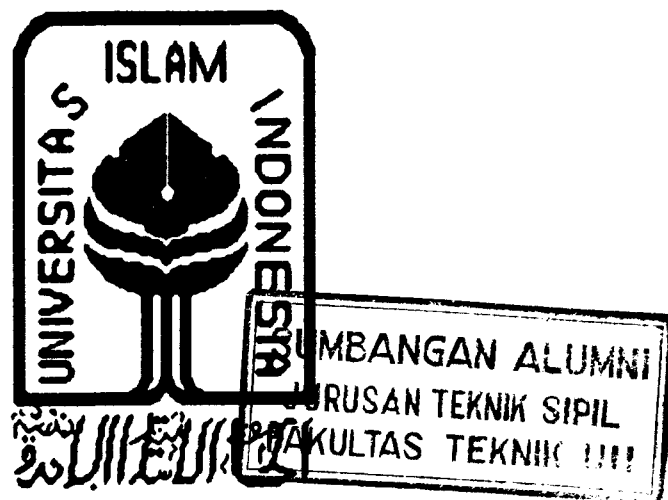


**TUGAS AKHIR
STUDI PUSTAKA**

**ANALISIS DAN PERENCANAAN
PONDASI TIANG PANCANG BETON PRATEGANG**



Disusun Oleh :

1. Nama : DENY SYAHRANI
No. Mhs. : 92 310 031
2. Nama : RIZAL SULISTYO NUGROHO
No. Mhs. : 92 310 105

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
1997**



**TUGAS AKHIR
STUDI PUSTAKA**

ANALISIS DAN PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PRATEGANG

**Diajukan sebagai syarat untuk memperoleh
Derajat Strata Satu (S-1) pada
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Universitas Islam Indonesia**

Disusun Oleh :

- 1. Nama : DENY SYAHRANI
No.Mhs : 92 310 031**
- 2. Nama : RIZAL SULISTYO NUGROHO
No.Mhs : 92 310 105**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
1997**

"Allah tidak membebani seseorang melainkan sesuai dengan kesanggupannya.....(QS. Al-Baqarah: 286)

"Apabila telah datang pertolongan Allah dan kemenangan, dan kamu lihat manusia masuk agama Allah dengan berbondong-bondong, maka bertasbihlah dengan memuja Tuhan-mu dan mohonlah ampun kepada-Nya. Sesungguhnya Dia adalah Maha Penerima Taubat. (QS.An-Nashr: 1-3)

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT,
Tugas Akhir ini kami persembahkan kepada,
Yang Tercinta.....

Ayah, ibu, kakek, nenek, saudara-saudara kandung, saudara-saudara yang lain, Rekan-rekan seperjuangan khususnya mahasiswa Teknik Sipil UII angkatan 92, serta rekan-rekan lainnya.

**LEMBAR PENGESAHAN
TUGAS AKHIR**

**STUDI PUSTAKA
ANALISIS DAN PERENCANAAN
PONDASI TIANG PANCANG BETON PRATEGANG**



Disusun Oleh :

1. Deny Syahrani
No. Mhs : 92 310 031
2. Rizal Sulistyono Nugroho
No. Mhs : 92 310 105

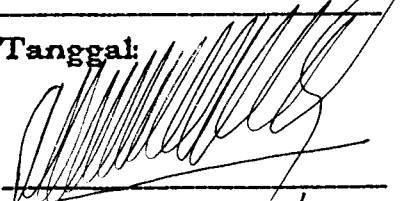
Telah diperiksa dan disetujui oleh,

1. Ir. M. Teguh, MSCE

Dosen Pembimbing I

2. Ir. A. Kadir Aboe, MS

Dosen Pembimbing II


18/3/97
Tanggal: 
Tanggal: 17/03/97

PRAKATA

Bismillaahirrahmaanirrahiim,

Assalamualaikum wr. wb,

Puji syukur dipanjatkan kehadiran Allah SWT, karena atas limpahan berkah dan rahmat-Nya, maka Tugas Akhir ini dapat diselesaikan tepat pada waktunya.

