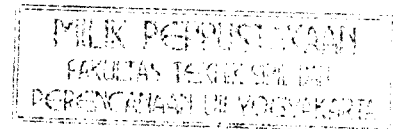
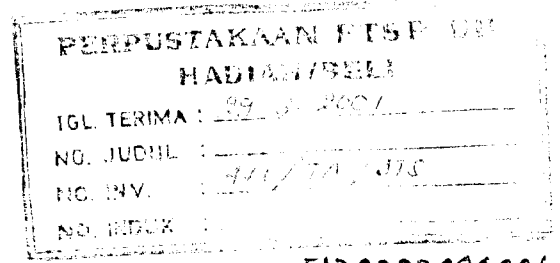


TUGAS AKHIR
REDESAIN
PONDASI TIANG PADA DERMAGA PETI KEMAS
PELABUHAN TANJUNG EMAS SEMARANG



Diselesaikan oleh :

Andi Ekaputra
No. Mhs. 94 310 133
Nirm. 940051013114120132

Ari Sulistyono Rini
No. Mhs. 94 310 259
Nirm. 940051013114120252

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2000

TUGAS AKHIR
REDESAIN
PONDASI TIANG PADA DERMAGA PETI KEMAS
PELABUHAN TANJUNG EMAS SEMARANG

Diselesaikan oleh :

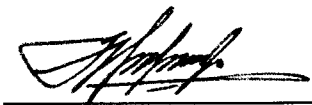
Andi Ekaputra
No. Mhs. 94 310 133
Nirm. 940051013114120132

Ari Sulisty Rini
No. Mhs. 94 310 259
Nirm. 940051013114120252

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

Ir. H. Mochammad Teguh, MSCE

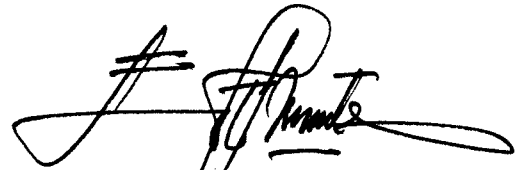
Dosen Pembimbing I



Tanggal : 11 - 01 - 2001

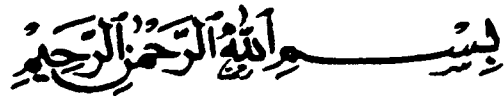
DR. Ir. Edy Purwanto, CES, DEA

Dosen Pembimbing II



Tanggal : 11 - 01 - 2001 .

PRAKATA



Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Puji dan syukur selalu dipanjatkan kehadiran Allah SWT, yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga tugas akhir ini dapat diselesaikan. Shalawat dan salam semoga tetap terlimpahkan pada Nabi Muhammad SAW beserta keluarga, sahabat, dan umatnya yang senantiasa menegakkan Ad-Din di muka bumi ini.

Tugas akhir dengan judul **“Redesain Pondasi Tiang pada Dermaga Peti Kemas Pelabuhan Tanjung Emas Semarang”** disusun dan diajukan sebagai salah satu prasyarat guna memperoleh derajat sarjana (S1) Teknik Sipil, khususnya pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Banyak pihak yang dengan tulus membantu, baik moril atau secara langsung dan tidak langsung terlibat, memberi saran ataupun kritik mulai dari ide sampai penulisan Tugas Akhir ini. Oleh karena itu dalam kesempatan ini sebagai rasa hormat dan penghargaan serta ucapan terima kasih disampaikan khususnya kepada yang terhormat :

1. Bapak Ir. H. Widodo, MSCE, PhD, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BM Aris, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
3. Bapak Ir. H. Moch. Teguh, MSCE, selaku Dosen Pembimbing I yang telah memberi bimbingan, saran dan pengarahan dalam Tugas Akhir.
4. Bapak Dr. Ir. Edy Purwanto CES, DEA, selaku Dosen Pembimbing II yang telah memberi ide penulisan, bimbingan, saran dan pengarahan dalam Tugas Akhir.
5. Bapak Ir. Ibnu Sudarmadji, MS, selaku Dosen Tamu pada saat sidang dan pendadaran Tugas Akhir.
6. Dosen dan karyawan Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
7. PT. Pelabuhan Indonesia III – Tanjung Mas Semarang, yang telah memberikan data-data dan informasi yang kami butuhkan dalam menyusun Tugas Akhir ini.
8. Bapak Ir. Purnomo, Kepala Staf Seksi Teknik, Kepala Seksi Qa, PT Wijaya Karya Beton Boyolali, yang telah memberikan informasi mengenai tabel tiang pipa baja,
9. Rekan-rekan mahasiswa dan semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu, yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.

Semoga amalnya diterima oleh Allah SWT.

Segala kelebihan yang mungkin bisa dimanfaatkan dari Tugas Akhir ini tentu saja tidak terlepas dari berbagai kekurangan yang ada. Untuk itu saran dan kritik yang bersifat membangun sangat diharapkan untuk perbaikannya di masa datang.

Akhir kata, semoga semua yang diuraikan dalam Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak khususnya yang menjadikan bidang Teknik Sipil sebagai profesinya di masa datang.

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Yogyakarta, Desember 2000

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSEMBAHAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
PRAKATA	iv
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR LAMPIRAN	xiv
ABSTRAK	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Tujuan	3
1.3 Manfaat	3
1.4 Lokasi Proyek	3
1.5 Batasan Masalah	3
1.6 Desain Dermaga Yang Ada	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	13
2.1 Dermaga	13
2.1.1 Pemilihan tipe dermaga	13

2.1.2	Jenis konstruksi dermaga	14
2.2	Pondasi Tiang	15
BAB III	PERENCANAAN	20
3.1	Umum	20
3.2	Perencanaan Dermaga	20
3.2.1	Perencanaan ukuran dermaga	20
3.2.2	Perencanaan beban yang bekerja pada dermaga	22
3.3	Perencanaan Struktur Bawah atau Pondasi	28
3.3.1	Kekuatan pondasi tiang	28
3.3.2	Daya dukung tiang tunggal	30
3.3.3	Efisiensi kelompok tiang	36
3.3.4	Daya dukung kelompok tiang	37
3.3.5	Gesekan negatif	38
3.3.6	Tinjauan beban lateral	39
3.3.7	Penurunan pondasi tiang	48
3.3.8	Kapasitas tarik pondasi tiang	50
3.4	Diagram Alur Perhitungan / Redesain	52
BAB IV	REDESAIN PONDASI TIANG	56
4.1	Data Perencanaan	56
4.2	Komposisi Tiang	57
4.3	Pembebanan	57
4.3.1	Beban mati dan tambahan	57

4.3.2	Beban akibat gaya lateral	58
4.4	Asumsi-asumsi yang digunakan	63
4.5	Dimensi Pondasi Tiang	64
4.6	Kontrol Terhadap Tegangan Ijin	65
4.7	Perhitungan Kekuatan Pondasi Tiang	66
4.8	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang	70
4.8.1	Daya dukung tiang tunggal	70
4.8.2	Daya dukung kelompok tiang	73
4.9	Perhitungan Gesekan Negatif	73
4.10	Tinjauan Gaya Lateral	77
4.11	Penurunan Pondasi Tiang	81
4.12	Kapasitas Tarik Pondasi Tiang	86
BAB V	PEMBAHASAN	88
5.1	Dermaga	88
5.2	Pembebanan	88
5.3	Karakteristik tanah	89
5.4	Pondasi Tiang	90
5.5	Kontrol Terhadap Tegangan Ijin	91
5.6	Perhitungan Kekuatan Pondasi Tiang	91
5.7	Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal	92
5.7.1	Daya dukung ujung pondasi tiang	92
5.7.2	Daya dukung selimut tiang	93
5.7.3	Daya dukung ultimit pondasi tiang tunggal	93

5.8 Gesekan Negatif	94
5.9 Tinjauan Gaya Lateral	95
5.10 Penurunan Pondasi Tiang	96
5.11 Kapasitas Tarik Pondasi Tiang	97
5.12 Perbandingan Desain Pondasi Tiang	97
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	100
6.1 Kesimpulan	100
6.2 Saran	100
DAFTAR PUSTAKA	102
LAMPIRAN	103

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta situasi dermaga peti kemas pada pelabuhan tanjung mas semarang	4
Gambar 1.2	Pondasi tiang dermaga peti kemas	8
Gambar 1.3	Tampang melintang pondasi tiang dermaga	9
Gambar 2.1	Kondisi tanah untuk penggunaan pondasi tiang	17
Gambar 2.2	Tipe tiang berdasarkan cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar pondasi	19
Gambar 3.1	Dimensi <i>wharf</i>	21
Gambar 3.2	Pusat berat kapal sampai titik sandar	24
Gambar 3.3	Grafik hubungan antara r/L dan C_b	24
Gambar 3.4	Faktor gaya dukung ujung N_c dan N_q	31
Gambar 3.5	Koefisien λ	33
Gambar 3.6	Penentuan nilai rata-rata C_u dan tegangan vertikal Efektif	34
Gambar 3.7	Variasi nilai α terhadap nilai C_u	34
Gambar 3.8	Hubungan η_h dan kapasitas tanah pasir	41
Gambar 3.9	Pola keruntuhan, reaksi tanah, dan momen lentur tiang pendek kepala tiang bebas pada tanah pasir dan tanah lempung	42

Gambar 3.10	Kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah pasir dan tanah lempung	43
Gambar 3.11	Pola keruntuhan, reaksi tanah, dan momen lentur tiang pendek kepala tiang terjepit pada tanah pasir dan tanah lempung	44
Gambar 3.12	Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang kepala tiang bebas (a) pada tanah pasir (b) pada tanah lempung	45
Gambar 3.13	Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah pasir dan tanah lempung	46
Gambar 3.14	Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang kepala tiang terjepit (a) pada tanah pasir (b) pada tanah lempung	47
Gambar 3.15	Tampang melintang pondasi tiang dalam kondisi asli	83
Gambar 3.16	Tampang melintang pondasi tiang dengan asumsi panjang tiang 35 m	84
Gambar 3.17	Tampang melintang pondasi tiang dengan asumsi panjang tiang 46 m	85

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1	Dimensi tiang baja	10
Tabel 1.2	Data tanah dermaga peti kemas	11
Tabel 3.1	Gaya tarikan kapal	26
Tabel 3.2	Nilai β pada jenis-jenis tanah	38
Tabel 3.3	Hubungan antara K_s dan C_u	40
Tabel 3.4	Kriteria jenis tiang	41
Tabel 4.1	Dimensi tiang baja rencana	65
Tabel 4.2	Gaya normal, momen lentur dan kontrol terhadap tegangan ijin	65
Tabel 4.3	M_y , H_u , dan M_u dengan metode broms	80

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1. Kondisi natural
- Lampiran 2. Kondisi cuaca
- Lampiran 3. Kondisi geologi
- Lampiran 4. Karakteristik kapal
- Lampiran 5. Sistem fender
- Lampiran 6. Typical Cross Section of Container Wharf
- Lampiran 7. Susunan pondasi tiang dan pembebanan
- Lampiran 8. Hasil pengujian tanah berdasarkan SPT
- Lampiran 9. Hasil pengujian tanah berdasarkan CPT
- Lampiran 10. Tabel dimensi tiang pipa baja dari JIS
- Lampiran 11. Program perhitungan pondasi dermaga dengan SAP 90
- Lampiran 12. Hasil program perhitungan pondasi dermaga dengan SAP 90
- Lampiran 13. Gambar-gambar struktur pondasi dermaga peti kemas

ABSTRAK

Dermaga peti kemas, Tanjung Emas Semarang direncanakan oleh *Japan International Co-operation Agency* yang bekerja sama dengan PT. WIRATMAN dan PT. DWI DELTA. Dermaga peti kemas menggunakan pondasi tiang baja dengan diameter 812,8 mm. Pada perencanaan dermaga dibagi dalam blok berukuran 25 m x 25 m, dengan jumlah pondasi 35 buah (7 x 5). Untuk mendapatkan diameter pondasi tiang yang lebih efisien dari perencanaan sebelumnya maka dilakukan redesain pondasi tiang dermaga berdasarkan pada data dari perencanaan sebelumnya. Redesain bertujuan untuk mencari atau mendapatkan diameter pondasi tiang yang lebih efisien. Untuk mendapatkan diameter tiang yang dimaksud, dilakukan dengan cara coba ulang atau *trial and error*. Pada awal, dilakukan perhitungan terhadap gaya-gaya lateral yang terjadi yaitu gaya akibat tubrukan kapal, tarikan kapal, arus, angin dan gempa. Sebelum dilakukan perhitungan struktur pondasi tiang dicoba suatu diameter tiang yang baru. Analisis struktur dermaga menggunakan program SAP 90, dengan pondasi tiang diasumsikan tumpuan jepit-sendi, dengan tumpuan sendi diambil 2 m dibawah elevasi permukaan tanah. Dari hasil perhitungan struktur didapatkan momen dan gaya aksial yang terjadi. Pada perhitungan kontrol tegangan ijin jika diameter tiang yang dicoba tidak memenuhi syarat keamanan maka dicoba lagi diameter tiang yang lain. Kekuatan bahan pondasi tiang dihitung didasarkan pada PPBBI (1987). Jika diameter pondasi tiang yang dicoba tidak aman dari segi bahan terhadap beban yang diterima, maka dicoba diameter pondasi tiang yang lain. Pada perhitungan daya dukung, pondasi tiang diasumsikan bekerja sebagai pondasi tiang tunggal, sehingga daya dukung kelompok sama dengan jumlah pondasi tiang dikalikan daya dukung tiang tunggal. Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung, pondasi tiang termasuk jenis pondasi tiang *friction pile*. Hal ini dapat dilihat dari nilai daya dukung selimut yang jauh lebih besar daripada daya dukung ujung tiang. Pada tinjauan gaya lateral digunakan metode Broms untuk perhitungannya. Berdasarkan metode Broms pondasi tiang termasuk pondasi tiang panjang dengan kondisi kepala tiang terjepit. Perhitungan penurunan pondasi tiang dilakukan dengan sebelumnya menyederhanakan kondisi asli dermaga menjadi dua asumsi. Asumsi pertama, elevasi permukaan tanah dibuat seragam dengan elevasi -7,5 m dengan panjang tiang 35 m. Asumsi kedua dengan elevasi permukaan sama dengan asumsi pertama dan panjang tiang 46 m. Dari keseluruhan hasil perhitungan ulang atau redesain didapat diameter baru yaitu 711,2 mm, yang ternyata masih mampu menahan beban yang bekerja dan gaya lateral yang terjadi.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pelabuhan Tanjung Emas Semarang, merupakan kawasan terpadu adalah salah satu pelabuhan utama di Indonesia yang berada di bawah pengelolaan PT. (PERSERO) Pelabuhan III Semarang. Pelabuhan ini mempunyai peranan sangat penting dalam seluruh aktifitas ekonomi penduduk yang tinggal di Jawa Tengah dan DI Yogyakarta, dengan kepadatan penduduknya $\pm 30.000.000$ jiwa. Menurut INPRES No. 4/1985, pelabuhan Semarang termasuk di antara 118 pelabuhan di seluruh Indonesia.

Fasilitas teknis dan non teknis dari pelabuhan adalah :

1. pemecah gelombang,
2. kolam pelabuhan,
3. dermaga yang terdiri dari dermaga peti kemas, dermaga penumpang, dermaga PT Sri Boga,
4. gudang,
5. gedung terminal untuk keperluan administrasi,
6. fasilitas pandu kapal,
7. peralatan bongkar muat barang,
8. fasilitas bahan bakar untuk kapal,

9. fasilitas-fasilitas lain untuk keperluan penumpang, anak buah kapal, dan muatan kapal seperti dokter pelabuhan, bea cukai, imigrasi dan keamanan.

Fasilitas teknis dari pelabuhan yang sangat penting adalah dermaga. Dermaga adalah bangunan yang terdapat dalam pelabuhan yang digunakan untuk merapatkan dan menambatkan kapal yang akan melakukan bongkar muat barang dan menaik-turunkan penumpang. Dimensi dermaga didasarkan pada jenis dan ukuran kapal yang merapat dan bertambat pada dermaga tersebut. Dermaga peti kemas Tanjung Emas Semarang direncanakan dengan lebar 25 m dan panjang 345.

Untuk merencanakan suatu dermaga diperlukan struktur yang handal dan memadai. Pondasi merupakan bagian dari struktur dermaga yang berfungsi mendukung dan meneruskan beban ke tanah yang terletak di bawahnya. Dalam perencanaan pondasi untuk dermaga peti kemas Tanjung Emas Semarang, digunakan pondasi tiang baja dengan diameter 812,8 mm, tebal dinding 9 mm dan 12 mm.

Pondasi tiang pada dermaga tersebut direncanakan tidak hanya menerima beban vertikal berupa beban bangunan di atasnya, namun juga menerima beban horisontal berupa angin, arus, gempa, tubrukan dan tarikan kapal.

Berdasarkan pada pondasi tiang yang sudah ada dan data-data yang didapat dari *Design Report* maka penulis bermaksud melakukan redesain pondasi tiang dermaga sehingga didapatkan diameter pondasi tiang yang lebih ekonomis dari perencanaan yang sudah ada.

1.2 Tujuan

Tujuan dari studi redesain pondasi tiang Dermaga dalam rangka penyusunan tugas akhir adalah :

1. untuk mendapatkan optimasi diameter pondasi Dermaga,
2. dapat mengetahui komparasi/perbandingan dari dua desain pondasi tiang pada Dermaga yang sama.

1.3 Manfaat

Manfaat yang diharapkan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah :

1. didapatkan suatu perencanaan pondasi tiang pada Dermaga yang efisien,
2. dapat memberikan masukan tentang perencanaan pondasi tiang yang tepat untuk Dermaga.

1.4 Lokasi Proyek

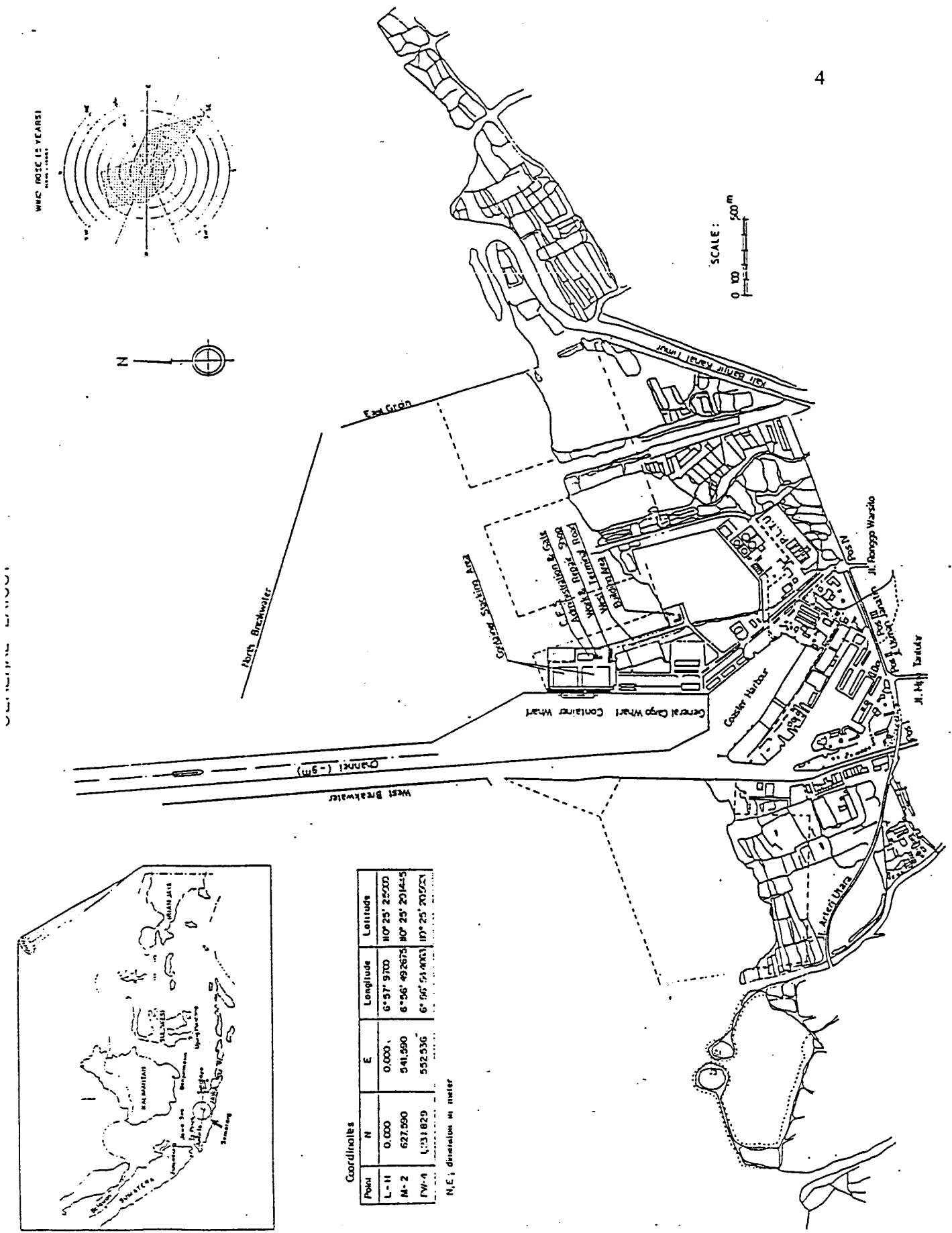
Dermaga peti kemas berada di kawasan Pelabuhan Tanjung Emas Semarang, dengan lokasi yang dibatasi :

- a. sebelah utara : Perairan pelabuhan,
- b. sebelah timur : Perairan pelabuhan (pelabuhan dalam),
- c. sebelah selatan : PT. Sari Boga Ratu Raya (pabrik tepung),
- d. sebelah barat : Perairan pelabuhan.

Untuk lebih jelasnya, lokasi proyek dapat dilihat pada gambar 1.1

1.5 Batasan Masalah

Sebagai batasan ruang lingkup dalam redesain pondasi tiang Dermaga peti kemas, dalam rangka penyusunan tugas akhir adalah:



Coordinates

Point	N	E	Longitude	Latitude
L-11	0.000	0.000	6° 57' 9.700	110° 25' 25.000
M-2	627.590	941.590	6° 56' 49.2675	110° 25' 20.1445
PW-4	1,231.629	552.536	6° 56' 51.4903	110° 25' 20.0221

N.E.: dimension in meter

Gambar 1.1. Peta situasi dermaga peti kemas pada pelabuhan Tanjung Emas Semarang (sumber : *Design Report*)

1. perencanaan ulang hanya untuk mendapatkan optimasi diameter pondasi tiang Dermaga Peti Kemas,
2. perencanaan dimensi, panjang, lebar Dermaga adalah sama dengan keadaan Dermaga sebelumnya,
3. beban-beban yang bekerja di atas Dermaga direncanakan sama dengan perencanaan Dermaga sebelumnya,
4. perencanaan ulang hanya meliputi perencanaan ulang pada pondasi Dermaga, tidak termasuk pondasi untuk *container area* dan *container stacking*,
5. perencanaan pondasi tiang berdasarkan pada metode statis,
6. pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang baja, yang diisi beton pada bagian tengahnya untuk menambah perlindungan pondasi tiang terhadap korosi,
7. pada perhitungan ulang pondasi tiang, inersia dan modulus elastisitas yang diperhitungkan adalah inersia dan modulus elastisitas baja saja,
8. pondasi tiang Dermaga direncanakan juga menerima beban horisontal berupa beban akibat tubrukan kapal, beban akibat tarikan kapal, beban akibat angin dan beban gempa,
9. berat kapal yang dipakai adalah seberat 40.000 DWT,
10. struktur *revetment* dan dinding penahan tanah direncanakan sama dengan struktur Dermaga sebelumnya,
11. fender yang digunakan adalah fender yang terbuat dari karet,
12. perhitungan momen dihitung menggunakan program SAP 90.

13. penurunan konsolidasi, dihitung berdasarkan pada konsolidasi normal

1.6 Desain Dermaga yang ada

Perencanaan dermaga Peti Kemas pada pelabuhan Tanjung Mas Semarang dikerjakan oleh *Japan International Co-operation Agency (JICA)* yang bekerja sama dengan PT. WIRATMAN dan PT. DWI DELTA. Berdasarkan laporan perencanaan, perencanaan dermaga mengacu pada peraturan-peraturan dan data pembebanan sebagai berikut ini.

1. Peraturan-peraturan yang digunakan :
 - a. *Technical Criteria for Port and Harbour Facilities with Commentary – Japan,*
 - b. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983,
 - c. Peraturan Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Indonesia untuk Gedung 1983,
 - d. Peraturan Perencanaan Bangunan Baja 1983.
2. Kecepatan angin direncanakan : 25 m/detik.
3. Curah hujan : 100 mm/jam dan 250 mm/hari.
4. Kecepatan kapal berlabuh :
 - a. $V = 10$ cm/detik untuk kapal dengan berat 40.000 DWT,
 - b. $V = 12$ cm/detik untuk kapal dengan berat 20.000 DWT.
5. Gaya tarik bollard : 100 Ton
6. Kedalaman kolam : -10 m dengan lebar 500 m
7. Gaya-gaya gempa :
 - a. Zona gempa : IV,

- b. Koefisien gempa : 0,05 g (Kondisi Tanah Lunak),
- c. Koefisien *Importance* : 1,50 (*special class*),
- d. Kh : 0,0075,
- e. Kp : 0.

8. Ketinggian air :

- H.W.L : + 1,35,
- M.W.L : + 0,85,
- L.W.S : ± 0,00.

9. Sistem fender : *Rubber Fender System*.

10. Mutu material :

- a. Baja : *Steel Pipe Pile SKK 400 dan SKY 400 JIS*,
- b. Beton : K 350, K 300, K 240, K 135,
- c. Baja tulangan : *Round bar U 24, Deformed bar U 32*.

11. Dermaga peti kemas direncanakan dengan :

- a. Elevasi apron : + 2,20 m,
- b. Lebar apron : 25 m,
- c. Kedalaman : - 12 m.

Secara garis besar data teknis dermaga peti kemas Pelabuhan Tanjung Mas

Semarang adalah sebagai berikut ini.

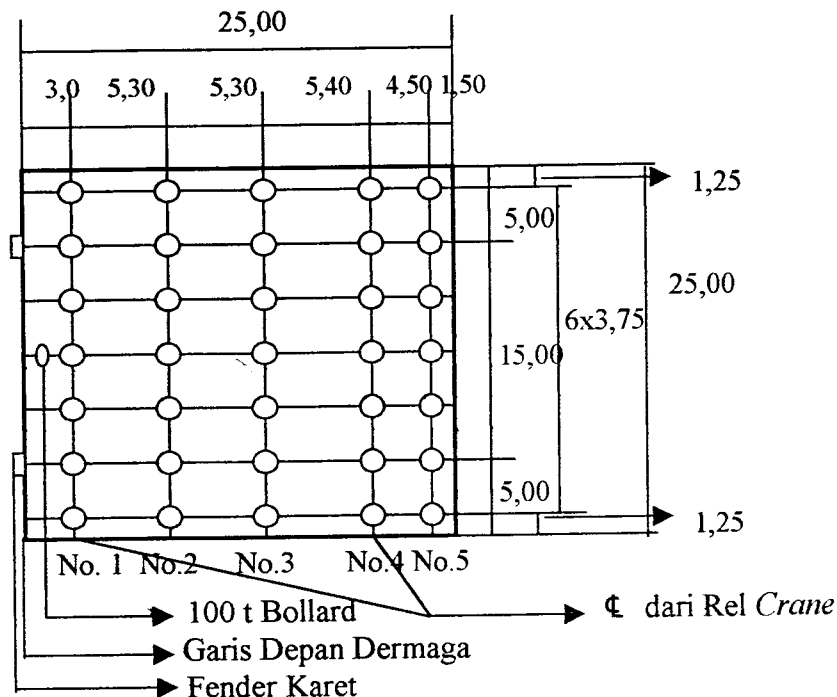
1. Dinding penahan tanah :

- a. menggunakan *Steel Sheet Pile SKY 490*, baja untuk struktur SS 400,
Steel Pipe Pile SKK 400,

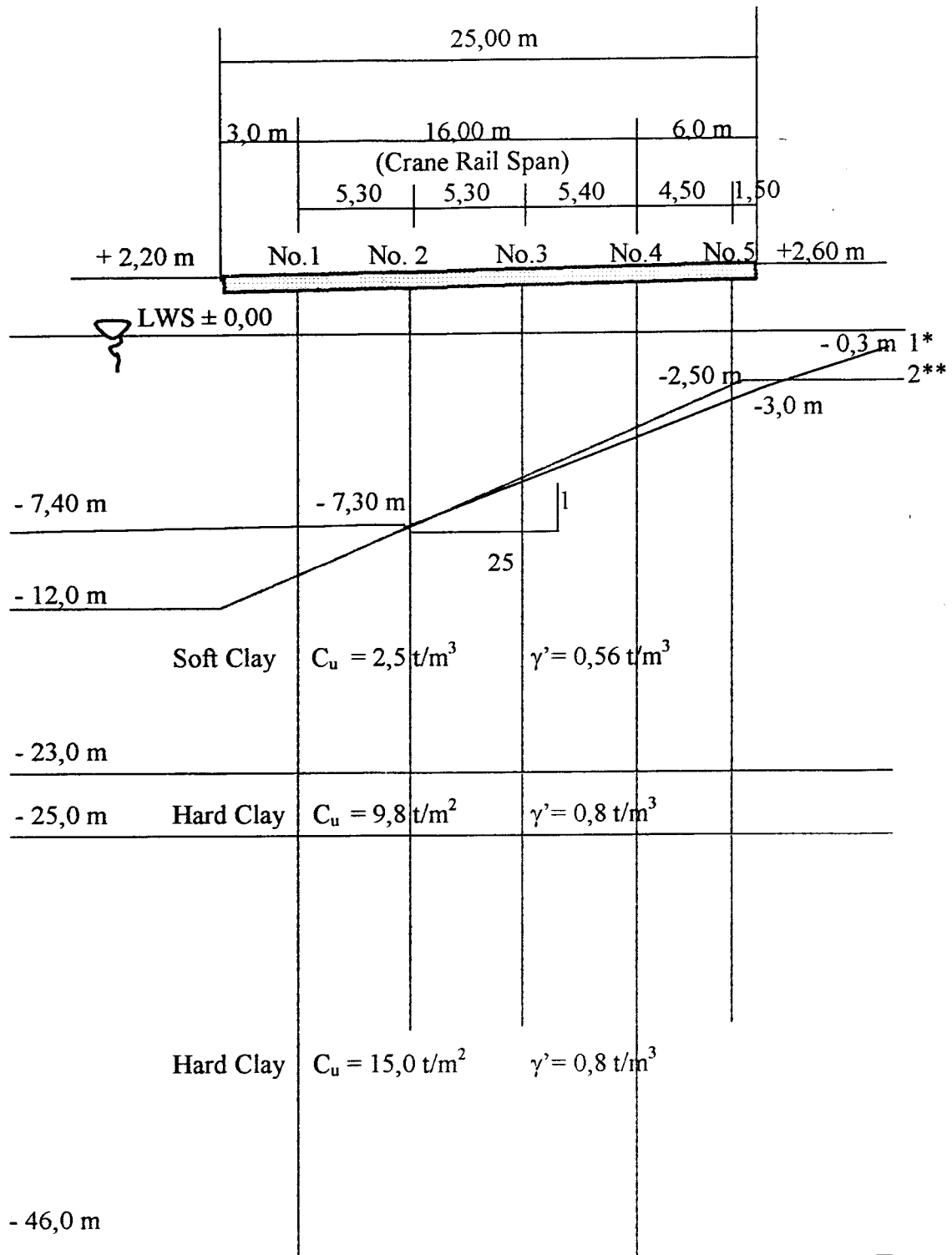
- b. tiang tegak menggunakan *Steel Sheet Pipe* dengan kedalaman -33 meter dengan dimensi Φ 914,4 x 14 t (SKY), *cross sectional area* $A=411,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($396 \text{ cm}^2/\text{m}$), *sectional modulus* $Z=9,010 \text{ cm}^3/\text{m}$,
- c. perlindungan untuk korosi dengan ditambah ketebalan sebesar
- $$T = 0,0045 \text{ mm/th} \times 50 \text{ th} = 2,25 \text{ mm},$$
- d. tiang miring menggunakan *Steel Pipe Pile* ditanamkan dengan kemiringan 20° terhadap tiang vertikal, dengan dimensi Φ 812,8 x 9t (SKK 400).

2. Pondasi Tiang untuk dermaga peti kemas

Pondasi tiang pada dermaga peti kemas direncanakan dengan lebar 25 m dan panjang 345 m. Untuk mempermudah perhitungan, maka dibagi dalam blok ukuran 25 m x 25 m. Jumlah tiang 35 dengan komposisi 5 x 7. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 1.2, 1.3 dan tabel 1.1



Gambar 1.2. Pondasi tiang dermaga peti kemas (Sumber: *Design Report*)



Gambar 1.3 Tampang melintang pondasi tiang dermaga
(Sumber :Design Report)

Keterangan : 1* = Kemiringan tanah asli
2** = Kemiringan tanah yang sudah diperbaiki.

Tabel 1.1. Dimensi tiang baja (sumber : *Design Report*)

No. Tiang	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
Diameter (mm)	812,8	812,8	812,8	812,8	812,8
Ketebalan (mm)	12	9	9	12	9
A (cm ²)	301,9	227,3	227,3	301,9	227,3
I (cm ⁴)	242,053	183,570	183,570	242,053	183,570
Z (cm ³)	5.956	4.517	4.517	5.956	4.517
r (cm)	28,3	28,4	28,4	28,3	28,4
β (m ⁻¹)	0,156	0,168	0,168	0,156	0,168
h (m)	13,15	12,17	11,20	10,20	9,38
h/r	46,47	42,85	39,44	36,04	33,03
σ_{ca} (kg/cm ²) Normal	1.178	1.208	1.237	1.265	1.292
$\sigma_{ca'}$ (kg/cm ²) Tidak Normal	1.767	1.812	1.856	1.898	1.937
Kelas	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400
σ_{ba} (kg/cm ²) Normal	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400

Keterangan :

A : Luas tampang tiang baja.

