah pemahaman tentang kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang.

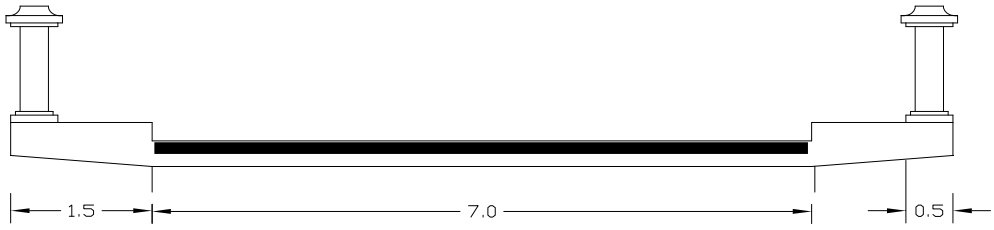
BAB V
ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG PADA KONSTRUKSI ABUTMENT JEMBATAN BUNDER

5.1 Data Perencanaan

1. Data Jembatan



Gambar 5.1 Jembatan Bunder



Gambar 5.2 Jembatan Bunder (Potongan)

- Tebal slab : 0,4 meter
- Tebal lapisan aspal + overlay : 0,1 meter
- Tebal genangan air hujan : 0,1 meter
- Jarak antar dinding penyangga : 5 meter
- Lebar jalur lalu-lintas : 7 meter
- Lebar trotoar : 1 meter
- Lebar dinding penyangga : 7 meter
- Panjang bentang : 50 meter
- Lebar bentang : 9 meter

- Mutu beton pelat lantai (f_c') : K-350 : 24,9 MPa
- Modulus Elastik (Ec) : 4700 $\sqrt{f'c}$: 23453 Mpa
- Poisson ratio (μ) :0,2
- Modulus geser (G) : $Ec/[2(1+\mu)]$: 9772 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) : U-39 (> ϕ12) : 390 MPa

  : U-24 (≤ ϕ12) : 240 MPa
- Bj beton bertulang : 2,5 Ton/m³
- Bj beton tidak bertulang : 2,4 Ton/m³
- Bj aspal : 2,2 Ton/m³
- Bj air : 1,0 Ton/m³
- Berat timbunan tanah padat : 1,76 Ton/m³

Data abutment beton bertulang :

- Lebar abutment $b = 1000\ mm$
- Tebal abutment, $h = 900\ mm$
- Tinggi abutment $t = 7500\ mm$
- Ukuran cap (*poer*)

  Bx : 4 m

  By : 9 m

5.2 Perhitungan Pembebanan

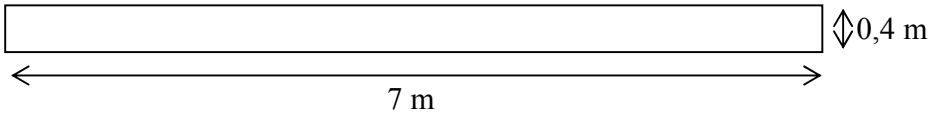
Kombinasi pembebanan yang digunakan terdiri dari beban mati, beban hidup, beban tekanan tanah, beban gempa, beban angin, beban rem atau traksi, beban akibat temperatur , beban susut dan beban rangkak. Landasan perhitungan beban mengacu pada peraturan standar pembebanan untuk jembatan (RSNI1,2004).

5.2.1 Beban mati (Qm)

Beban mati terdiri dari berat sendiri dan beban mati tambahan. Faktor Beban Ultimit : 1,3

a. **Berat Sendiri**

- **Pelat Lantai Beton Jembatan**



Gambar 5.3 Pelat Lantai Beton Jembatan

Volume = (7 x 0,4) x 50 meter = 140 m^3

Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Beton

= 140 m^3 x 24 KN/ m^3

= 3360 KN

- **Dinding Penyangga (Tebal = 1 meter)**

Dinding penyangga I (2 buah) = Tinggi 6,2 meter

Dinding penyangga II (2 buah) = Tinggi 4,9 meter

Dinding penyangga III (2 buah) = Tinggi 3,6 meter

Dinding penyangga IV (2 buah) = Tinggi 2,3 meter

Dinding penyangga V (1 buah)= Tinggi 1 meter

Volume Dinding Penyangga

= {(6,2 x 2) + (4,9 x 2) + (3,6 x 2) +(2,3 x 2) + (1 x 1)} x 1 x 7

= 245 m^3

Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Beton

= 245 m^3 x 24 KN/ m^3

= 5880 KN

- **Portal Lengkung**

Volume Portal Lengkung = Panjang x Lebar x Tinggi

= 56 x 7 x 1

= 392 m^3

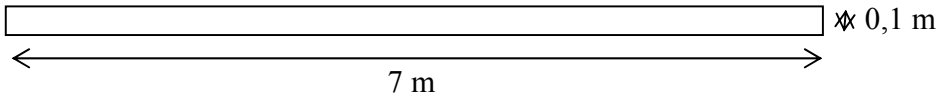
Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Beton

= 392 m^3 x 24 KN/ m^3

= 9408 KN

b. **Beban Mati Tambahan**

- **Lapisan Perkerasan**



Gambar 5.4 Lapisan Perkerasan Jembatan

Panjang Perkerasan = 50 meter

Volume Lapisan Perkerasan = 7 x 0,1 x 50

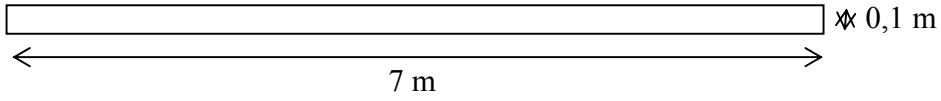
= 35 m^3

Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Aspal

= 35 m^3 x 22 KN/ m^3

= 770 KN

- **Genangan Air Hujan**



Gambar 5.5 Genangan air hujan

Panjang Genangan = 50 meter

Volume Genangan = 7 x 0,1 x 50

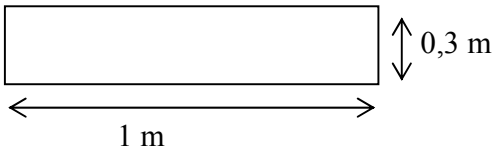
= 35 m^3

Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Air

= 35 m^3 x 10 KN/ m^3

= 350 KN

- **Trotoar**



Gambar 5.6 Trotoar

Jumlah Trotoar = 2 buah (Kanan dan Kiri)

Volume Trotoar = (1 x 0,3 x 50) x 2 buah

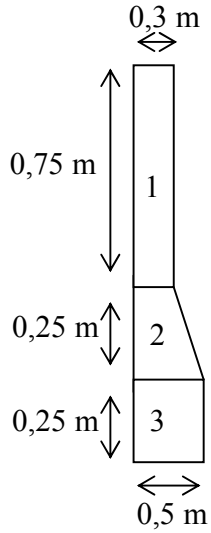
= 30 m^3

Berat Sendiri Pelat Lantai Beton Jembatan = Volume x Bj Beton

= 30 m^3 x 24 KN/ m^3

= 720 KN

- **Railing**



Gambar 5.7 Railing

Jumlah Railing = 2 Buah (Kanan dan Kiri)

Panjang Railing = 50 meter

Luas Railing :

Luas 1 = 0,75 x 0,3 = 0,225 m^2

Luas 2 = (0,3+0,5) x 0,25/2 = 0,1 m^2

Luas 1 = 0,25 x 0,25 = 0,0625 m^2

Luas = 0,3875 m^2

Berat Sendiri Railing = Volume x Bj Beton

= (0,3875 x 50) m^3 x 24 KN/ m^3

= 465 KN

5.2.2 Beban Hidup dan Kejut

Beban hidup dan kejut terdiri dari beban lajur kendaraan, beban pejalan kaki pada trotoar dan beban kejut yang diakibatkan adanya pergerakan lalu-lintas pada jembatan.