Tugas Akhir ini disusun sebagai syarat untuk meraih jenjang Strata-1 pada Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Penyusunan Tugas Akhir ini dilakukan dengan memanfaatkan segala daya dan upaya yang ada serta dukungan dari berbagai pihak. Ketersediaan literatur-literatur penunjang baik yang diperoleh dari perpustakaan jurusan Teknik Sipil, maupun dari pihak-pihak lain yang berkompeten dengan permasalahan yang dihadapi, sangat membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini. Peran dosen pembimbing yang telah memberikan bimbingan secara intensif juga turut membantu agar penyusunan Tugas Akhir ini sesuai dengan aturan-aturan yang berlaku.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, tentu saja tidak lepas dari berbagai hambatan yang menghadang di tengah jalan. Namun dengan bekal motivasi yang kuat dan keyakinan bahwa segala permasalahan itu pasti ada jalan keluarnya, Alhamdulillah semua hambatan itu berhasil diatasi dengan baik.

Ucapan terimakasih yang sebesar-besarnya disampaikan kepada berbagai pihak atas segala bantuan yang telah diberikan, antara lain:

1. Bapak Ir. Susastrawan, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan,
 2. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil,
 3. Bapak Ir. M. Teguh, MSCE, selaku Dosen Pembimbing I,
 4. Bapak Ir. Kadir Aboe, MS, selaku Dosen Pembimbing II,
 5. Berbagai pihak yang tidak bisa disebutkan satu persatu.
- 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.

Wassalamualaikum wr. wb.

Yogyakarta, Januari 1997

Penulis

DAFTAR ISI

	Halaman
LEMBAR JUDUL.....	i
LEMBAR PERSEMBAHAN.....	ii
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
PRAKATA.....	iv
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR LAMPIRAN.....	xiii
DAFTAR NOTASI.....	xiv
ABSTRAK.....	xviii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Tujuan.....	2
1.3 Ruang Lingkup dan Batasan.....	3
BAB II TINJAUAN UMUM PONDASI TIANG PANCANG.....	4
2.1 Pengertian Pondasi Tiang Pancang.....	4
2.2 Dasar-dasar Analisis Perencanaan.....	4
2.3 Sistem Gaya-gaya yang Bekerja pada Pondasi Tiang Pancang.....	5
2.3.1 Gaya-gaya pada saat layan.....	5
2.3.2 Gaya akibat pengangkatan.....	6
2.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasar- kan Kapasitas Dukung Tanah.....	9
2.4.1 Kapasitas dukung tiang pancang tunggal....	9
2.4.2 Kapasitas dukung kelompok tiang.....	20

BAB III TINJAUAN TIANG PANCANG BETON PRATEGANG.....	30
3.2 Keuntungan Penggunaan Pondasi Tiang Pancang Prategang.....	31
3.3 Efek Tekukan Akibat Gaya Prategang.....	31
3.4 Tegangan-tegangan Ijin.....	37
3.5 Luas Baja Prategang yang Diperlukan.....	39
3.6 Kapasitas Tiang Pancang Beton Prategang.....	41
3.6.1 Kapasitas beban aksial tiang.....	41
3.6.2 Kapasitas momen.....	42
3.6.3 Kapasitas kombinasi antara beban aksial dan momen.....	43
3.7 Pengaruh Kelangsingan terhadap Kapasitas Tiang..	54
3.8 Penulangan Spiral.....	59
BAB IV PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG BETON PRATEGANG...	61
4.1 Gaya-gaya yang Terjadi.....	61
4.2 Data Perencanaan.....	62
4.2.1 Data karakteristik tanah.....	62
4.2.2 Data karakteristik struktur pondasi tiang pancang.....	64
4.3 Perhitungan Distribusi Gaya dan Kapasitas Dukung Tanah pada Pondasi Tiang Pancang.....	64
4.3.1 Optimalisasi penentuan panjang tiang berdasarkan kuat dukung tanah (tinjauan pendekatan.....	64
4.3.2 Perhitungan distribusi gaya dan kapasitas dukung tanah.....	66

4.4 Perencanaan Penampang Tiang Pancang Beton Prate-	
gang.....	76
4.4.1 Data struktur.....	76
4.4.2 Rasio kelangsingan tiang.....	77
4.4.3 Gaya-gaya yang diterima tiang pancang.....	77
4.4.4 Tegangan-tegangan yang diijinkan.....	78
4.4.5 Perencanaan tulangan prategang.....	79
BAB V PEMBAHASAN.....	87
5.1 Optimalisasi Panjang Tiang Berdasarkan Kapasitas	
Dukung Tanah (Tinjauan Pendekatan).....	87
5.2 Pengaruh Jarak Antar Tiang pada Kelompok Tiang	
Terhadap Distribusi Gaya pada Pondasi Tiang Pan-	
cang.....	89
5.3 Pengaruh Gaya Prategang Efektif terhadap Kapasi-	
tas Penampang.....	90
5.4 Pengaruh Panjang Tiang terhadap Kapasitas Beban	
Aksial.....	99
5.5 Pengaruh Penyebaran Luasan Tulangan terhadap Ka-	
pasitas Penampang.....	99
5.6 Optimalisasi Tulangan Prategang yang Digunakan..	100
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN.....	103
6.1 Kesimpulan.....	103
6.2 Saran-saran.....	104
DAFTAR PUSTAKA.....	106
LAMPIRAN	107