I : Inersia.

Z : Modulus tampang.

r : Jari-jari tampang.

h : Kedalaman tiang terhadap kemiringan lereng asli.

σ_{ca} : Tegangan ijin beton (pada kondisi normal).

$\sigma_{ca'}$: Tegangan ijin beton (pada kondisi tidak normal).

σ_{ba} : Tegangan tekan ijin.

β : Nilai karakteristik tiang.

$$= \sqrt[4]{(k \times D) / 4 \times EI}$$

D = Diameter pondasi tiang

E = Modulus elastisitas pondasi tiang

3. Kondisi Tanah

Kondisi tanah pada dermaga peti kemas terdiri dari tanah lempung yang mempunyai berat unit, sudut gesek dinding, dan kohesi yang berbeda setiap ketinggian lapisan. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada tabel 1.2.

Tabel 1.2 Data tanah dermaga peti kemas (sumber : *Design Report*)

Tanah	Ketinggian setiap Lapisan (m)		Ketebalan Lapisan (m)	Berat Unit (γ) (t/m^3)		Kohesi (t/m^2) Cu
	Atas	Bawah		γ' (Berat Satuan Efektif)	γ_{sat} (Berat satuan Jenuh)	
Lempung	-3,00	- 23,0	20,00	0,56	1,56	2,50
Lempung	-23,00	-25,0	2,0	0,80	1,80	9,80
Lempung	-25,00	-46,00	21,00	0,80	1,80	15,0

Keterangan : Cu untuk kedalaman -3 m s/d -23 m diambil sesuai persamaan di bawah ini :

$$Cu = 0,2 + 0,115.Z$$

Untuk perhitungan selanjutnya kedalaman diambil $- 20$ m, sehingga didapat nilai kohesi sebagai berikut.

$$Cu = 0,2 + 0,115.20 = 2,5 t/m^2$$

4. Kondisi Beban

Kondisi beban cenderung berubah sesuai jenis peti kemas yang ditangani, kendaraan yang digunakan dan penanganan perlengkapan kargo dan lain-lain.

a. Beban Mati :

- 1) Berat sendiri struktur = 1490 ton
- 2) Berat Crane = 740 ton
- Total = 2230 ton

b. Beban Aksial :

1) Beban bergerak = 475 ton

2) Vertikal = 2705 ton

Total = 3180 ton

3) Aksial oleh roda pada pondasi no. 1 dan no. 4

No. 1 = 157, 26 ton

No. 4 = 119, 01 ton

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dermaga

Dermaga adalah suatu bangunan pada pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang melakukan bongkar muat barang dan menaik-turunkan penumpang. Dimensi dermaga didasarkan pada jenis dan ukuran kapal yang merapat dan bertambat pada dermaga tersebut. Dalam mempertimbangkan ukuran dermaga harus didasarkan pada ukuran-ukuran minimal, sehingga kapal dapat bertambat atau meninggalkan dermaga dan melakukan bongkar muat barang dengan aman, cepat dan lancar (Bambang Triadmodjo, 1996).

2.1.1 Pemilihan tipe dermaga

Dermaga dibangun untuk melayani kebutuhan tertentu. Pemilihan tipe dermaga didasarkan pada tinjauan berikut ini :

1. tinjauan topografi daerah pantai,
2. jenis kapal yang dilayani,
3. daya dukung tanah.

Dermaga dapat dibedakan menjadi dua tipe yaitu *wharf* atau *quai* dan *Jetty* atau *pier* atau jembatan. *Wharf* adalah dermaga yang paralel dengan pantai dan biasanya berimpit dengan garis pantai. *Wharf* juga dapat berfungsi sebagai penahan tanah yang ada dibelakangnya. Pada umumnya *Wharf* digunakan untuk pelabuhan barang potongan atau peti kemas yang membutuhkan suatu halaman

yang luas untuk menjamin kelancaran angkutan barang. Perencanaan *Wharf* harus memperhitungkan tambatan kapal, peralatan bongkar muat barang dan fasilitas transportasi darat.

Pier atau *jetty* adalah dermaga yang dibangun dengan membentuk sudut terhadap garis pantai. *Pier* dapat digunakan untuk merapat kapal pada satu sisi atau kedua sisinya. *Pier* terbentuk jari lebih efisien karena dapat digunakan untuk merapat kapal pada kedua sisinya untuk panjang dermaga yang sama. Perairan diantara kedua *pier* yang berdampingan disebut *slip* (Bambang Triadmodjo, 1996).

2.1.2 Jenis konstruksi dermaga

Dermaga berdasarkan tipenya dapat dibedakan menjadi dua macam, yaitu *Wharf* dan *Jetty*. Sedangkan berdasarkan tipe konstruksinya dapat dibedakan menjadi dua yaitu dermaga konstruksi terbuka dan dermaga konstruksi tertutup atau solid.

Dermaga tipe konstruksi terbuka adalah dermaga di mana lantai dermaga didukung oleh tiang-tiang pancang. Balok dan slab struktur utama berada di bagian bawah yang didukung tiang-tiang, dan di atasnya diberikan timbunan untuk menambah berat sehingga mempunyai stabilitas yang lebih baik.

Dermaga tipe konstruksi tertutup seperti dinding massa, kaisan, turap dan dinidng penahan tanah biasanya berimpit dengan garis pantai dan juga berfungsi sebagai penahan tanah dibelakangnya. Turap yang digunakan bisa terbuat dari kayu beton dan baja. Apabila kedalaman air kecil dan tanah dasar cukup baik, turap bisa dipancang sampai kedalaman yang cukup besar dan dapat berfungsi

sebagai kantilever. Kaison yang banyak digunakan adalah kaison beton. Bagian dalam kaison diisi dengan batu untuk menambah berat bangunan sehingga lebih stabil terhadap tekanan tanah dibelakangnya. Kaison bisa dibuat di tempat kering dan kemudian diturunkan dengan melakukan pengerukkan tanah kolom pelabuhan di depannya.

2.2 Pondasi Tiang

Semua konstruksi yang direkayasa untuk tertumpu pada tanah harus didukung oleh struktur bawah atau pondasi. Pondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban bangunan ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya.

Untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai perlu dilihat persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi. Antara lain kedalaman harus memadai untuk menghindarkan pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi, khususnya untuk pondasi telapak dan pondasi rakit. Selain itu kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan, dan pertumbuhan tanaman. Pondasi dan tanah sebagai suatu sistem harus aman dari penggulingan, rotasi, penggelinciran atau pergeseran tanah (kegagalan kekuatan geser). Sistem juga harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat dalam tanah (Bowles,JE,1987)

Secara umum pondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban dalam arah vertikal maupun arah horisontal. Pondasi tiang adalah bagian-bagian konstruksi yang terbuat dari kayu, beton, baja yang digunakan untuk mentransmisikan beban-beban permukaan ke

tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah. Hal ini merupakan distribusi vertikal dari beban sepanjang poros tiang atau pemakaian beban secara langsung terhadap lapisan yang lebih rendah melalui ujung tiang. Distribusi beban vertikal dibuat dengan menggunakan sebuah gesekan atau pondasi tiang apung, sedangkan pemakaian beban secara langsung dibuat oleh sebuah titik ujung atau pondasi tiang ini semata-mata hanya dari segi kemudahan karena semua pondasi tiang berfungsi sebagai kombinasi tahanan samping dan dukungan ujung (Bowles,JE,1991).

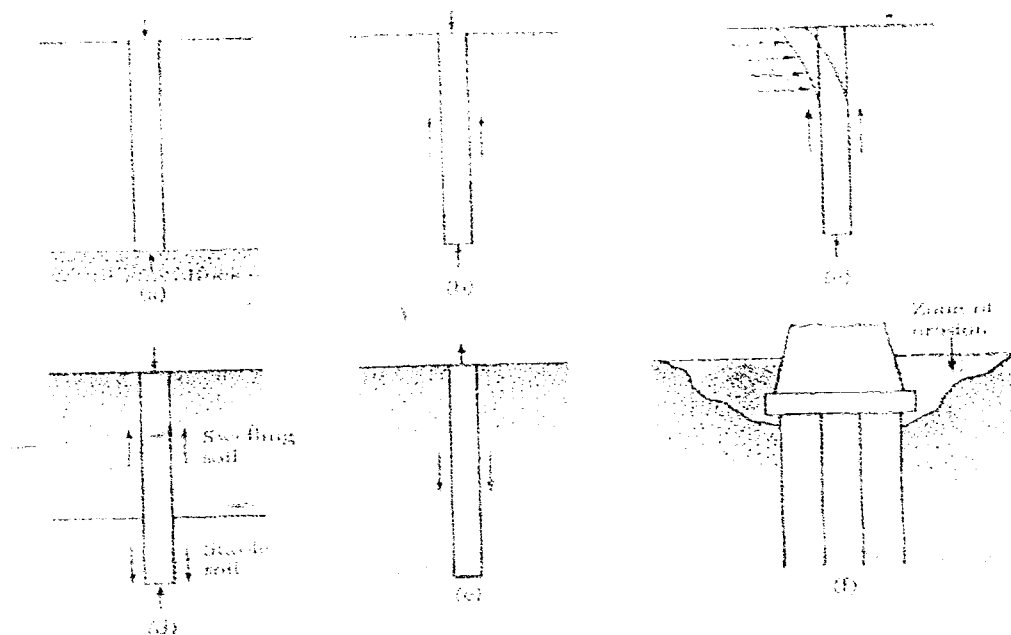
Pondasi tiang pada umumnya digunakan pada kondisi di mana lapisan tanah atas bersifat *highly compressible* dan terlalu lemah untuk meneruskan beban dari struktur atas. Dalam hal ini pondasi tiang digunakan untuk meneruskan beban sampai pada lapisan tanah keras seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1 (a) dan gambar 2.1 (b) (Braja,M. Das).

Apabila struktur atas mengalami gaya horizontal, pondasi tiang digunakan untuk menahan gaya horisontal dengan *bending*. Pada kondisi seperti ini umumnya pondasi tiang digunakan dalam desain dan konstruksi dinding penahan tanah, pondasi untuk struktur bertingkat tinggi yang mengalami gaya akibat angin yang kuat dan akibat gempa seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1 (c)

Pada pondasi jembatan dan dermaga, pondasi tiang digunakan untuk menghindari kemungkinan kehilangan kapasitas dukung seperti yang terjadi pada pondasi dangkal karena mengalami erosi tanah pada lapisan permukaan seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1 (f) (Braja,M.Das).

Pondasi tiang juga digunakan pada *transmission towers*, struktur lepas pantai, lantai basement yang mengalami gaya angkat. Pondasi tiang digunakan pada struktur di atas untuk menahan gaya angkat seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1 (e) (Braja, M. Das)

Pada kondisi tanah *expansive* dan tanah yang mudah runtuh, tanah tersebut mengembang dan menyusut tergantung pada penambahan dan pengurangan kadar air. Tekanan akibat berkembangnya tanah bisa menjadi sangat tinggi. Jika terjadi pada pondasi dangkal dapat menyebabkan keruntuhan struktur. Oleh karena itu pondasi tiang digunakan sebagai alternatif untuk mengatasi kondisi tanah *expansive* seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1 (d).



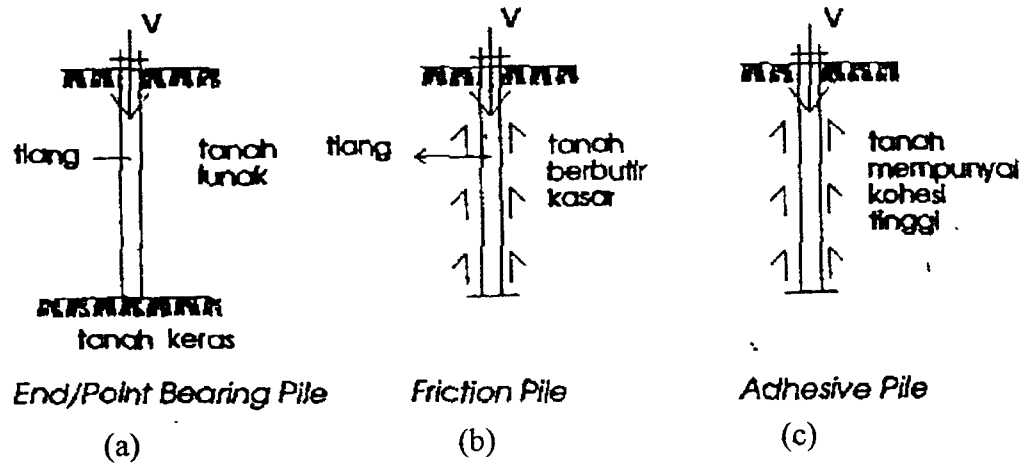
Gambar 2.1. Kondisi tanah untuk penggunaan pondasi tiang (Braja, M. Das)

Daya dukung pondasi tiang terdiri dari gesekan antara selimut tiang dengan tanah dan tahanan ujung. Kedua komponen tersebut dapat bekerja sama maupun terpisah. Namun demikian pada suatu pondasi tiang umumnya salah satu

dari komponen tersebut dapat lebih dominan. Pondasi tiang yang memiliki tahanan ujung lebih tinggi dari tahanan selimut disebut tiang tahanan ujung (*tip bearing piles*) sebaliknya bila tahanan selimut lebih tinggi, maka disebut tiang gesekan (*friction piles*) (Sardjono, HS).

Tipe tiang dapat dibedakan terhadap cara tiang meneruskan beban yang diterimanya ke tanah dasar pondasi. Hal ini tergantung juga pada jenis tanah dasar pondasi yang akan menerima beban bekerja (K. Basah Suryolelono).

Bila mana ujung tiang mencapai tanah keras atau tanah baik dengan kuat dukung tinggi, maka beban yang diterima akan diteruskan ke tanah dasar pondasi melalui ujung tiang. Jenis tiang ini disebut *end / point bearing pile*. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.2 (a). Bila tiang dipancang pada tanah dengan nilai kuat gesek tinggi (jenis tanah pasir), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tiang dan tanah disekeliling tiang. Jenis tiang ini disebut *friction pile*. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.2 (b). Bila mana tiang dipancang pada tanah dasar pondasi yang mempunyai nilai kohesi tinggi maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan oleh pelekatan antara tanah sekitar dan permukaan tiang. Jenis tiang ini disebut *adhesive pile*. Seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.2 (c) (Sumber: K. Basah Suryolelono).



Gambar 2.2. Tipe tiang berdasarkan cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar pondasi (sumber : K. Basah Suryolelono 1994).

BAB III

PERENCANAAN

3.1 Umum

Dermaga adalah suatu bangunan pada pelabuhan yang digunakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang melakukan bongkar muat barang dan menaik turunkan penumpang. Dermaga adalah suatu konstruksi yang direkayasa untuk tertumpu pada tanah yang didukung oleh struktur bawah atau pondasi.

Pondasi adalah bagian dari suatu sistem rekayasa yang meneruskan beban bangunan ke dalam tanah dan batuan yang terletak di bawahnya. Untuk menentukan jenis pondasi yang sesuai perlu dilihat persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi. Antara lain kedalaman harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral di bawah pondasi. Selain itu kedalaman harus berada di bawah daerah volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan, dan pertumbuhan tanaman. Pondasi dan tanah sebagai suatu sistem harus aman dari penggulingan, rotasi, penggelinciran atau pergeseran tanah.

3.2 Perencanaan Dermaga

3.2.1 Perencanaan ukuran dermaga

Dimensi dermaga didasarkan pada jenis dan ukuran kapal yang merapat dan bertambat pada dermaga tersebut. Dalam mempertimbangkan ukuran dermaga harus didasarkan pada ukuran-ukuran maksimal, sehingga kapal dapat bertambat atau meninggalkan dermaga maupun melakukan bongkar muat barang dengan aman, cepat dan lancar. Untuk dermaga jenis *Wharf*, lebar apron tergantung pada

alat bongkar muat (kran) yang digunakan, jumlah jalur transportasi yang digunakan. Untuk panjang dermaga dapat dihitung berdasarkan pada rumus berikut ini (Bambang Triatmojo, 1996).

$$L_p = n L_{oa} + (n-1) 15,00 + 50,00 \quad (3.1)$$

$$D = L_p - 2e \quad (3.2)$$

$$b = 3A / (d-2e) \quad (3.3)$$

dengan :

L_p = Panjang dermaga (m),

A = Luas gudang (m^2),

L = Panjang kapal yang di tambat (m),

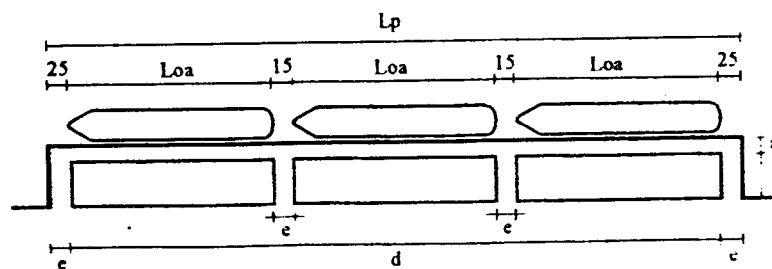
b = Lebar gudang (m),

n = Jumlah kapal yang ditambat

a = Lebar apron (m),

e = Lebar jalan (m).

Untuk lebih memperjelas rumus-rumus di atas, dapat dilihat gambar 3.1 di bawah ini.



Gambar 3.1. Dimensi *wharf* (meter) (Bambang Triatmojo, 1996)

3.2.2 Perencanaan beban yang bekerja pada dermaga

Gaya-gaya yang bekerja pada dermaga dapat dibedakan menjadi gaya lateral dan gaya vertikal. Gaya lateral meliputi gaya benturan kapal, gaya tarikan dan gaya gempa. Sedangkan gaya vertikal adalah berat sendiri bangunan dan beban mati.

1. Gaya benturan kapal

Pada waktu merapat ke dermaga kapal masih mempunyai kecepatan sehingga akan terjadi benturan antara kapal dan dermaga. Gaya benturan kapal yang harus ditahan dermaga tergantung energi benturan yang diserap oleh sistem fender yang dipasang pada dermaga. Besar energi benturan diberikan oleh rumus berikut ini (Bambang Triatmojo, 1996).

$$E = \frac{wv^2}{2g} C_m \cdot C_e \cdot C_s \cdot C_c \quad (3.4)$$

dengan :

- E = energi benturan (ton meter),
- V = komponen tegak lurus sisi dermaga dari kecepatan kapal pada saat membentur dermaga (m/detik),
- w = ukuran isi tolak (ton),
- g = percepatan gravitasi,
- C_m = koefisien massa,
- C_e = koefisien eksentrisitas,
- C_s = koefisien kekerasan (diambil 1),
- C_c = koefisien bentuk dari tambatan (diambil 1).

Koefisien massa dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2C_b} \frac{d}{B} \quad (3.5)$$

dengan :

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} \cdot B \cdot d \cdot \gamma_0} \quad (3.6)$$

dengan :

C_b : koefisien blok kapal,

d : draft kapal (m),

B : lebar kapal (m),

L_{pp} : panjang garis air (m),

γ_0 : berat jenis air laut (t/m^3).

Panjang garis air (L_{pp}) dapat dihitung dengan rumus di bawah ini :

$$\text{Kapal barang} : L_{pp} = 0,846 L_{oa}^{1,0193} \quad (3.7)$$

$$\text{Kapal tanker} : L_{pp} = 0,852 L_{oa}^{1,0201} \quad (3.8)$$

Koefisien eksentrisitas dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$C_e = \frac{1}{1 + (l/r)^2} \quad (3.9)$$

dengan :

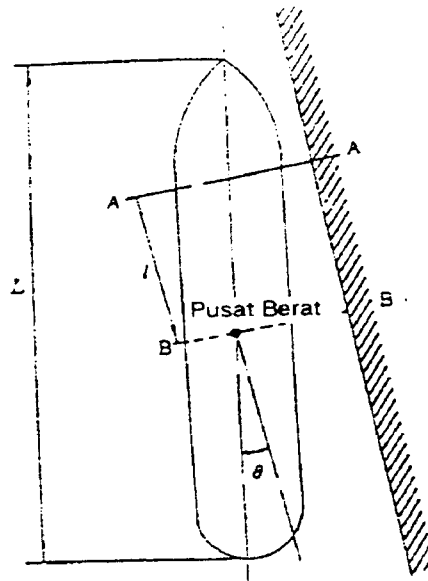
l : Jarak sepanjang permukaan air dermaga dari pusat berat kapal sampai titik sandar kapal seperti terlihat pada gambar 3.2,

r : Jari-jari putaran di sekeliling pusat berat kapal pada permukaan air seperti yang terlihat pada gambar 3.3.

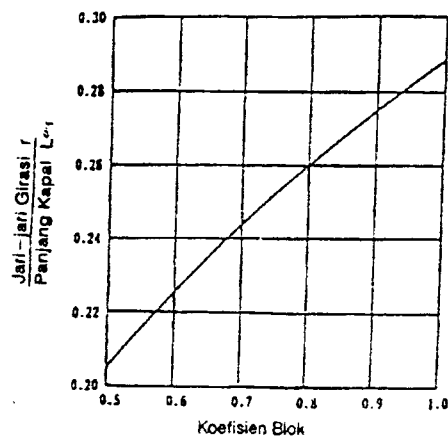
Nilai l adalah :

$$\text{Dermaga} : l = 1/4 L_{oa} \quad (3.10)$$

$$\text{Dolphin} : l = 1/6 L_{oa} \quad (3.11)$$



Gambar 3.2. Pusat berat kapal sampai titik sandar
(Bambang Triadmodjo, 1996)



Gambar 3.3. Grafik hubungan antara r/L dan C_b
(Bambang Triadmodjo, 1996)

2. Gaya akibat angin.

Angin yang berhembus ke badan kapal yang ditambat akan menyebabkan gerakan kapal yang bisa menimbulkan gaya pada dermaga. Apabila arah angin menuju dermaga, maka gaya tersebut berupa gaya benturan ke dermaga, sedangkan jika arahnya meninggalkan dermaga akan menyebabkan gaya tarikan pada alat penambat. Besar gaya angin tergantung pada arah hembus angin, dan dapat dihitung dengan rumus berikut ini :

- a. gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha = 0$)

$$R_w = 0,42 Q_a \cdot A_w, \quad (3.12)$$

- b. gaya longitudinal apabila angin datang dari arah buritan ($\alpha = 180^0$)

$$R_w = 0,5 Q_a \cdot A_w, \quad (3.13)$$

- c. gaya lateral apabila angin datang dari arah lebar ($\alpha = 90^0$)

$$R_w = 1,1 Q_a \cdot A_w, \quad (3.14)$$

dengan :

$$Q_a = 0,063 V^2, \quad (3.15)$$

dengan :

R_w : gaya akibat angin (Kg),

Q_a : tekanan angin (Kg/m²),

A_w : proyeksi bidang yang tertiuap angin (m²),

3. Gaya akibat arus

Besar gaya yang ditimbulkan oleh arus diberikan oleh persamaan sebagai berikut ini :

- a. gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah haluan :

$$R_t = 0,14 S \cdot V^2, \quad (3.16)$$

- b. gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah sisi kapal :

$$R_t = 1/2 \rho C \cdot V^2 \cdot B, \quad (3.17)$$

dengan :

R : gaya akibat arus (kgf),

S : luas tampang kapal yang terendam air (m^2),

ρ : rapat massa air, $\rho = 104,5$ (kgf d/m^4),

C : koefisien tekanan arus,

V : kecepatan arus (m/detik),

B : luas sisi kapal di bawah muka air (m^2).

4. Gaya tarikan kapal pada dermaga

Gaya-gaya yang ditimbulkan oleh angin dan arus, selain dapat menimbulkan gaya benturan pada dermaga, juga dapat menimbulkan gaya tarik pada alat penambat yang ditempatkan pada dermaga. Gaya tarikan kapal dapat dilihat pada tabel 3.1 di bawah ini.

Tabel 3.1 Gaya tarikan kapal (Bambang Triadmodjo, 1996).

Bobot Kapal (GRT)	Gaya tarik pd Bollard (t)	Gaya tarik Pd Bitt (t)
200 – 500	15	15
501 – 1000	25	25
1001 – 2000	35	25
2001 – 3000	35	35
3001 – 5000	50	35
5001 – 10000	70	50(25)
10001 – 15000	100	70(25)
15001 – 20000	100	70(35)
20001 – 50000	150	100(35)
50001 – 100000	200	100(50)

Keterangan :

- a. gaya tarikan kapal dengan ukuran yang tidak tercantum dalam tabel tersebut (kapal dengan bobot kurang dari 200 ton dan lebih dari 10000 ton) dan fasilitas tambatan pada cuaca buruk harus ditentukan dengan memperhatikan cuaca dan kondisi laut, konstruksi alat penambat data pengukuran gaya tarikan,
- b. nilai dalam kurung adalah untuk gaya pada tambatan yang dipasang di sekitar tengah kapal yang mempunyai tidak lebih dari 2 tali pengikat.

5. Gaya akibat gempa

Bangunan pelabuhan termasuk dalam kategori bangunan khusus, maka besaran koefisien gempa harus dihitung 2 kali dari koefisien gempa dasar. Sebagai akibat gaya gempa yang mendadak, maka dalam perhitungan dapat diizinkan adanya kenaikan tegangan pada konstruksi-konstruksi kayu, beton, dan baja sebesar $\pm 1,5$ kali tegangan ijin tarik, tekan dan geser. Sedangkan daya dukung diizinkan kenaikan antara (30% - 50%) tergantung dari jenis / klasifikasi tanah (Soedjono Kramadibrata, 1985).

Besarnya gaya dinyatakan dalam :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t \quad (3.18)$$

dengan :

- V = beban geser dasar akibat gempa,
- C = koefisien gempa dasar,
- I = faktor keutamaan,
- K = faktor jenis struktur,

W_t = beban mati seluruhnya dan beban hidup vertikal.

3.3 Perencanaan Struktur Bawah atau Pondasi

Pondasi sebagai struktur bawah (*sub structure*) memegang peranan yang sangat besar didalam perencanaan suatu bangunan. Pondasi mempunyai fungsi untuk memikul beban-beban yang terjadi untuk diteruskan ke dalam tanah.

Perencanaan tipe pondasi sangat dipengaruhi oleh :

1. fungsi bangunan,
2. besarnya beban yang harus dipikul,
3. kondisi tanah dasar,
4. tersedianya material,
5. kemudahan pelaksanaan pekerjaan dan biaya.

Dalam perencanaan pondasi untuk dermaga peti kemas pada pelabuhan Tanjung Emas Semarang, menggunakan pondasi tiang pancang. Alternatif pondasi tiang digunakan karena pada tanah pantai, kondisi tanah baik (tanah keras) letaknya terlalu dalam. Pondasi tiang direncanakan menggunakan tiang baja.

3.3.1 Kekuatan pondasi tiang

Kekuatan tiang tanpa ada momen lentur, perhitungan didasarkan pada PPBBI (1987). Menurut PPBBI (1987) batang tekan digolongkan menjadi tiga, yaitu kolom pendek, kolom sedang, dan kolom langsing. Angka kelangsingan kolom dinyatakan dengan :

$$\lambda = \frac{lk}{i} \quad (3.19)$$

dengan :

l_k = Panjang tekuk kolom,

dengan : k = faktor panjang tekuk,

l = panjang kolom,

i = momen inersia.

$$= \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Untuk menentukan jenis kolom berdasarkan pada kelangsingan kolom (λ) dan kelangsingan batas (λ_g) sebagai berikut :

$$\lambda_g = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7 \cdot \sigma_y}} \quad (3.20)$$

dengan :

E = modulus elastis baja,

σ_y = tegangan leleh baja.

Untuk menjamin stabilitas kolom, dalam segala hal kolom harus memenuhi syarat:

$$\omega \frac{P}{A} < \sigma_{ijin} \quad (3.21)$$

dengan :

ω = faktor tekuk,

P = gaya tekan aksial,

A = luas penampang,

σ_{ijin} = tegangan ijin kolom.

Rumus faktor tekuk kolom (ω) yang digunakan dalam PPBBI (1987) adalah sebagai berikut :

Kolom pendek ($\lambda_s \leq 0,183$) :

$$\omega = 1 \quad (3.22)$$

Kolom sedang ($0,183 < \lambda_s < 1$)

$$\omega = \frac{1,41}{1,593 - \lambda_s} \quad (3.23)$$

Kolom langsing ($1 \leq \lambda_s$)

$$\omega = 2,381 \cdot \lambda_s^2 \quad (3.24)$$

dengan :

λ_s = Nilai banding kelangsingan kolom (λ) dengan kelangsingan batas (λ_g)

3.3.2 Daya dukung tiang tunggal

Daya dukung tiang terdiri dari daya dukung ujung tiang (Q_p) dan daya dukung selimut tiang (Q_s). Penentuan daya dukung pondasi tiang digunakan metode statik.

1. Daya dukung ujung tiang (Q_p).

Daya dukung ujung tiang dapat ditentukan dengan cara Meyerhoff (1976) sebagai berikut (Manual Pondasi Tiang) :

a. Tanah pasir.

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot 5 \cdot N_q \cdot \tan \phi \quad (3.25)$$

dengan :

Q_p = daya dukung ujung tiang,

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2),

N_q = faktor daya dukung,

q_p = daya dukung batas.

b. Tanah lempung.

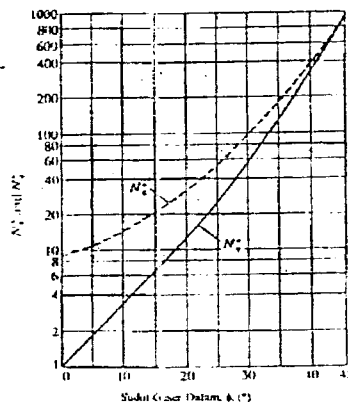
$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot C_u \cdot N_c \quad (3.26)$$

dengan :

N_c = faktor daya dukung ujung tiang,

C_u = kohesi.

Harga N_c dan N_q dapat ditentukan sebagai fungsi dari sudut geser dalam tanah ϕ ($^\circ$) seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.4 di bawah ini.



Gambar 3.4. Faktor gaya dukung ujung N_c dan N_q
(sumber : Manual Pondasi Tiang)

2. Daya dukung selimut tiang (Q_s).

Daya dukung selimut tiang dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut ini

(sumber : Manual Pondasi Tiang) :

$$Q_s = \sum A_s \cdot f \quad (3.27)$$

dengan :

$$A_s = \text{luas selimut tiang} = p \cdot \Delta L, \quad (3.28)$$

p = keliling tiang,

ΔL = panjang segmen tiang,

f = gesekan selimut satuan.

Cara untuk menentukan gesekan selimut (f) adalah sebagai berikut :

a. Tanah pasir.

$$f = K \cdot \sigma' \cdot \tan \delta \quad (3.29)$$

dengan :

K = konstanta,

σ' = tegangan vertikal efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15 D.

Untuk pondasi tiang harga K ditentukan sebagai berikut :

$$K = K_0 \quad (\text{Batas Bawah}) \quad (3.30)$$

$$K = 1,8 \cdot K_0 \quad (\text{Batas Atas}) \quad (3.31)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (3.32)$$

dengan :

K_0 = koefisien tekanan tanah *at rest*,

ϕ = sudut geser dalam,

δ baja = 20.

b. Tanah lempung.

Ada tiga metode yang dapat digunakan untuk menghitung gesekan selimut pada tanah lempung, yaitu (Manual Pondasi Tiang) :

1. Metode lambda (Vijayvergiya dan Focht)

$$f_{ave} = \lambda (\sigma' + 2 C_{u_{ave}}) \quad (3.33)$$

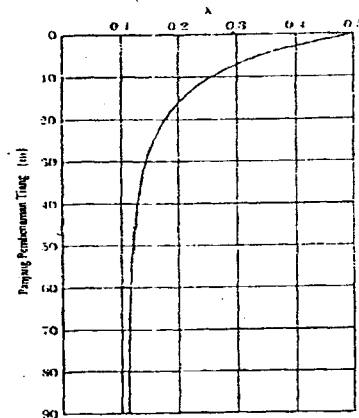
dengan :

λ = konstanta, ditentukan dengan gambar 3.5

σ'_{ave} = tegangan vertikal efektif rata-rata

Cu_{ave} = kohesi rata-rata

f_{ave} = gesekan selimut rata-rata



Gambar 3.5. Koefisien λ (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Harga rata-rata tegangan vertikal efektif (σ'_{ave}) dapat dijelaskan dengan gambar 3.6, berdasarkan :

$$\sigma'_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^a A_i}{L} \quad (3.34)$$

dengan :

A_i = luas diagram tegangan vertikal efektif

L = panjang tiang

sedangkan

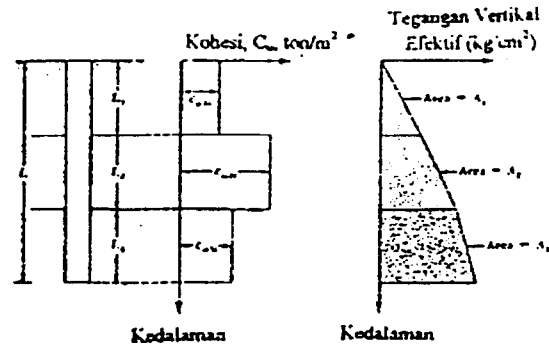
$$Cu_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n Cu_i \cdot L_i}{L} \quad (3.35)$$

dengan :

C_{u_i} = kohesi lapisan i

L_i = panjang segmen tiang (lapis i)

L = panjang tiang



Gambar 3.6. Penentuan nilai rata-rata C_u dan tegangan vertikal efektif (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

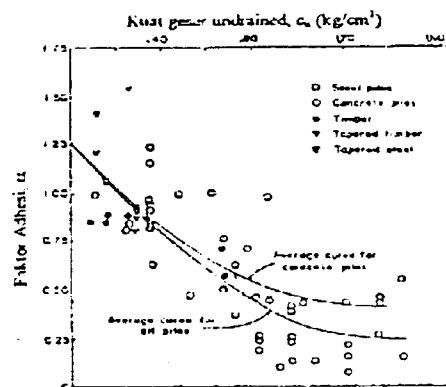
2. Metode alpha (Tomlinson)

$$f = \alpha \cdot C_u \quad (3.36)$$

dengan :

f = gesekan selimut,

α = konstanta, yang dapat ditentukan dengan gambar 3.7 di bawah ini.