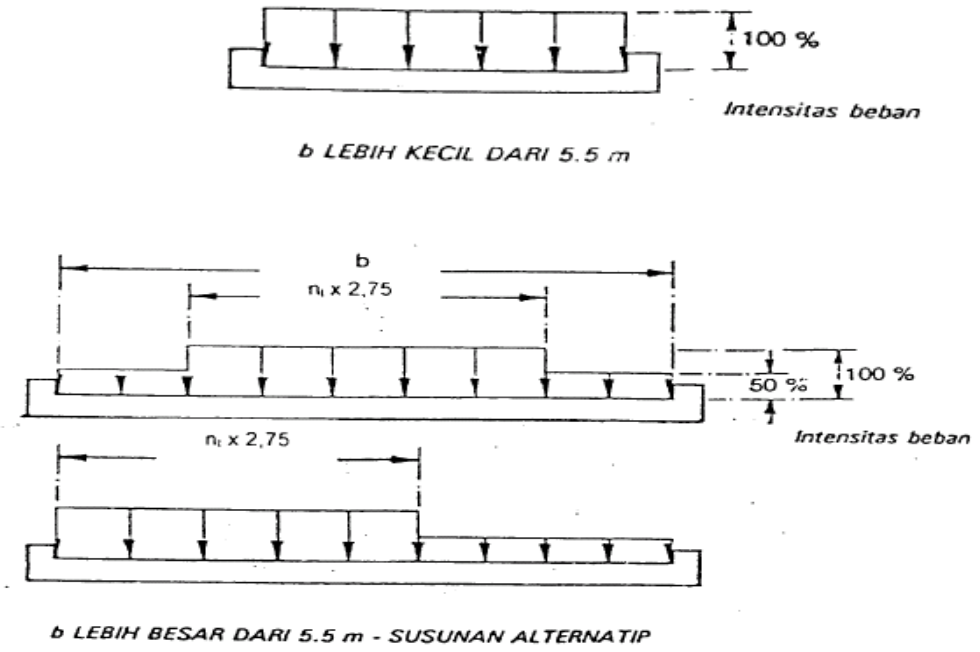
a. Beban Lajur Kendaraan (D)

$$L \leq 30\,m \;:\; q = 8\ KN/m^2$$

$$L \geq 30\,m : \; q = 8\left(0{,}5 + \frac{15}{L}\right) KN/m^2$$

Karena bentang jembatan adalah 5 m maka beban UDL = 8 KN/m², digunakan beban sebasar 100% sesuai standart RSNI (2004). Jadi beban UDL yang digunakan adalah 8 x 100% = 8 KN/m².

Terdapat dua macam penyebaran beban UDL untuk dua lajur sesuai dengan standart RSNI (2004) sebagi berikut ini.



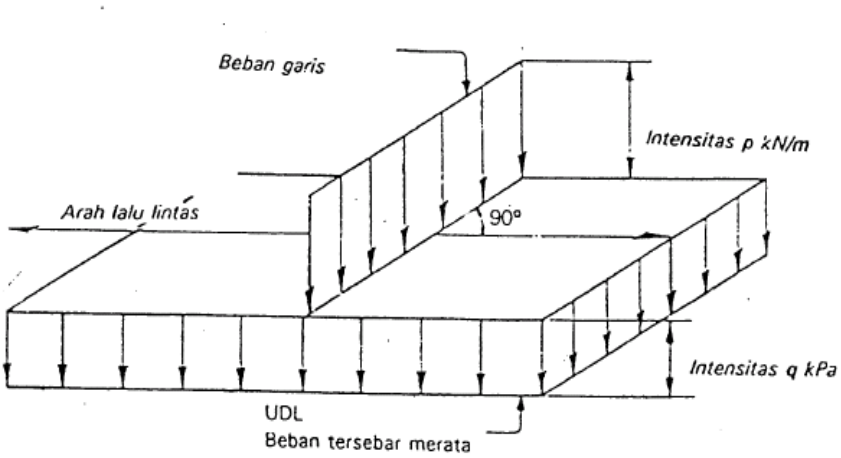
Gambar 5.8 Penyebaran pembebanan D arah melintang (RSNI,2004)

Digunakan faktor pembebanan dalam keadaan ultimit yang bernilai 2, maka beban lajur sebagai berikut ini.

$$
\begin{aligned}
Q_{TD} &= \left[\left(n_1 \times 2{,}75 \times q \times 100\,\%\right) + \left[\left(b - \left(n_1 \times 2{,}75\right)\right) \times q \times 50\,\%\right]\right] \\
&= \left[\left(2 \times 2{,}75 \times 8 \times 100\%\right) + \left[\left(7 - \left(2 \times 2{,}75\right)\right) \times 8 \times 50\%\right]\right] \\
&= \left(44 + 6\right) = 50 \text{ kN/m}
\end{aligned}
$$

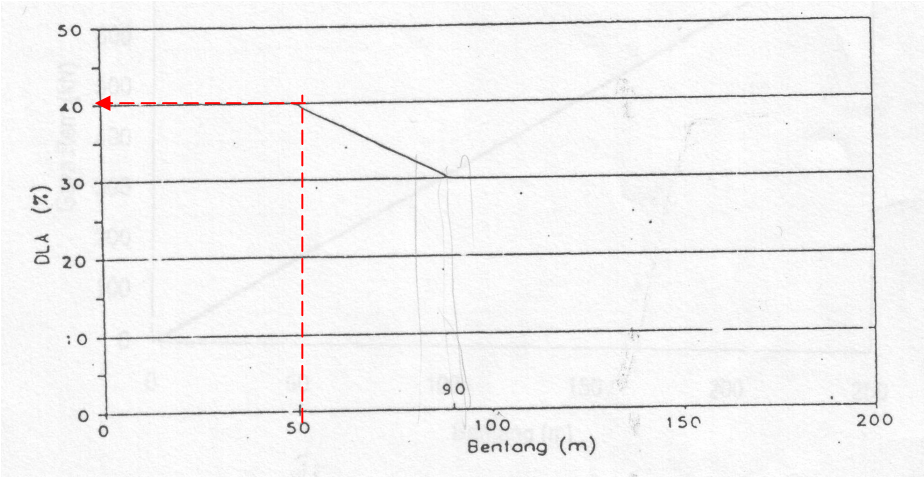
b. Beban Garis (KEL)

Beban garis dengan intensitas p KN/m harus ditempatkan tegak lurus dari arah lalu-lintas pada jembatan. Besarnya intensitas p menurut standart RSNI (2004) adalah 44 KN/m. Penyebaran beban garis dapat dilihat pada gambar dibawah ini.



Gambar 5.9 Pola perletakan beban KEL (RSNI,2004)

Persentase pengaruh beban dinamis untuk beban garis (KEL) ditunjukan pada **Gambar 5.10** sebagai berikut ini.



Gambar 5.10 Beban dinamik untuk beban garis (KEL) (RSNI,2004)

Bentang jembatan adalah 50 m maka persentase beban dinamik untuk beban garis adalah 40% dari beban garis KEL.

Digunakan faktor pembebanan dalam keadaan ultimit yang bernilai 2, maka perhitungan beban garis sebagai berikut ini.

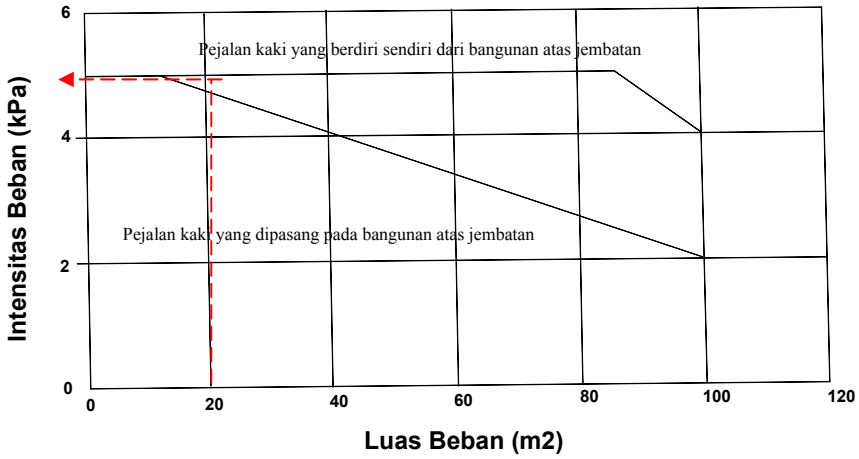
$$\text{KEL} = \begin{pmatrix} (n_i.2{,}75.p.(100\% + 40\%)) + \\ ((b - (n_i.2{,}75)).p.(50\% + 40\%)) \end{pmatrix}$$

$$= ((2.2{,}75.44.(100\% + 40\%)) + ((7 - (2.2{,}75)).44.(50\% + 40\%)))$$

$$= 398{,}2\ KN = 39{,}82 \text{ Ton}$$

5.2.3 Beban Pejalan Kaki

Dalam peraturan RSNI (2004) semua elemen dari trotoar atau jembatan penyebrangan yang memikul pejalan kaki harus direncanakan berdasarkan **Gambar 5.6** sebagai berikut ini.