DAFTAR TABEL

No.Tabel	Keterangan	Halaman
2.1	Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah non kohesif	29
2.2	Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah kohesif	29
3.1	Tegangan-tegangan beton dan baja yang diperkenankan pada tiang pancang beton prategang	38
4.1	Nilai efisiensi akibat pertambahan kapasitas dukung tanah dan pertambahan panjang tiang	66
4.2	Gaya aksial setiap tiang pada formasi pertama	68
4.3	Gaya aksial setiap tiang pada formasi kedua	73
4.4	Gaya aksial setiap tiang pada formasi ketiga	75
4.5	Nilai prategang efektif tiang pancang prategang	82
4.6	Kapasitas momen	83
4.7	Kapasitas beban aksial	84
5.1	Kapasitas beban aksial penampang bujur-sangkar	96
5.2	Tulangan optimum dan kapasitas beban aksial	102



DAFTAR GAMBAR

No. Gambar	Keterangan	Halaman
2.1	Pengangkatan pada dua titik	8
2.2	Pengangkatan pada satu titik	9
2.3	Grafik untuk menentukan kapasitas dukung tiang dengan metode Belanda	12
2.4	Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah kohesif	15
2.5	Tiang panjang, ujung terjepit, dipasang pada tanah kohesif	16
2.6	Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif	18
2.7	Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif	19
2.8	Kelompok tiang	21
2.9	Beban vertikal (V) sentris terhadap pusat berat kelompok tiang	22
2.10	Analisis gaya-gaya yang bekerja pada tiang akibat momen	24
2.11	Beban terpusat vertikal sentris (V) terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O) dan momen	26
2.12	Kapasitas dukung aksial kelompok tiang	28
3.1	Efek tekuk akibat beban eksternal	32
3.2.a	Efek tekuk akibat gaya prategang	33

3.2.b	Aksi pengimbangan dari beton dan baja	33
3.3.a	Baja dan beton bersentuhan setelah pelenturan	34
3.3.b	Baja dan beton bersentuhan pada beberapa titik	34
3.4	Prategang eksentris dan efek lendutannya	35
3.5	Kekuatan batas di bawah kombinasi beban aksial dan momen	44
3.6	Diagram interaksi untuk beban eksentris	50
3.7	Pola tegangan penampang tiang pancang beton prategang	52
3.8	Pengaruh pembesaran momen pada diagram interaksi	54
3.9	Rincian khas tulangan spiral berdasarkan berdasarkan standard AASCHO-PCI	60
4.1	Data karakteristik lapisan tanah pendukung pondasi	62
4.2	Formasi pertama pada kelompok tiang pancang	67
4.3	Kelompok tiang sebagai satu kesatuan/blok	69
4.4	Formasi kedua pada kelompok tiang pancang	73
4.5	Formasi ketiga pada kelompok tiang pancang	74
4.6	Susunan tulangan yang digunakan	81
5.1.a	Kurva interaksi kapasitas penampang dan kurva eksentrisitas ($f'_c = 40 \text{ Mpa}$, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$)	92

5.1.b	Kurva interaksi kapasitas penampang ($f'_c = 40$ Mpa, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$, tulangan $8\phi 8,573$)	93
5.1.c	Kurva interaksi kapasitas penampang ($f'_c = 40$ Mpa, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$, tulangan $4\phi 12,124$)	94
5.2	Kurva interaksi kapasitas penampang dan kurva eksentrisitas ($f'_c = 55$ Mpa, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$)	95
5.3	Grafik kapasitas penampang ($f'_c = 40$ Mpa, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$)	97
5.3	Grafik kapasitas penampang ($f'_c = 55$ Mpa, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$)	98

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran	Keterangan	Hal
A	Perhitungan Kapasitas Penampang	107
B	Perhitungan berat sendiri tiang (P_{bs}), beban tekuk (P_c), rasio kelangsingan tiang (KL/r), dan momen penanganan (M_p)	127
C	Perhitungan eksentrisitas yang diperbesar	128