Gambar 3.7. Variasi nilai α terhadap nilai C_u (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

3. Metode beta (metode tegangan efektif)

$$f_{ave} = \beta \cdot \sigma' \quad (3.37)$$

dengan :

f_{ave} = gesekan selimut rata-rata

$$\beta = K \tan \phi_r \quad (3.38)$$

dengan :

ϕ_r = sudut geser dalam pada kondisi terdrainasi (dari uji triaksial CD)

$K = 1 - \sin \phi_r$ (untuk tanah terkonsolidasi normal)

$K = (1 - \sin \phi_r) \sqrt{OCR}$ (untuk tanah *over consolidated*)

σ' = tegangan vertikal efektif

OCR = *Over Consolidation Rasio*

Penentuan daya dukung ijin (Q_a) diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit dengan faktor keamanan dengan menggunakan persamaan Tomlinson sebagai berikut :

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5} \text{ atau,} \quad (3.39)$$

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (3.40)$$

Pengambilan faktor keamanan untuk Q_s lebih rendah dari faktor keamanan untuk Q_p karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil daripada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia digunakan faktor keamanan $FK = 2$, untuk gesekan selimut dan $FK = 3$ untuk daya dukung ujung (Sumber : Manual Pondasi Tiang).

3.3.3 Efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{daya dukung tiang tunggal}}$$

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa faktor berikut ini :

1. jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as tiang,
2. modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung),
3. prosedur pelaksanaan konstruksi (tiang pancang atau tiang bor),
4. urutan instalasi tiang,
5. jangka waktu setelah pemancangan,
6. interaksi antara pile cap dan tanah di permukaan.

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang pada tanah pasir digunakan formula sederhana yang didasarkan pada jumlah daya dukung gesekan dari kelompok tiang sebagai kesatuan (blok) (Manual Pondasi Tiang).

$$E_g = \frac{2.(m + n - 2).s + 4D}{p.m.n} \quad (3.41)$$

dengan :

- m = jumlah tiang pada deretan baris,
- n = jumlah tiang pada deretan kolom,
- s = jarak antar tiang,
- D = diameter atau sisi tiang,
- p = keliling dari penampang tiang.

3.3.4 Daya dukung kelompok tiang

1. Daya dukung kelompok tiang pada tanah pasiran.

- a. Pada tiang pancang baik pada tiang tahanan gesek maupun tahanan ujung dengan $s \geq 3D$, daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besarnya dengan jumlah daya dukung tiang individu ($E_g = 1$)

$$Q_{pg} = n \cdot Q_a \quad (3.42)$$

- b. Pada tiang pancang tahanan gesek dengan $s < 3D$, dicari efisiensi tiang dikalikan Q_a .

$$Q_{pq} = n \cdot ef \cdot Q_a \quad (3.43)$$

2. Daya dukung kelompok tiang pada tanah lempung

Daya dukung kelompok tiang dihitung sebagai berikut (Manual Pondasi Tiang) :

- a. Jumlah total kapasitas kelompok tiang :

$$\Sigma Q_u = m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s) \quad (3.44)$$

$$= m \cdot n \cdot (q \cdot C_u + \alpha \cdot C_u \cdot \theta \cdot \Delta L) \quad (3.45)$$

- b. Daya dukung blok berukuran $L_g \cdot B_g \cdot L_D$

$$\Sigma Q_u = L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N_c + \Sigma 2 \cdot (L \cdot D) \cdot C_u \cdot \Delta L \quad (3.46)$$

dengan : L_g = panjang blok,

B_g = lebar blok,

p = keliling,

ΔL = panjang segmen tiang.

Kedua besaran diatas dibandingkan nilainya. Harga atau nilai daya dukung yang diambil adalah nilai yang lebih kecil.

3.3.5 Gesekan negatif (*negative skin friction*)

Masalah yang harus diperhatikan pada pondasi tiang yang berada pada tanah timbunan adalah bahwa penurunan tanah dapat mengakibatkan tarikan ke bawah. Tarikan ini disebut gesekan negatif (*negative skin friction*). Adapun faktor-faktor yang mempengaruhi kecepatan penurunan tanah adalah :

1. profil tanah dan elevasi muka air tanah,
2. sifat-sifat tanah (kompresibilitas dan konsolidasi),
3. besarnya beban dan lamanya pembebanan.

Untuk menghitung besarnya gesekan negatif (*negative skin friction*) digunakan metode β . Metode β merupakan metode semi empiris dengan nilai β tergantung dari jenis tanah dan dapat dilihat dari tabel 3.2 di bawah ini.

Tabel 3.2. Nilai β pada jenis jenis tanah (Manual Pondasi Tiang)

Jenis Tanah	β
Lempung	0.20 – 0.25
Lanau	0.25 – 0.35
Pasir	0.35 – 0.50

Metode β digunakan dalam memperkirakan besarnya gesekan negatif yang terjadi pada tiang pancang tunggal. Untuk menentukan besarnya gesekan negatif maksimum pada setiap tengah lapisan tanah digunakan persamaan (Manual Pondasi Tiang) :

$$f = \beta \cdot \sigma_v' \quad (3.47)$$

dengan :

σ_v' = tegangan vertikal efektif.

Sedangkan untuk menghitung gaya gesekan negatif (P_N), yang merupakan kontribusi dari masing – masing lapisan tanah, digunakan persamaan :

$$P_N = f.p.h \quad (3.48)$$

dengan : p = keliling tiang pancang,

h = ketebalan lapisan.

3.3.6 Tinjauan beban lateral

Beban lateral dan momen dapat bekerja pada pondasi tiang akibat gaya gempa, akibat gaya angin, tubrukan kapal, beban statik seperti misalnya tekanan aktif tanah pada abutment jembatan. Untuk analisis, kondisi kepala tiang dibedakan sebagai kondisi kepala tiang bebas (*free head*) dan kepala tiang terjepit (*fixed head*). Dalam perhitungan tinjauan gaya lateral menggunakan Metode Broms.

Dalam perhitungan pondasi tiang yang dibebani lateral di samping kondisi kepala tiang, umumnya tiang dibedakan perilakunya atas pondasi tiang pendek dan pondasi tiang panjang. Pada pondasi tiang pendek, sumbu tiang masih tetap lurus pada kondisi terbebani lateral. Kriteria penentuan tiang pendek dan tiang panjang berdasarkan pada kekakuan relatif antara pondasi tiang dengan tanah. Dalam hal ini digunakan faktor kekakuan R untuk menentukan tiang pendek atau panjang.

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K.D}} \quad (3.49)$$

dengan :

$$K = \frac{K_s}{1,5} \quad (3.50)$$

K_s = Nilai modulus subgrade tanah yang dapat ditentukan dengan percobaan pembebanan plat di lapangan atau dari korelasi dengan kuat geser tanah seperti pada tabel 3.3 di bawah ini.

Tabel 3.3. Hubungan antara k_s dan c_u (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Konsistensi	Sedang hingga Teguh	Teguh hingga Amat teguh	Keras
Kuat geser undrained c_u (kg/cm^2)	0,50 – 1,00	1,00 – 2,00	> 2,00
Rentang k_s (kg/cm^2)	0,15 – 0,30	0,30 – 0,60	> 0,60

Sedangkan pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal dan tanah berbutir kasar, nilai modulus subgrade umumnya meningkat secara linier terhadap kedalaman, sehingga digunakan kriteria lain yaitu :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}} \quad (\text{dalam satuan panjang}) \quad (3.51)$$

dengan :

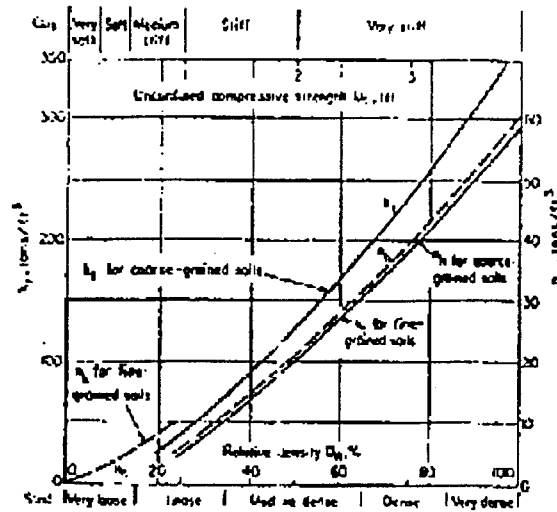
E = Modulus tiang

I = Momen inersia tiang

η_h = Modulus variasi dan hubungannya dengan K adalah sebagai berikut :

$$K = \frac{\eta_h \cdot X}{D} \quad (3.52)$$

Nilai η_h tipikal untuk tanah pasir diberikan oleh Terzaghi dan Reese seperti pada gambar 3.8 untuk tanah lempung terkonsolidasi normal, harga $\eta_h = 3,50 - 7,00 \text{kg/cm}^3$, sedangkan untuk tanah organik, $\eta_h = 1,50 \text{kg/cm}^3$.



Gambar 3.8. Hubungan q_{th} dan kapasitas tanah pasir (Manual Pondasi Tiang)

Kriteria tiang pendek atau panjang ditentukan berdasarkan nilai R atau T yang telah dihitung dan ditunjukkan dalam tabel 3.4 di bawah ini.

Tabel 3.4. Kriteria jenis tiang (Manual Pondasi Tiang)

Jenis Tiang	Modulus Tanah	
Kaku (pendek)	$L \leq 2T$	$L \leq 2R$
Elastis (panjang)	$L \geq 4T$	$L \geq 3,5 R$

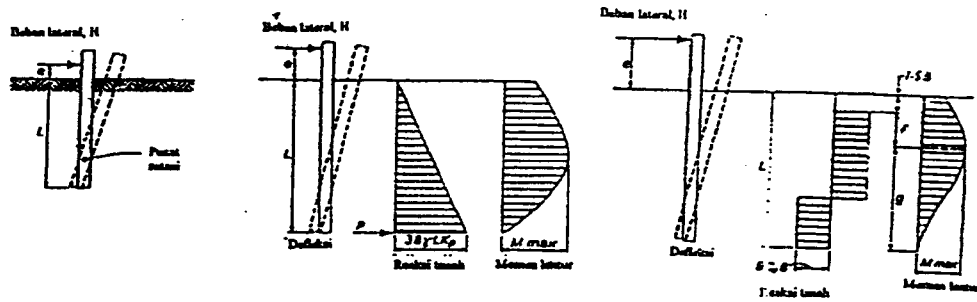
1. Metoda Broms

Metoda Broms membedakan antara tiang pendek dan panjang serta membedakan posisi kepala tiang bebas dan terjepit.

a. Metode Broms untuk Kondisi Tiang Pendek

1) Kepala tiang bebas (*free head*)

Untuk tiang pendek ($L/T < 2$), pola keruntuhan yang mungkin terjadi dan distribusi dari tahanan ultimit tanah ditunjukkan oleh gambar 3.9.



Gambar 3.9. Pola keruntuhan, reaksi tanah dan momen lentur tiang pendek kepala tiang bebas pada tanah pasir dan lempung (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Sebagaimana dijelaskan di atas, Broms menyederhanakan dengan menganggap bahwa tahanan mencapai nilai ultimitnya di seluruh kedalaman tiang. Rahardjo dan Anjasmara (1993) telah menunjukkan bahwa asumsi ini dapat memberikan estimasi yang terlalu tinggi dalam daya dukung lateral ultimit khususnya pada tanah berkonsistensi padat atau *very stiff*.

Karena titik rotasi diasumsikan berada di dekat ujung tiang, tegangan yang cukup besar yang bekerja di dekat ujung (gambar 3.9 (b) untuk butir tanah kasar) dapat diganti dengan sebuah gaya terpusat. Dengan mengambil momen terhadap tiang diperoleh :

$$H_u = \frac{0,5 \gamma' L^3 \cdot D}{(e + L)} \quad (3.53)$$

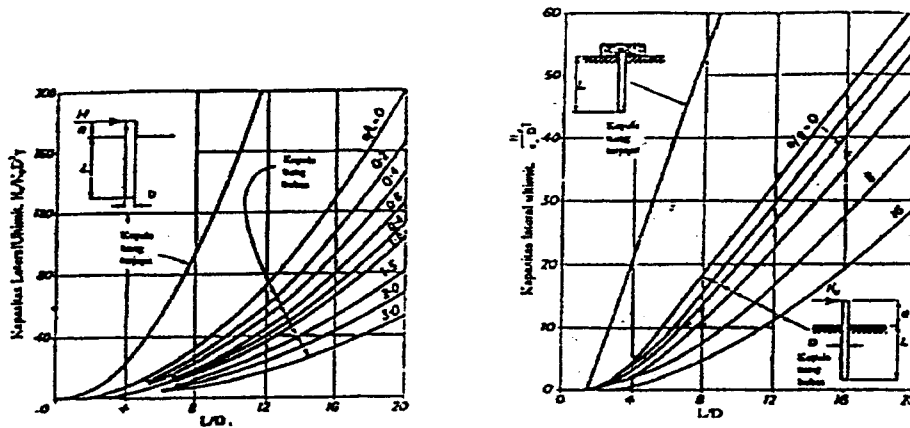
Momen maksimum diperoleh pada kedalaman x_0 .

$$x_0 = 0,82 \left(\frac{H_u}{\gamma' DK_p} \right) \quad (54)$$

$$M_{\max} = H_u (e + 15x) \quad (55)$$

Hubungan di atas dapat dinyatakan dengan chart, dengan suku tak

berdimensi L/D vs $\frac{H_u}{K_p D^3 \gamma'}$ seperti terlihat pada gambar 3.10 a.



Gambar 3.10. Kapasitas lateral ultimit untuk tiang pendek pada tanah pasir dan tanah lempung (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Pada tanah lempung, momen maksimum diberikan untuk dua rentang kedalaman, yaitu :

$$M_{\max} = H_u (e + 1,5D + 0,5x_0) \quad \text{untuk } 1,5D + x_0 \quad (3.56)$$

$$M_{\max} = 2,25 \cdot D \cdot c_u \cdot (L - x_0)^2 \quad \text{untuk } L - x_0 \quad (3.57)$$

Dan harga x_0 dinyatakan sebagai berikut :

$$x_0 = \frac{H_u}{9 \cdot c_u \cdot D} \quad (3.58)$$

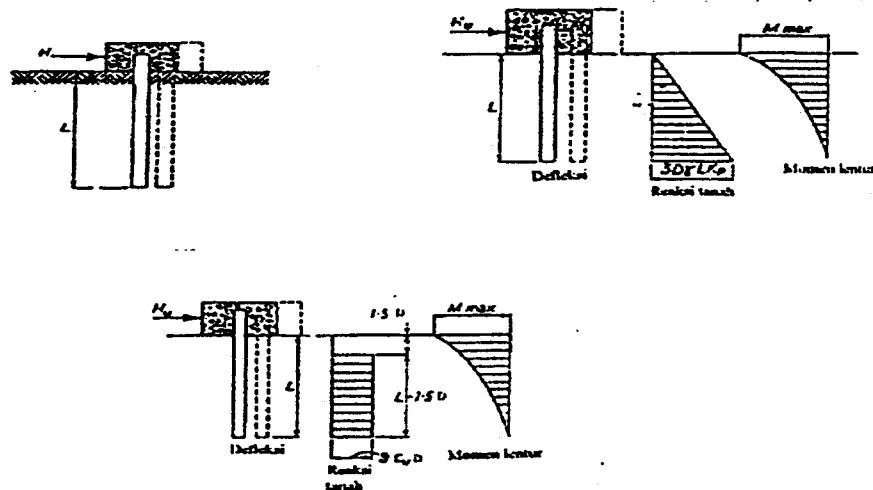
Solusi perhitungan diberikan pada gambar 3.10 (b) dimana dengan mengetahui rasio L/D dan e/D maka akan diperoleh harga :

$$\frac{H}{c_u \cdot D^2} \quad (3.59)$$

sehingga H_u dapat dihitung.

2) Kepala tiang terjepit (*fixed head*)

Mekanisme keruntuhan yang mungkin terjadi dan distribusi dari tahanan tanah yang dilihat pada gambar 3.11.



Gambar 3.11. Pola keruntuhan, reaksi tanah, dan momen lentur tiang pendek kepala tiang terjepit pada tanah pasir dan tanah lempung (Manual Pondasi Tiang).

Pada tanah pasir maka kapasitas lateral dan momen maksimum dinyatakan sebagai berikut :

$$H_u = 1,5 \cdot \gamma' \cdot L^2 \cdot D \cdot K_p \quad (3.60)$$

$$M_{\max} = \gamma' \cdot L^3 \cdot D \cdot K_p \quad (3.61)$$

Untuk tanah lempung, kapasitas lateral dan momen maksimum adalah sebagai berikut :

$$H_u = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (L - 1,5D) \quad (3.62)$$

$$M_{\max} = 4,5 \cdot c_u \cdot D \cdot (L^2 - 2,25D^2) \quad (3.63)$$

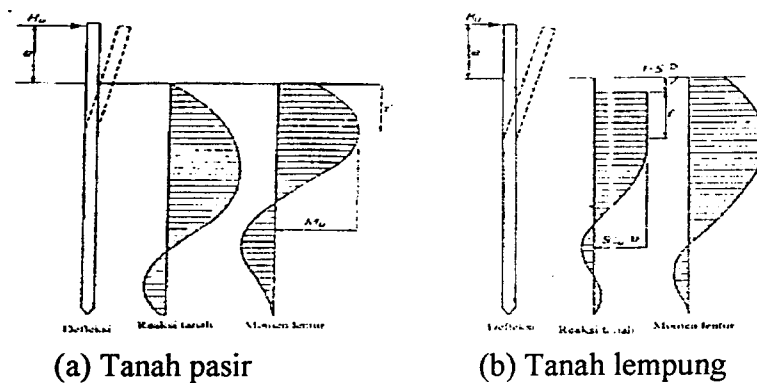
Seperti halnya pada kondisi kepala tiang bebas. Maka untuk kondisi kepala tiang terjepit, solusi grafis juga diberikan berupa chart dengan suku

tak berdimensi. L/D sebagaimana terlihat pada gambar 3.10 (a) dan gambar 3.10 (b).

b. Metode Broms untuk kondisi tiang panjang.

1) Kepala tiang bebas

Untuk tiang panjang, mekanisme keruntuhan distribusi tahanan tanah serta momen lentur ditunjukkan pada gambar 3.12.



Gambar 3.12. Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang kepala tiang bebas (a) pada tanah pasir (b) pada tanah lempung (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Dari gambar tersebut, terlihat bahwa defleksi tiang terutama berada di daerah dekat permukaan tanah sehingga respon tanah di bagian bawah tiang mengecil, begitu pula besarnya momen dan distribusinya sepanjang tiang. Hal ini adalah sesuai dengan kenyataan di lapangan.

Untuk tiang bor, dimana dalam instalasinya tidak mengalami tegangan tarik, maka seringkali dalam desain tiang bor penulangan tidak diberikan penuh hingga dasar tiang. dalam desain tiang bor, distribusi tegangan sepanjang tiang amat menentukan dalam optimasi penampang dan tulangan.



Pada tanah pasir, karena momen maksimum terletak pada titik dengan geser sama dengan nol, maka momen maksimum dan gaya ultimit lateral dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_{\max} = H_{\max} (e + 0,67 x_0) \quad (3.66)$$

dengan :

$$x_0 = 0,82 \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot D \cdot K_p} \right) \quad (3.67)$$

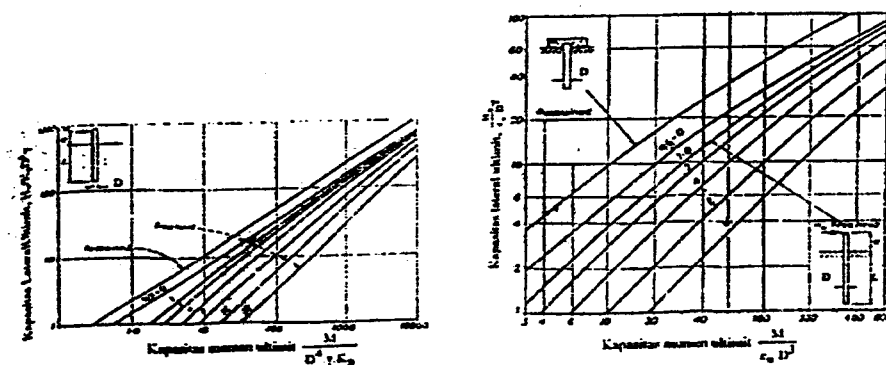
$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,54 \left(\frac{H_u}{\gamma' \cdot D \cdot K_p} \right)} \quad (3.68)$$

dengan :

M_u = Momen kapasitas ultimit dari penampang tiang. Besarnya H_u

dapat dihitung dengan menggunakan chart antara $\frac{H_u}{K_p \gamma' D}$ vs $\frac{M_u}{K_p \gamma' D^4}$

seperti pada gambar 3.13 (a)



Gambar 3.13. Kapasitas lateral ultimit untuk tiang panjang pada tanah pasir dan tanah lempung (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Untuk tanah lempung maka digunakan persamaan seperti pada tiang pendek yaitu :

$$M_{\max} = H_u (e+1,5D+0,5x_o) \quad (3.69)$$

dengan :

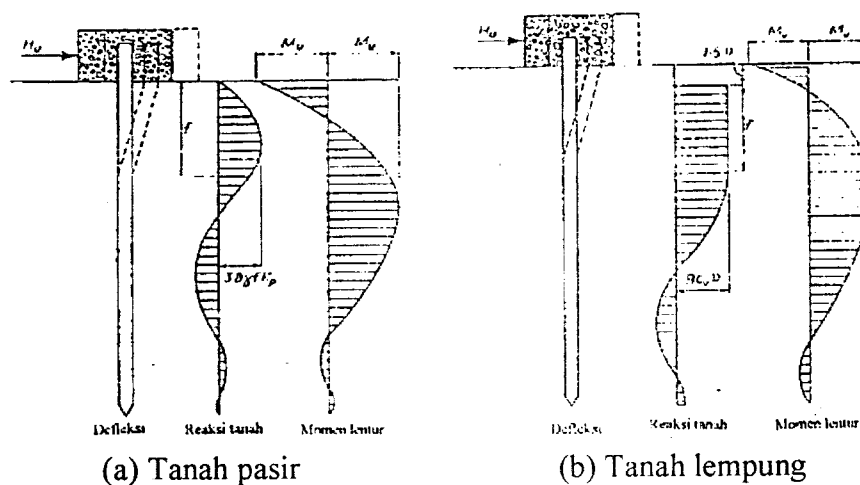
$$x_o = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot D} \quad (3.70)$$

dengan mengetahui harga $\frac{M_u}{C_u \cdot D^3}$ dapat ditentukan dari gambar 3.11 (b),

dan harga H_u dapat diperoleh.

2) Kepala tiang terjepit (*fixed head*)

Gambar 3.14 menunjukkan mekanisme keruntuhan ditribusi tahanan tahanan ultimit tanah dan momen lentur untuk kondisi kepala tiang terjepit pada tanah lempung dan pasir.



Gambar 3.14 Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang kepala tiang terjepit (a) pada tanah pasir (b) pada tanah lempung (Sumber : Manual Pondasi Tiang)

Momen maksimum dan gaya lateral ultimit untuk tanah pasir dapat dihitung dengan persamaan :

$$H_u = \frac{2 M_u}{(e + 0,67 x_o)} \quad (3.71)$$

$$x_o = 0,82 \left(\frac{H_u}{\gamma' D \cdot K_p} \right)^{0,3} \quad (3.72)$$

$$M_{max} = H_u (e + 0,67 x_o) \quad (3.73)$$

Sedangkan untuk tanah lempung dapat digunakan persamaan :

$$H_u = \frac{2 M_u}{1,5 D + 0,5 x_o} \quad (3.74)$$

$$x_o = \frac{H_u}{9 \cdot c_u \cdot D} \quad (3.75)$$

Dalam perhitungan kapasitas lateral ultimit, maka untuk kondisi kepala tiang terjepit, gambar 3.13 (a) digunakan untuk tanah pasir, sedangkan untuk tanah lempung digunakan gambar 3.13 (b).

3.3.7 Penurunan pondasi tiang

Penurunan pondasi tiang pada tanah kohesif terdiri atas dua komponen yaitu:

1. Penurunan seketika (*short term settlement*) yang terjadi segera setelah beban bekerja,
2. penurunan jangka panjang atau penurunan konsolidasi. Yang terjadi secara berangsur-angsur bersamaan dengan dissipasi tekanan air pori.

Untuk penurunan seketika, metode yang berlaku pada pasir juga dapat diterapkan disini. Perhitungan penurunan seketika pondasi tiang tunggal menggunakan metode empiris sebagai berikut (Manual Pondasi Tiang) :

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.76)$$

dengan :

S = penurunan total di kepala tiang (m)

D = diameter tiang (m)

Q = beban kerja (ton)

A_p = luas penampang tiang (m²)

L = panjang tiang (m)

E_p = modulus elastis tiang (t/m²)

Penurunan seketika kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dan lebih dalam. Perhitungan seketika kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977) sebagai berikut (sumber : manual pondasi tiang) :

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.77)$$

dengan : S_g = penurunan kelompok tiang

S = penurunan pondasi tiang tunggal

B_g = lebar kelompok tiang

D = diameter tiang tunggal

Perkiraan penurunan konsolidasi pondasi tiang kelompok pada tanah lempung dapat menggunakan prosedur sebagai berikut:

1. tentukan beban kerja

$$q = \frac{Q}{B_g \cdot L_g} \quad (3.78)$$

beban kerja ini harus lebih kecil dari yang diijinkan,

2. beban kerja di atas dialihkan pada kedalaman $2/3 D_f$ dibawah *pile cap*. Penurunan tanah di atas kedalaman tersebut amat kecil dan dapat diabaikan,
3. beban kerja disebarkan kebawah pondasi tiang dengan perkiraan pola penyebaran vertikal : horisontal = 2 : 1,
4. tanah dibagi atas lapis-lapis dengan masing-masing lapis ditentukan parameter kompresibilitasnya , tegangan efektif awal (P_o') dan besarnya beban luar (ΔP). Kemudian settlement tiap lapis dijumlahkan sebagai berikut.

$$S_g = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right) \quad (3.79)$$

dengan :

harga C_c didapat dari Skempton (1944) yang memberikan hubungan empiris untuk *index compressive* (sumber : Braja M. Das 1984)

$$C_c = 0.009 (L_L - 10) \quad (3.80)$$

3.3.8 Kapasitas tarik pondasi tiang

Pada kondisi tertentu, seperti gempa, adanya gaya uplift atau untuk jangkar, pondasi tiang akan berfungsi menahan beban tarik. Begitu juga pada

dermaga peti kemas, pondasi tiang berfungsi menahan gaya tarik kapal. Perhatian para peneliti mengenai hal ini belum banyak dan pandangan lama menganggap kapasitas tarik sama dengan nilai Q_s ultimit pada kondisi tekan. Beberapa literatur dan Rahardjo (1992) mendapatkan bahwa gesekan ultimit pada saat tarik lebih rendah daripada nilai gesekan ultimit dalam keadaan tekan, umumnya berkisar 40% - 70%. Kapasitas tarik pondasi tiang dapat dinyatakan (Manual Pondasi Tiang) :

$$T_u = T + W_p \quad (3.81)$$

dengan :

T_u = kapasitas total,

T = kapasitas tarik,

W_p = berat tiang.

Kapasitas tarik pondasi tiang pada tanah lempung, dinyatakan berdasarkan persamaan yang diberikan oleh Das dan Seeley (1982), sebagai berikut :

$$T = L \cdot p \cdot \alpha' \cdot C_u \quad (3.82)$$

dengan :

L = panjang tiang,

p = keliling,

α' = faktor adhesi untuk tarik ,

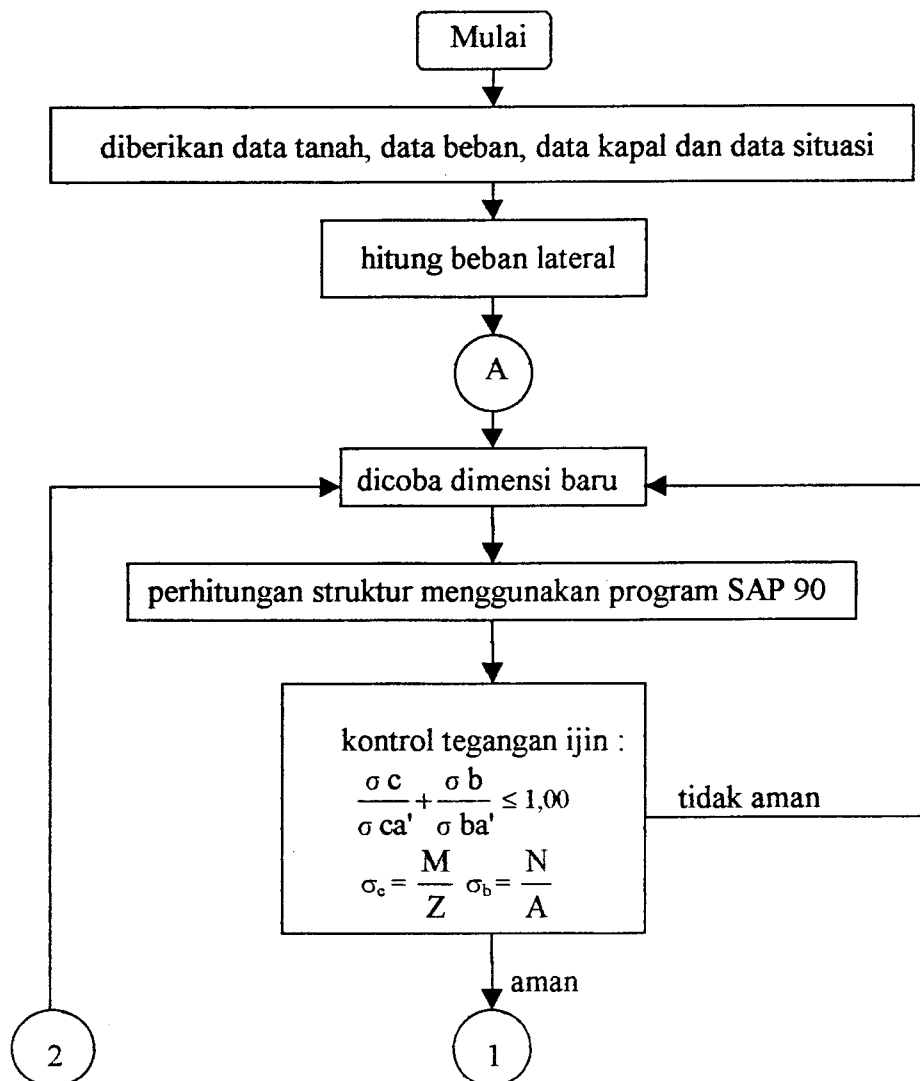
C_u = kohesi.

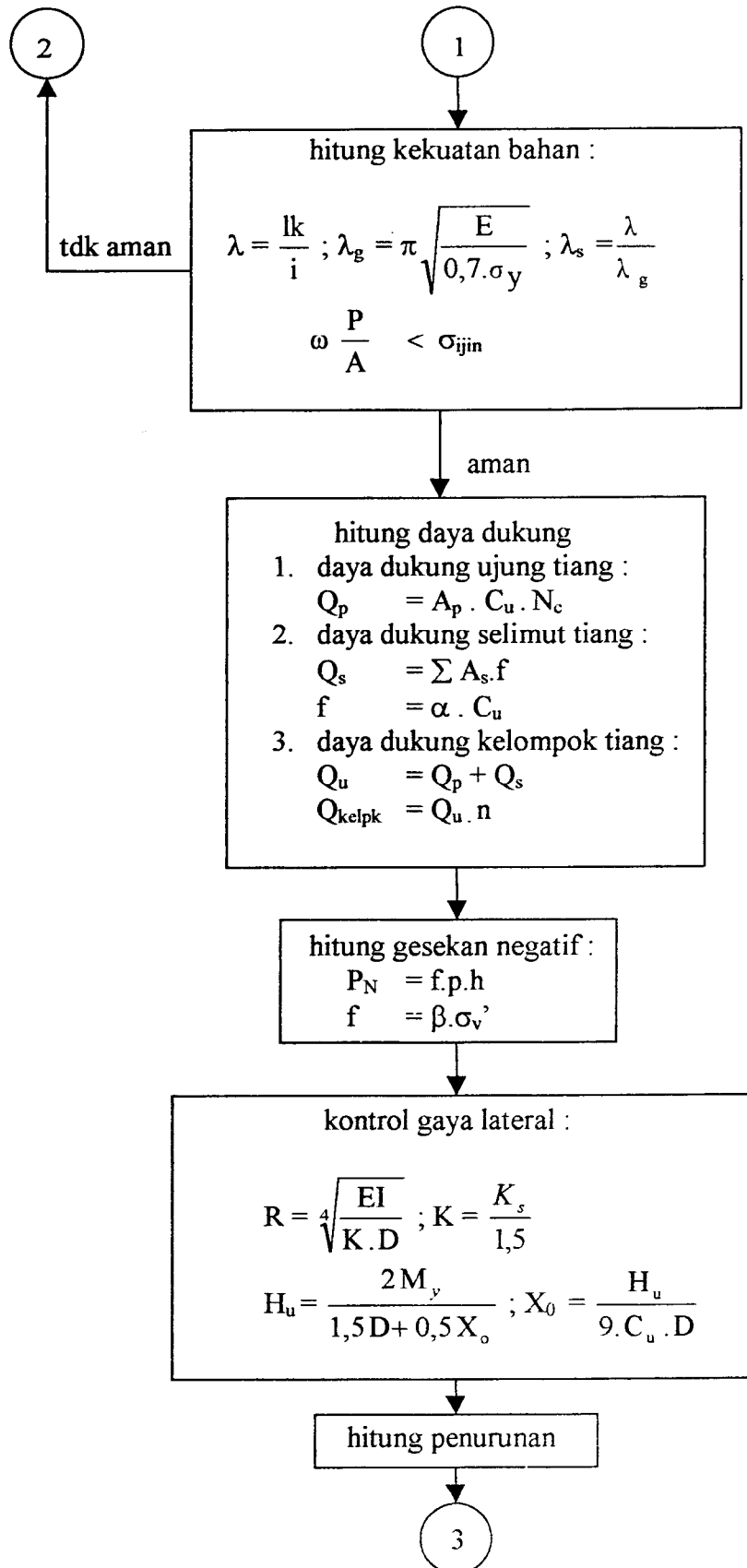
Nilai α' dapat diperoleh dalam tabel 3.5.