Gambar 5.11 Pembebanan untuk pejalan kaki (RSNI,2004)

Luas area trotoar kanan dan kiri kurang dari 20 m², maka beban pejalan kaki yang digunakan adalah 5 KN/m².

Perhitungan beban pejalan kaki ditunjukan seperti hitungan sebagai berikut ini.

$$Q_{PK} = \left(2 \times \left(lebar\ trotoar \times 5\ KN/m^2\right)\right)$$

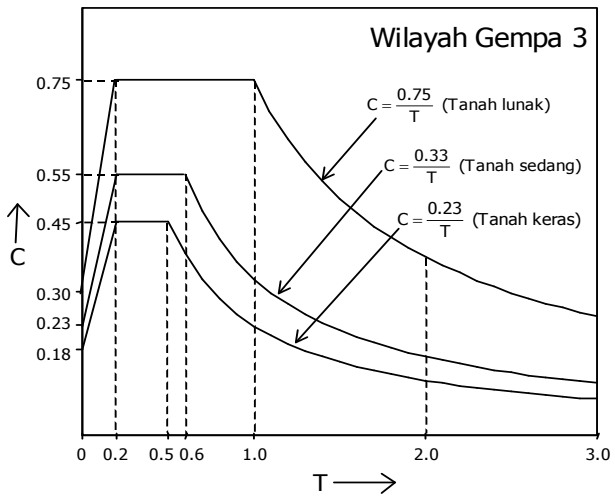
$$= \left(2 \times \left(1 \times 5\ KN/m^2\right)\right) = 10\ KN/m$$

5.2.4 Beban Gempa (Gb)

Beban gempa terjadi karena adanya pergerakan lapisan tanah. Beban gempa yang terjadi tergantung pada jenis tanah pada suatu lokasi, tanah yang lunak akan menimbulkan beban gempa yang besar dan jika tanah yang digunakan tanah keras beban gempa yang terjadi kecil. Faktor beban ultimit yang disarankan RSNI (2004) adalah 1,0.

Besar beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berat total struktur terdiri atas berat sendiri struktur jembatan

dan beban mati yang bekerja. Diperkirakan waktu getar alami struktur jembatan rangka beton lengkung T : 0,1 – 1,0 detik. Kondisi tanah dasar pada daerah tersebut adalah sedang (*medium*). Berdasarkan Peraturan Perencanaan Tanah Gempa untuk wilayah 3 seperti **Gambar 5.12** diperoleh data sebagai berikut ini.



Gambar 5.12 Respons *Spectrum* Gempa Rencana Wilayah 3

Koefisien gempa Cg : 0,18

Faktor kepentingan I : 1,2

Faktor jenis struktur S : 1

Maka beban gempa yang terjadi dihitung sebagai berikut ini.

$$Gb = Cg \times I \times S \times Wt$$
$$= 0{,}18 \times 1{,}2 \times 1 \times Wt$$
$$= 0{,}216 \times Wt$$

= 0,216 x 23861,2

= 5154,02 KN

5.2.5 Beban Angin (A).

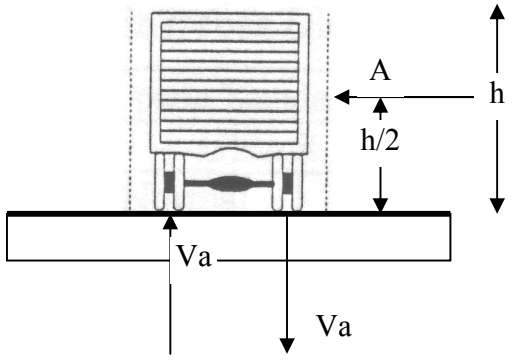
Besar tekanan angin tergantung pada daerah yang ditinjau. Tekanan angin diambil sebesar 0,15 Ton/m² dengan faktor beban ultimit menurut RSNI (2004) sebesar 1,2.

1. Beban angin arah melintang jembatan

Gaya angin didistribusikan secara merata pada rangka struktur jembatan lengkung arah melintang jembatan. Lebar bidang kontak vertikal rata-rata untuk setiap elemen rangka jembatan adalah 1 meter, maka gaya angin arah melintang jembatan adalah A= 0,15 Ton/m.

2. Beban angin pada lantai jembatan

Beban angin pada jembatan pada keadaan dengan beban hidup, maka luas bidang kontak diambil 100% dari luas bidang sisi yang terkena angin.



Gambar 5.13 Pembebanan untuk beban angin

Beban vertikal yang dituip angin merupakan bidang samping kendaraan yang mempunyai tinggi 2 m di atas lantai jembatan.

Jarak antara roda kendaraan (x): 1,75 *m*

Tinggi kendaraan (h): 2 *m*

$$Gaya\ angin,\ A = p \times h = 0{,}15 \times 2 = 0{,}3\ Ton/m$$

$$Va = \left(\tfrac{1}{2} \times \tfrac{h}{x} \times A\right) \times 2 = 0{,}343\ Ton/m$$

5.2.6 Beban Rem dan Traksi (Rm)

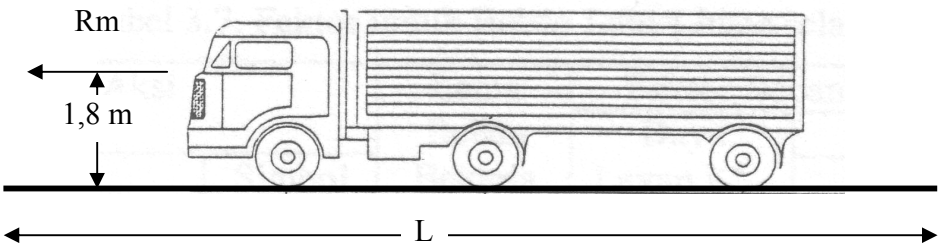
Gaya rem pada arah memanjang jembatan diperhitungkan 5% beban D dan KEL tanpa koefisien kejut. Beban jalur D untuk bentang 50 m. Total beban hidup dan beban garis tanpa faktor kejut adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} Total\ beban &= (Qtd \times L) + KEL \\ &= [(5 \times 50) + 39{,}82]Ton \\ &= 289{,}82\ Ton \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rm &= 5\% \times Total\ beban \\ &= 5\% \times 289{,}82\ Ton \\ &= 14{,}5\ Ton \end{aligned}$$

Lengan terhadap permukaan lantai jembatan adalah 1,8 m, maka momen akibat gaya rem adalah sebagai berikut ini.

$$\begin{aligned} Mrm &= Rm \times lengan \\ &= 14{,}5 \times 1{,}8 \\ &= 26{,}1\ Ton\,m \end{aligned}$$



Gambar 5.14 Pembebanan untuk beban rem dan traksi

5.2.7 Beban Akibat Perbedaan Temperatur (Tm)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat perbedaan temperatur antara bagian jembatan, diambil perbedaan temperatur maksimum 15°C. Faktor beban ultimit sebesar 1,2.

5.2.8 Beban Susut dan Rangkak (SR)

Pengaruh rangkak dan susut terhadap konstruksi jembatan diperhitungkan senilai dengan gaya yang timbul akibat turunnya suhu sebesar 15°C.