DAFTAR NOTASI

A

A = luas
 A_c, A_p = luas bruto penampang
 A_{ps} = luas baja prategang
 A_t = luas penampang transformasi

c

c = jarak antara sumbu netral penampang terhadap sisi luar
 c_b = jarak antara sumbu netral penampang terhadap sisi desak
 c_t = jarak antara sumbu netral penampang terhadap sisi tarik
 c_u = tegangan geser tanpa drainasi

C

C = resultan gaya tekan yang diterima beton
 C_m = faktor koreksi pembesaran momen

d

d = tebal tiang pada sisi panjang

e

e = masuknya tiang kedalam tanah rata rata pada 10 pukulan terakhir

E

E = modulus elastisitas
 E_c = modulus elastisitas beton
 E_p = modulus elastisitas baja

f

f = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi
 f'_c = kuat desak karakteristik beton
 f_{ccu} = tegangan tekan yang diijinkan
 f_{ctu} = tegangan tarik yang diijinkan saat penanganan
 f_{ctu}' = tegangan tarik yang diijinkan saat layan
 f_{pe} = nilai prategang efektif
 f_{ps} = tegangan tarik baja prategang
 f_{pse} = tegangan tarik baja prategang efektif
 f_{pu} = kuat tarik ultimit baja
 f_{py} = kuat leleh baja

F

F = angka keamanan

H		
H	=	tinggi jatuh "hammer"
H_a	=	gaya lateral ultimit
H_{tot}	=	kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral
H_x	=	gaya lateral yang diterima tiang searah sumbu x
H_y	=	gaya lateral yang diterima tiang searah sumbu y
I		
I_c	=	Momen inersia penampang bruto
I_t	=	Momen inersia penampang transformasi
k		
k	=	keliling
K		
K	=	koefisien tekuk
K_a	=	koefisien tanah aktif
K_p	=	koefisien tanah pasif
L		
L	=	panjang tiang pancang
M		
M	=	massa "hammer"
M	=	momen
M_1	=	Kapasitas ijin yang dibatasi oleh tegangan tarik ijin
M_2	=	Kapasitas ijin yang dibatasi oleh tegangan tekan ijin
M_1	=	momen negatif
M_2	=	momen positif
M_{bs}	=	momen yang terjadi akibat berat sendiri
M_c	=	momen yang diterima setelah diperhitungkan adanya pengaruh kelangsingan
M_n	=	momen batas / nominal
M_p	=	momen yang terjadi saat penanganan
M_R	=	kapasitas momen batas yang direncanakan
M_t	=	massa tiang
M_x	=	momen pada arah sumbu x
M_y	=	momen pada arah sumbu y
n		
n	=	jumlah tiang pancang
n_i	=	jumlah tiang pancang pada baris ke-i
P		
P	=	beban yang diterima masing masing tiang pancang
P'	=	kapasitas tahanan aksial yang diijinkan pada tiang pancang
$\bar{P}$	=	kapasitas dukung desak tiang berdasarkan rumus pancang

P_a	= kapasitas dukung tiang desak yang diijinkan
P_a	= kapasitas dukung tiang tarik yang diijinkan
P_c	= beban tekuk
P_e	= gaya prategang efektif
P_i	= beban yang diterima tiang ke-i
P_k	= kapasitas dukung aksial kelompok tiang
P_n	= beban batas / nominal
P_p	= daya dukung ujung
P_R	= kapasitas beban batas yang direncanakan
P_s	= daya dukung lekatan
P_{tot}	= P_k
P_u	= kapasitas beban batas ultimit setelah diperhitungkan adanya efek tekuk
P_u'	= kapasitas beban batas ultimit sebelum diperhitungkan adanya efek tekuk
P_u	= kapasitas dukung tiang tarik ultimit
q	
q	= berat sendiri tiang pancang
q_c	= nilai perlawanan ujung konis
q_f	= nilai lekatan total tanah pada kedalaman tertentu sesuai dengan tinjauan
Q	
Q_{bs}	= berat sendiri tiang pancang
r	
r	= jari-jari girasi penampang transformasi
R	
R_1, R_2	= gaya reaksi pada dukungan
R_{p1}	= nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 8 kali lebar tiang dari ujung tiang ke-sisi atasnya
R_{p2}	= nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 4 kali lebar tiang ke ujung bawahnya
s	
s	= jarak antar tiang dalam satu kelompok tiang
S	
SF	= angka keamanan
T	
T	= gaya tarik yang diterima penampang akibat gaya prategang efektif
V	
V	= beban aksial
V_t	= berat total yang didukung kelompok tiang
x	
x	= jarak serat tekan terluar ke garis netral
x_i	= absis pusat tiang ke-i