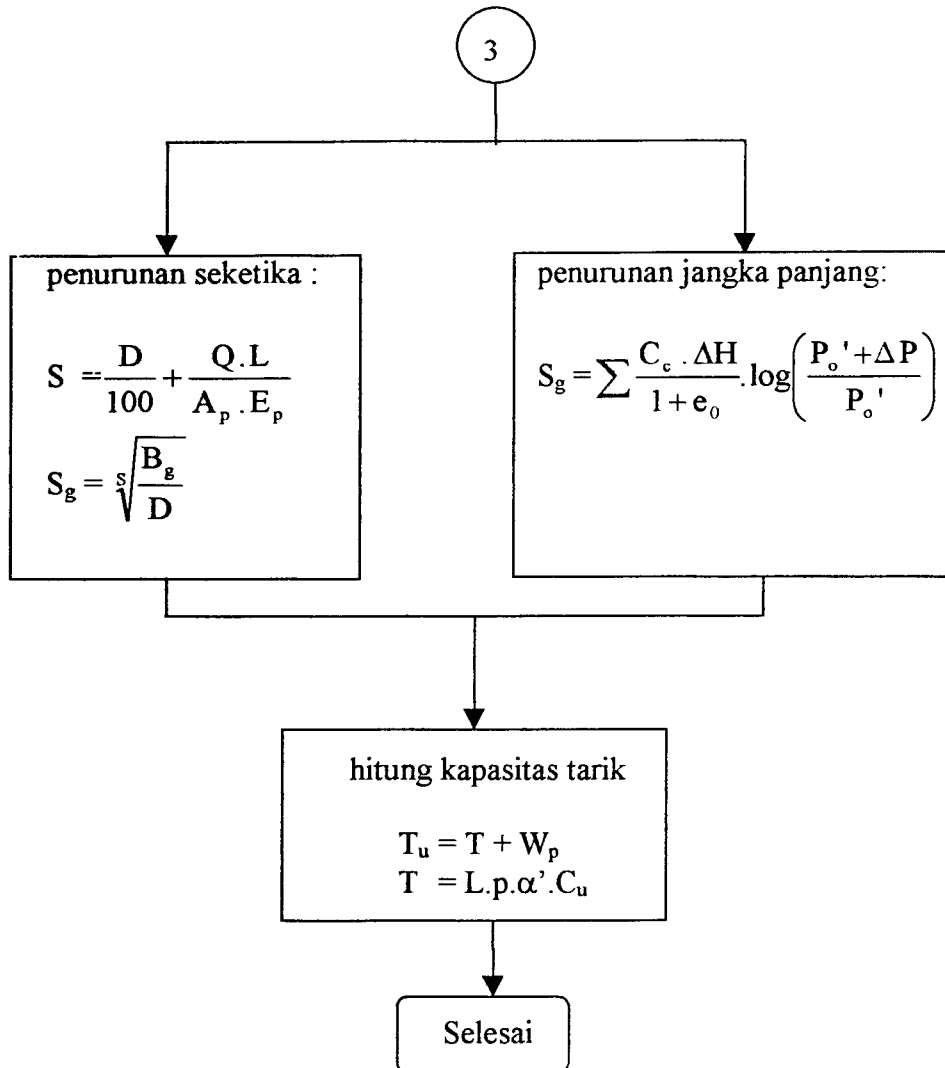
Tabel 3.5. Faktor adhesi untuk kapasitas tarik (Manual Pondasi Tiang)

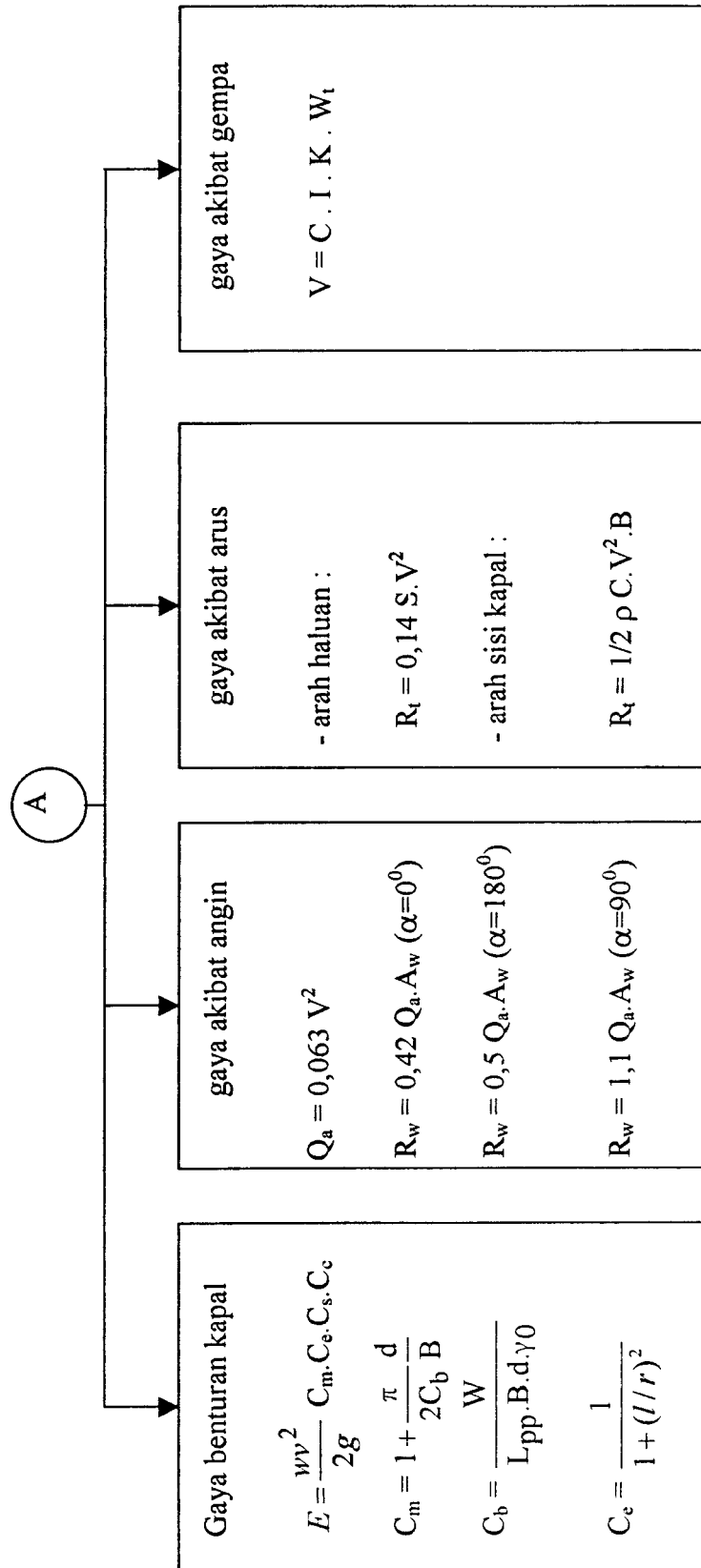
Jenis Tiang	Faktor Adhesi
Tiang Bor	$\alpha' = 0.9 - 0.00625 C_u$ $(C_u \leq 80 \text{ kPa})$ $\alpha' = 0,4$ $(C_u > 80 \text{ kPa})$
Tiang pipa	$\alpha' = 0.715 - 0.0191 C_u$ $(C_u \leq 27 \text{ kPa})$ $\alpha' = 0.2$ $(C_u > 27 \text{ kPa})$

3.4 Diagram Alur Perhitungan / Redesain









BAB IV

REDESAIN PONDASI TIANG

4.1 Data Perencanaan (sumber : *Design Report*)

1. Kondisi tanah

Kondisi tanah dapat dilihat pada tabel 1.2.

2. Karakteristik kapal :

- a. *Deadweight tonnage*, DWT (bobot mati) : 40.000 ton
- b. *Gross register tons*, GRT (ukuran isi kotor) : 37.700 ton
- c. *Displacement tonnage*, DPL (ukuran isi tolak) : 63.300 ton
- d. *Length of overall* ,Loa (panjang kapal) : 263 m
- e. *Width*,B (lebar kapal) : 32,2 m
- f. *Draft*,d (bagian kapal terendam air)
 - Full* (penuh) : 12,4 m
 - Ligth* (kosong) : 4,5 m

3. Data situasi :

- a. Kecepatan angin direncanakan : 25 m/dtk.
- b. Kecepatan arus : 0,31 knot = 0,1595 m/detik
- c. Curah hujan : 100 mm/jam dan 250 mm/hari.
- d. Kecepatan kapal berlabuh : 10 cm/detik
- e. Gaya tarik bollard : 100 Ton
- f. Kedalaman kolam : -10 m dengan lebar 500 m

4. Gaya-gaya gempa :
 - a. Zona gempa : IV
 - b. Koefisien gempa : 0,05 g
 - c. Koefisien *importance* : 1,50 (*special class*)
 - d. Kh : 0,0075
 - e. Kp : 0
5. Ketinggian air :
 - a. H.W.L : + 1,35
 - b. M.W.L : + 0,85
 - c. L.W.S : ± 0,00
6. Sistem fender : *Rubber Fender System*
7. Dermaga peti kemas direncanakan dengan :
 - a. Elevasi apron : + 2,20 m
 - b. Lebar apron : 25 m
 - c. Kedalaman : - 12 m

4.2 Komposisi Tiang

Komposisi tiang direncanakan sama dengan perencanaan dermaga sebelumnya dan dapat di lihat pada gambar 1.2 dan gambar 1.3.

4.3 Pembebanan

4.3.1 Beban mati dan tambahan

1. Beban mati :
 - a. Berat sendiri struktur = 1490 ton

b. Berat crane = 740 ton

Total = 2230 ton

2. Beban aksial :

a. Beban bergerak = 475 ton

b. Vertikal = 2705 ton

Total = 3180 ton

3. Aksial oleh roda pada pondasi nomor 1 dan 4

a. No. 1 = 157, 26 ton

b. No. 4 = 119, 01 ton

4.3.2 Beban akibat gaya lateral

1. Beban akibat benturan kapal

Pada waktu merapat ke dermaga kapal masih mempunyai kecepatan sehingga akan terjadi benturan antara kapal dan dermaga. Gaya benturan kapal yang harus ditahan dermaga tergantung pada energi benturan yang diserap oleh sistem fender yang dipasang pada dermaga. Energi benturan 50% diterima oleh sistem fender dan sisanya oleh konstruksi tambatan (Sudjono Kramadibrata).

Untuk menghitung besar energi benturan digunakan persamaan 3.4 adalah sebagai berikut :

$$E = \frac{W V^2}{2g} C_m \cdot C_e \cdot C_s \cdot C_c$$

Koefisien massa tergantung pada gerakan air di sekeliling kapal, yang dapat dihitung dengan persamaan 3.5 berikut :

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2} \frac{d}{C_b B}$$

dengan C_b didapat pada persamaan 3.6 yaitu :

$$C_b = \frac{W}{L_{pp} B d \gamma_0}$$

Panjang garis air (L_{pp}) dapat dilihat pada persamaan 3.7

$$\begin{aligned} \text{Panjang garis air } (L_{pp}) &= 0,846 \cdot L_{oa}^{1,0193} \\ &= 0,846 \times 263^{1,0193} \\ &= 247,76 \text{ meter} \end{aligned}$$

$$\text{Berat jenis air laut } (\gamma_0) = 1,03 \text{ t/m}^3$$

sehingga

$$C_b = \frac{63.300}{247,76 \times 32,2 \times 12,4 \times 1,03} = 0,62123$$

maka

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \times 0,62123} \times \frac{12,4}{32,2} = 1,97322$$

Koefisien eksentrisitas adalah perbandingan antara energi sisa dan energi kinetik kapal yang merapat, dan dapat dihitung dengan persamaan 3.9 yaitu :

$$C_e = \frac{1}{1 + (l/r)^2}$$

Berdasarkan gambar 3.3 yaitu antara koefisien blok (C_b) terhadap r/L , dengan nilai $C_b = 0,62123$ maka didapat nilai $r/L = 0,228$.

$$r/L = 0,228$$

$$l = \frac{1}{4} L_{oa} = \frac{1}{4} \times 263 = 65,75 \text{ meter}$$

$$r = 0,228 \times 263 = 59,964$$

$$\text{Sehingga didapat nilai } l/r = \frac{65,75}{59,964} = 1,0965$$

Didapat nilai

$$C_e = \frac{1}{1 + (1,0965)^2} = 0,4541$$

$$\begin{aligned} \text{Energi benturan kapal } E &= \frac{63.300 \times 0,1^2}{2 \times 9,81} \times 1,97322 \times 0,4541 \times 1 \times 1 \\ &= 28,90891 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Sebagian energi tersebut (50%) diserap oleh fender. Jadi energi yang diserap

$$\begin{aligned} \text{oleh dermaga adalah} &= 14,454 \text{ t.m} \\ &= 14,454 \times 1 \text{ m (tegak lurus bidang gambar)} \\ &= 14,454 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Beban akibat angin

Angin yang berhembus ke badan kapal yang ditambatkan akan menyebabkan gerakan kapal yang bisa menimbulkan gaya pada dermaga. Besar gaya angin tergantung pada arah hembus angin dan dapat dihitung dengan rumus-rumus di bawah ini.

$$Q_a = 0,063 V^2 \text{ (lihat persamaan 3.15)}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \text{Tekanan angin (Kg/m}^2\text{)} \\ &= 0,063 \times 25^2 = 39,75 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_w &= \text{Proyeksi bidang yang tertiuip angin (m}^2\text{)} \\ &= 1500 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah haluan ($\alpha=0^\circ$) (lihat persamaan 3.12)

$$\begin{aligned} R_w &= 0,42 Q_a A_w \\ &= 0,42 \times 39,75 \times 1500 \\ &= 24806,25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Gaya longitudinal apabila angin datang dari arah buritan ($\alpha=180^\circ$) (lihat persamaan 3.13)

$$\begin{aligned} R_w &= 0,5 Q_a A_w \\ &= 0,5 \times 39,75 \times 1500 \\ &= 29531,25 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Gaya lateral apabila angin datang dari arah lebar ($\alpha=90^\circ$) (lihat persamaan 3.14)

$$\begin{aligned} R_w &= 1,1 Q_a A_w \\ &= 1,1 \times 39,75 \times 1500 \\ &= 65587,5 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Dari ketiga gaya tersebut dipilih gaya yang terbesar yaitu

$$65587,5 \text{ Kg} = 65,5875 \text{ t.}$$

3. Beban akibat arus

Seperti halnya angin, arus yang bekerja pada bagian kapal yang terendam air juga akan menyebabkan terjadinya gerakan pada kapal yang kemudian diteruskan pada dermaga dan alat penambat. Besar gaya yang ditimbulkan oleh arus diberikan oleh persamaan berikut ini.

- a. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah haluan (lihat persamaan 3.16)

$$R_f = 0,14 S V^2$$

- b. Gaya tekanan karena arus yang bekerja dalam arah sisi kapal (lihat persamaan 3.17)

$$R_f = \frac{1}{2} \rho C V^2 B'$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} R_f \text{ dalam arah haluan} &= 0,14 \times 399,28 \times 0,1595^2 \\ &= 1,4221 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_f \text{ dalam arah sisi kapal} &= \frac{1}{2} \times 104,5 \times 1 \times 0,1595^2 \times 3261,2 \\ &= 4334,96 \text{ Kgf} \end{aligned}$$

dari kedua nilai diatas dipilih nilai yang terbesar yaitu :

$$4334,96 \text{ Kgf} = 4,2508 \text{ t}$$

4. Beban tarikan kapal

Berdasarkan tabel 3.1 didapat gaya tarikan kapal sebesar 100 ton

5. Gaya akibat gempa

Bangunan pelabuhan termasuk dalam kategori bangunan khusus, maka besaran koefisien gempa harus dihitung 2 kali dari koefisien gempa dasar.

Besarnya gaya gempa dapat dihitung pada persamaan 3.18 di bawah ini :

$$V = C \cdot I \cdot K \cdot W_t$$

dengan :

$$C = 0,05 \cdot 2 = 0,1 \quad ; \quad I = 1,5 \quad ; \quad K = 1$$

$$W_t = 5410 \text{ t}$$

$$V = 0,1 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 5410 = 811,5 \text{ t}$$

Gaya gempa tersebut bekerja pada setiap joint pondasi pada sisi luar dermaga (7 joint). Sehingga besarnya gaya gempa pada setiap joint adalah $811,5 / 7 = 115,9285 \text{ ton}$.

Jadi secara keseluruhan gaya-gaya lateral yang bekerja pada dermaga adalah sebagai berikut :

1. Benturan Kapal

a. Akibat energi benturan kapal saat berlabuh	= 14,454 ton
b. Akibat gaya angin yang bekerja saat kapal berlabuh	= 65,5875 ton
c. Akibat arus yang bekerja saat kapal berlabuh	= 4,2508 ton
Total	= 84,2938 ton

2. Gaya tarikan kapal = 100 ton

3. Gaya akibat gempa = 115,9285 ton

Gaya benturan kapal bekerja pada sisi panjang dermaga yang kemudian diteruskan pada konstruksi pondasi. Sedangkan gaya tarikan kapal bekerja pada bollard yang dipasang pada sisi panjang dermaga, dan kemudian diteruskan pada konstruksi pondasi. Gaya akibat gempa ditinjau bekerja hanya pada sisi panjang dermaga, sehingga gaya akibat gempa total dibagi dengan jumlah pondasi tiang pada sisi panjang dermaga.

4.4 Asumsi-asumsi yang digunakan

Pada perencanaan ulang pondasi tiang dermaga, menggunakan asumsi-asumsi untuk memudahkan atau menyederhanakan perhitungan. Asumsi-asumsi yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. dalam perhitungan analisis struktur menggunakan program SAP 90. Diasumsikan pondasi tiang mempunyai tumpuan jepit-sendi, dengan tumpuan sendi diambil 2 m ke bawah dari elevasi permukaan tanah, dan tumpuan jepit pada ujung atas pondasi tiang,
2. perhitungan kekuatan bahan pondasi tiang diasumsikan pondasi sebagai kolom dengan tumpuan jepit-sendi,
3. perhitungan daya dukung, pondasi tiang diasumsikan bekerja sebagai pondasi tiang tunggal. Hal ini disebabkan jarak antar pondasi tiang $\geq 3D$ dan berlainan satu sama lain. Jadi perhitungan daya dukung menggunakan metode atau persamaan-persamaan daya dukung tiang tunggal,
4. pada perhitungan penurunan pondasi tiang karena kondisi asli dermaga dengan panjang pondasi tiang dan elevasi permukaan tanah yang tidak seragam, maka kondisi disederhanakan menjadi dua kondisi. Kondisi pertama elevasi permukaan tanah dibuat seragam dengan elevasi $-7,5$ m dan panjang tiang 35 m (gambar 4.2). Pada kondisi kedua elevasi permukaan sama dengan kondisi pertama dan panjang tiang 46 m (gambar 4.3),
5. perhitungan daya dukung, kekuatan bahan pondasi tiang, gaya gesekan negatif, penurunan pondasi tiang, kapasitas tarik pondasi tiang dibedakan menjadi dua berdasarkan panjang pondasi tiang yaitu dengan panjang tiang 35 m dan 46 m.

4.5 Dimensi Pondasi Tiang

Pada perhitungan ulang dicoba diameter tiang baru yaitu 711,2 mm dengan karakteristik tiang dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

Tabel 4.1. Dimensi Tiang Baja (sumber : Tabel dari JIS)

No. Tiang	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
Diameter (mm)	711,2	711,2	711,2	711,2	711,2
Ketebalan (mm)	12	9	9	12	9
A (cm ²)	263,6	198,5	198,5	263,6	198,5
I (cm ⁴)	161	122	122	161	122
Z (cm ³)	4.530	3.440	3.440	4.530	3.440
r(cm)	24,7	24,8	24,8	24,7	24,8
β (m ⁻¹)	0,01134	0,011178	0,011178	0,01134	0,011178
h (m)	13,15	12,17	11,20	10,20	9,38
h/r	53,23	49,07	45,16	41,29	37,82
σ_{ca} (kg/cm ²)	1.178	1.208	1.237	1.265	1.291
Kelas	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400
σ_{ba} (kg/cm ²)	1.400	1.400	1.400	1.400	1.400

Untuk lebih jelas dapat di lihat keterangan pada tabel 1.1.

4.6 Kontrol Terhadap Tegangan Ijin

Perhitungan yang digunakan untuk menghitung besarnya momen yang terjadi akibat gaya dari luar adalah metode perhitungan dengan program SAP 90.

Tabel 4.2. Gaya normal, momen dan kontrol terhadap tegangan ijin

Beban		No. Tiang				
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
Normal	M (t.m)	0.8203	0.1308	0.1179	0.0711	1.0064
	N (t)	255.2856	183.3602	209.0685	184.9416	162.7890
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} \leq 1$	0.70716	0.66312	0.75568	0.5024	0.6083
Gempa	M (t.m)	0.8539	0.1724	0.4534	0.1258	1.0774
	N (t)	290.5636	210.1415	233.7538	205.9749	187.4649
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} \leq 1$	0.818	0.7603	0.8447	0.58009	0.6988
Tubrukan Kapal	M (t.m)	3.7544	4.9438	7.2315	11.4868	43.6792
	N (t)	291.6634	209.9662	235.4557	213.5867	177.3115
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} \leq 1$	0.86	0.87	0.907	0.7787	0.983
Tarikan Kapal	M (t.m)	3.5834	2.7056	4.0862	6.9878	24.3310
	N (t)	289.9103	210.2457	232.7742	201.4584	193.4871
	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} \leq 1$	0.845	0.8165	0.8465	0.66567	0.943

Keterangan : $\sigma_c = \frac{M}{Z}$ $\sigma_b = \frac{N}{A}$

Diambil contoh hitungan untuk pondasi nomor 2 akibat beban tarikan kapal :

Didapatkan dari SAP 90 :

$$M = 2,7056 \text{ t.m}$$

$$N = 210,2457 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \frac{M}{Z} \\ &= \frac{2,7056 \cdot 10^5}{3440} = 78,6511\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{N}{A} \\ &= \frac{210,2457 \cdot 10^3}{198,5} = 1059,172\end{aligned}$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}'} = \frac{78,6511}{1178} = 0,06$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}'} = \frac{1059,172}{1400} = 0,756$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}'} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}'} = 0,8165 \leq 1 \text{ (aman)}$$

4.7 Perhitungan Kekuatan Pondasi Tiang

Perhitungan kekuatan tiang tanpa ada momen lentur, berdasarkan pada PPBBI (1987). Batang tekan digolongkan menjadi tiga, yaitu kolom pendek, kolom sedang dan kolom langsing. Untuk menghitung angka kelangsingan kolom digunakan persamaan 3.19.

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4 ($l = 46 \text{ m}$)

$$\lambda = \frac{lk}{i}$$

$lk = k \cdot l$ $k = 0,8$ (jepit-sendi) (sumber PPBBI 1987):

$$= 0,8 \cdot 4600 = 3680 \text{ cm}$$

$$I = 161.10^3 \text{ cm}^4 \quad A = 263,6 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{161.10^3}{263,6}} = 24,713 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{3680}{24,7138} = 148,904 \text{ cm}$$

Angka kelangsingan batas (λ_g) dihitung berdasarkan persamaan 3.20 Sebagai berikut :

$$\lambda_g = \pi \sqrt{\frac{E}{0,7\sigma_y}}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_g = \pi \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^6}{0,7 \cdot 2500}} = 108,77270$$

$$\lambda_s = \frac{\lambda}{\lambda_g}$$

$$= \frac{148,90467}{108,77270} = 1,36895$$

Berdasarkan nilai λ_s maka digolongkan kedalam kolom panjang ($\lambda_s \geq 1$).

Maka faktor tekuk dihitung berdasarkan persamaan 3.24

$$\begin{aligned} \omega &= 2,381 \cdot \lambda_s^2 \\ &= 2,381 \cdot 1,36895^2 = 4,462051 \end{aligned}$$

Untuk menjamin stabilitas kolom dalam segala hal kolom harus memenuhi syarat seperti persamaan 3.21 berikut ini :

$$\omega \cdot \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

sehingga

$$P = \frac{\sigma_{ijin} \cdot A}{\omega}$$

$$= \frac{1400.263,6}{4,462051} = 82706,3608 \text{ Kg} = 82,7063608 \text{ ton}$$

Jadi kekuatan pondasi tiang nomor 1 dan 4 berdasarkan dari tinjauan kekuatan bahan = 82,7063608 ton.

2. Pondasi tiang nomor 2,3, dan 5 ($l=35 \text{ m}$)

$$\lambda = \frac{lk}{i}$$

$lk = k \cdot l$; $k = 0,8$ (jepit-sendi) (sumber : PPBBI 1987):

$$= 0,8 \cdot 3500 = 2800 \text{ cm}$$

$$I = 122.10^3 \text{ cm}^4 \quad A = 198,5 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{122.10^3}{198,5}} = 24,791 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2800}{24,7913} = 112,942 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \pi \sqrt{\frac{2,1.10^6}{0,7.2500}} = 108,77270$$

$$\lambda_s = \frac{\lambda}{\lambda_g}$$

$$= \frac{112,9428}{108,77270} = 1,038337$$

Berdasarkan nilai λ_s maka digolongkan kedalam kolom panjang ($\lambda_s \geq 1$).

Maka faktor tekuk dihitung berdasarkan persamaan 3.24.

$$\begin{aligned}\omega &= 2,381 \cdot \lambda_s^2 \\ &= 2,381 \cdot 1,038337^2 = 2,567\end{aligned}$$

Untuk menjamin stabilitas kolom dalam segala hal kolom harus memenuhi syarat seperti persamaan 3.21 berikut ini :

$$\omega \cdot \frac{P}{A} < \sigma_{ijin}$$

sehingga

$$\begin{aligned}P &= \frac{\sigma_{ijin} \cdot A}{\omega} \\ &= \frac{1400 \cdot 198,5}{2,567} = 108258,667 \text{ Kg} = 108,258667 \text{ ton}\end{aligned}$$

Jadi kekuatan pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 berdasarkan dari tinjauan kekuatan bahan = 108,258667 ton.

Kekuatan pondasi tiang berdasarkan dari tinjauan bahan adalah :

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4 = 82,7063608 ton.
2. Pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 = 108,258667 ton.

Beban yang diterima oleh setiap tiang diberikan oleh persamaan $P = \frac{V}{n}$ dengan :

V = beban vertikal dan berat struktur,

n = jumlah tiang.

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$\text{Berat dermaga (poer)} = 0,6 \cdot 25 \cdot 25 \cdot 2,45 = 918,75 \text{ ton}$$

$$\text{Beban aksial pondasi nomor 1} = 157,26 \text{ ton}$$

$$\text{Beban aksial pondasi nomor 4} = 119,01 \text{ ton}$$

$$V = 918,75 + 157,26 + 119,01 = 1195,02 \text{ ton (sumber : Design Report)}$$

$$P = \frac{1195,02}{35} = 34,1434 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat pada pondasi tiang} &= P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}} \\ &= 34,1434 \text{ ton} \leq 82,706368 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

2. Pondasi tiang nomor 2,3, dan 5

$$\text{Berat dermaga (poer)} = 918,75 \text{ ton}$$

$$\text{Beban vertikal} = 2705,00 \text{ ton}$$

$$V = 918,75 + 2705,00 = 3623,75 \text{ ton}$$

$$P = \frac{3623,75}{35} = 103,5357 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat pada pondasi tiang} &= P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}} \\ &= 103,5357 \text{ ton} \leq 108,258667 \text{ ton (aman)} \end{aligned}$$

4.8 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

4.8.1 Daya dukung tiang tunggal

1. Daya dukung ujung pondasi tiang

Sebagian besar tanah pada kedudukan di mana pondasi tiang dipancangkan adalah tanah lempung. Pada kedalaman ujung pondasi tiang, tanah lempung mempunyai karakteristik sebagai berikut :

- a. kohesi (C) : 15 t/m^2 ,
- b. berat satuan jenuh (γ_{sat}) : $1,8 \text{ t/m}^3$,
- c. berat satuan efektif (γ') : $0,8 \text{ t/m}^3$.

sehingga daya dukung ujung tiang dihitung dengan menggunakan persamaan 3.26, untuk daya dukung ujung tiang pada tanah lempung.

$$Q_p = A_p \cdot C_u \cdot N_c$$

$$D = 711,2 \text{ mm} = 0,7112 \text{ m}$$

$$A_p = 0,25 \pi 0,7112^2 = 0,3970 \text{ m}^2.$$

$$N_c = 9 \text{ (berdasarkan gambar 3.4)}$$

$$Q_p = 0,3970 \cdot 15 \cdot 9 = 53,60273 \text{ t.}$$

Jadi besarnya daya dukung ujung pondasi tiang tunggal sebesar 53,60273 t

2. Daya dukung selimut tiang

Daya dukung selimut tiang ditentukan dengan persamaan 3.27 dan 3.36 berikut ini :

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

$$f = \alpha \cdot C_u.$$

a. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$D = 711,2 \text{ mm} = 0,7112 \text{ m} \quad r = 0,3556 \text{ m}$$

$$K_{ell} = 2 \cdot \pi \cdot 0,3556 = 2,233 \text{ m}$$

1) Lapisan 1 (ketebalan lapisan 20 m)

$$C_u = 2,5 \text{ t/m}^2 = 0,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 1 \text{ (berdasarkan gambar 3.7)}$$

$$f = 2,5 \cdot 1 = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = 2,233 \cdot 20 \cdot 2,5 = 111,65 \text{ ton}$$

2) Lapisan 2 (ketebalan lapisan 2 m)

$$C_u = 9,8 \text{ t/m}^2 = 0,98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,3 \text{ (berdasarkan gambar 3.7)}$$

$$f = 0,3 \cdot 9,8 = 2,94 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = 2,233 \cdot 2 \cdot 2,94 = 13,13 \text{ ton}$$

3) Lapisan 3 (ketebalan lapisan 21)

$$C_u = 15 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,25 \text{ (berdasarkan gambar 3.7)}$$

$$f = 15 \cdot 0,25 = 3,75 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = 2,233 \cdot 21 \cdot 3,75 = 175,86198 \text{ ton}$$

b. Pondasi tiang nomor 2,3, dan 5

Pada lapisan 1 dan 2 daya dukung selimut tiang sama dengan daya dukung selimut tiang pada pondasi nomor 1 dan 4.

Lapisan 3 (ketebalan lapisan 10 m)

$$C_u = 15 \text{ t/m}^2 = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0,25 \text{ (berdasarkan gambar 3.7)}$$

$$f = 15 \cdot 0,25 = 3,75 \text{ t/m}^2$$

$$Q_s = 2,233 \cdot 10 \cdot 3,75 = 83,7438 \text{ ton}$$

Jadi daya dukung selimut tiang total yaitu :

1. Pondasi nomor 1 dan 4

$$Q_{s \text{ total}} = 111,65 + 13,13 + 175,8619 = 300,64198 \text{ ton}$$

2. Pondasi nomor 2,3, dan 5

$$Q_{s \text{ total}} = 111,65 + 13,13 + 83,7438 = 208,52380 \text{ ton}$$

Daya dukung ultimit $Q_u = Q_p + Q_s$

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$Q_u = 53,60273 + 300,64198 = 354,24471 \text{ ton}$$

2. Pondasi tiang nomor 2,3, dan 5

$$Q_u = 53,60273 + 208,52380 = 262,12653 \text{ ton}$$

4.8.2 Daya dukung kelompok tiang

Pada kondisi ini, kelompok tiang berada pada tanah lempung, maka tidak ada perhitungan efisiensi tiang.

Perhitungan daya dukung pondasi kelompok tiang sama dengan daya dukung pondasi tiang tunggal dikalikan dengan jumlah pondasi tiang. Hal ini dikarenakan jarak antar tiang yang berlainan satu sama lain dan jarak antar tiang $(s) \geq 3D$.