5.2.9 Beban yang bekerja pada Abutment Jembatan

a) Beban Vertikal (P) (KN)

- Beban Tetap = Berat Sendiri + Beban Mati Tambahan

  = (3360 + 5880 + 9408) + (770 + 350 + 720 + 465)

  = 20953 KN

- Beban Lajur D = 50 kN/m x 50 meter = 2500 KN
- Beban Garis = 398,2 KN
- Beban Pejalan Kaki (QPK) = 10 KN

Total Beban Vertikal = 23861,2 KN

b) Beban Horizontal (H) (KN)

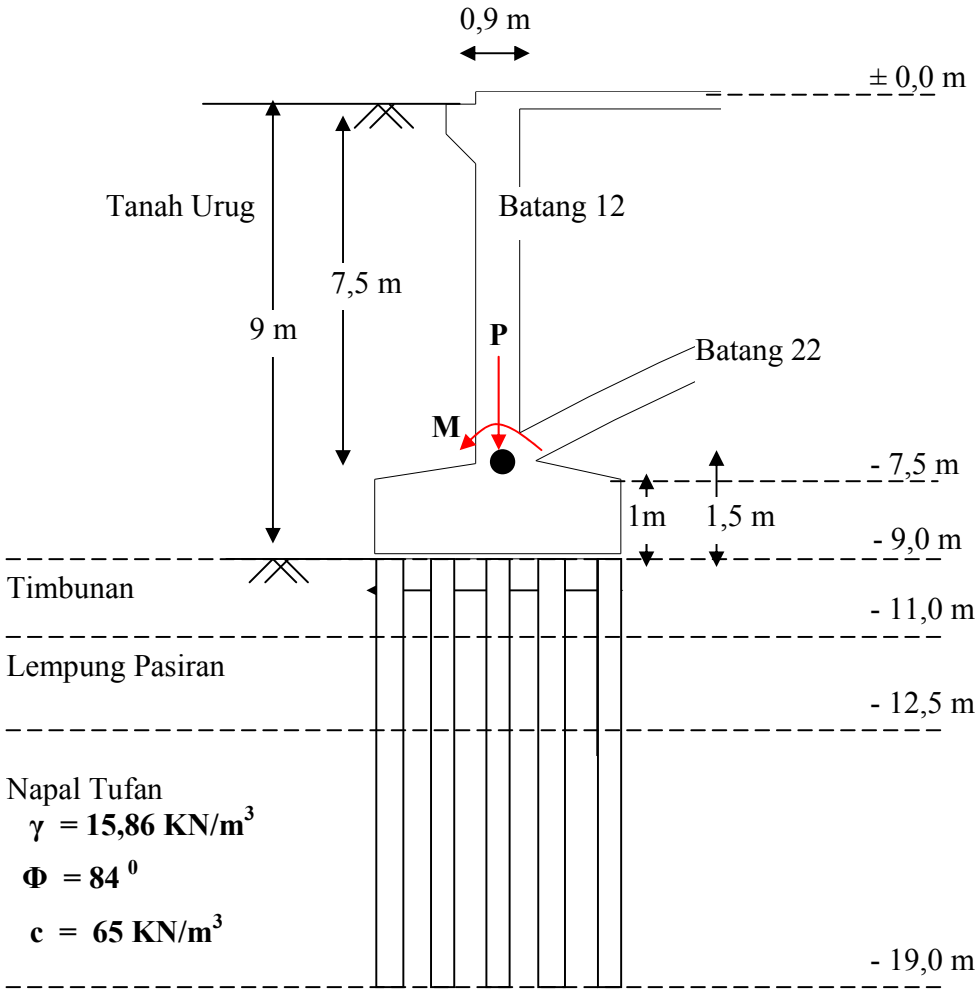
- Gaya Rem (TTB) = 145 KN
- Beban Angin (TEW) = 17,15 KN
- Beban Gempa(TEQ) = 115,727 KN

Total Beban Horizontal = 277,877 KN

5.3 Menentukan Kapasitas Tiang

5.3.1. Menentukan kedalaman tiang.

Berdasarkan data sondir dan grafik antara kedalaman dan q_c, maka kedalaman tiang rencana diperkirakan 19 meter.



Gambar 5.15 Potongan Melintang Fondasi Pada Lapisan Tanah

5.3.2. Menentukan kapasitas kuat dukung tiang.

1. Tahanan Gesek Ultimate

$Q_s = A_s \times c_d$

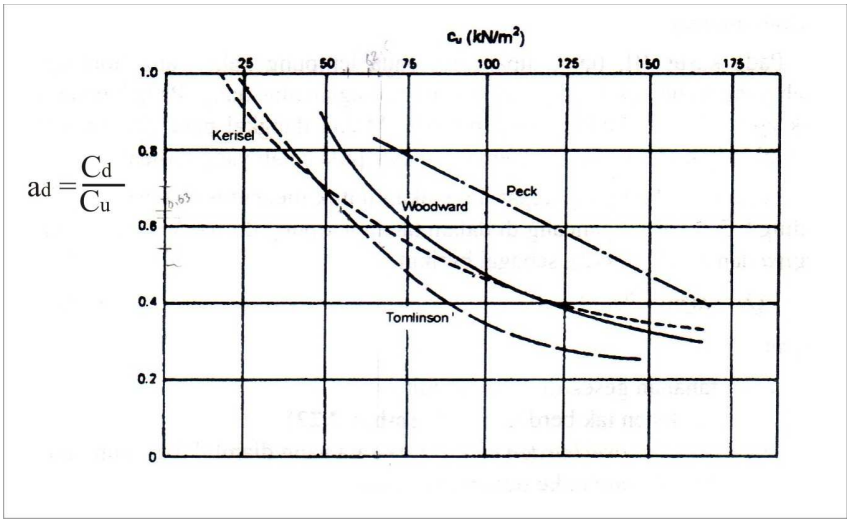
$Q_s = A_s \times a_d \times c_u$

Dimana : Q_s; Tahanan Gesek Ultimate.

A_s; Luas Selimut.

a_d ; Faktor Adhesi.

c_u ; Kohesi tak terdrainase.



Gambar 5.16 Grafik Mencari Nilai a_d

(Sumber ; Hary Christady)

Dari **Gambar 5.16** yang merupakan grafik pada buku Teknik Fondasi II, Hary Christady.H, Hal 103, didapat nilai-nilai sebagai berikut :

Karakteristik tanah dibawah pile cap ;

$\gamma = 15{,}86$ KN/m^3

$\varphi = 84^0$

$c = 65$ KN/m^2

<u>Menurut Tomlinson</u>

Didapat nilai $a_d = 0{,}54$

$Q_s = A_s \times a_d \times C_u$ dimana $A_s = \pi$ d.Panjang tiang

$= \pi\ 0.4.20$

$= 25{,}133$ m ^{2}

$Q_s = A_s \times a_d \times C_u$

$= 25{,}133 \times 0{,}54 \times 65$

$= 882{,}159$ KN

Menurut Kerisel

Didapat nilai $a_d = 0{,}6$

$Q_s = A_s \times a_d \times C_u$

$= 25{,}133 \times 0{,}6 \times 65$

$= 980{,}187$ KN

Menurut Woodward

Didapat nilai $a_d = 0{,}68$

$Q_s = A_s \times a_d \times C_u$

$= 25{,}133 \times 0{,}68 \times 65$

$= 1110{,}878$ KN

Menurut Peck

Didapat nilai $a_d = 0{,}68$

$Q_s = A_s \times a_d \times C_u$

$= 25{,}133 \times 0{,}83 \times 65$

$= 1355{,}925$ KN

Dan dari perhitungan didapat nilai terkecil menurut Tomlinson yaitu $Q_s = 882{,}159$ KN

2. Berat Sendiri Tiang

Panjang tiang diasumsikan masuk kedalam poer sepanjang 2.d = 0,8 m, maka panjang tiang = 20 + 0,8 = 20,8 meter.

$W = 0{,}25 \times \pi \times d^2 \times$ panjang tiang $\times \gamma_{beton}$

$= 0{,}25 \times \pi \times (0{,}4)^2 \times 20{,}8 \times 24$

$= 62{,}731$ KN

3. Kapasitas Dukung Ijin Tiang terhadap gaya Desak (Q_a)

$$\mathbf{Q_a} = \frac{Q_s}{SF} - W_{Tiang}$$

$$= \frac{882,159}{2,5} - 62,731$$

= 290,13 KN

Dari perhitungan di atas diperoleh nilai kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak yaitu sebesar **Q_a = 290,13 KN**.

4. Kapasitas Dukung Ijin Tiang terhadap gaya Tarik (T_a)

Untuk menghitung kapasitas tarik tiang digunakan metode Coyle dan Castello (1981).

$$T_a = \frac{Q_s}{SF} + W_{Tiang}$$

$$T_a = \frac{882,159}{2,5} + 62,731 = \mathbf{415,59\ \textit{KN/tiang}}$$

Dari perhitungan di atas diperoleh nilai kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya tarik yaitu sebesar **T_a = 415,59 KN/Tiang**.

5.4 Perencanaan Fondasi Tiang

5.4.1 Data tiang pancang :

Bahan penyusun ; Beton (γ_{beton} = 24 KN/m^3, f_c = 20 MPa)

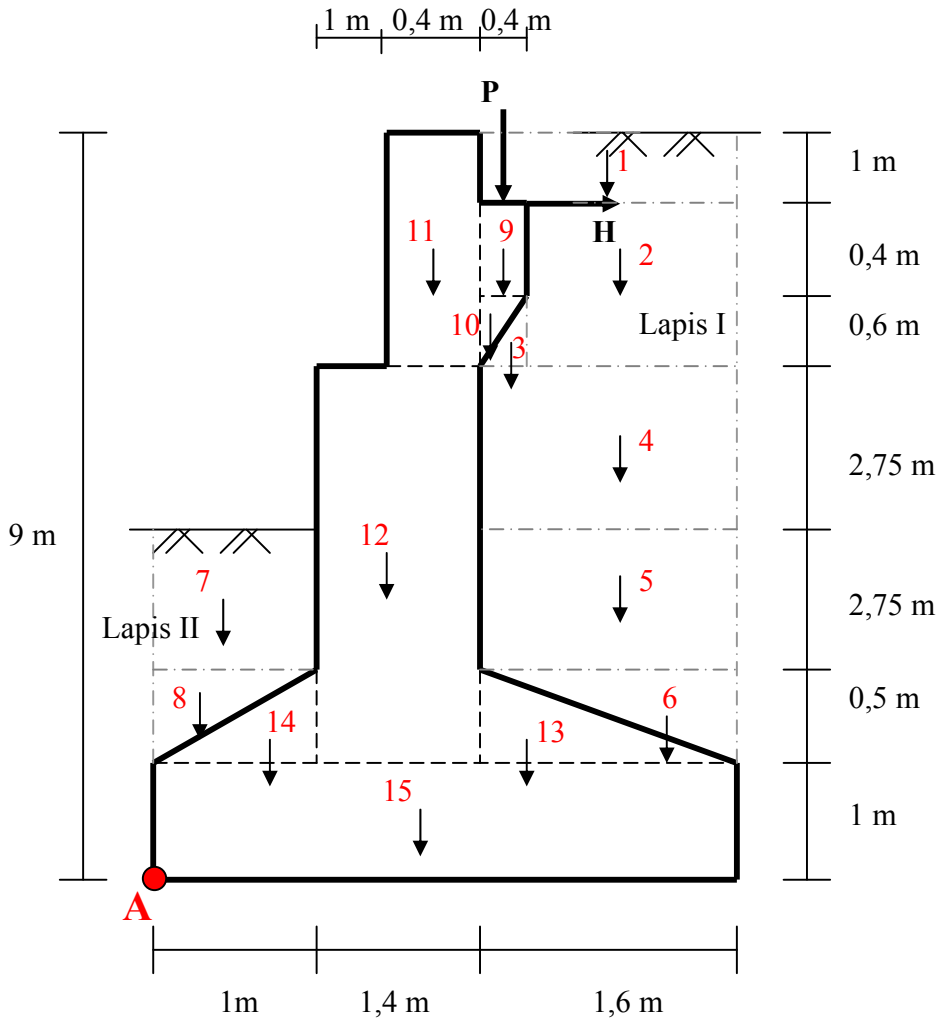
Panjang tiang ; 20,8 meter

Diameter tiang ; 0,4 meter

Dari hasil perhitungan didapat ;

T_a = 415,59 KN

Q_a = 290,13 KN



Gambar 5.16 Berat Sendiri dan Berat Tanah Isian

Asumsi tanah pada Lapis I dan Lapis II adalah jenis tanah urug pasir (granuler) seragam tidak padat, γ_b = 18,9 KN/m^3. Untuk pasir tidak padat, φ'= 30 (U.S.Engineer Corp,1946).

Tabel 5.1 Perhitungan Berat Tanah Isian dan Berat Sendiri

No	Berat W (KN)		Lengan (m)	Momen (KNm)
P	23861,2		0	0
1	1 x 1,6 x 7 x 18,9	= 211,68	3,20	677,376
2	1 x 1,2 x 7 x 18,9	= 158,76	3,40	539,784
3	0,5 x 0,4 x 0,6 x 1,2 x 7 x 18,9	= 19,05	2,66	50,676
4	2,75 x 1,6 x 7 x 18,9	= 582,12	3,20	1862,784
5	2,75 x 1,6 x 7 x 18,9	= 582,12	3,20	1862,784
6	0,5 x 0,5 x 1,6 x 7 x 18,9	= 52,92	3,48	184,162
7	1 x 2,75 x 7 x 18,9	= 363,82	0,50	181,912
8	0,5 x 1 x 0,5 x 7 x 18,9	= 33,075	0,67	22,160
9	0,4 x 0,4 x 7 x 24	= 26,88	2,60	69,888
10	0,5 x 0,6 x 0,4 x 7 x 24	= 20,16	2,53	51,005
11	2 x 0,4 x 7 x 24	= 105,84	2,20	232,848
12	6 x 1,4 x 7 x 24	= 1411,2	1,70	2399,04
13	0,5 x 0,5 x 1,6 x 7 x 24	= 67,2	2,93	196,896
14	0,5 x 0,5 x 1 x 7 x 24	= 42	0,67	28,14
15	1 x 4 x 7 x 24	= 672	2,00	1344,00
Σ		4348,825		9703,455