Perhitungan daya dukung kelompok tiang :

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4 (jumlah tiang = 14 tiang)

$$\begin{aligned} Q_u &= 354,24471 \text{ ton} \\ &= 354,2447 \cdot 14 = 4959,72594 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Pondasi tiang no. 2,3, dan 5 (jumlah tiang = 21 tiang)

$$\begin{aligned} Q_u &= 262,12653 \text{ ton} \\ &= 262,12653 \cdot 21 = 5504,65713 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung kelompok tiang adalah} &= 4959,72594 + 5504,65713 \\ &= 10464,38307 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.9 Perhitungan Gesekan Negatif (*Negative Skin Friction*)

Perhitungan gesekan negatif menggunakan metode β , dengan harga β tergantung dari jenis tanah. Besarnya harga β dapat dilihat pada tabel 3.2.

Besarnya gaya gesekan negatif adalah sebagai berikut ini :

1. Pondasi No. 1 dan No. 4 (panjang tiang 46 m)

$$P_N = f \cdot p \cdot h$$

p = keliling tiang pancang,

$$D = 0,7112 \text{ m} \quad r = 0,3556 \text{ m},$$

$$p = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,3556 = 2,2332 \text{ m},$$

$$f = \beta \cdot \sigma_v' \text{ (lihat persamaan 3.47),}$$

σ_v' = tegangan vertikal efektif.

Perhitungan tegangan vertikal efektif tanah pada setiap lapisan adalah sebagai berikut :

a. lapisan 1

Kedalaman (-3m) – (-23m), ketebalan lapisan 20 m.

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 20 \cdot 0,56 \\ &= 11,2 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. lapisan 2

Kedalaman (-23m)-(-25m), ketebalan lapisan 2m

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 2 \cdot 0,8 \\ &= 1,6 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

c. lapisan 3

Kedalaman (-25 m) – (-46 m), ketebalan lapisan 21 m.

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 21 \cdot 0,8 \end{aligned}$$

$$= 16,8 \text{ t/m}^2$$

Gaya gesekan negatif masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

a. lapisan 1

$$f = 0,25 \cdot 11,2$$

$$= 2,8 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = 2,8 \cdot 2,2332 \cdot 20$$

$$= 125,0592 \text{ t}$$

b. lapisan 2

$$f = 0,25 \cdot 1,6$$

$$= 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = 0,4 \cdot 2,2332 \cdot 2$$

$$= 1,78656 \text{ t}$$

c. lapisan 3

$$f = 0,25 \cdot 16,8$$

$$= 4,2 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = 4,2 \cdot 2,2332 \cdot 21$$

$$= 196,96824 \text{ t}$$

Gaya gesekan negatif total = $125,0592 + 1,78656 + 196,96824 = 323,814 \text{ ton}$

2. Pondasi nomor 2,3 dan 5 (panjang tiang 35 m)

$$P_N = f \cdot p \cdot h$$

p = keliling tiang pancang,

$$D = 0,7112 \text{ m} \quad r = 0,3556 \text{ m},$$

$$p = 2 \cdot 3,14 \cdot 0,3556 = 2,2332 \text{ m},$$

$$f = \beta \cdot \sigma_v' \text{ (lihat persamaan 3.37),}$$

σ_v' = tegangan vertikal efektif.

Perhitungan tegangan vertikal efektif tanah pada setiap lapisan adalah sebagai berikut :

a. lapisan 1

Kedalaman (-3m) – (-23m), ketebalan lapisan 20 m.

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 20 \cdot 0,56 \\ &= 11,2 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

b. lapisan 2

Kedalaman (-23m)-(-25m), ketebalan lapisan 2m

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 2 \cdot 0,8 \\ &= 1,6 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

c. lapisan 3

Kedalaman (-25 m) – (-35 m), ketebalan lapisan 10 m.

$$\begin{aligned} \sigma_v' &= h \cdot \gamma' \\ &= 10 \cdot 0,8 = 8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Gaya gesekan negatif masing – masing lapisan tanah adalah sebagai berikut :

a. lapisan 1

$$\begin{aligned} f &= 0,25 \cdot 11,2 \\ &= 2,8 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_N = 2,8 \cdot 2,2332 \cdot 20$$

$$= 125,0592 \text{ t}$$

b. lapisan 2

$$f = 0,25 \cdot 1,6$$

$$= 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = 0,4 \cdot 2,2332 \cdot 2$$

$$= 1,78656 \text{ t}$$

c. lapisan 3

$$f = 0,25 \cdot 8$$

$$= 2 \text{ t/m}^2$$

$$P_N = 2 \cdot 2,2332 \cdot 10$$

$$= 44,664 \text{ t}$$

Gaya gesekan negatif total = $125,0592 + 1,78656 + 44,664 = 171,5098 \text{ ton}$.

4.10 Tinjauan Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada dermaga peti kemas adalah gaya akibat benturan kapal, gaya akibat tarikan kapal dan gaya akibat gempa. Perhitungan kapasitas momen ultimit akibat gaya lateral menggunakan metode Broms.

Dalam perhitungan pondasi tiang yang dibebani lateral di samping kondisi kepala tiang, umumnya tiang dibedakan perilakunya atas pondasi tiang pendek dan pondasi tiang panjang. Kriteria penentuan tiang pendek dan tiang panjang menggunakan persamaan 3.49 dan 3.50 sebagai berikut ini :

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{KD}}$$

$$K = \frac{K_s}{1,5}$$

Nilai K_s ditentukan berdasarkan nilai kuat geser *undrained* (C_u) yang terdapat pada tabel 3.3.

$$K_s = 1,2$$

$$K = \frac{1,2}{1,5} = 0,8$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 161 \cdot 10^3 \quad D = 711,2 \text{ mm} = 71,12 \text{ cm}$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 161 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 71,12}}$$

$$= 277,6456 \text{ cm} = 2,776456 \text{ m}$$

$$L = 46 \text{ m}$$

$$L \geq 3,5 \cdot 2,776456 = 9,71756 \text{ m}$$

Berdasarkan tabel 3.4, dengan nilai tersebut diatas maka tiang termasuk tiang panjang atau tiang elastis.

Metode Broms untuk tiang panjang dengan kondisi kepala tiang terjepit yang tertanam dalam tanah lempung menggunakan persamaan 3.74 dan 3.75.

$$H_u = \frac{2M_y}{1,5D + 0,5X_0}$$

$$X_0 = \frac{H_u}{9 \cdot C_u \cdot D}$$

Diambil perhitungan tinjauan akibat gaya tubrukan kapal pada pondasi no.5.

$$M_y = 43,6792 \text{ t.m} \quad C_u = 2,5 \text{ t/m}^2 \quad D = 0,7112 \text{ m}$$

$$H_u = \frac{2.43,6792}{1,5.0,7112 + 0,5X_0}$$

$$X_0 = \frac{H_u}{9.2,5.0,7112}$$

$$H_u = \frac{87,3584}{1,0668 + 0,5 \frac{H_u}{9.2,5.0,7112}}$$

$$= \frac{87.3584}{\frac{17,0709336 + 0,5H_u}{16,002}}$$

sehingga didapat persamaan :

$$0,5H_u^2 + 17,0709336H_u - 1397,9091168 = 0$$

didapat :

$$H_{u1} = 38,492 \text{ ton (yang diperhitungkan)}$$

$$H_{u2} = -12.6538 \text{ ton}$$

Untuk menghitung M_u dicari pada Gambar 3.13.b

$$H_u = 38,492 \text{ ton}$$

$$\frac{H_u}{C_u D^2} = \frac{38,492}{2,5.0,7112} = 30,440$$

dengan nilai tersebut dari Gambar 3.13.b didapat nilai $\frac{M_u}{C_u D^3} = 50$

maka $M_u = 44,966 \text{ t m}$

Jadi kapasitas momen ultimit pondasi tiang no. 5 akibat benturan kapal = 44,966 t m.

Hasil hitungan M_y , H_u , dan M_u untuk semua pondasi tiang dipresentasikan

Tabel 4.3 di bawah ini :

Tabel 4.3. M_y , H_u , dan M_u dengan metode Broms

		No. Tiang				
		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
Normal	M_y (tm)	0,8203	0,1308	0,0719	0,0711	1,0064
	H_u (ton)	1,474	0,2434	0,134	0,132	1,703
	M_u (tm)	3,4174	3,4174	3,4174	3,4174	3,4174
Gempa	M_y (tm)	0,8539	0,1724	0,1534	0,5024	1,0074
	H_u (ton)	1,532	0,3202	0,285	0,9173	1,902
	M_u (tm)	3,4174	3,4174	3,4174	3,4174	3,4174
Tubrukan kapal	M_y (tm)	3,7544	4,9450	7,2315	11,4068	43,6792
	H_u (ton)	5,988	6,389	10,393	14,97	38,492
	M_u (tm)	4,497	4,497	8,0938	13,489	44,966
Tarikan kapal	M_y (tm)	5,5834	2,7056	2,7056	6,9878	24,3316
	H_u (ton)	5,7497	4,483	4,483	10,1093	25,9267
	M_u (tm)	5,777	3,4174	3,4174	7,1945	31,476

Syarat suatu pondasi tiang aman terhadap gaya-gaya lateral yang terjadi, adalah jika M_y lebih kecil dari M_u ($M_y < M_u$). M_y (Momen yang terjadi) didapat dari perhitungan struktur dengan program SAP 90, sedangkan M_u (momen ultimit) didapat dari perhitungan dengan menggunakan metode Broms.

4.11 Penurunan Pondasi Tiang

Penurunan pondasi tiang pada tanah kohesif terdiri atas dua komponen yaitu:

1. Penurunan seketika (*short term settlement*)

Untuk menghitung penurunan kelompok tiang yang terjadi segera/seketika setelah beban bekerja, terlebih dahulu dihitung penurunan pondasi tiang tunggal digunakan metode empiris seperti pada persamaan 3.76.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

a. Pada perhitungan pondasi tiang tunggal dibedakan menjadi 2, menurut kedalaman pondasi tiang atau panjang tiang.

1) Penurunan pada pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$D = 0,7112 \text{ m}$$

$$A_p = 263,6 \text{ cm}^2 = 0,02636 \text{ m}^2$$

$$L = 46 \text{ m}$$

$$E_p = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 2,1 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = 354,24471 \text{ ton}$$

$$S = \frac{0,7112}{100} + \frac{354,24471 \cdot 46}{0,02636 \cdot 2,1 \cdot 10^7} = 0,036549 \text{ m} = 3,6549 \text{ cm}$$

2) Penurunan pada pondasi tiang nomor 2,3 dan 5

$$D = 0,7112 \text{ m}$$

$$A_p = 198,5 \text{ cm}^2 = 0,01985 \text{ m}^2$$

$$L = 35 \text{ m}$$

$$E_p = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 2,1 \cdot 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$Q_p = 262,12653 \text{ ton}$$

$$S = \frac{0,7112}{100} + \frac{262,12653 \cdot 35}{0,01985 \cdot 2,1 \cdot 10^7} = 0,02912 \text{ m} = 2,912 \text{ cm}$$

Dari hasil kedua perhitungan di atas dipilih penurunan pada pondasi pondasi tiang nomor 2,3, dan 5 karena nilai penurunannya lebih kecil.

- b. Untuk menghitung kelompok tiang digunakan metode Vesic seperti pada persamaan 3.77.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$S = 2,912 \text{ cm} = 0,02912 \text{ m}$$

$$B_g = 20,5 \text{ m}$$

$$D = 0,7112 \text{ m}$$

$$S_g = 0,02912 \sqrt{\frac{20,5}{0,7112}} = 0,15634 \text{ m} = 15,634 \text{ cm}$$

Maka besar penurunan seketika (*short term settlement*) kelompok tiang sebesar 15,634 cm

2. Penurunan jangka panjang

Penurunan konsolidasi pondasi tiang, dihitung berdasarkan pada konsolidasi normal yang dapat dilihat pada persamaan 3.79 berikut ini :

$$S_g = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right)$$

dengan :

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1 + e} \cdot \gamma_w$$

$$\gamma' = 0,8 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad G_s = 2,71 \text{ t/m}^3 \quad ; \quad \gamma_w = 0,981 \text{ t/m}^3$$

maka :

$$0,8 = \frac{2,71 - 1}{1 + e} \cdot 0,981$$

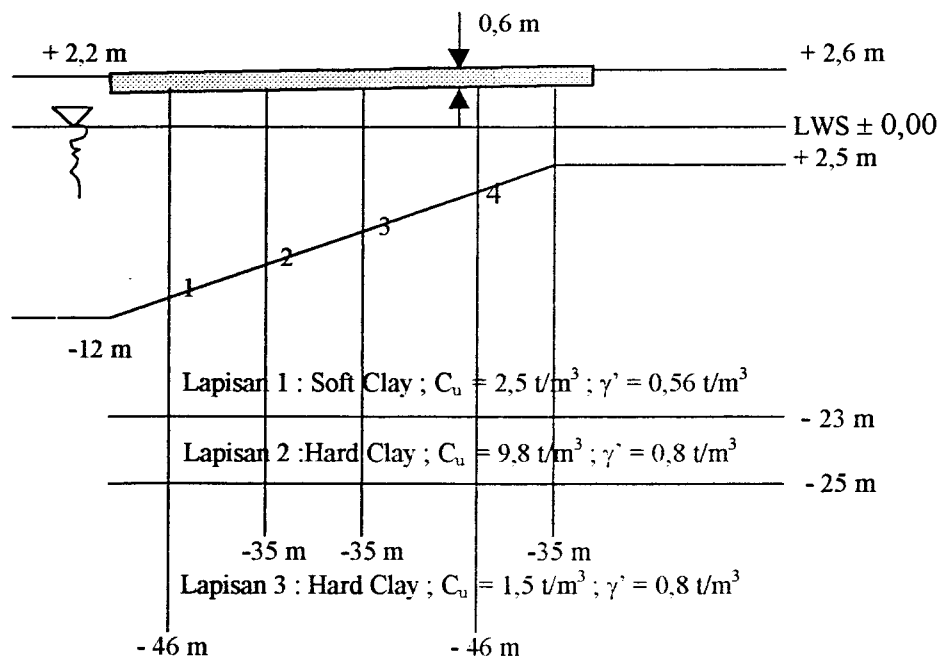
$$e_o = 1,0968$$

$$C_c = 0,009 (L_L - 10) \text{ (lihat persamaan 3.80)}$$

$$= 0,009 (111,40 - 10)$$

$$= 0,9126$$

Gambar tampang melintang pondasi dermaga kondisi asli:



Gambar 4.1. Tampang melintang pondasi tiang dalam kondisi asli

Keterangan :

Elevasi kemiringan tanah :

$$1 = - 10,787 \text{ m}$$

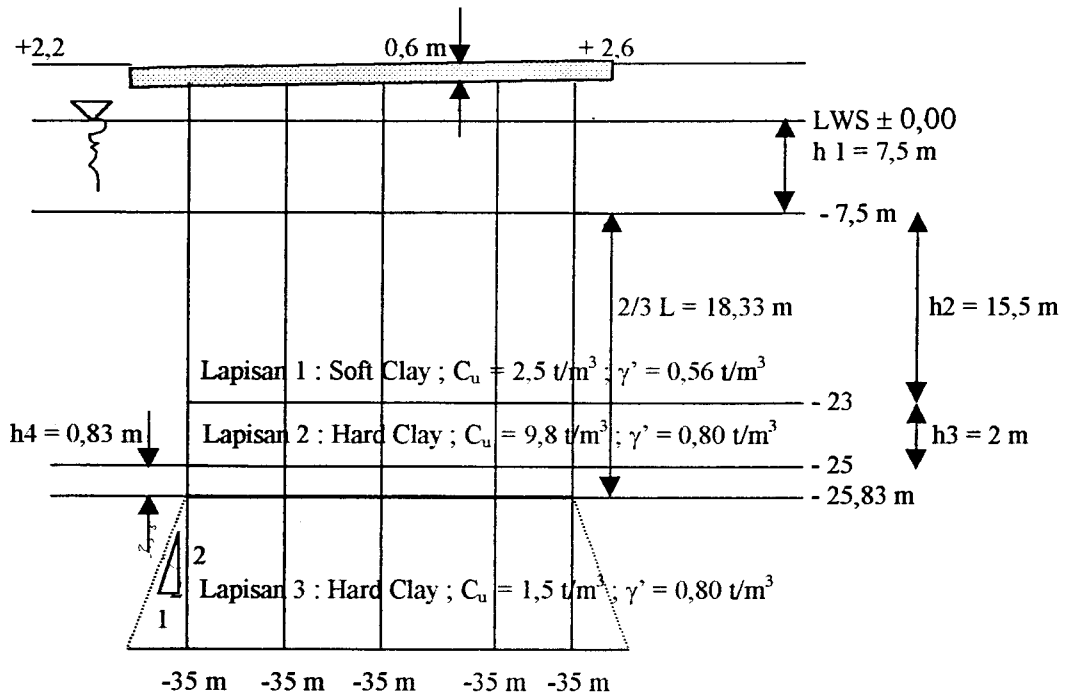
$$2 = - 8,645 \text{ m}$$

$$3 = - 6,503 \text{ m}$$

$$4 = - 4,32 \text{ m}$$

Untuk memudahkan perhitungan maka diasumsikan kedalaman elevasi tanah rata-rata - 7,5 m dan di ambil solusi panjang tiang 35 m dan 46 m.

1. Solusi 1 (diambil panjang tiang keseluruhan 35 m)



Gambar 4.2. Tampang melintang pondasi tiang dengan asumsi panjang tiang 35 m

$$S_g = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right)$$

$$P_o' = h_1 \cdot \gamma_w + h_2 \cdot \gamma' + h_3 \cdot \gamma' + h_4 \cdot \gamma'$$

$$= 7,5 \cdot 0,981 + 15,5 \cdot 0,56 + 2 \cdot 0,8 + 0,83 \cdot 0,8$$

$$= 18,3015 \text{ t/m}^2$$

$$A' = (B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2$$

$$= (20,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 9,167)^2$$

$$= 880,1308 \text{ m}^2$$

$$P = 5686,27 \text{ ton}$$

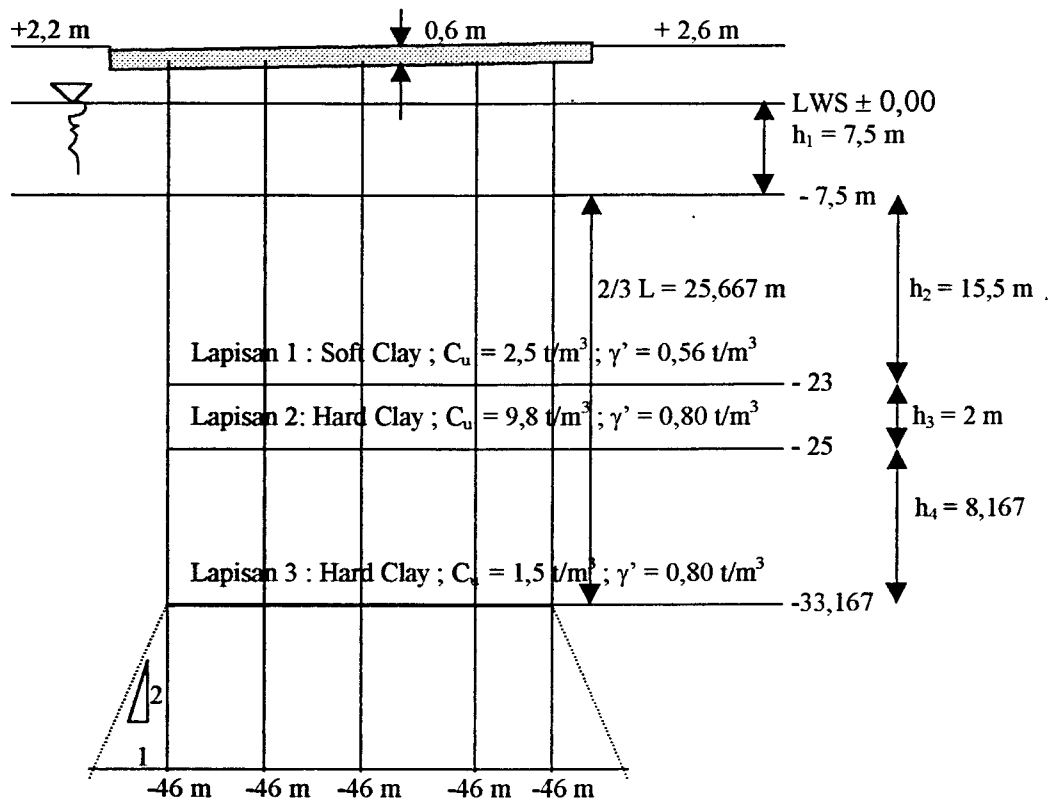
$$\Delta P = \frac{P}{A'} = \frac{5686,27}{880,1308} = 6,46 \text{ t/m}^2$$

$$S_g = \frac{0,9126 \cdot 9,167}{1 + 1,0968} \log \frac{18,3015 + 6,46}{18,3015}$$

$$= 3,989 \cdot 0,131$$

$$= 0,52 \text{ m}$$

2. Solusi 2 (diambil panjang tiang keseluruhan 46 m)



Gambar 4.3. Tampang melintang pondasi tiang dengan asumsi panjang tiang 46 m

$$S_g = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \right)$$

$$P_o' = h_1 \cdot \gamma_w + h_2 \cdot \gamma' + h_3 \cdot \gamma' + h_4 \cdot \gamma'$$

$$= 7,5 \cdot 0,981 + 15,5 \cdot 0,56 + 2 \cdot 0,8 + 8,167 \cdot 0,8$$

$$= 24,1711 \text{ t/m}^2$$

$$A' = (B + 2 \tan \alpha \cdot z)^2$$

$$= (20,5 + 2 \cdot 0,5 \cdot 12,833)^2$$

$$= 1111,0888 \text{ m}^2$$

$$P = 5686,27 \text{ ton}$$

$$\Delta P = \frac{P}{A'} = \frac{5686,27}{1111,0888} = 5,117 \text{ t/m}^2$$

$$S_g = \frac{0,9126 \cdot 12,833}{1 + 1,0968} \log \frac{24,1711 + 5,117}{24,1711}$$

$$= 5,585 \cdot 0,083$$

$$= 0,465 \text{ m}$$

4.12 Kapasitas Tarik Pondasi Tiang

Perhitungan kapasitas tarik pondasi tiang, dibedakan menjadi dua berdasarkan panjang tiang. Pondasi tiang dermaga peti kemas menerima gaya tarik sebesar 100 ton. Perhitungan kapasitas tarik pondasi tiang berdasarkan persamaan 3.81 dan 3.82, sebagai berikut :

$$C_u = 2,5 \text{ t/m}^2 = 24,5098 \text{ kPa}$$

Maka α' dapat dihitung berdasarkan Tabel 3.5.

$$\alpha' = 0,715 - (0,0191 \cdot 24,5098) \text{ (karena } C_u \leq 27 \text{ kPa)}$$

$$= 0,2468$$

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$L = 46 \text{ m} \quad \alpha' = 0,2468$$

$$P = 4,466 \text{ m} \quad C_u = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$T = 46 \cdot 4,466 \cdot 0,2468 \cdot 2,5$$

$$= 126,754 \text{ t.}$$

$$W_p = 4,83 \text{ t}$$

$$T_u = 126,754 + 4,83 = 131,584 \text{ t.}$$

2. Pondasi tiang nomor 2,3 dan 5

$$L = 35 \text{ m} \quad p = 4,466 \text{ m}$$

$$\alpha' = 0,2468 \quad C_u = 2,5 \text{ t/m}^2$$

$$T = 35 \cdot 4,466 \cdot 0,2468 \cdot 2,5$$

$$= 96,44327 \text{ t.}$$

$$W_p = 5,41 \text{ t}$$

$$T_u = 96,44327 + 5,41 = 101,85327 \text{ t.}$$

Syarat suatu pondasi tiang aman terhadap gaya tarik adalah kapasitas tarik harus lebih besar dari gaya tarik yang bekerja.

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

Kapasitas tarik > gaya yang bekerja

$$131,584 \text{ ton} > 100 \text{ ton} \quad \text{aman !}$$

3. Pondasi tiang nomor 2,3 dan 5

Kapasitas tarik > gaya yang bekerja

$$101,853 \text{ ton} > 100 \text{ ton} \quad \text{aman !}$$

BAB V

PEMBAHASAN

5.1 Dermaga

Dermaga peti kemas merupakan salah satu fasilitas teknis yang sangat penting di Pelabuhan Tanjung Emas Semarang. Seperti halnya dermaga yang lain, dermaga peti kemas direncanakan untuk merapat dan menambatkan kapal yang akan melakukan bongkar muat barang. Dermaga selain menerima gaya vertikal juga menerima gaya lateral seperti gaya benturan kapal, gaya tarikan kapal, gaya akibat arus, gaya akibat angin dan gaya gempa.

Dimensi dermaga peti kemas direncanakan dengan lebar 25 m dan panjang 345 m. Dimensi tersebut direncanakan digunakan untuk merapat kapal dengan bobot mati 40000 (40000 DWT). Kapal tersebut mempunyai ukuran panjang 263 m dan lebar 32,2 m. Untuk mempermudah perhitungan, maka dermaga dibagi dalam blok berukuran 25 m x 25 m.

5.2 Pembebanan

Beban yang bekerja pada dermaga dibedakan menjadi dua, yaitu beban vertikal dan beban horisontal. Beban vertikal terdiri dari beban mati dan beban aksial. Beban mati terdiri dari berat sendiri struktur dan berat *Transfer Crane*. Beban aksial terdiri dari beban aksial akibat beban bergerak dan aksial akibat roda *Transfer Crane* pada pondasi nomor 1 dan 4.

Sedangkan beban akibat gaya lateral yang bekerja pada dermaga dibedakan menjadi tiga, yaitu beban akibat gaya benturan kapal, beban akibat gaya tarikan kapal dan beban akibat gaya gempa. Beban akibat gaya benturan kapal dibedakan menjadi tiga.

Pertama adalah gaya benturan kapal akibat energi benturan kapal saat akan berlabuh, yaitu sebesar 14,454 ton. Yang kedua adalah gaya benturan kapal akibat gaya angin yang bekerja pada saat kapal berlabuh, sebesar 65,5875 ton. Sedangkan yang ketiga adalah gaya benturan kapal akibat arus yang bekerja pada saat kapal berlabuh, sebesar 4,2508 ton. Beban akibat gaya benturan kapal secara keseluruhan adalah 84,2938 ton. Beban akibat gaya tarikan kapal sebesar 100 ton. Gaya tarikan kapal diambil sama dengan dengan perencanaan sebelumnya. Beban akibat gaya gempa adalah sebesar 115,9285 ton.

5.3 Karakteristik Tanah

Dermaga adalah suatu struktur yang ditopang oleh pondasi tiang yang bertumpu pada tanah pantai yang mempunyai karakteristik berbeda dari tanah pada umumnya. Dermaga peti kemas dibangun pada tanah lempung dengan nilai kohesi yang berubah sesuai dengan kedalaman. Karakteristik tanah lempung tersebut terbagi atas tiga lapisan, dari kedalaman -3m sampai dengan kedalaman -46 m. Pada lapisan pertama dengan ketebalan lapisan 20 m nilai kohesi berubah sesuai dengan persamaan $C_u = 0,2 + 0,115 \cdot Z$ (t/m^2).

Dengan Z adalah kedalaman atau elevasi tanah, nilai kohesi akan berubah sesuai dengan kedalaman. Untuk mempermudah perhitungan selanjutnya, maka diambil

nilai kedalaman -20 m, sehingga didapat nilai kohesi $C_u = 2,5 \text{ t/m}^2$. Pada lapisan ketiga nilai kohesi sebesar 15 t/m^2 .

Elevasi permukaan tanah berbeda – beda sesuai dengan kemiringan tanah asli. Kemiringan tanah asli dari -3m sampai dengan $-7,4$ m. Sedangkan kemiringan tanah yang sudah diperbaiki adalah dari $-2,5$ m sampai dengan -12 m. Kedalaman kolam dermaga direncanakan 12 m.

5.4 Pondasi Tiang

Pondasi merupakan bagian dari struktur dermaga yang berfungsi mendukung dan meneruskan beban ke tanah yang terletak dibawahnya. Pada perencanaan sebelumnya digunakan pondasi tiang baja (*steel pipe pile*) dengan diameter $812,8$ mm, tebal dinding 9 mm dan 12 mm. Pondasi tiang baja dipilih karena beban besar dan mudah disambung bilamana diperlukan panjang tiang yang cukup untuk mencapai kedalaman tiang yang diinginkan Untuk mengatasi masalah korosi karena pondasi tiang berada pada daerah pantai, maka diatasi dengan cara tiang dipertebal $2,25$ mm dan dilindungi dengan metode *cathodic protection*.

Pada topik penulisan ini, dicoba digunakan diameter pondasi tiang $711,2$ mm, tebal dinding 9 mm dan 12 mm, dengan bahan sama dengan perencanaan sebelumnya. Karakteristik pondasi tiang dengan diameter $711,2$ mm dapat dilihat pada tabel 4.1.

Pada perencanaan ulang, tidak mengubah jumlah dan susunan pondasi tiang. Hal ini dikarenakan jumlah pondasi tiang dan susunannya sudah optimal sesuai dengan dimensi dermaga yang direncanakan. Selain itu tujuan dari

perencanaan ulang ini adalah hanya untuk mendapatkan optimasi dimensi pondasi dermaga. Jumlah pondasi tiang 35 buah dengan susunan sesuai dengan gambar 1.2. Perencanaan pondasi tiang dibedakan menjadi dua berdasarkan panjang tiang, yaitu tiang nomor 1 dan 4 dengan panjang pondasi tiang 46 m dan pondasi tiang nomor 2,3, dan 5 dengan panjang pondasi tiang 35 m. Elevasi permukaan tanah pada setiap nomor pondasi berlainan sesuai dengan kemiringan tanah, seperti pada gambar 1.3.

5.5 Kontrol Terhadap Tegangan Ijin

Perhitungan mekanika struktur menggunakan program SAP 90 untuk mendapatkan momen yang terjadi dan gaya aksial yang bekerja pada masing – masing pondasi tiang. Rumus tegangan ijin yang digunakan adalah

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca'}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba'}} \leq 1 \text{ dengan } \sigma_c = \frac{M}{Z} \text{ dan } \sigma_b = \frac{N}{A} .$$

Perhitungan selanjutnya ditabelkan sesuai dengan nomor pondasi tiang dan gaya lateral yang terjadi. Pada perhitungan kontrol tegangan ijin digunakan profil pondasi tiang dengan diameter 711,2 mm. Dari hasil perhitungan yang telah dipresentasikan pada tabel 4.2, ternyata diameter pondasi tiang aman terhadap momen dan gaya aksial yang terjadi.

5.6 Perhitungan Kekuatan Pondasi Tiang

Perhitungan kekuatan pondasi tiang berdasarkan asumsi tanpa ada momen lentur. Kekuatan pondasi tiang yang didapat ditinjau dari segi bahan. Berdasarkan nilai λ_s sebesar 1,36895, maka pondasi tiang tergolong kolom panjang. Faktor

tekuk dihitung menggunakan persamaan 3.24, sehingga didapat nilai faktor tekuk sebesar 4,462057. Untuk menghitung nilai kekuatan pondasi tiang digunakan persamaan 3.21. Persamaan tersebut digunakan untuk menjamin stabilitas kolom dalam segala hal.

Perhitungan kekuatan pondasi tiang dibedakan menjadi dua berdasarkan panjang pondasi tiang, yaitu pondasi tiang nomor 1,4 dan nomor 2,3,5. Kekuatan pondasi tiang nomor 1,4 sebesar 82,7064 ton dan kekuatan pondasi tiang nomor 2,3,5 sebesar 108,2586 ton.

Sedangkan beban yang diterima oleh setiap tiang dibedakan menjadi dua, yaitu pondasi nomor 1,4 dan pondasi nomor 2,3,5. Beban yang diterima oleh pondasi nomor 1,4 adalah 34,1434 ton dan beban yang diterima oleh pondasi nomor 2,3,5 adalah 103,5375 ton.

Syarat suatu pondasi tiang adalah $P_{\text{yang terjadi}} \leq P_{\text{kekuatan bahan}}$

$$\text{Pondasi tiang nomor 1,4} = 34,1434 \leq 82,7064 \quad (\text{aman})$$

$$\text{Pondasi tiang nomor 2,3,5} = 103,537 \leq 108,2586 \quad (\text{aman})$$

5.7 Daya Dukung Pondasi Tiang Tunggal

5.7.1 Daya dukung ujung pondasi tiang

Karakteristik tanah pada ujung pondasi tiang adalah tanah lempung dengan kohesi sebesar 15 t/m^2 . Berdasarkan gambar 3.4, nilai N_c dapat ditentukan sebagai fungsi dari sudut gesek dalam, sehingga diperoleh nilai faktor daya dukung N_c sebesar 9. Daya dukung ujung dihitung menggunakan persamaan 3.26, yaitu persamaan daya dukung ujung pada tanah lempung. Didapat nilai daya dukung ujung sebesar 53,60273 ton.

5.7.2 Daya dukung selimut tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang dibedakan menjadi dua, berdasarkan kedalaman pondasi tiang. Yaitu daya dukung selimut pondasi tiang nomor 1,4 pada kedalaman - 46 m dan daya dukung selimut pondasi tiang nomor 2,3,5 pada kedalaman -35 m.

Perhitungan daya dukung selimut pondasi tiang menggunakan persamaan 3.27. Sedangkan untuk menghitung gesekan selimut digunakan metode Alpha (Tomlinson) seperti pada persamaan 3.36. Daya dukung selimut pondasi dihitung per lapisan tanah. Dengan setiap lapisannya mempunyai ketebalan, kohesi dan gaya gesek dinding yang berbeda. Besarnya daya dukung selimut pondasi tiang nomor 1,4 adalah 300,64198 ton. Sedangkan daya dukung pondasi selimut tiang nomor 2,3,5 adalah sebesar 208,52380 ton.