- **Koefisien tekanan tanah aktif**

  Kondisi tanah I

  $K_{a1} = tg^2 (45 - \varphi / 2)$

  $= tg^2 (45 - 30 / 2)$

  $= 0,333$

  Kondisi tanah II

  $K_{a2} = tg^2 (45 - \varphi / 2)$

  $= tg^2 (45 - 30 / 2)$

  $= 0,333$

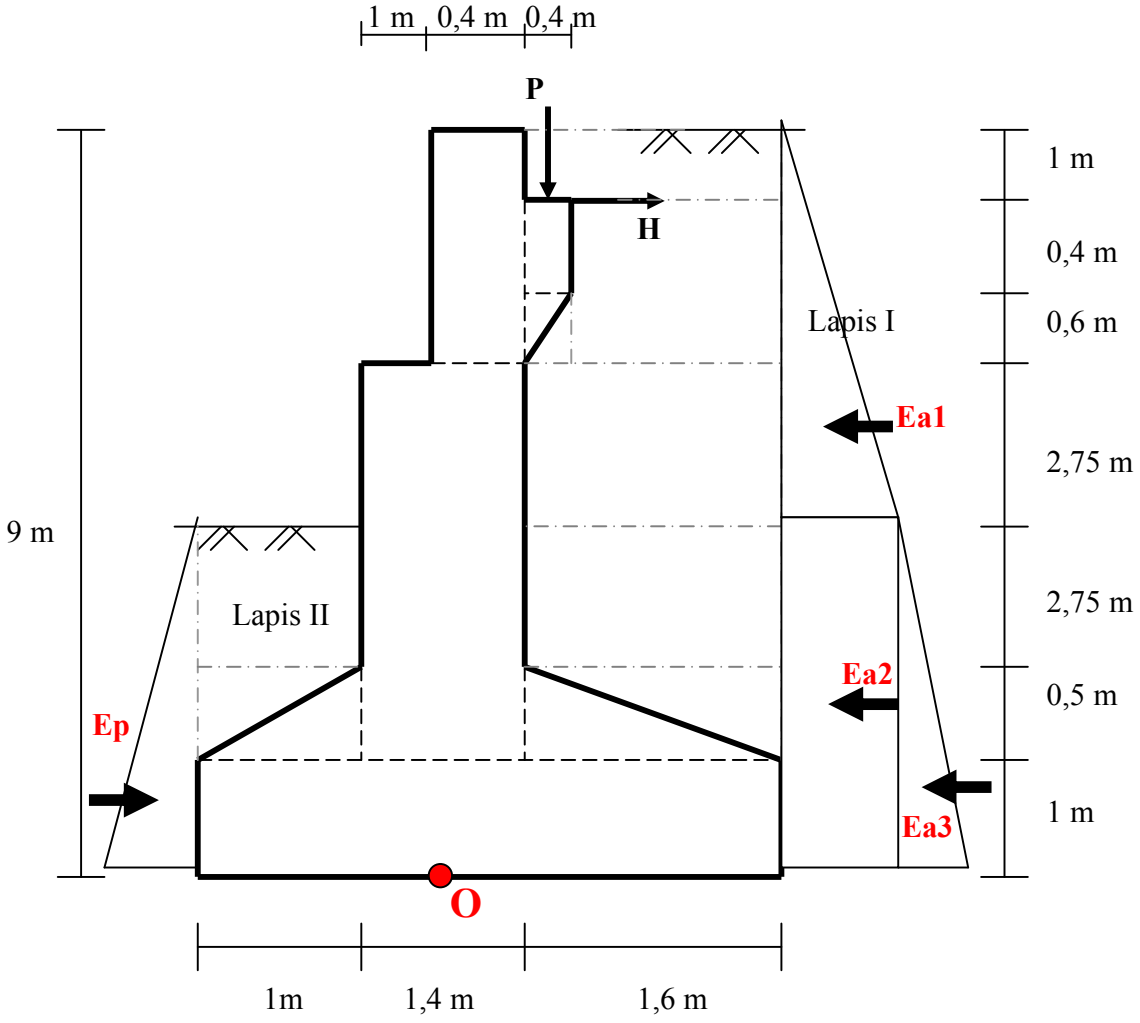
- **Koefisien tekanan tanah pasif**

  Kondisi tanah I

  $K_p = tg^2 (45 + \varphi / 2)$

  $= tg^2 (45 + 30 / 2)$

  $= 3$



Gambar 5.17 Diagram Tekanan Tanah

Tabel 5.2 Perhitungan tekanan tanah aktif

No	Tekanan tanah aktif, Ea (KN)	Lengan (m)	Momen (m)
1	$\frac{1}{2}$ x $4{,}75^2$ x 18,9 x 0,333 = 71,000	5,833	414,143
2	4,75 x 4,25 x 18,9 x 0,333 = 127,054	2,125	269,989
3	$\frac{1}{2}$ x $4{,}25^2$ x 18,9 x 0,333 = 56,839	1,416	80,485
Σ	254,893		764,617

Tabel 5.3 Perhitungan tekanan tanah pasif

No	Tekanan tanah pasif, Ep (KN)	Lengan (m)	Momen (m)
1	$\frac{1}{2}$ x $4{,}25^2$ x 18,9 x 3 = 512,072	1,416	725,094

$\Sigma E_{lateral}$ = $E_a - E_p$

= 254,893 – 512,072

= - 257,179 KN

ΣM_{total} = $M_v + M_a - M_p$

= 9703,455 + 764,617 – 725,094

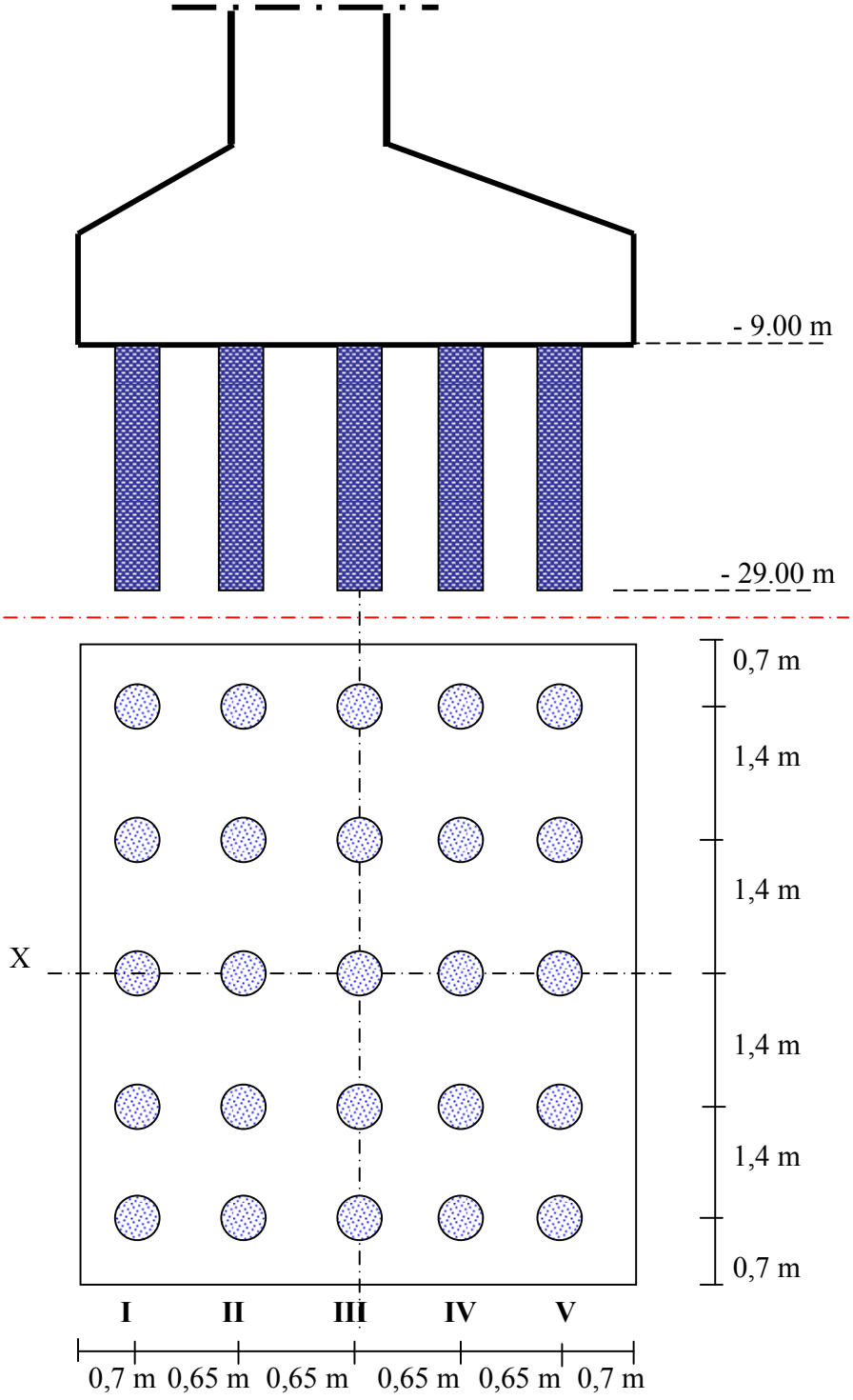
= 9742,978 KNm

Dalam perencanaan fondasi ini dicoba dengan menggunakan 25 buah tiang pancang, dengan ketentuan susunan tiang sebagai berikut :

- jarak antar tiang diambil minimal > 2D,
- jarak tiang ke tepi poer diambil antara 0,5 m – 0,75 m

Dari ketentuan di atas, dipakai :

- jarak antar tiang p.k.p (S. horisontal) = 0,65 m
- jarak antar tiang p.k.p (S. vertikal) = 1,40 m
- jarak tiang ke tepi poer (horisontal) = 0,70 m
- jarak tiang ke tepi poer (vertikal) = 0,70 m



Gambar 5.18 Perencanaan Susunan Tiang

Absis tiang terhadap pusat poer :

Baris I = - 1,3 m

Baris II = - 0,65 m

Baris III = 0 m

Baris IV = 0,65 m

Baris V = 1,3 m

Maka $\Sigma x^2 = 5 \times (-1,3)^2 + 5 \times (-0,65)^2 + 5 \times (0)^2 + 5 \times (0,65)^2 + 5 \times (1,3)^2$

$= 21,125$

1. Kontrol terhadap beban tetap

V = 4348,825KN

ΣM_{total} = 9742,978 KNm

Untuk baris I

$$V_1 = P_1 = \frac{V}{n} + \frac{\sum M_y x_1}{\sum x^2}$$

$$V_1 = P_1 = \frac{4348,825}{25} + \frac{9742,978x(-1,3)}{21,125}$$

$V_1 = P_1$ = - 425,62 KN/tiang < **290,13** KN/tiang....ok!