5.7.3 Daya dukung ultimit pondasi tiang tunggal

Perhitungan daya dukung ultimit menggunakan persamaan $Q_u = Q_p + Q_s$. Dengan Q_p adalah daya dukung ujung pondasi tiang dan Q_s adalah daya dukung selimut pondasi tiang.

1. Daya dukung ultimit pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$Q_u = 53,60273 + 300,64198 = 354,24471 \text{ ton}$$

2. Daya dukung ultimit pondasi tiang nomor 2,3, dan 5

$$Q_u = 53,60273 + 208,52380 = 262,12653 \text{ ton.}$$

Syarat aman pondasi tiang tunggal adalah memenuhi persamaan $Q_u > P_{\text{yang terjadi}}$.

1. Pondasi tiang nomor 1 dan 4

$$Q_u = 354,24471 \text{ ton}$$

$$P = 255,2856 \text{ ton}$$

$$354,24471 \text{ ton} > 255,2856 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{aman !}$$

2. Pondasi tiang nomor 2,3 dan 5

$$Q_u = 262,12653 \text{ ton}$$

$$P_{\text{.}} = 209,0685 \text{ ton}$$

$$262,12653 \text{ ton} > 209,0685 \text{ ton} \dots\dots\dots \text{aman !}$$

Berdasarkan nilai daya dukungnya, maka pondasi tiang dermaga peti kemas dapat digolongkan jenis *friction pile*. Pondasi tiang dipancang pada tanah yang mempunyai kohesi tinggi, sehingga beban yang diterima oleh pondasi tiang akan ditahan oleh gesekan antara tanah sekitar dan permukaan tiang. Hal ini dapat dilihat pada nilai daya dukung selimut pondasi tiang yang jauh lebih besar daripada daya dukung ujung pondasi tiang.

5.8 Gesekan Negatif (*Negative Skin Friction*)

Gesekan negatif terjadi akibat penurunan tanah yang mengakibatkan tarikan ke bawah. Pada berbagai keadaan, khususnya pada tanah lempung, distribusi penurunan tanah akan berubah terhadap waktu karena adanya perubahan tekanan pori yang mengakibatkan konsolidasi pada tanah. Berkaitan dengan penyebab penurunan, besarnya gesekan negatif bertambah dengan besarnya gerakan relatif antara selimut tiang dan tanah.

Mekanisme timbulnya gesekan negatif pondasi tiang, bila sebuah tiang berada di dalam tanah timbunan yang cukup tebal dan ditempatkan diatas lapisan tanah yang kompressibel, maka tanah cenderung akan bergerak ke bawah. Akibat beban timbunan, terjadi peningkatan tekanan air pori sehingga tanah tersebut

mengalami konsolidasi dan penurunan yang cukup besar. Jika penurunan tanah di sekitar tiang lebih besar daripada penurunan tiang, maka akan timbul gesekan antara selimut tiang dengan tanah ke arah bawah yang menyebabkan pondasi tiang tertarik kebawah. Gaya gesek kebawah ini, dikenal sebagai gesekan negatif antara *downdrag*.

Perhitungan gesekan negatif menggunakan metode β , dengan harga β tergantung pada jenis tanah seperti yang tercantum pada tabel 3.2. Perhitungan gesekan negatif juga dibedakan atas kedalaman pondasi tiang. Yaitu pondasi tiang nomor 1 dan 4 pada kedalaman – 46 m dan pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 pada kedalaman – 35 m. Sebelumnya dihitung tegangan vertikal efektif per lapisan tanah pada masing – masing jenis pondasi.

Besarnya gaya gesekan negatif pondasi tiang nomor 1 dan 4 adalah 323,814 ton. Sedangkan gaya gesekan negatif pondasi tiang nomor 2,3,5 adalah 171,5098 ton.

5.9 Tinjauan Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada dermaga peti kemas adalah gaya akibat benturan kapal, gaya akibat tarikan kapal dan gaya akibat gempa. Perhitungan besarnya gaya lateral ultimit dan kapasitas momen ultimit menggunakan metode Broms. Metode perhitungan ini menggunakan teori tekanan tanah yang disederhanakan dengan menganggap bahwa sepanjang kedalaman tiang mencapai nilai ultimit. Dalam perhitungan selanjutnya kondisi pondasi tiang dibedakan tiang panjang atau tiang pendek dan kondisi kepala tiang bebas dan kepala tiang

terjepit sehingga setiap kondisi pondasi tiang menggunakan persamaan yang berlainan. Selain itu jenis tanah di mana pondasi tiang berada juga berpengaruh pada persamaan yang digunakan.

Dari perhitungan dengan menggunakan metode Broms didapatkan besarnya gaya lateral ultimit dan kapasitas momen ultimit. Dengan ketentuan momen ultimit harus lebih besar dari momen terjadi yang diambil dari hasil perhitungan struktur dengan program SAP 90 ($M_u > M_y$). Hasil perhitungan kemudian dipresentasikan pada tabel 4.3, sesuai nomor pondasi tiang dan gaya lateral yang terjadi.

5.10 Penurunan Pondasi Tiang

Penurunan yang dihitung terdiri dari dua komponen. Yaitu penurunan seketika (*short term settlement*) dan penurunan jangka panjang atau penurunan konsolidasi yang terjadi secara berangsur angsur bersamaan dissipasi tekanan air pori. Perhitungan penurunan seketika pada pondasi tiang tunggal menggunakan metode empiris seperti pada persamaan 3.76. Sedangkan penurunan seketika kelompok tiang umumnya lebih besar karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan dalam. Penurunan seketika kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977) seperti pada persamaan 3.77.

Penurunan jangka panjang kelompok tiang dihitung berdasarkan persamaan 3.79. Dikarenakan kondisi asli dermaga dengan elevasi permukaan tanah yang tidak seragam dan kedalaman pondasi tiang yang tidak sama, maka kondisi tersebut disederhanakan. Untuk mempermudah perhitungan maka diasumsikan elevasi permukaan tanah diambil rata – rata $-7,5$ m. Jadi ada dua

solusi, yaitu solusi pertama dengan elevasi permukaan tanah -7,5 m dengan kedalaman pondasi tiang - 35 m dan solusi kedua dengan elevasi permukaan tanah - 7,5 m dan kedalaman pondasi tiang - 46m.

Penurunan yang terjadi pada solusi pertama adalah sebesar 0,52 m, dan penurunan yang terjadi pada solusi yang kedua adalah sebesar 0,465 m.

5.11 Kapasitas Tarik Pondasi Tiang

Pondasi dermaga peti kemas, selain menerima beban akibat gaya tabrakan kapal juga menerima beban akibat gaya tarikan kapal. Sehingga pondasi tiang tidak hanya harus mampu menahan gaya lateral yang terjadi, tapi juga harus mampu menahan gaya tarik. Perhitungan kapasitas tarik pondasi tiang dibedakan menjadi dua, berdasarkan panjang tiang. Perhitungan kapasitas berdasarkan persamaan 3.81 dan persamaan 3.82. Dari hasil perhitungan didapatkan kapasitas tarik pondasi tiang nomor 1 dan 4 sebesar 131,584 ton. Sedangkan kapasitas tarik pondasi tiang nomor 2,3, dan 5 sebesar 101,85321 ton. Dari hasil perhitungan diatas, dapat diambil kesimpulan bahwa pondasi tiang mampu menahan gaya tarik kapal yang terjadi yaitu sebesar 100 ton.

5.12 Perbandingan Desain Pondasi Tiang

Desain pondasi tiang dermaga peti kemas yang ada adalah sebagai berikut :

1. diameter pondasi tiang : 812,8 mm
: ketebalan 12 mm dan 9mm,
2. jumlah tiang : 35 buah (5 x 7),

3. panjang tiang : 46 m (pondasi tiang nomor 1,4),
: 35 m (pondasi tiang nomor 2,3,5),
4. gaya lateral yang terjadi :
- a. gaya benturan kapal : 102 ton,
- b. gaya tarikan kapal : 90,6 ton,
- c. gaya akibat gempa : 186 ton,
5. daya dukung tiang :
- a. pondasi tiang nomor 1 dan 4 : 516,24 ton,
- b. pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 : 328,04 ton.

sedangkan hasil dari perhitungan ulang pondasi tiang yang telah dilakukan adalah sebagai berikut :

1. diameter pondasi tiang : **711,2 mm**
: ketebalan 12 mm dan 9mm,
2. jumlah tiang : 35 buah (5 x 7),
3. panjang tiang : 46 m (pondasi tiang nomor 1,4),
: 35 m (pondasi tiang nomor 2,3,5),
4. gaya lateral yang terjadi :
- a. gaya benturan kapal : 84,2938 ton,
- b. gaya tarikan kapal : 100 ton,
- c. gaya akibat gempa : 115,9285 ton,
5. kekuatan bahan pondasi tiang :
- a. pondasi tiang nomor 1 dan 4 : 82,7064 ton,
- b. pondasi tiang nomor 2,3,5 : 108,2587 ton,

6. daya dukung :
- a. daya dukung ujung : 53,60273 ton,
 - b. daya dukung selimut :
 - 1). Pondasi nomor 1 dan 4 : 300,64198 ton,
 - 2). Pondasi nomor 2,3 dan 5 : 208,52380 ton,
7. gesekan negatif (*negatif skin friction*) :
- a. pondasi tiang nomor 1 dan 4 : 323,814 ton,
 - b. pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 : 171,5098 ton,
8. penurunan pondasi tiang :
- a. penurunan seketika : 0,156 m,
 - b. penurunan jangka panjang : 0,52 m (solusi 1),
0,465 m (solusi 2),
9. kapasitas tarik pondasi tiang :
- a. pondasi tiang nomor 1 dan 4 : 131,584 ton,
 - b. pondasi tiang nomor 2,3 dan 5 : 101,85327 ton,

Pada perencanaan ulang atau redesain dilakukan *trial and error* atau cara coba ulang untuk mendapatkan diameter pondasi tiang yang lebih kecil dari perencanaan sebelumnya dan juga masih mampu menahan beban dan gaya lateral yang bekerja. Pada akhirnya didapat diameter 711,2 mm. Struktur pondasi dengan diameter baru tersebut ternyata masih mampu menahan beban dan gaya lateral yang terjadi. Struktur pondasi tiang dermaga peti kemas dengan diameter 711,2 mm dapat dilihat pada lampiran 13.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan ulang (redesain) yang telah dihitung, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. pondasi tiang dermaga peti kemas termasuk jenis pondasi *friction pile*. Hal ini dapat dilihat nilai daya dukung selimut pondasi tiang jauh lebih besar dari daya dukung ujung pondasi tiang,
2. pada perhitungan penurunan pondasi atau *settlement*, dilakukan asumsi-asumsi untuk menyederhanakan kondisi asli pondasi dermaga agar dapat disesuaikan dengan rumus yang ada,
3. struktur pondasi dengan diameter pondasi tiang yang lebih kecil, ternyata masih mampu menahan beban dan gaya lateral yang terjadi,
4. perbandingan dari perencanaan sebelumnya adalah diameter pondasi tiang yang lebih kecil, yaitu pada perencanaan sebelumnya digunakan diameter 812,8 mm, sedangkan diameter yang didapat dari perhitungan ulang adalah 711,2 mm.

6.2 Saran

1. perlu adanya perhitungan ulang (redesain) dengan mengubah komposisi pondasi tiang, sehingga akan didapatkan suatu hasil akhir perhitungan ulang pondasi yang lebih lengkap,

2. perlu dicoba perhitungan ulang, dengan menggunakan pondasi tiang beton, karena beton tahan terhadap korosi sehingga dari segi pemeliharaan lebih murah.

DAFTAR PUSTAKA

_____, November 1993, **DESIGN REPORT – URGENT DEVELOPMENT PLAN OF SEMARANG PORT**, Phase II, Stage I., Japan Port Consultants, LTD

Bowles, J. E. , 1991, **ANALISIS DAN DESAIN PONDASI**, Jilid 2, Edisi Keempat, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Bowles, J. E. , 1986, **SIFAT-SIFAT FISIS DAN GEOTEKNIS TANAH (MEKANIKA TANAH)**, Edisi kedua, Penerbit Erlangga, Jakarta.

_____, **MANUAL PONDASI TIANG**, Universitas Katolik Parahiyangan, Pascasarjana Magister Teknik Sipil, Bandung.

Sardjono, H. S, 1988, **PONDASI TIANG PANCANG**, Jilid 2, edisi I, Penerbit Sinar Wijaya, Surabaya.

Bambang Triadmodjo, 1996, **PELABUHAN**, Penerbit Beta Offset, Yogyakarta.

Suryolelono, K.B., 1994, **TEKNIK PONDASI BAGIAN II**, Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta.

Sosrodarsono, s. dan Nakazawa, K. , 1983, **MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI**, Cetakan Kedua, P.T. Pradnya Paramita, Jakarta.

Lampiran

Consequently viewed from the above studies and comparison, the Consultants hereby make a proposal on fundamental design conditions as follows :

- (1) 2nd generation containership 20,000 DWT (Full Cargo)
- (2) 3rd generation containership 40,000 DWT (Half Cargo)
- (3) Design Depth -10,00 (by 2nd Generation)
- (4) Container Crane-lifting capacity 35.5 ton (by hatch cover)

Rail span 16.0 m

Outreach more than 36.0 m

(Breadth of 3rd Generation 32.2 m)

- (5) Pulling capacity of bollard required 100 ton.

-2. Design Condition and Criteria

It was the 3rd Generation of Container Ship that was to be incorporated into design concept and conditions of which decision was made according to the study results described in the preceding article 4-1.

The design conditions in conformity with the above studies and requirement are mentioned on the followings:

-2-1 Natural Conditions

Design Condition and Criteria are hereby proposed for design of container wharf, container yard and road.

(1) Oceanographic Conditions

1) Tidal Range

H.W.L.	+ 1.35 m
M.W.L.	+ 0.85 m
L.W.S (D.L)	± 0.00 m

Tidal record of 1983 thru 1991 are shown in Table 4-2-1. The present tidal level remains relatively high since the Engineering Service Stage (E/S) of 1989. However, the rate of increasingly higher trend of tidal level seems to subside gradually.

2) Tidal Current and Wave

There are no material effects by tidal current and wave on facilities within the Port and therefore, it is not considered in designing.

(2) Weather Conditions

1) Wind

Based on the records during 1983 and 1991, Design Wind Velocity (V) is :

$V = 25 \text{ m/sec}$ ✓

2) Rainfall

From the records in these years shown in the Table 4-2-2, Rainfall as a design condition is:

100 mm per hour
250 mm per day

Amount of rainfall for designing of drainage shall be calculated separately based on the rainfall records above.

Table 4-2-2 Amount of Rainfall

Unit : mm

YEAR	5 min	10 min	30 min	60 min	24 hr	ANNUAL	REMARKS
1984	16.1	26.8	46.8	67.3	91.0	2,987.6	
1985	15.0	25.0	54.5	95.9	252.6	2,599.5	
1986	30.9	46.4	72.1	99.9	130.1	2,088.3	
1987	27.4	32.0	60.0	87.5	138.6	1,730.3	Excluding in September
1988	15.5	25.8	50.5	80.0	174.0	2,782.6	
1989	9.7	16.9	37.0	46.3	213.9	2,353.0	
1990	9.6	16.8	33.8	42.0	226.6	2,493.0	
1991	9.0	16.6	30.2	39.3	198.3	2,181.9	

ological Conditions

Design Seismic Coefficient

According to the Standard Design Criteria for ports in Indonesia.

$$K = K_r \times K_i$$

where :

K_r = Regional Seismic Coefficient

= 0.05 g (Zone IV, Soft soil)

K_i = Coefficient of Importance

= 1.5 (Special class)

Therefore $K_h = 0.075$ g

$K_v = 0$

Soil Condition

According to the Final Design Report for Urgent Development Plan of Tanjung Emas Semarang Port Project, Phase II (February, 1990), the design condition is as follows (Fig. 4-2-1; Table 4-2-3).

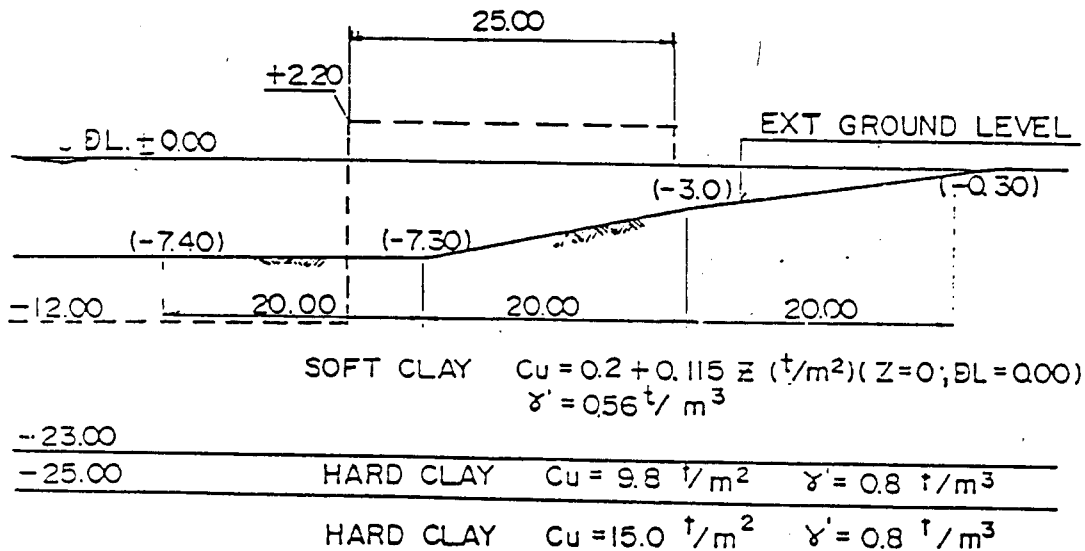


Fig. 4-2-1 Soil Condition for Container Wharf

Criteria and Characteristic Vessels

Characteristics of Vessels

Characteristics of vessels for Container wharf shall be as follows : (by "Technical Criteria for Port and harbour facilities with commentary - Japan").

Table 4-2-4 Characteristics of Vessels for -12.0 m Container Wharf

VESSEL		CHARACTERISTICS				REMARKS
		2nd	3rd			
Generation						
Container Ship (D.W.T)		less than 20,000	20,000	30,000	40,000	
Capacity (TEU)		700-1,500	2,000 - 3,000			
Gross Tons		12,300	17,100	27,200	37,700	* 1
Displacement Tons		22,800	30,700	46,900	63,300 (56,200)	* 2
Length of Overall (m)		175	201	220	263	
Width (m)		25	27.1	32.2	32.2	
Depth (m)		12.5	15.6	19.0	20.7	
Draft (m)	Full	9.5	10.6	11.5	12.4	
	Light	4.5	4.5			

- * 1 Gross Ton : $\log (G.T.) = -0.670 + 1.140 \log D.W.T.$
- * 2 Displacement Ton: $D.T. = 1.014 D.W.T.^{1.042}$

Note : Figures in parenthesis are -12.0 m Displacement Tons.

Maximum container vessel of 40,000 D.W.T Class is shown in Fig.4-2-2.

Table 4-2-5 shows Progress of Container Vessel Generation.

2) Fender System

1) Berthing Speed of Vessels

Berthing of large size vessel is generally performed in such a way as a few numbers of tug boats push the vessel slowly towards the wharf which stop at the place 10 to 20 m away parallel to the wharf.

In case of wind blowing towards the wharf, tug boats must pull the vessel in her berthing. So is the case at -9.0 m General Cargo Wharf in Semarang with 2 tug boats of 1,500 HP and 800 HP.

Berth facilities by the above method of berthing are generally designed against the berthing speed of 10 to 15 cm/sec.

Therefore, design berthing speed of vessel (v) is :

$$V = 10 \text{ cm/sec (40,000 D.W.T.)},$$

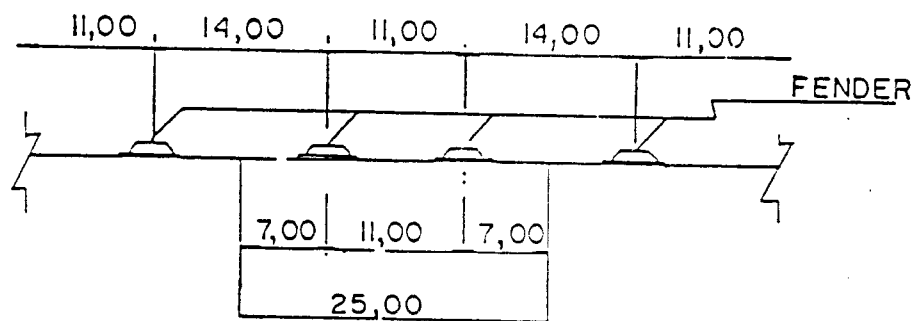
$$V = 12 \text{ cm/sec (20,000 D.W.T.)}$$

2) Fender

The large and small container vessel and Ro/Ro vessel which will berth at Container wharf is considered for layout of Fender.

The layout of Fender is shown in Fig. 4-2-3.

Fig. 4-2-3 LAYOUT OF FENDER



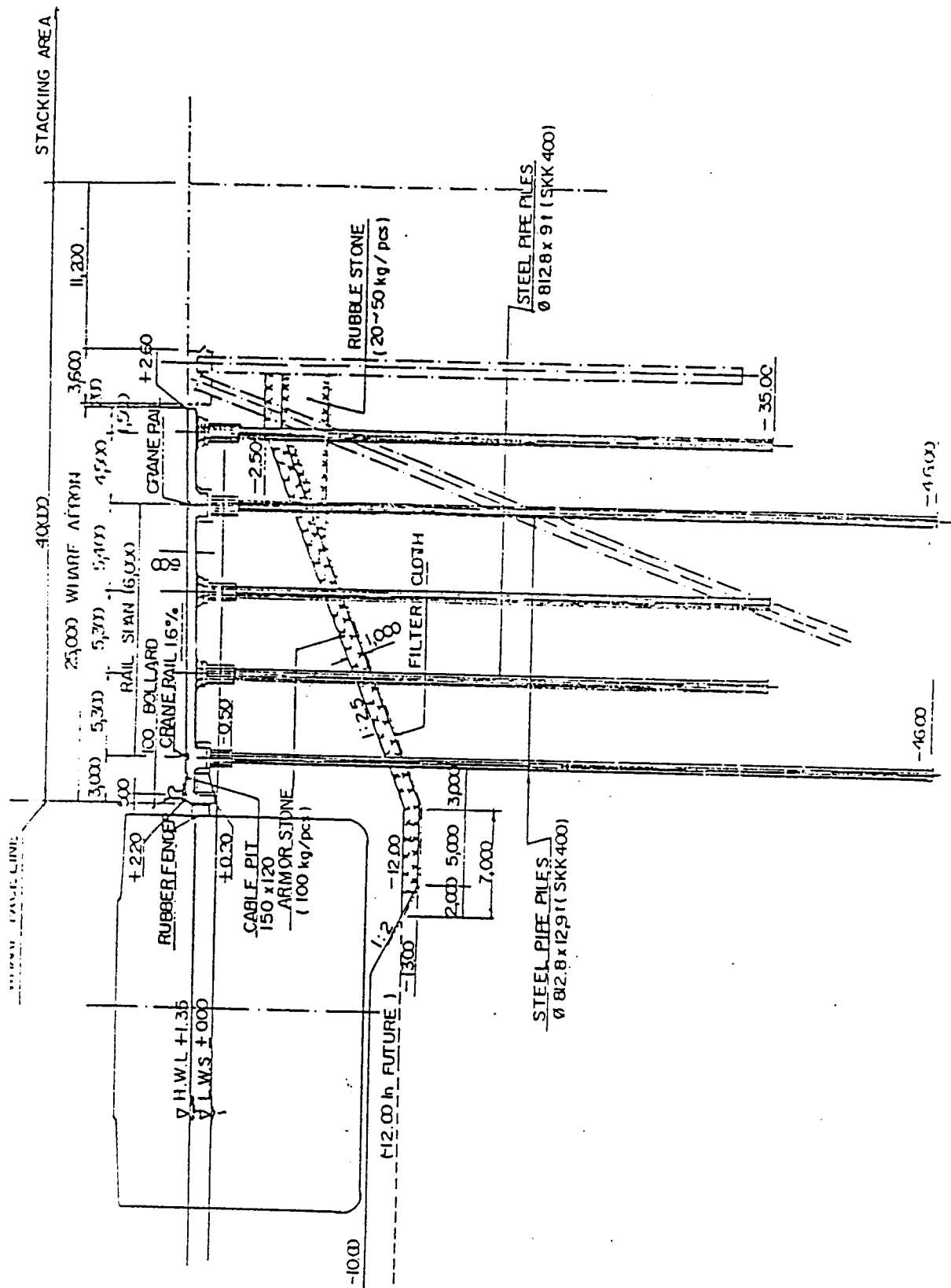


Fig. 8-(1)-2 Typical Cross Section of Container Wharf

Design for Foundation Piles

1) ^{WOM. a} Arrangement of Piles

Shape, pile arrangement and ancillary facility are illustrated in Fig. 8-(1)-6.

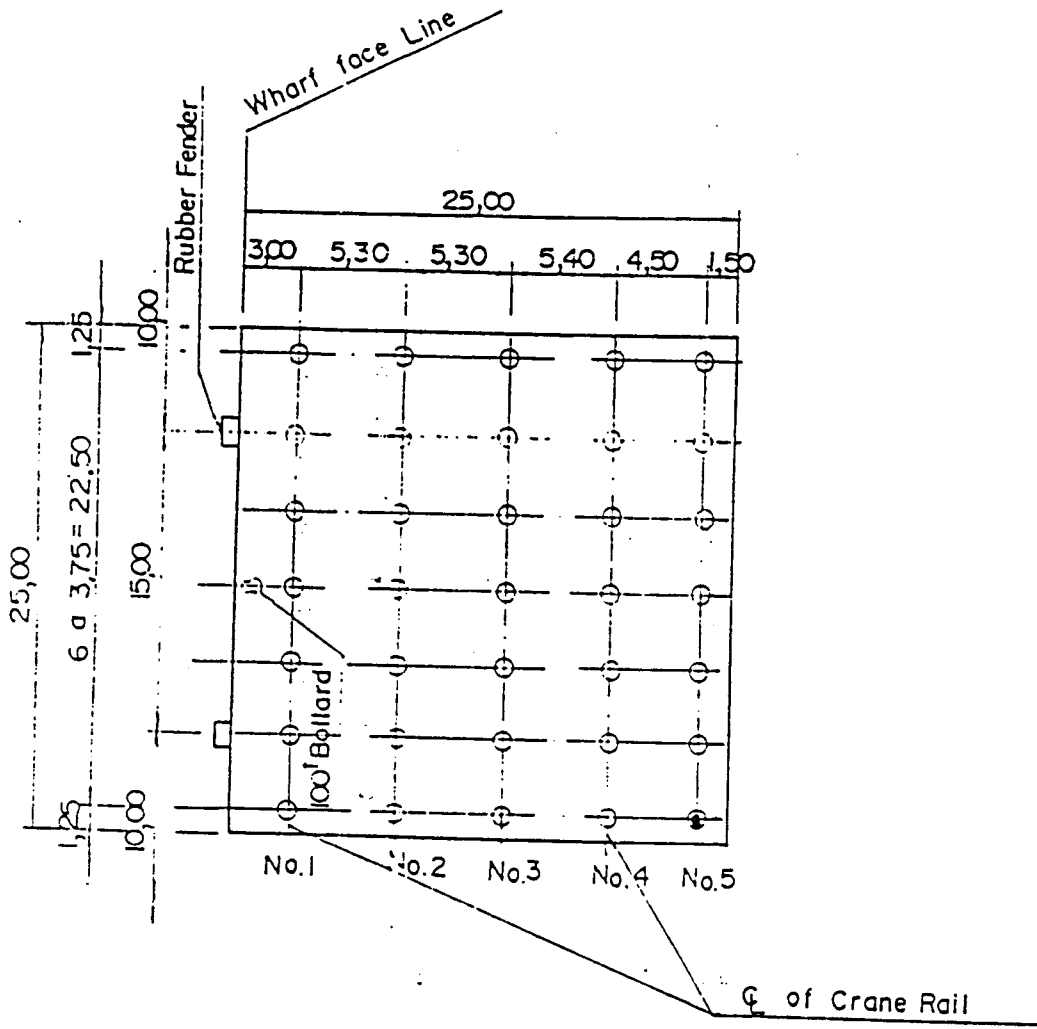


Fig. 8-(1)-6 Arrangement of Piles and Accessory Facilities

2) External Force Acting on Wharf

(a) Combined Conditions of external force and load

The Table 8-(1)-1 presents the combined condition of external force and load which becomes affective upon completion of Wharf Construction.

Table 8-(1)-1 Combined Condition

External Force	Dead Weight	Surcharge		Crane Load	Berthing Force	Seismic Force	Traction
		Normal	Abnormal				
Normal	x	x		x			
Abnormal							
1. Berthing	x		x	x	x		
2. Earthquake	x		x	x		x	
3. Storm	x		x	x			
4. Traction	x		x	x			x

Surcharge is considered to act as a uniform distribution load upon apron of wharf, however surcharge combined with that of crane load will exert influence to on area described in Fig. 8-(1)-7.

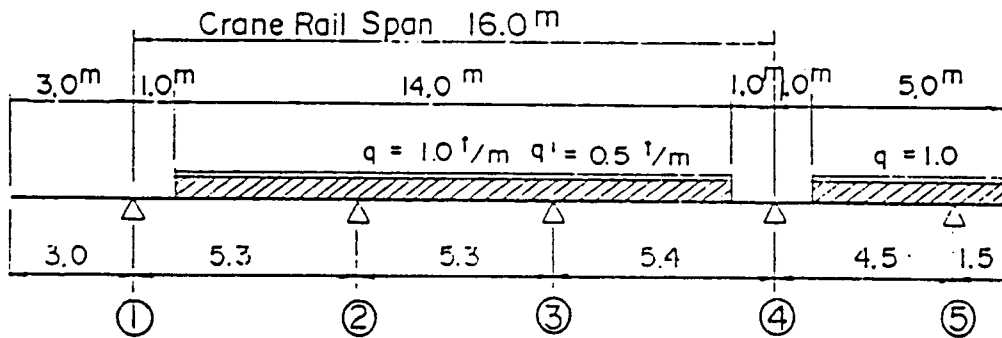


Fig. 8-(1)-7 Area of Surcharge Acting on Wharf

Sectional stability shall be confirmed against 150 percent of the normal allowable value.

Driving impact during the construction works shall be deemed as the external acting force upon foundation pile.

(b) Dead Weight and Surcharge Load

Each dead of the unit of block and surcharge load are shown in Table 8-(1)-2.

Table 8-(1)-2 Dead Weight and Surcharge

	Including Crane Load	Excluding Crane Load
1. Dead Weight ✓	1,490'	1,490'
2. Crane Weight	740'	-
3. Surcharge Normal Abnormal	(q = 1.0 t/m ²) 475' (q' = 0.5 t/m ²) 238'	(q = 2.0 t/m ²) 1,250' (q' = 1.0 t/m ²) 625'
4. Vertical Force Normal Abnormal	2,705' 2,468'	2,740' 2,115'
5. Block Size	25 x 25 m	

Notes : (1) Unit weight of reinforced concrete $W = 2.45 \text{ t/m}^2$.

(2) The surcharge at storm shall take account of merely the effect acting upon mooring block and vertical force is set out to become $V = 2.190'$ (No surcharge).

(c) Acting Horizontal External Forces

The details of the external force for wharf is displayed on the Table 8-(1)-3.

Table 8-(1)-3 External Force for Wharf

External Force	Horizontal Force (H')
1. Seismic force	186
2. Berthing force	102
3. Traction	90.6

Note : Traction force designates combined horizontal and vertical force when 100 ton traction force was applied at angle of 4.5x horizontal and elevation 25x. Therefore vertical force 42.3' is also considered.

(d) Axial Force acting by Wheels of Container Crane

Axial force acting on each piles by wheels of container crane is calculated assuming that as beams to be incorporated into flexible girder on which wheels of Container Crane by computer.

Result of analysis is as shown in Table 8-(1)-4.

Table 8-(1)-4 Axial Force Acting by Wheels of Container Crane

Conditions		Both Side of Pile	Middle Pile
Crane Working	No.1 Pile (Sea Side)	157.26	132.03
	No.4 Pile (Land Side)	119.01	99.91
Stone	No.1 Pile (Sea Side)	79.64	64.94
	No.2 Pile (Land Side)	109.50	89.27

3) Design of Foundation Pile

(a) Study an acting external force while wharf is in use

Study and analysis are executed in accordance with the "TECHNICAL STANDARDS FOR PORT AND HARBOUR FACILITIES IN JAPAN".

Section of Study and dimension of used piles in illustrated in the Fig. 8-(1)-8 and Table 8-(1)-5.