Dengan cara yang sama diperoleh :

Baris II, $V_2 = P_2$ = -125,83 KN/tiang < **290,13** KN/tiang...ok!

Baris III, $V_3 = P_3$ = 11,37 KN/tiang < **290,13** KN/tiang...ok!

Baris IV, $V_4 = P_4$ = 173,953KN/tiang < **290,13** KN/tiang...ok!

Baris V, $V_5 = P_5$ = 239,21 KN/tiang < **290,13** KN/tiang...ok!

2. Kontrol terhadap beban sementara

H = 277,877 KN

Q_a = 290,13 KN

$M_{sementara}$ = H x Panjang abutment ⊥ bid. Gambar x lengan momen terhadap dasar poer

= 277,877 x 7 x 8

= 15561,112 KNm

$\Sigma M_{sementara} = 9742,978 + 15561,112$

$= 25304,09$ KNm

Untuk baris I

$$V_1 = P_1 = \frac{V}{n} + \frac{\sum M_y x_1}{\sum x^2}$$

$$V_1 = P_1 = \frac{4348,825}{25} + \frac{25304,09\, x(-1,3)}{21,125}$$

$V_1 = P_1 =$ - 1383,22 KN/tiang < 3/2 Q_a = **435,195** KN/tiang...ok!

dengan cara yang sama diperoleh :

Baris II, $V_2 = P_2$ = - 604,63 KN/tiang < 3/2 Q_a = **435,195** KN/tiang...ok!

Baris III, $V_3 = P_3$ = -289,00 KN/tiang < 3/2 Q_a = **435,195** KN/tiang...ok!

Baris IV, $V_4 = P_4$ = 173,953 KN/tiang < 3/2 Q_a = **435,195** KN/tiang...ok!

Baris V, $V_5 = P_5$ = 392,976 KN/tiang < 3/2 Q_a = **435,195** KN/tiang...ok!

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai kapasitas dukung ijin tiang terhadap beban sementara yaitu sebesar 3/2 **Q_a = 435,195 KN/Tiang** ternyata lebih besar daripada gaya yang bekerja pada setiap tiang pancang. Hal ini membuktikan bahwa tiang pancang aman dalam mendukung beban yang bekerja.

3. Defleksi tiang vertikal akibat gaya lateral

Menentukan kategori tiang pada tanah kohesif dengan ujung tiang dianggap terjepit.

Kategori Tiang

a. Tiang Pendek (β x L <1,5), $Y_o = \frac{H}{Kh.d.L}$

b. Tiang Panjang (β x L >1,5), $Y_o = \frac{H.\beta}{Kh.d}$

f'_c = 20 Mpa

Ep = Modulus Elastisitas Tiang (Beton)

= 4700 x $\sqrt{F'c}$

= 4700 x $\sqrt{20}$

=21019,04 MPa

Ip =Inersia Tampang

= (1/64) π d^4 = (1/64) π x $0{,}4^4$ = 0,0012566 m^4

Tabel 5.4 Hubungan Modulus Subgrade (K1) dengan Kuat Geser Undrained Untuk Lempung Kaku Terkonsolidasi Berlebihan, (Terzagi,1955)

Konsistensi	Kaku	Sangat Kaku	Keras
Kohesi Undrained (Cu)			
KN/m^2	100 - 200	200 - 400	> 400
Kg/cm^2	1 - 2	2 - 4	> 4
K_1			
MN/m^3	18 – 36	36 - 72	> 72
Kg/cm^3	1,8 – 3,6	3,6 – 7,2	> 7,2
K_1 Direkomendasikan			
MN/m^3	27	54	> 108
Kg/cm^3	2,7	5,4	> 10,8

Berdasarkan **Tabel 5.4**, untuk Cu = 65 KN/m^2 digunakan K_1 = 27 MN/m^3

$K_h = \frac{K_1}{1{,}5.d}$

$= \frac{27.10^3}{1{,}5.0{,}4} = 45000\ KN/m^4$

Tanah Tergolong Tanah Pasir, maka :

$\beta = 0{,}5$

β x L = 0,5 x 20,8

= 10,4 > 1,5

Maka Tiang yang digunakan tergolong dalam Tiang Panjang.

Defleksi maksimum yang terjadi :

$$Y_o = \frac{H_a x \beta}{Khxd}$$

$$Y_o = \frac{7{,}35x0{,}5}{60000x0{,}4}$$

Y_o = 0,00020 m = 0,02 cm < 1 cm...ok!

Maka Tiang yang digunakan tergolong AMAN dalam mendukung Beban Lateral.

4. Efesiensi kelompok tiang dalam tanah granuler

$$Eg = 1 - \frac{\theta}{90}\left[\frac{m \times (n-1) + n \times (m-1)}{mxn}\right]$$

θ = Arctan d/s

= Arctan 0,4/1,4

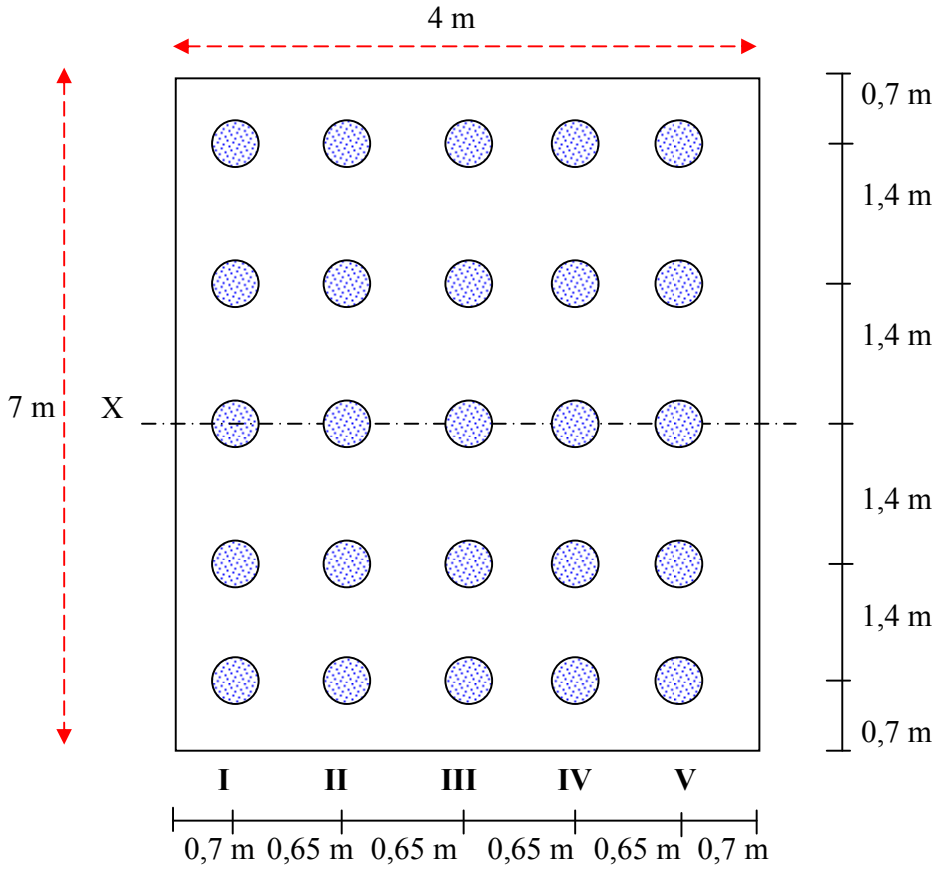
= 15,94

$$Eg = 1 - \frac{15{,}94}{90}\left[\frac{5 \times (5-1) + 5 \times (5-1)}{5x5}\right]$$

= 0,7165

E = Eg x 100%

= 71,65 %



Gambar 5.18 Denah Susunan Fondasi Tiang

5. Analisis Penurunan Fondasi Tiang

1. Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Penurunan fondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan berdasarkan Metode Empiris yaitu :

$$S = \frac{D}{100} + \left[\frac{QxL}{ApxEp}\right]$$

Dimana ;

Q = Beban Vertikal =4348,825KN.

L = Panjang Tiang.

D = Diameter Tiang Pancang

Ap = Luas Penampang Tiang.

Ep = Modulus Elastisis Tiang.

$$S = \frac{D}{100} + \left[\frac{QxL}{ApxEp}\right]$$

$$= \frac{0,4}{100} + \left[\frac{4348,825x20}{0,1256x21019,04}\right]$$

= 0,0073 meter.

= 0,73 centimeter.

Maka dapat diketahui besarnya penurunan fondasi tiang tunggal dengan berdasarkan Metode Empiris yaitu sebesar 0,73 centimeter.

2. Penurunan Fondasi Kelompok Tiang

Penurunan fondasi kelompok tiang dapat dihitung dengan berdasarkan Metode Vesic (1977) yaitu :

$$Sg = Sx\left[\sqrt{\frac{Bg}{D}}\right]$$

Dimana ;

Bg = Lebar Kelompok Tiang =4 meter.

S = Penurunan fondasi tiang tunggal.

D = Diameter Tiang Pancang = 0,3 meter

$$Sg = Sx\left[\sqrt{\frac{Bg}{D}}\right]$$

$$Sg = 0,0073x\left[\sqrt{\frac{4}{0,4}}\right]$$

= 0,02308 meter

= 2,308 centimeter

Maka dapat diketahui besarnya penurunan fondasi kelompok tiang dengan berdasarkan Metode Vesic (1977) yaitu sebesar 2,308 centimeter.

BAB VI

PEMBAHASAN

6.1 Umum

Pembangunan Jembatan Bunder adalah untuk memenuhi kebutuhan lalulintas jalan raya agar dapat digunakan utnuk melewati suatu daerah kedaerah lainnya. Analisis kapasitas dukung tiang dan penurunan dikerjakan dengan menggunakan data tanah, beban rencana, jarak tiang, kedalaman fondasi dan data yang mendukugn lainnya.

Besarnya kapasitas dukung fondasi tergantung pada daya kelekatan antara struktur fondasi dengan lapisan tanah. Kedalaman fondasi juga ikut berpengaruh terhadap kapasitas dukung fondasi dalam menahan beban. Penurunan yang terjadi tergantung pada beban yang ditahan oleh fondasi dan parameter tanah setempat. Diameter tiang juga ikut berpengaruh terhadap terjadinya penurunan fondasi. Analisis kapasitas dukung tiang dan penurunan dilakukan dengan memperhatikan data hasil penyelidikan tanah, serta data pendukung seperti mutu beton dan kedalam fondasi.

Pada proyek pembangunan jembatan Bunder digunakan fondasi sumuran dengan mutu beton K = 350. Dari analisis kekuatan tiang cor mutu beton K = 350 maka didapat kekuatan tiang bor (P) sebesar 2095,3 Ton.

6.2 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Dari analisis kapasitas pembebanan didapat hasil baban mati = 3360 KN, beban angin (A) = 0,343 Ton / m^2, beban gempa = 5154,02 Ton, Beban rem dan traksi (RM) = 14,5 Ton. Jembatan Bunder terdapat 25 tiang pancang berdiameter 0,4 m .

6.3 Penurunan Pondasi

Besarnya penurunan tiang dipengaruhi oleh jenis tanah dan beban bekerja pada pondasi. Selain itu, diameter tiang dan panjang tiang juga mempengaruhi penurunan tiang. Penurunan pondasi tiang tunggal dihitung berdasarkan *metode semi empiris* dan *metode empiris*. Maka didapat analisis penurunan 0,73 cm. Pada penurunan kelompok pondasi tiang dipengaruhi oleh penurunan tiang tunggal, juga dipengaruhi oleh formasi kelompok tiang, jumlah tiang, panjang tiang dan diameter tiang, karena makin besar diameter tiang, makin panjang tiang, makin banyak tiang, dan makin lebar formasi tiang maka penurunan yang terjadi makin besar. Sebaliknya makin kecil diameter tiang makin pendek tiang, makin sedikit tiang dan makin kecil lebar formasi tiang maka penurunan fondasi kelompok tiang makin kecil. Penurunan fondasi kelompok tiang dihitung menggunakan *metode Vasic* (*Sg*). Dan berdasarkan uji Nspt. Hasil analisis penurunan berdasarkan *metode Vasic* (Sg) di dapat penurunan sebesar 2,308 cm.

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1. Kesimpulan

1. Berdasarkan hasil analisis pondasi jembatan bunder, jumlah fondasi tiang pancang yang digunakan sebanyak 25 buah di setiap abutment dengan diameter 0,4 meter dan dengan panjang tiang 20,8 meter. Kapasitas dukung tiang dalam menahan gaya tarik yaitu sebesar **T_a=415,59 KN,** kapasitas dukung tiang dalam menahan gaya desak yaitu sebesar **Q_a=290,13 KN,** Sedangkan pada pondasi sumuran digunakan diameter sumuran sebesar 3 meter sebanyak 2 buah di setiap abutment. Adapun abutment yang digunakan pada jembatan memiliki tebal 0,9 meter dan tinggi abutment 7,5 meter.

2. Penurunan Fondasi Tiang Tunggal berdasarkan metode Empiris sebesar 0,73 centimeter. Sedangkan penurunan Pondasi Kelompok Tiang berdasarkan Metode Vesic (1977) sebesar 2,308 centimeter.

7.2. Saran

1. Pentingnya suatu data yang lengkap dan akurat dalam mendukung perhitungan.

2. Pondasi tiang pancang dapat digunakan pada abutment Jembatan Bunder.

DAFTAR PUSTAKA

Billy Krisna Tambani dan Tama Sena Tarigan, 1999, *Analisis dan Desain Pondasi Tiang Dengan Study Kasus Proyek Tanki Penampunan Bahan Bakar di Kertopati Depo.*

Bowles, Joseph E, 1991, *Analisis dan Desain Pondasi,* Erlangga, Jakarta.

Das, Braja, M, 1990, *Principles of Foundation Engineering,* Second \edition, PWS, Kent.

Deny Syahrani dan Rizal Sulistya Nugroho, *Stady Pustaka Analisis dan Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Prategang.*

Edy Purwanto, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Eko Prianto dan Sambodo Wahyu Widodo, 2002, *Analisis Pengaruh Diamter, Panjang Formasi Tiang terhadap Kapasitas Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang.*

Hardiyatmo, Christiady Hary, 2002, *Teknik Fondasi I,* Beta Offset, Yogyakarta.

Hardiyatmo, Christiady Hary, 2001, *Teknik Fondasi II,* Beta Offset, Yogyakarta.

Sosrodasrsono, Suyono dan Kazuto Nakazawa, 2000, *Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi,* Pradnya Paramita, Jakarta.

Suryolelono, Basah K, 1994, *Teknik Fondasi Bagian II,* Nafiri, Yogyakarta.

LAMPIRAN

PERNYATAAN BEBAS PLAGIATISME

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam Tugas Akhir ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan orang lain untuk memperoleh gelar kesarjanaan di jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia, dan sepanjang pengetahuan saya juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam referensi.

Apabila dikemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar saya sebagai penulis sanggup menerima hukuman atau sanksi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Yogyakarta,..... 2008

Penyusun

Umarwito