Table 8-(1)-5 Dimension of Used Steel Pipe Piles

E NO.	NO. 1	NO. 2	NO. 3	NO. 4	NO. 5
(mm)	812.8	812.8	812.8	812.8	812.8
(mm)	12	9	9	12	9
(cm ²)	301.9	227.3	227.3	301.9	227.3
(cm ⁴)	242,053	183,570	183,570	242,053	183,570
(cm ³)	5,956	4,517	4,517	5,956	4,517
(cm)	28.3	28.4	28.4	28.3	28.4
(m ⁻¹)	0.156	0.168	0.168	0.156	0.168
(m)	13.15	12.17	11.20	10.20	9.38
	46.47	42.85	39.44	36.04	33.03
cm ²) Normal	1,178	1,208	1,237	1,265	1,291
/cm ²) Abnormal	1,767	1,812	1,956	1,898	1,937
	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400	SKK400
cm ²) Normal	1,400	1,400	1,400	1,400	1,400

Cross Section of Container Wharf

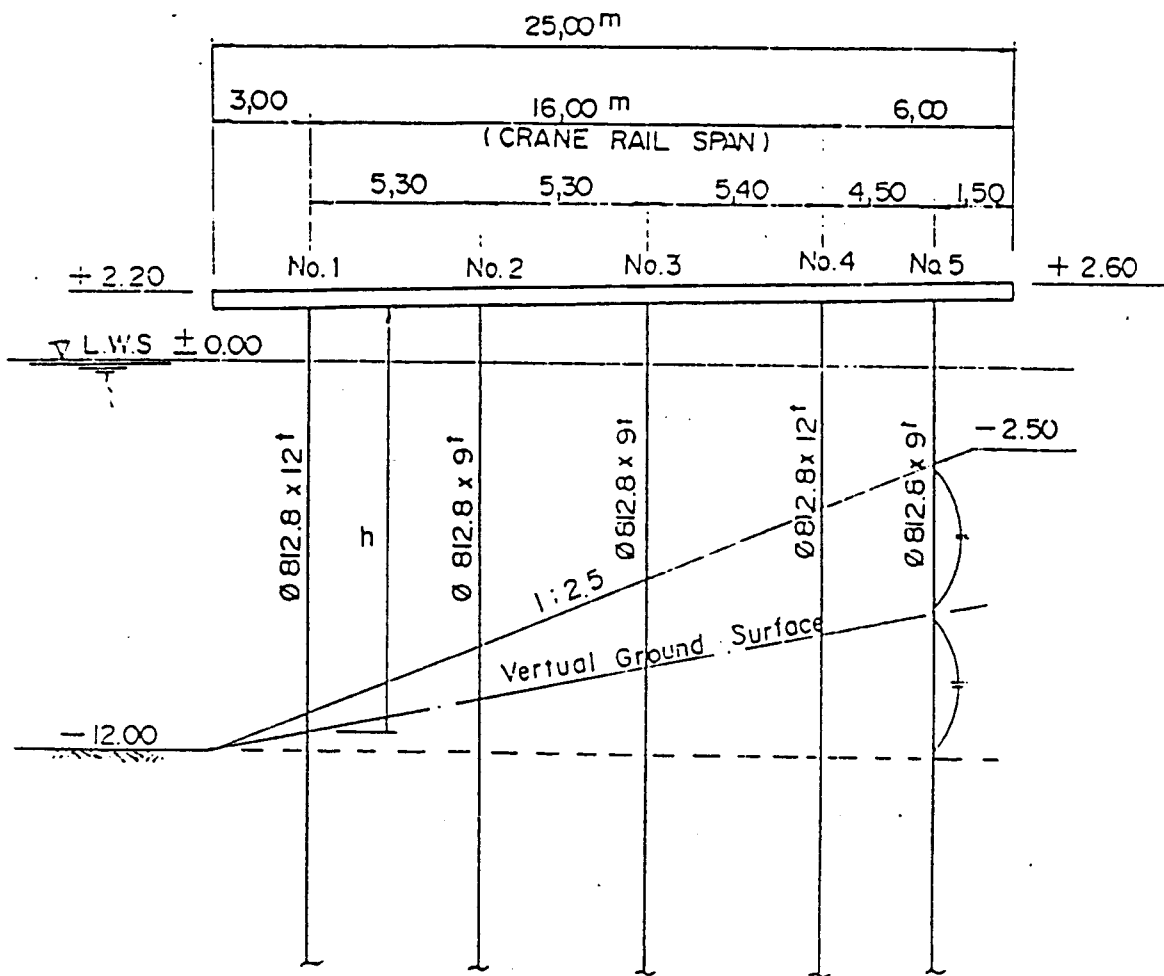



Fig. 8-(1)-8

SOIL SYMBOLS, SAMPLER AND STRATA SYMBOLS	DESCRIPTION	DEPTH	N	CURVE		
				10	30	50
20.00 CH	Soft, grey silty clay.	20.00-20.50 20.50-20.95	7			
22.00 CH	Stiff.	22.00-22.45	9			
23.20 MH	Very stiff, brown clayey silt.	23.50-23.95	32			
24.60 ML	Medium dense, brown fine sandy silt.	25.00-25.50 25.50-25.95	17			
25.75 CH	Medium stiff, brown silty clay.	27.00-27.45	7			
28.50 CH	Very stiff, colouring grey and brown.	28.50-28.95	25			
29.60 ML	Medium dense, greyish brown fine sandy silt.	30.00-30.50 30.50-30.95	27			
30.65 SM	Medium dense, brown silty fine sand.	32.00-32.45	11			
32.00 CH	Stiff, brown silty clay.	33.50-33.95	27			
32.00 ML	Medium dense, grey fine sandy silt.	35.00-35.50 35.50-35.95	15			
34.40 CH	Stiff, grey silty clay.	37.00-37.45	27			
38.20 SM	Medium dense, grey silty fine sand.	38.50-38.95	17			
39.40 CH	Medium stiff, grey silty clay.	40.00-40.50 40.50-40.95	8			
42.00 CH	Ditto. With some fine sand.	42.00-42.45	8			



DEPTH (M)	SOIL SYMBOLS, SAMPLER AND STRATA SYMBOLS	DESCRIPTION	DEPTH	N	CURVE		
					10	30	50
44	 43.00 CH 45.45	<p>Very stiff, dark grey silty clay with some fine sand.</p> <p>Some fine sand grades out.</p> <p>Boring terminated at a depth of 45.00 M, on August 3 - 6, 1995.</p>	<p>43.50-43.95</p> <p>45.00-45.50</p>	21			
46							
48							
50							
52							
54							
56							
58							
60							
62							
64							

Soil parameters Semarang container port

Influx properties offshore at general cargo quay

LL

PL

PI

LL - PL

Literatur:	Depth: [m C.D.]		Density: [t/m ³]		Wn (water content) [%]		Wl (liquid limit) [%]		Wp (plastic limit) [%]		Ip (plastic index) [%]		Sand content [%]		Clay content [%]		Specific Weight [t/m ³]		Classific.
	from	to	from	to	from	to	from	to	from	to	from	to	from	to	from	to	from	to	
Hc4	-1.25	-3.80	1.23	1.45	48.53	97.73	55.60	103.10	26.44	40.58	29.16	62.52	0.45	9.06	52.90	68.00	2.62	2.66	CH
	-2.50	-5.50																	
Hc3	-2.50	-5.50	1.44	1.69	57.55	98.73	69.80	104.90	24.42	42.77	45.38	62.13	0.21	3.66	30.90	66.00	2.61	2.65	CH
	-11.50	-13.00																	
Hc2	-11.50	-13.00	1.46	1.74	44.97	95.45	83.40	113.40	32.56	45.52	50.84	67.88	0.64	1.40	42.00	78.00	2.51	2.71	CH-OH
	-22.50	-24.00																	
Hc1	-22.50	-24.00	1.69	1.87	38.22	71.59	36.50	98.80	32.50	38.02	4.00	60.78	0.50	41.41	42.00	78.00	2.51	2.71	CH-OH
	-22.50	-26.00																	
Pcu	-22.50	-26.00	1.77	1.85	31.42	55.40	39.40	111.40	23.62	39.57	15.78	71.82	0.51	83.23	4.00	60.50	2.71	2.70	CH
	-31.00	-34.00																	
Pcl	-31.00	-34.00	1.77	1.91	26.26	37.67	75.30	111.40	6.60	35.77	80.70	75.63	31.65	41.59	30.00	58.20	2.71	2.71	CH

DRILLING LOG

Project : Flour Factory
 Client :
 Location : Tj. Mas - Semarang
 Boring No. : BH.6
 Elevation :

Total Depth : 100 m
 Page : 2 of 2

G W L	M e t h o d %	D e p t h (m)	S a m p l e S y m b o l	C l a s s i f i c a t i o n	Description	Vane Shear		SPT Blow Count			N value			
						Cu	Cr	0	15	30	0	20	30	
								15	30	45				
		65			CLAY, silty clay containing organic material (soft and fine sand L. stiff, greenish brown)			8	9	12				21
		66						7	10	12				22
		67						6	11	11				22
		68						8	11	11				22
		69			CLAY, and fine sand, soft, light grey			8	11	12				23
		70						6	6	7				13
		71						6	4	5				6
		72						6	6	7				13
		73			SAND, silty sand containing gravel, very dense light grey			11	14	17				23
		74						7	9	10				10
		75						10	14	17				31
		76			SAND, silty sand, very dense - hard, brownish grey.			17	24	24				30
		77						15	15	17				32
		78						17	26	24				> 60
		79						20	23	27/11				> 60
		80						19	25	29/12				> 60
		81						15	28	22/12				> 60
		82						23	30/7	-				> 60
		83						14	23	24/12				> 60
		84						20	30/5	-				> 60
		85						22	30/5	-				> 60
		86			SLT, coarse and fine sand, hard, yellowish brown			22	30/11	-				> 60
		87						29	30/12	-				> 60
		88						25	30/10	-				> 60
		89			SAND coarse containing gravel, brownish grey			37	30/7	-				> 60
		90						24	30/6	-				> 60
		91						25	30/6	-				> 60
		92						27	30/11	-				> 60
		93						31	30/13	-				> 60
		94						42	30/7	-				> 60
		95			SAND and gravel, very dense, dark grey			28	30/6	-				> 60
		96						40	30/6	-				> 60
		97						41	30/7	-				> 60
		98			SLT and fine sand, hard, brownish white			44	30/5	-				> 60
		99						47	30/5	-				> 60
		100						13	24	28				> 60

Method :
 tr - triple core barrel
 dr - double core barrel
 sc - single core barrel
 wb - wash boring
 wbb - wash boring w. bentonite

Sample :
 □ thin walled tube
 □ demisson sampler
 □ SPT automatic
 □ piston vane shear

Boring Machine : YBM
 Casing : 68 m

Starting date :
 Completion date :

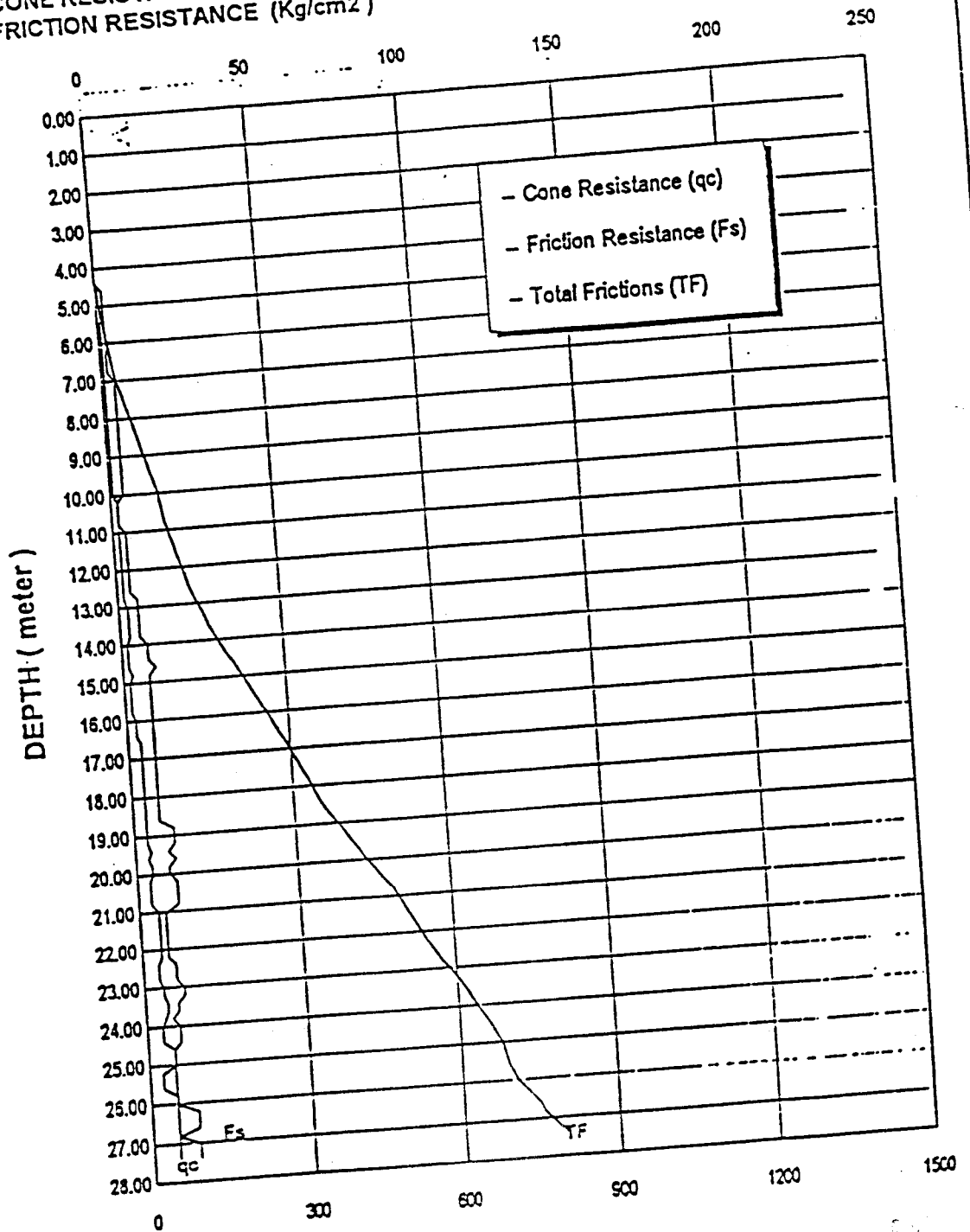
HASIL PENGUJIAN TANAH BERDASARKAN CPT



LAB. MEKANIKA TANAH
JURUSAN SIPIL - FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS DIPONEGORO SEMARANG

GRAFIK SONDIR

CONE RESISTANCE (Kg/cm²)
FRICTION RESISTANCE (Kg/cm²)

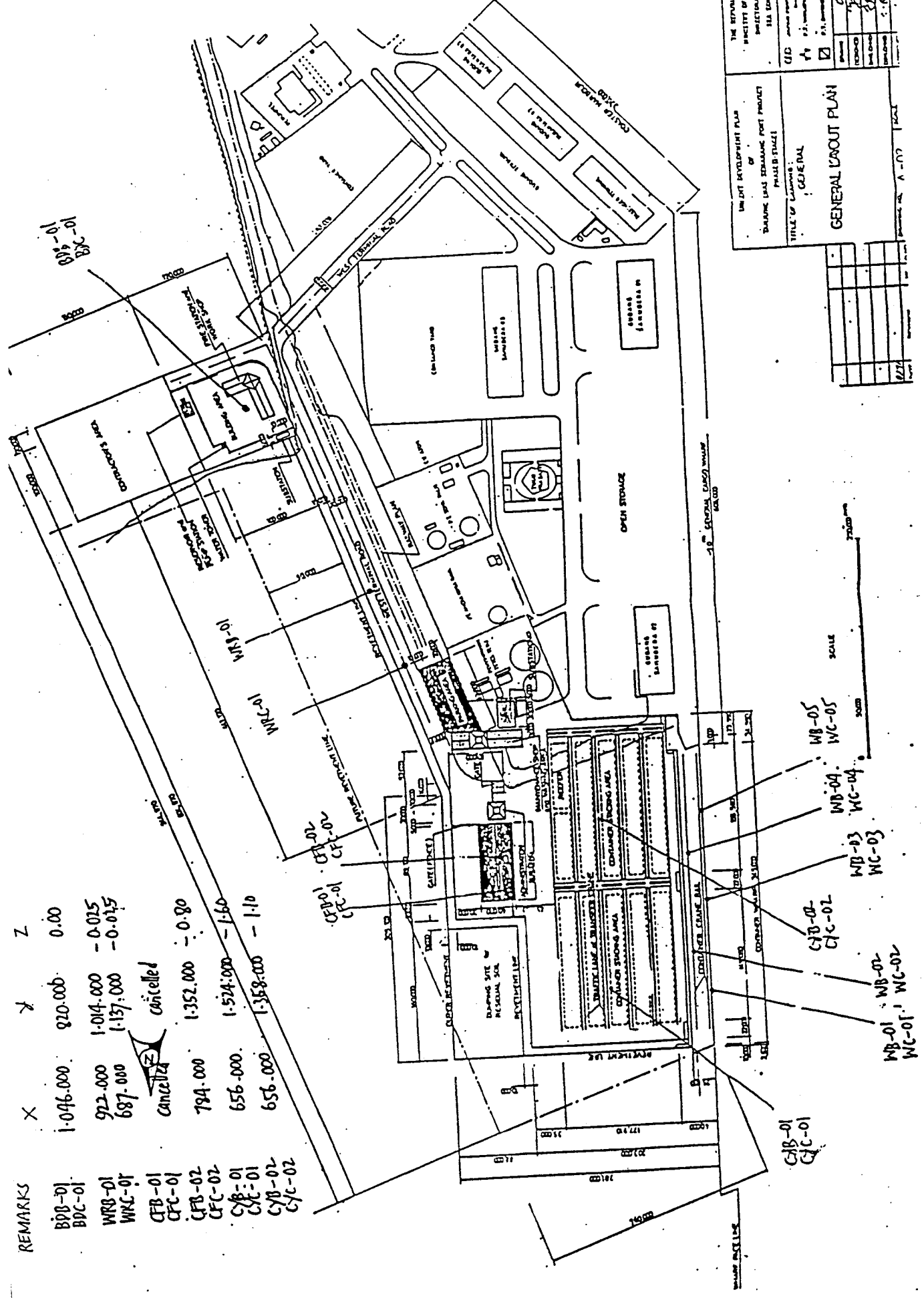


TOTAL FRICTION RESISTANCE (Kg/cm)

PROYEK : Rencana Dermaga
LOKASI : Tanjung Emas - Semarang

REMARKS

REMARKS	X	Y	Z
BPB-01	1-046-000	920-000	0.00
BPC-01			
WRB-01	922-000	1-014-000	-0.025
WRC-01	687-000	1-137-000	-0.025
CFB-01	Cancelled		
CFC-01	794-000	1-352-000	-0.80
CFB-02	656-000	1-524-000	-1.60
CFC-02	656-000	1-358-000	-1.10
CYB-01			
CYC-01			
CYB-02			
CYC-02			



THE REPUBLIC OF INDONESIA
 MINISTRY OF COMMUNICATIONS
 PORT AUTHORITY GENERAL
 PORT DEVELOPMENT

THE PORT DEVELOPMENT PLAN
 OF
 BANGKALAN PORT PROJECT
 PHASE B STAGE I

TITLE OF LAYOUT : GENERAL
 GENERAL LAYOUT PLAN

SCALE : 1" = 500'

DATE : 1974

PROJECT NO. : A-07

NO. : 02/4

BY : [Signature]

CHECKED : [Signature]

APPROVED : [Signature]

DATE : 1974

Table 7. Dimensions, weight and sectional performance of steel pipe (JIS G344, A552)

Nominal diameter (mm)	Dimensions of steel pipe		Weight		Area			Sectional performance		
	Thickness (mm)	In. dia. (mm)	(kg/m)	(lb/ton)	Cross sectional area of steel material (cm ²)	(Outside sectional area (m ²))	Outside surface area (m ² /m)	Section modulus (cm ³)	Geometrical moment of inertia (cm ⁴)	Radius of gyration of area (cm)
318.5	6.0	306.5	46.2	21.65	56.91			452	719 × 10 ³	11.1
	7.0	301.5	53.8	15.59	68.50	0.0797	1.00	552	831 × 10 ³	11.0
	8.0	302.5	61.3	16.31	78.04			591	941 × 10 ³	11.0
355.6	6.3	343.0	54.3	18.42	69.13			593	105 × 10 ³	12.4
	8.0	339.6	68.6	14.58	87.36	0.0993	1.12	742	132 × 10 ³	12.3
	9.0	337.6	76.9	13.00	98.00			828	147 × 10 ³	12.3
406.4	9.0	388.4	85.2	11.34	112.4	0.130	1.28	109 × 10 ³	222 × 10 ³	14.1
	12.0	382.4	117	8.55	148.7			142 × 10 ³	289 × 10 ³	14.0
508.0	9.0	480	111	9.01	141.1			173 × 10 ³	435 × 10 ³	17.6
	12.0	484	147	6.80	187.1	0.133	1.60	225 × 10 ³	575 × 10 ³	17.5
	14.0	480	171	5.85	217.3			231 × 10 ³	663 × 10 ³	17.5
610.0	9.0	581.6	133	7.52	181.1			251 × 10 ³	765 × 10 ³	21.2
	10.0	585.6	177	5.65	225.3	0.292	1.92	330 × 10 ³	101 × 10 ³	21.1
	12.0	581.6	206	4.85	262.0			381 × 10 ³	116 × 10 ³	21.1
	16.0	577.6	234	4.27	301.1			432 × 10 ³	132 × 10 ³	21.0
711.2	9.0	683.2	156	6.41	221.6			344 × 10 ³	122 × 10 ³	24.6
	12.0	687.2	207	4.83	273.6	0.357	2.23	453 × 10 ³	161 × 10 ³	24.7
	14.0	683.2	241	4.15	317.5			501 × 10 ³	186 × 10 ³	24.7
	16.0	679.2	274	3.65	363.4			551 × 10 ³	212 × 10 ³	24.6
812.8	9.0	784.8	178	5.62	227.3			452 × 10 ³	184 × 10 ³	26.4
	12.0	784.8	227	4.22	301.9	0.519	2.55	556 × 10 ³	242 × 10 ³	26.5
	14.0	784.8	276	3.62	351.3			690 × 10 ³	280 × 10 ³	26.2
	16.0	780	314	3.18	400.5			782 × 10 ³	318 × 10 ³	26.2
914.4	9.0	886.4	267	3.75	340.2			758 × 10 ³	346 × 10 ³	31.9
	12.0	886.4	311	3.11	396.0	0.567	2.87	878 × 10 ³	401 × 10 ³	31.8
	14.0	882.4	351	2.85	451.6			997 × 10 ³	456 × 10 ³	31.8
	16.0	876.4	420	2.38	524.5			117 × 10 ³	536 × 10 ³	31.7
1015.0	12.0	992.0	397	3.37	378.5			939 × 10 ³	477 × 10 ³	35.5
	14.0	985.0	346	2.89	440.7	0.811	3.19	105 × 10 ³	553 × 10 ³	35.4
	16.0	984.0	395	2.53	502.7			124 × 10 ³	623 × 10 ³	35.4
	19.0	978.0	467	2.14	590.1			146 × 10 ³	740 × 10 ³	35.2

Note: The dimensions listed conform to JIS G344 steel pipe pile.

10/13

Table 5-3. Typical combinations of pile end Kobe direct pile name Model K45 and Model K115

Type of pile	Hammer model		K 45		K 115	
	Height X width (ft-in)	Weight (lbs/ft)	Weight (kg/m)	Weight (lbs/ft)	Weight (kg/m)	Weight (lbs/ft)
H pile	13 (0.512)	106 (71.2)	16 (0.630)	13 (0.512)	15 (0.590)	14 (0.551)
			131 (80.0)	121.2 (2.4)	140 (91.0)	112.8 (2.8)
Type pile	Thickness (mm)	Weight (kg/m)	9 (0.354)	12 (0.472)	14 (0.551)	16 (0.630)
			15.5 (0.611)	17.2 (0.672)	18.4 (0.727)	19.6 (0.779)
Sheet pile	Thickness (mm)	Weight (kg/m)	13 (0.512)	15.5 (0.611)	17.2 (0.672)	19.6 (0.779)
			21.5 (0.847)	23.1 (0.911)	24.7 (0.972)	26.3 (1.033)
Wood pile	Lower end	Weight (lbs/ft)	60 (40.3)	76.1 (51.1)	96 (66.5)	116 (77.9)
			301 (202.2)	408 (271.0)	5 (3.60)	666 (447.3)
Weight of pile		ton	ton	ton	ton	ton
Weight Capacity		ton	ton	ton	ton	ton

Handwritten mark: 2/3

on. The following is an impact wave equation that defines efficiency ϵ and it is used to it with values obtained by actual operation.

the compressive force of diesel pile hammer

$$= 2 \frac{A_u \bar{E}_{Ham}}{A_u \bar{E}_{Ham} + A_c \bar{E}_{pc}} \frac{A_c \bar{E}_{pc}}{A_u \bar{E}_{Ham} + A_c \bar{E}_{pc}} \sqrt{2e A_u H} \quad (12)$$

- G_u — Dynamic compressive force on pile head ton/cm²
- A — Sectional area cm²
- E — Young's modulus ton/cm²
- ρ — Specific gravity ton/cm³
- e — Efficiency = 0.8
- H — Ram stroke cm.
- Additive symbol μ — Hammer \rightarrow
- Additive symbol c — Cushion \rightarrow *Hand*
- Additive symbol p — Pile

When used with concrete piles and steel piles, the above equation can be replaced by the following:

Expanded steel concrete pile

- $E_u = 2,100 \text{ t/cm}^2$
- $E_c = 400 \text{ t/cm}^2$
- $E_p = 100 \text{ t/cm}^2$
- $\rho_u = 7.85 \times 10^{-4} \text{ t/cm}^3$
- $\rho_c = 2.5 \times 10^{-4} \text{ t/cm}^3$
- $\rho_p = 1.0 \times 10^{-4} \text{ t/cm}^3$

$$G_u = \frac{0.0815 \sqrt{H}}{\left(1 - 0.0778 \frac{A_c}{A_u}\right) \left(1 + 3.25 \frac{A_c}{A_c}\right)} \quad (13)$$

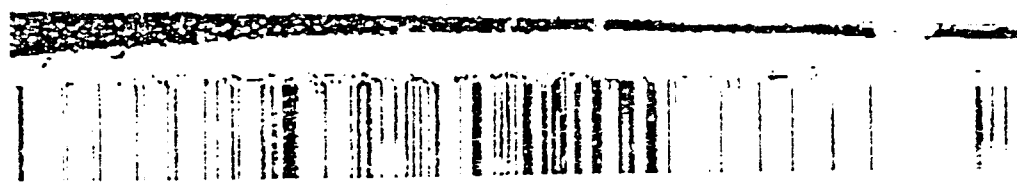
- $E_u = 2,100 \text{ t/cm}^2$
- $E_c = 100 \text{ t/cm}^2$
- $\rho_u = 7.85 \times 10^{-4} \text{ t/cm}^3$
- $\rho_c = 1.0 \times 10^{-4} \text{ t/cm}^3$

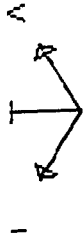
$$G_u = \frac{0.0815 \sqrt{H}}{\left(1 - 0.0778 \frac{A_c}{A_u}\right) \left(1 + 3.25 \frac{A_c}{A_c}\right)} \quad (14)$$

Equations (12), (13) and (14) can be said that the length of the fall, rather than the diameter, and the use of a hammer whose sectional area is larger than that of a pile can damage the pile head.

Equations (13), (14) assuming $H = 250 \text{ cm}$. Fig 50 and 51 show the selection of adequate during the dynamic compressive forces on the pile head.

line 2/3

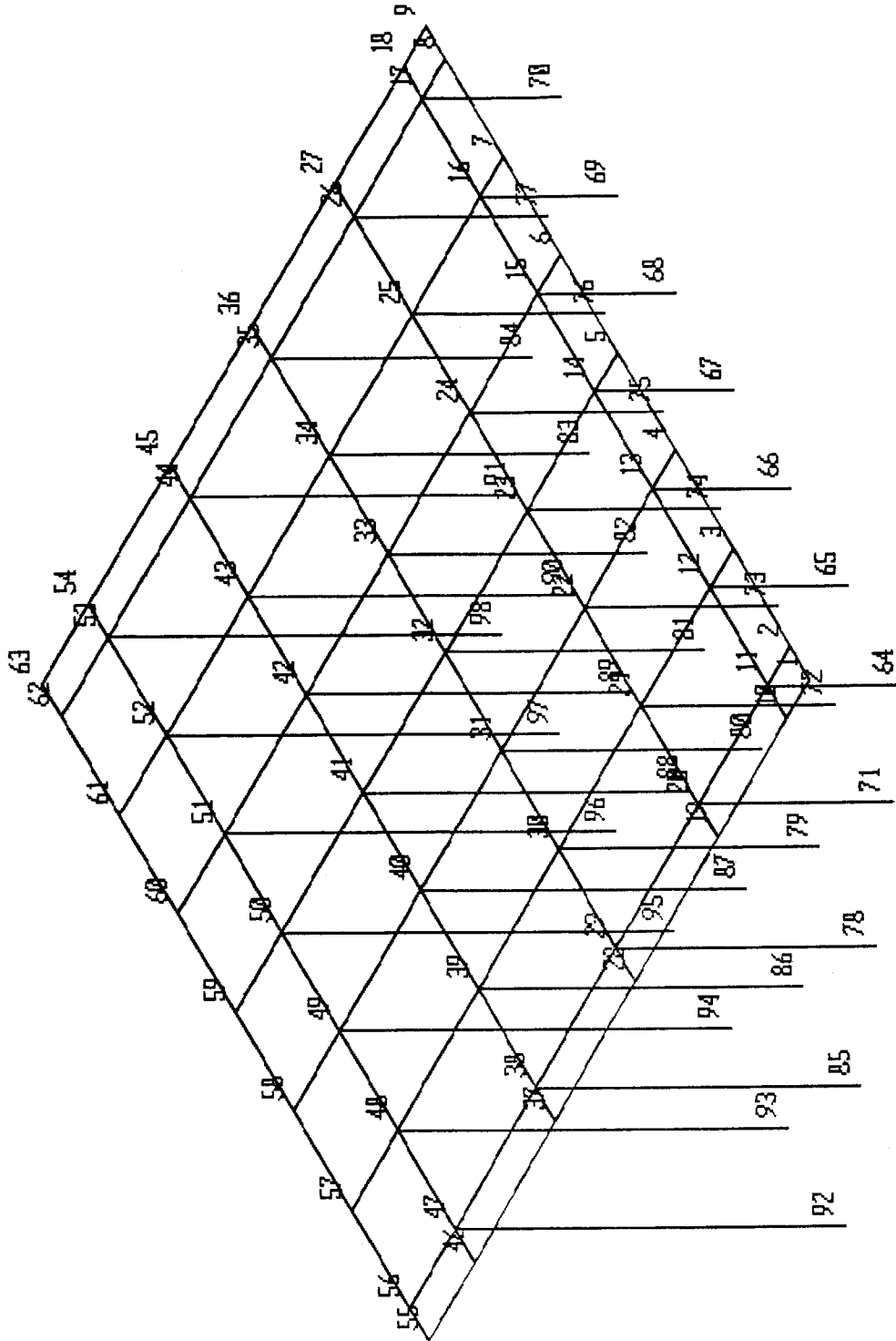




dermaga
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
WIRE FRAME

SAP90



n Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton Meter)

Y=0 Z=0 : BAGIAN PLAT

.25
 3.75 G=2,8,1
 5

Y=1.5

.25
 3.75 G=11,17,1
 5

Y=6

.25
 3.75 G=20,26,1
 5

Y=11.4

.25
 3.75 G=29,35,1
 5

Y=16.7

.25
 3.75 G=38,44,1
 5

Y=22

.25
 3.75 G=47,53,1
 5

Y=25

.25
 3.75 G=56,62,1
 5

25 Y=1.5 Z=-4.5 : BAGIAN TIANG
 3.75 G=64,70,1
 25 Y=6 Z=-6.320
 3.75 G=71,77,1
 25 Y=11.4 Z=-8.503
 3.75 G=78,84,1
 25 Y=16.7 Z=-10.645
 3.75 G=85,91,1
 25 Y=22 Z=-12.787
 3.75 G=92,98,1

ENTS

. R=0,0,0,0,0,0
 . R=1,1,1,1,1,0

.4

33 I=.10002708 AS=1.10833 E=23.5E5 W=79.80 : BALOK LAJUR 1,4
 00 I=.0104167 AS=.41666 E=23.5E5 W=30 : BALOK LAJUR 2,3,5
 1.0 I=.45 AS=12.5 E=23.5E5 W=900 : PLAT
 3 T=.3556,.03436 E=2.1E7 G=8.0769E6 W=222.18 : TIANG LAJUR 1,4
 3 T=.3556,.03466 E=2.1E7 G=8.0769E6 W=222.18 : TIANG LAJUR 2,3,5

BERAT CRANE

0,-740

BEBAN AKSIAL

0,-3180 : BERGERAK DAN VERTIKAL

,0,-119.01 : AKSIAL LAJUR 4
,0,-157.26 : AKSIAL LAJUR 1
54 M=5 NSL=1,2 G=6,1,1,1
71 M=4 NSL=1,2,3 G=6,1,1,1
78 M=5 NSL=1,2 G=6,1,1,1
35 M=5 NSL=1,2 G=6,1,1,1
32 M=4 NSL=1,2,4 G=6,1,1,1

3=-1
23.5E5 U=.2 W=11.925
L,2,10,11 G=8,6

L=5 F=0,84.29238,0 : BENTURAN KAPAL
L=6 F=0,-100,0 : TARIKAN KAPAL

BEBAN GEMPA
L=7 F=0,115.9285,0

1,1,1,1,0,0 : MATI, AKSIAL, BENTURAN
1,1,1,0,1,0 : MATI, AKSIAL, TARIKAN
1,1,1,0,0,1 : MATI, AKSIAL, GEMPA
1,1,1,0,0,0 : MATI, AKSIAL

I N T D I S P L A C E M E N T S

COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

T	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.000001	.016547	-.000556	-.000305	-.000059	-.000001
2	.000002	.016545	-.000493	-.000280	-.000033	-.000001
3	.000003	.016546	-.000545	-.000285	.000033	.000001
4	.000001	.016546	-.000624	-.000280	.000010	.000000
5	.000000	.016546	-.000636	-.000284	.000000	.000000
6	-.000001	.016546	-.000624	-.000280	-.000010	.000000
7	-.000003	.016546	-.000545	-.000285	-.000033	-.000001
8	-.000002	.016545	-.000493	-.000280	.000033	.000001
9	-.000001	.016547	-.000556	-.000305	.000059	.000001
10	.000004	.016548	-.001014	-.000301	-.000068	-.000003
11	.000003	.016545	-.000940	-.000343	-.000040	-.000001
12	.000002	.016546	-.000992	-.000325	.000033	.000000
13	.000001	.016546	-.001071	-.000333	.000011	-.000000
14	.000000	.016546	-.001087	-.000334	.000000	.000000
15	-.000001	.016546	-.001071	-.000333	-.000011	.000000
16	-.000002	.016546	-.000992	-.000325	-.000033	-.000000
17	-.000003	.016545	-.000940	-.000343	.000040	.000001
18	-.000004	.016548	-.001014	-.000301	.000068	.000003
19	.000006	.016556	-.002402	-.000254	-.000069	.000000
20	.000005	.016557	-.002332	-.000275	-.000034	.000000
21	.000003	.016556	-.002416	-.000278	.000046	-.000000
22	.000001	.016556	-.002544	-.000293	.000021	.000000
23	.000000	.016556	-.002580	-.000297	.000000	.000000
24	-.000001	.016556	-.002544	-.000293	-.000021	-.000000
25	-.000003	.016556	-.002416	-.000278	-.000046	.000000
26	-.000005	.016557	-.002332	-.000275	.000034	-.000000
27	-.000006	.016556	-.002402	-.000254	.000069	.000000
28	.000005	.016571	-.003297	-.000068	-.000053	.000002
29	.000004	.016572	-.003247	-.000090	-.000017	-.000001
30	.000003	.016570	-.003399	-.000098	.000062	.000000
31	.000002	.016569	-.003575	-.000105	.000031	-.000001
32	.000000	.016569	-.003629	-.000107	.000000	.000000
33	-.000002	.016569	-.003575	-.000105	-.000031	.000001
34	-.000003	.016570	-.003399	-.000098	-.000062	-.000000
35	-.000004	.016572	-.003247	-.000090	.000017	.000001
36	-.000005	.016571	-.003297	-.000068	.000053	-.000002
37	.000010	.016591	-.003408	-.000010	.000020	-.000007
38	.000008	.016587	-.003438	-.000031	.000035	-.000001
39	.000004	.016585	-.003679	-.000051	.000072	-.000001
40	.000001	.016583	-.003882	-.000058	.000035	.000001
41	.000000	.016582	-.003942	-.000058	.000000	.000000
42	-.000001	.016583	-.003882	-.000058	-.000035	-.000001
43	-.000004	.016585	-.003679	-.000051	-.000072	.000001
44	-.000008	.016587	-.003438	-.000031	-.000035	.000001
45	-.000010	.016591	-.003408	-.000010	-.000020	.000007
46	.000012	.016594	-.004849	-.000753	.000077	.000009
47	.000012	.016602	-.004928	-.000774	.000067	.000002
48	.000004	.016611	-.005299	-.000783	.000095	.000001
49	-.000002	.016596	-.005540	-.000792	.000038	-.000004
50	.000000	.016583	-.005607	-.000796	.000000	.000000
51	.000002	.016596	-.005540	-.000792	-.000038	.000004

ram Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

I N T D I S P L A C E M E N T S

COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

T	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	-.000002	-.008709	-.000921	-.000095	-.000030	.000001
2	-.000003	-.008708	-.000888	-.000085	-.000018	.000001
3	-.000003	-.008708	-.000932	-.000094	.000027	-.000001
4	-.000002	-.008709	-.000998	-.000099	.000008	.000000
5	.000000	-.008709	-.001007	-.000102	.000000	.000000
6	.000002	-.008709	-.000998	-.000099	-.000008	.000000
7	.000003	-.008708	-.000932	-.000094	-.000027	.000001
8	.000003	-.008708	-.000888	-.000085	.000018	-.000001
9	.000002	-.008709	-.000921	-.000095	.000030	-.000001
10	-.000004	-.008710	-.001094	-.000160	-.000053	.000002
11	-.000004	-.008708	-.001033	-.000120	-.000033	.000000
12	-.000003	-.008708	-.001099	-.000145	.000033	-.000000
13	-.000002	-.008709	-.001173	-.000149	.000009	.000000
14	.000000	-.008709	-.001186	-.000154	.000000	.000000
15	.000002	-.008709	-.001173	-.000149	-.000009	.000000
16	.000003	-.008708	-.001099	-.000145	-.000033	.000000
17	.000004	-.008708	-.001033	-.000120	.000033	-.000000
18	.000004	-.008710	-.001094	-.000160	.000053	-.000002
19	-.000006	-.008714	-.002231	-.000281	-.000055	-.000000
20	-.000005	-.008714	-.002176	-.000269	-.000025	.000000
21	-.000004	-.008714	-.002271	-.000282	.000046	.000000
22	-.000002	-.008715	-.002399	-.000292	.000021	.000000
23	.000000	-.008716	-.002433	-.000298	.000000	.000000
24	.000002	-.008715	-.002399	-.000292	-.000021	.000000
25	.000004	-.008714	-.002271	-.000282	-.000046	-.000000
26	.000005	-.008714	-.002176	-.000269	.000025	-.000000
27	.000006	-.008714	-.002231	-.000281	.000055	.000000
28	-.000008	-.008720	-.003257	-.000095	-.000054	.000000
29	-.000007	-.008720	-.003207	-.000095	-.000017	.000000
30	-.000006	-.008722	-.003359	-.000111	.000062	-.000000
31	-.000003	-.008725	-.003534	-.000116	.000030	-.000000
32	.000000	-.008726	-.003587	-.000119	.000000	.000000
33	.000003	-.008725	-.003534	-.000116	-.000030	.000000
34	.000006	-.008722	-.003359	-.000111	-.000062	.000000
35	.000007	-.008720	-.003207	-.000095	.000017	-.000000
36	.000008	-.008720	-.003257	-.000095	.000054	-.000000
37	-.000006	-.008721	-.003418	-.000016	.000017	.000000
38	-.000006	-.008722	-.003446	-.000024	.000033	-.000002
39	-.000007	-.008730	-.003684	-.000049	.000072	-.000001
40	-.000004	-.008737	-.003887	-.000055	.000034	-.000000
41	.000000	-.008740	-.003948	-.000056	.000000	.000000
42	.000004	-.008737	-.003887	-.000055	-.000034	.000000
43	.000007	-.008730	-.003684	-.000049	-.000072	.000001
44	.000006	-.008722	-.003446	-.000024	-.000033	.000002
45	.000006	-.008721	-.003418	-.000016	-.000017	.000000
46	.000003	-.008720	-.004820	-.0000738	.000075	-.000004
47	.000003	-.008722	-.004896	-.0000747	.000066	-.000000
48	.000002	-.008731	-.005265	-.0000762	.000095	-.000004
49	-.000004	-.008751	-.005506	-.0000769	.000038	-.000004
50	.000000	-.008768	-.005574	-.0000774	.000000	.000000
51	.000004	-.008751	-.005506	-.0000769	-.000038	.000004

hitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

D I S P L A C E M E N T S

NATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
786E-07	.6942E-03	-.7849E-03	-.1728E-03	-.4067E-04	.7522E-08
541E-07	.6942E-03	-.7413E-03	-.1577E-03	-.2370E-04	.1207E-07
205E-07	.6942E-03	-.7880E-03	-.1651E-03	.2907E-04	-.2024E-08
365E-07	.6942E-03	-.8589E-03	-.1666E-03	.8835E-05	.7242E-08
000E+00	.6942E-03	-.8693E-03	-.1698E-03	.0000E+00	.0000E+00
365E-07	.6942E-03	-.8589E-03	-.1666E-03	-.8835E-05	-.7242E-08
5205E-07	.6942E-03	-.7880E-03	-.1651E-03	-.2907E-04	.2024E-08
3541E-07	.6942E-03	-.7413E-03	-.1577E-03	.2370E-04	-.1207E-07
1786E-07	.6942E-03	-.7849E-03	-.1728E-03	.4067E-04	-.7522E-08
.000000	.000694	-.001064	-.000212	-.000058	.000000
2672E-07	.6942E-03	-.9982E-03	-.2031E-03	-.3523E-04	.4142E-09
.000000	.000694	-.001059	-.000212	.000033	.000000
.000000	.000694	-.001135	-.000218	.000010	.000000
.000000	.000694	-.001150	-.000221	.000000	.000000
.000000	.000694	-.001135	-.000218	-.000010	.000000
.000000	.000694	-.001059	-.000212	-.000033	.000000
2672E-07	.6942E-03	-.9982E-03	-.2031E-03	.3523E-04	-.4142E-09
.000000	.000694	-.001064	-.000212	.000058	.000000
.000000	.000694	-.002295	-.000271	-.000060	.000000
.000000	.000694	-.002234	-.000272	-.000029	.000000
.000000	.000694	-.002325	-.000280	.000046	.000000
.000000	.000694	-.002453	-.000292	.000021	.000000
.000000	.000694	-.002488	-.000297	.000000	.000000
.000000	.000694	-.002453	-.000292	-.000021	.000000
.000000	.000694	-.002325	-.000280	-.000046	.000000
.000000	.000694	-.002234	-.000272	.000029	.000000
.000000	.000694	-.002295	-.000271	.000060	.000000
.000000	.000694	-.003272	-.000085	-.000054	.000000
.000000	.000694	-.003222	-.000093	-.000017	.000000
.000000	.000694	-.003374	-.000106	.000062	.000000
.000000	.000694	-.003350	-.000112	.000030	.000000
.000000	.000694	-.003603	-.000114	.000000	.000000
.000000	.000694	-.003550	-.000112	-.000030	.000000
.000000	.000694	-.003374	-.000106	-.000062	.000000
.000000	.000694	-.003222	-.000093	.000017	.000000
.000000	.000694	-.003272	-.000085	.000054	.000000
.000000	.000694	-.003414	-.000014	.000018	.000000
.000000	.000695	-.003443	-.000026	.000034	.000000
.000000	.000695	-.003682	-.000050	.000072	.000000
.000000	.000695	-.003885	-.000056	.000034	.000000
.000000	.000695	-.003946	-.000057	.000000	.000000
.000000	.000695	-.003885	-.000056	-.000034	.000000
.000000	.000695	-.003682	-.000050	-.000072	.000000
.000000	.000695	-.003443	-.000026	-.000034	.000000
.000000	.000695	-.003414	-.000014	-.000018	.000000
.000000	.000695	-.004831	-.000743	.000076	.000000
.000000	.000695	-.004908	-.000757	.000066	.000000
.000000	.000695	-.005278	-.000770	.000095	.000000
.000000	.000695	-.005519	-.000778	.000038	.000000
.000000	.000695	-.005586	-.000782	.000000	.000000
.000000	.000695	-.005519	-.000778	-.000038	.000000

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 4 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
1	.1786E-07	.6942E-03	-.7849E-03	-.1728E-03	-.4067E-04	.7522E-08
2	.3541E-07	.6942E-03	-.7413E-03	-.1577E-03	-.2370E-04	.1207E-07
3	.6205E-07	.6942E-03	-.7880E-03	-.1651E-03	.2907E-04	-.2024E-08
4	.4365E-07	.6942E-03	-.8589E-03	-.1666E-03	.8835E-05	.7242E-08
5	.0000E+00	.6942E-03	-.8693E-03	-.1698E-03	.0000E+00	.0000E+00
6	-.4365E-07	.6942E-03	-.8589E-03	-.1666E-03	-.8835E-05	-.7242E-08
7	-.6205E-07	.6942E-03	-.7880E-03	-.1651E-03	-.2907E-04	.2024E-08
8	-.3541E-07	.6942E-03	-.7413E-03	-.1577E-03	.2370E-04	-.1207E-07
9	-.1786E-07	.6942E-03	-.7849E-03	-.1728E-03	.4067E-04	-.7522E-08
10	.000000	.000694	-.001064	-.000212	-.000058	.000000
11	.2672E-07	.6942E-03	-.9982E-03	-.2031E-03	-.3523E-04	.4142E-09
12	.000000	.000694	-.001059	-.000212	.000033	.000000
13	.000000	.000694	-.001135	-.000218	.000010	.000000
14	.000000	.000694	-.001150	-.000221	.000000	.000000
15	.000000	.000694	-.001135	-.000218	-.000010	.000000
16	.000000	.000694	-.001059	-.000212	-.000033	.000000
17	-.2672E-07	.6942E-03	-.9982E-03	-.2031E-03	.3523E-04	-.4142E-09
18	.000000	.000694	-.001064	-.000212	.000058	.000000
19	.000000	.000694	-.002295	-.000271	-.000060	.000000
20	.000000	.000694	-.002234	-.000272	-.000029	.000000
21	.000000	.000694	-.002325	-.000280	.000046	.000000
22	.000000	.000694	-.002453	-.000292	.000021	.000000
23	.000000	.000694	-.002488	-.000297	.000000	.000000
24	.000000	.000694	-.002453	-.000292	-.000021	.000000
25	.000000	.000694	-.002325	-.000280	-.000046	.000000
26	.000000	.000694	-.002234	-.000272	.000029	.000000
27	.000000	.000694	-.002295	-.000271	.000060	.000000
28	.000000	.000694	-.003272	-.000085	-.000054	.000000
29	.000000	.000694	-.003222	-.000093	-.000017	.000000
30	.000000	.000694	-.003374	-.000106	.000062	.000000
31	.000000	.000694	-.003550	-.000112	.000030	.000000
32	.000000	.000694	-.003603	-.000114	.000000	.000000
33	.000000	.000694	-.003550	-.000112	-.000030	.000000
34	.000000	.000694	-.003374	-.000106	-.000062	.000000
35	.000000	.000694	-.003222	-.000093	.000017	.000000
36	.000000	.000694	-.003272	-.000085	.000054	.000000
37	.000000	.000695	-.003414	-.000014	.000018	.000000
38	.000000	.000695	-.003443	-.000026	.000034	.000000
39	.000000	.000695	-.003682	-.000050	.000072	.000000
40	.000000	.000695	-.003885	-.000056	.000034	.000000
41	.000000	.000695	-.003946	-.000057	.000000	.000000
42	.000000	.000695	-.003885	-.000056	-.000034	.000000
43	.000000	.000695	-.003682	-.000050	-.000072	.000000
44	.000000	.000695	-.003443	-.000026	-.000018	.000000
45	.000000	.000695	-.003414	-.000014	-.000014	.000000
46	.000000	.000695	-.004831	-.000743	.000076	.000000
47	.000000	.000695	-.004908	-.000757	.000066	.000000
48	.000000	.000695	-.005278	-.000770	.000095	.000000
49	.000000	.000695	-.005519	-.000778	.000038	.000000
50	.000000	.000695	-.005586	-.000782	.000000	.000000
51	.000000	.000695	-.005519	-.000778	-.000038	.000000

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.0000E+00	.2234E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	.0000E+00	.2344E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	.1827E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1774E-11
4	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	.0000E+00	-.1312E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2107E-11
6	.0000E+00	-.5291E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2211E-11
7	.1521E-11	.1353E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1683E-11
8	.0000E+00	.1008E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	-.2512E-11	-.3297E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1006E-11
11	.0000E+00	.1035E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2181E-11
12	.0000E+00	-.2825E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4303E-11
13	.4613E-11	-.3401E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1315E-11
14	.0000E+00	-.6306E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
15	.3847E-11	.1117E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	-.3540E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1566E-11
17	-.2128E-11	.1500E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1142E-11
18	.0000E+00	-.1305E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1227E-11
19	-.2528E-11	-.1434E-11	.2393E-11	.0000E+00	-.3181E-11	.1781E-11
20	.5925E-11	.2300E-11	-.2130E-11	.0000E+00	.0000E+00	.3304E-11
21	.1720E-11	-.2571E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.6388E-11
22	-.2544E-11	.7839E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
23	.0000E+00	-.1210E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4036E-11
24	.0000E+00	-.5331E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2259E-11
25	.0000E+00	-.1358E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4959E-11
26	.0000E+00	.3863E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1487E-11	.1225E-11
27	.0000E+00	-.1512E-11	.1561E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	-.3827E-11	.1889E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1990E-11	.0000E+00
29	.6728E-11	.1200E-10	.0000E+00	.0000E+00	-.2044E-11	.4506E-11
30	.0000E+00	-.9082E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5186E-11
31	-.1532E-11	.1326E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.0000E+00	.1235E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1463E-11
33	.0000E+00	-.3690E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5314E-11
34	.1585E-11	.1394E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4409E-11
35	.1285E-11	.5584E-11	-.2171E-11	.0000E+00	-.1521E-11	-.6398E-11
36	-.1244E-11	.2366E-10	.1179E-11	.0000E+00	-.2194E-11	-.1002E-10
37	-.1831E-11	.1366E-11	-.1677E-11	.0000E+00	.2388E-11	.2446E-11
38	.1409E-11	-.1981E-11	.0000E+00	.0000E+00	.2939E-11	.4117E-11
39	.0000E+00	.8137E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1401E-11
40	.3185E-11	.5979E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.5465E-11
41	.0000E+00	.5856E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1993E-11
42	-.1559E-11	-.1537E-10	-.1130E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1603E-11
43	.3876E-11	-.1054E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4588E-11
44	.2212E-11	-.1310E-10	-.4422E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.4931E-11
45	.0000E+00	.1453E-10	-.1685E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.4566E-11
46	.0000E+00	-.7123E-11	.0000E+00	.0000E+00	.1083E-11	-.1786E-11
47	-.2091E-11	.2382E-11	.1188E-11	.0000E+00	-.2092E-11	-.1335E-11
48	-.1470E-11	.2652E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1097E-11
49	.0000E+00	.6819E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3953E-11
50	.0000E+00	-.9448E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2363E-11
51	.0000E+00	.3469E-11	.1179E-11	.1132E-11	.0000E+00	.1722E-11

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 1 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2179E-11
53	-.3453E-11	.9972E-11	.1498E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.2115E-11
54	.0000E+00	.5551E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.4000E-11	-.1465E-11
55	.0000E+00	-.2072E-11	.1951E-11	.0000E+00	-.2060E-11	-.1474E-11
56	.1911E-11	.7099E-11	-.1268E-11	.0000E+00	-.1412E-11	-.2360E-11
57	.0000	84.2924	.0000	.0000	.0000	.0000
58	-.1680E-11	-.1472E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1380E-11
59	.0000E+00	.1203E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
60	-.1233E-11	-.6319E-11	.0000E+00	.1543E-11	.0000E+00	.0000E+00
61	.0000	84.2924	.0000	.0000	.0000	.0000
62	.0000E+00	.4619E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1250E-11	-.1452E-11
63	.0000E+00	.2909E-11	-.4667E-11	.0000E+00	-.1735E-11	.0000E+00
64	-.1119	-19.0892	153.3171	43.6792	-.1675	.0000
65	.0871	-19.1407	161.8242	43.7559	.1259	.0000
66	.0276	-19.1178	174.6955	43.7227	.0394	.0000
67	.0000	-19.1153	177.3115	43.7191	.0000	.0000
68	-.0276	-19.1178	174.6955	43.7227	-.0394	.0000
69	-.0871	-19.1407	161.8242	43.7559	-.1259	.0000
70	.1119	-19.0892	153.3171	43.6792	.1675	.0000
71	-.0259	-2.5443	193.0412	11.4868	-.0769	.0000
72	.0330	-2.5423	199.9872	11.4811	.0956	.0000
73	.0154	-2.5314	210.6485	11.4491	.0445	.0000
74	.0000	-2.5285	213.5867	11.4408	.0000	.0000
75	-.0154	-2.5314	210.6485	11.4491	-.0445	.0000
76	-.0330	-2.5423	199.9872	11.4811	-.0956	.0000
77	.0259	-2.5443	193.0412	11.4868	.0769	.0000
78	-.0080	-1.2652	210.6966	7.2315	-.0309	.0000
79	.0273	-1.2615	220.5002	7.2173	.1023	.0000
80	.0135	-1.2582	231.9741	7.2049	.0505	.0000
81	.0000	-1.2575	235.4557	7.2022	.0000	.0000
82	-.0135	-1.2582	231.9741	7.2049	-.0505	.0000
83	-.0273	-1.2615	220.5002	7.2173	-.1023	.0000
84	.0080	-1.2652	210.6966	7.2315	.0309	.0000
85	.0101	-.7147	183.0924	4.9458	.0454	.0000
86	.0215	-.7087	195.9415	4.9180	.0979	.0000
87	.0103	-.7064	206.7569	4.9074	.0474	.0000
88	.0000	-.7064	209.9662	4.9070	.0000	.0000
89	-.0103	-.7064	206.7569	4.9074	-.0474	.0000
90	-.0215	-.7087	195.9415	4.9180	-.0979	.0000
91	-.0101	-.7147	183.0924	4.9458	-.0454	.0000
92	.0190	-.4626	256.3018	3.7640	.0872	.0000
93	.0273	-.4604	275.6293	3.7544	.1269	.0000
94	.0111	-.4573	288.1644	3.7385	.0521	.0000
95	.0000	-.4556	291.6634	3.7293	.0000	.0000
96	-.0111	-.4573	288.1644	3.7385	-.0521	.0000
97	-.0273	-.4604	275.6293	3.7544	-.1269	.0000
98	-.0190	-.4626	256.3018	3.7640	-.0872	.0000

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.0000E+00	-.1794E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	.1116E-11	.1122E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	-.8444E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1339E-11
4	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1135E-11
5	-.2585E-11	.2172E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.0000E+00	.1568E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.0000E+00	-.3239E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1230E-11
8	.0000E+00	-.4045E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.0000E+00	.1648E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
10	.0000E+00	-.4866E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	-.2219E-11	-.4442E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
12	-.2760E-11	.2389E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	-.2248E-11	.1649E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1638E-11
14	.0000E+00	.6070E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
15	.0000E+00	-.3981E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	-.1631E-11	.1388E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
17	-.1079E-11	-.8176E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
18	.0000E+00	.1506E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2121E-11
19	.1365E-11	.0000E+00	.2197E-11	.0000E+00	-.3002E-11	-.2383E-11
20	.0000E+00	.8330E-11	-.2089E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000E+00	-.9728E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
22	.0000E+00	.1504E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2697E-11
23	.0000E+00	.1620E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1545E-11
24	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1786E-11
25	.0000E+00	.1329E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1521E-11
26	.0000E+00	-.2023E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1378E-11	-.1740E-11
27	.0000E+00	-.1524E-11	.1528E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.1583E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1956E-11	.3053E-11
29	-.2279E-11	-.1133E-10	.1024E-11	.0000E+00	-.1999E-11	.2352E-11
30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
31	.1351E-11	-.5185E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.4661E-11
32	.1500E-11	.2310E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	-.1479E-11	-.1398E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
34	.1880E-11	.7809E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.2730E-11
35	.0000E+00	-.1472E-10	-.2126E-11	.0000E+00	-.1514E-11	.0000E+00
36	.0000E+00	-.2494E-11	.1171E-11	.0000E+00	-.2164E-11	.1919E-11
37	.0000E+00	.1329E-10	-.1676E-11	.0000E+00	.2383E-11	.1268E-11
38	-.1575E-11	-.5502E-11	.0000E+00	.0000E+00	.2947E-11	.2615E-11
39	.1273E-11	-.5817E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1999E-11
40	.0000E+00	.3674E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.3277E-11
41	.1413E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1981E-11
42	.0000E+00	.1597E-11	-.1130E-11	.0000E+00	.0000E+00	.1871E-11
43	.1799E-11	-.7078E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1322E-11
44	.0000E+00	.6724E-11	-.4422E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.0000E+00	.1566E-11	-.1687E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1963E-11
46	-.1094E-11	-.5746E-11	.0000E+00	.0000E+00	.1073E-11	-.3291E-11
47	-.1895E-11	.0000E+00	.1172E-11	.0000E+00	-.2089E-11	-.3211E-11
48	.2784E-11	.1548E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.3613E-11
49	.0000E+00	-.2305E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4261E-11
50	.0000E+00	.1087E-10	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2064E-11
51	-.1249E-11	.1201E-10	.1182E-11	.1141E-11	.0000E+00	.5300E-11

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 2 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.1006E-11	.1356E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.4139E-11
53	.1121E-11	-.1764E-11	.1509E-11	.0000E+00	.0000E+00	.3656E-11
54	.0000E+00	-.6666E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.3990E-11	.0000E+00
55	.0000E+00	-.1024E-11	.1932E-11	.0000E+00	-.2043E-11	.0000E+00
56	.0000E+00	-.1593E-11	-.1259E-11	.0000E+00	-.1387E-11	.0000E+00
57	.0000E+00	-.7339E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
58	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
59	.0000	-100.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
60	.2324E-11	-.4731E-11	.0000E+00	.1542E-11	.0000E+00	.1360E-11
61	-.2232E-11	.4202E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
62	.0000E+00	.3479E-11	.0000E+00	.0000E+00	-.1244E-11	.1375E-11
63	.0000E+00	-.1749E-11	-.4649E-11	.0000E+00	-.1724E-11	.0000E+00
64	-.0844	10.8653	168.4009	-24.1919	-.1205	.0000
65	.0922	10.9342	179.2441	-24.2937	.1382	.0000
66	.0276	10.9470	191.2247	-24.3133	.0422	.0000
67	.0000	10.9589	193.4871	-24.3310	.0000	.0000
68	-.0276	10.9470	191.2247	-24.3133	-.0422	.0000
69	-.0922	10.9342	179.2441	-24.2937	-.1382	.0000
70	.0844	10.8653	168.4009	-24.1919	.1205	.0000
71	-.0176	1.6411	180.1380	-6.9266	-.0500	.0000
72	.0341	1.6504	187.9891	-6.9535	.1005	.0000
73	.0156	1.6579	198.5826	-6.9759	.0461	.0000
74	.0000	1.6620	201.4594	-6.9878	.0000	.0000
75	-.0156	1.6579	198.5826	-6.9759	-.0461	.0000
76	-.0341	1.6504	187.9891	-6.9535	-.1005	.0000
77	.0176	1.6411	180.1380	-6.9266	.0500	.0000
78	-.0071	.7292	208.1031	-4.0436	-.0254	.0000
79	.0279	.7366	217.9371	-4.0719	.1058	.0000
80	.0137	.7391	229.3089	-4.0815	.0520	.0000
81	.0000	.7403	232.7442	-4.0862	.0000	.0000
82	-.0137	.7391	229.3089	-4.0815	-.0520	.0000
83	-.0279	.7366	217.9371	-4.0719	-.1058	.0000
84	.0071	.7292	208.1031	-4.0436	.0254	.0000
85	.0102	.3879	183.5189	-2.6560	.0474	.0000
86	.0219	.3960	196.2305	-2.6938	.1010	.0000
87	.0106	.3980	207.0383	-2.7037	.0488	.0000
88	.0000	.3983	210.2457	-2.7056	.0000	.0000
89	-.0106	.3980	207.0383	-2.7037	-.0488	.0000
90	-.0219	.3960	196.2305	-2.6938	-.1010	.0000
91	-.0102	.3879	183.5189	-2.6560	-.0474	.0000
92	.0190	.5773	254.6833	-3.5341	.0882	.0000
93	.0274	.5819	273.8481	-3.5563	.1272	.0000
94	.0113	.5849	286.3916	-3.5725	.0529	.0000
95	.0000	.5869	289.9103	-3.5834	.0000	.0000
96	-.0113	.5849	286.3916	-3.5725	-.0529	.0000
97	-.0274	.5819	273.8481	-3.5563	-.1272	.0000
98	-.0190	.5773	254.6833	-3.5341	-.0882	.0000

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	.0000E+00	-.1249E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	-.1413E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
14	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
15	.0000E+00	-.1208E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
17	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
18	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
19	.0000E+00	.0000E+00	.2214E-11	.0000E+00	-.3036E-11	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	-.2046E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
22	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
23	.0000E+00	-.1397E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
24	.0000E+00	-.1477E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
25	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
26	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1410E-11	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.1553E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1956E-11	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.1030E-11	.0000E+00	-.1997E-11	.0000E+00
30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
31	.0000E+00	-.1275E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.0000E+00	.1733E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
34	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	.0000E+00	.0000E+00	-.2146E-11	.0000E+00	-.1506E-11	.0000E+00
36	.0000E+00	.0000E+00	.1177E-11	.0000E+00	-.2169E-11	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00	-.1679E-11	.0000E+00	.2384E-11	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2945E-11	.0000E+00
39	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
40	.0000E+00	-.1012E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
41	.0000E+00	-.1260E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	-.1130E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
43	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
44	.0000E+00	.0000E+00	-.4420E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.0000E+00	.0000E+00	-.1688E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
46	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1076E-11	.0000E+00
47	.0000E+00	.0000E+00	.1180E-11	.0000E+00	-.2093E-11	.0000E+00
48	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
49	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
50	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
51	.0000E+00	.0000E+00	.1180E-11	.1137E-11	.0000E+00	.0000E+00

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

R E A C T I O N S A N D A P P L I E D F O R C E S

LOAD COMBINATION 3 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
52	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
53	.0000E+00	.0000E+00	.1506E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
54	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.3993E-11	.0000E+00
55	.0000E+00	.0000E+00	.1942E-11	.0000E+00	-.2055E-11	.0000E+00
56	.0000E+00	.0000E+00	-.1270E-11	.0000E+00	-.1397E-11	.0000E+00
57	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
58	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
59	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
60	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1540E-11	.0000E+00	.0000E+00
61	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
62	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1246E-11	.0000E+00
63	.0000E+00	.0000E+00	-.4655E-11	.0000E+00	-.1726E-11	.0000E+00
64	-.0960	-.2871	162.7840	1.0774	-.1411	.0000
65	.0891	-.2632	172.7587	1.0423	.1310	.0000
66	.0269	-.2469	185.0709	1.0184	.0395	.0000
67	.0000	-.2388	187.4649	1.0064	.0000	.0000
68	-.0269	-.2469	185.0709	1.0184	-.0395	.0000
69	-.0891	-.2632	172.7587	1.0423	-.1310	.0000
70	.0960	-.2871	162.7840	1.0774	.1411	.0000
71	-.0210	.0829	184.9416	-.0711	-.0612	.0000
72	.0335	.0894	192.4563	-.0901	.0976	.0000
73	.0154	.0981	203.0752	-.1155	.0448	.0000
74	.0000	.1016	205.9749	-.1258	.0000	.0000
75	-.0154	.0981	203.0752	-.1155	-.0448	.0000
76	-.0335	.0894	192.4563	-.0901	-.0976	.0000
77	.0210	.0829	184.9416	-.0711	.0612	.0000
78	-.0077	-.0132	209.0685	.1534	-.0288	.0000
79	.0275	-.0073	218.8915	.1312	.1033	.0000
80	.0135	-.0047	230.3013	.1214	.0508	.0000
81	.0000	-.0037	233.7538	.1179	.0000	.0000
82	-.0135	-.0047	230.3013	.1214	-.0508	.0000
83	-.0275	-.0073	218.8915	.1312	-.1033	.0000
84	.0077	-.0132	209.0685	.1534	.0288	.0000
85	.0101	-.0224	183.3602	.1724	.0464	.0000
86	.0216	-.0153	196.1230	.1400	.0991	.0000
87	.0104	-.0134	206.9335	.1315	.0476	.0000
88	.0000	-.0133	210.1415	.1308	.0000	.0000
89	-.0104	-.0134	206.9335	.1315	-.0476	.0000
90	-.0216	-.0153	196.1230	.1400	-.0991	.0000
91	-.0101	-.0224	183.3602	.1724	-.0464	.0000
92	.0192	.1906	255.2856	-.8203	.0895	.0000
93	.0275	.1942	274.5110	-.8372	.1279	.0000
94	.0111	.1966	287.0519	-.8480	.0517	.0000
95	.0000	.1978	290.5635	-.8539	.0000	.0000
96	-.0111	.1966	287.0519	-.8480	-.0517	.0000
97	-.0275	.1942	274.5110	-.8372	-.1279	.0000
98	-.0192	.1906	255.2856	-.8203	-.0895	.0000

Program Perhitungan Pondasi Dermaga (Ton_Meter)

REACTIONS AND APPLIED FORCES

LOAD COMBINATION 4 - FORCES "F" AND MOMENTS "M"

JOINT	F(X)	F(Y)	F(Z)	M(X)	M(Y)	M(Z)
1	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
2	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
3	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
4	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
5	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
6	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
7	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
8	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
9	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
10	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
11	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
12	.0000E+00	-.1249E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	-.1413E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
14	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
15	.0000E+00	-.1208E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
17	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
18	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
19	.0000E+00	.0000E+00	.2214E-11	.0000E+00	-.3036E-11	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	-.2046E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
22	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
23	.0000E+00	-.1397E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
24	.0000E+00	-.1477E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
25	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
26	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1410E-11	.0000E+00
27	.0000E+00	.0000E+00	.1553E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.1956E-11	.0000E+00
29	.0000E+00	.0000E+00	.1030E-11	.0000E+00	-.1997E-11	.0000E+00
30	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
31	.0000E+00	-.1275E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.0000E+00	.1733E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
34	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
35	.0000E+00	.0000E+00	-.2146E-11	.0000E+00	-.1506E-11	.0000E+00
36	.0000E+00	.0000E+00	.1177E-11	.0000E+00	-.2169E-11	.0000E+00
37	.0000E+00	.0000E+00	-.1679E-11	.0000E+00	.2384E-11	.0000E+00
38	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.2945E-11	.0000E+00
39	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
40	.0000E+00	-.1012E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
41	.0000E+00	-.1260E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	-.1130E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
43	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
44	.0000E+00	.0000E+00	-.4420E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.0000E+00	.0000E+00	-.1688E-11	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
46	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.1076E-11	.0000E+00
47	.0000E+00	.0000E+00	.1180E-11	.0000E+00	-.2093E-11	.0000E+00
48	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
49	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
50	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
51	.0000E+00	.0000E+00	.1180E-11	.1137E-11	.0000E+00	.0000E+00