y		
	y_c	= jarak antara pusat resultan tekan beton dan pusat berat penampang searah sumbu x
	y_i	= ordinat pusat tiang ke-i
	y_t	= jarak antara pusat gaya tarik masing-masing baja prategang searah sumbu x
β		
	β_i	= konstanta yang merupakan fungsi dari kuat tekan beton
Γ		
	Γ	= berat volume tanah
π		
	π	= 3,1415927
θ		
	θ	= sudut geser tanah
δ		
	δ	= faktor pembesaran momen
ϕ		
	ϕ	= faktor reduksi kekuatan
ϵ		
	ϵ	= total regangan yang terjadi pada masing-masing baja prategang
	ϵ'	= regangan akibat gaya eksternal
	ϵ_{ce}	= regangan yang terjadi pada saat transfer
	ϵ_{cu}	= regangan desak batas beton
	ϵ_{py}	= regangan leleh baja
τ		
	τ_v	= tekanan tanah efektif

ABSTRAK

Permasalahan yang sering dihadapi dalam perencanaan pondasi suatu konstruksi bangunan terutama untuk skala besar adalah letak tanah baik yang berada pada kedalaman yang cukup dalam. Untuk mengatasi masalah tersebut, salah satu alternatif jenis pondasi yang dapat digunakan adalah pondasi tiang pancang beton bertulang. Namun penggunaan beton bertulang biasa pada struktur pondasi tersebut menimbulkan kerawanan terhadap bahaya retak yang disebabkan oleh lenturan-lenturan yang dialami oleh pondasi tersebut, baik pada saat penanganan, pemancangan, maupun pada saat layan. Oleh karena itu, solusi yang dapat dipakai untuk mengatasi masalah tersebut adalah dengan menggunakan beton prategang. Untuk mendapatkan suatu hasil dari perencanaan yang aman dan seefisien mungkin, maka perlu diketahui sejauh mana pengaruh panjang tiang, jarak antar tiang, formasi tulangan, serta nilai prategang efektif terhadap kapasitas dukung tanah maupun kapasitas penampang. Dari hasil analisis dan perhitungan yang telah dilakukan, maka didapatkan suatu variabel-variabel yang berpengaruh terhadap kenaikan dan penurunan kapasitas dukung tanah maupun kapasitas penampang, sehingga bisa dijadikan acuan untuk merencanakan suatu pondasi tiang pancang beton prategang yang memiliki kapasitas dukung seoptimal mungkin (aman), serta efisien. Tiang pancang yang ditinjau adalah berbentuk bujur sangkar berukuran $300 \times 300 \text{ mm}^2$ dengan susunan tulangan prategang, panjang(L), serta kuat tekan beton (f'_c) yang bervariasi. Dari hasil analisis yang telah dilakukan, ternyata tiang pancang yang paling aman dan efisien untuk digunakan pada struktur yang direncanakan adalah 9 buah tiang pancang yang disusun secara berkelompok dengan panjang 9 m, dan diberi tulangan prategang 4 ϕ 12, dengan nilai prategang efektif 4,9 Mpa.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi merupakan salah satu elemen utama dari struktur bangunan yang sangat penting. Pondasi berfungsi untuk menyalurkan atau mentransfer gaya-gaya yang bekerja pada struktur bangunan yang didukungnya ke lapisan tanah pendukung. Berdasarkan hal tersebut, maka hal penting yang harus diperhatikan di dalam menganalisis dan merencanakan suatu sistem pondasi antara lain adalah sistem gaya yang bekerja, kapasitas dukung struktur pondasi terhadap gaya yang bekerja, maupun kapasitas dukung tanah untuk menahan gaya yang disalurkan oleh pondasi.

Umumnya kondisi tanah dasar pondasi mempunyai karakteristik yang sangat bervariasi. Berbagai parameter yang mempengaruhi karakteristik tanah antara lain, jenis tanah yang berbeda-beda pada kedalaman tertentu sehingga mengakibatkan nilai-nilai yang menunjukkan karakteristik tanah tersebut akan bervariasi pula. Hal ini pada akhirnya akan mempengaruhi kapasitas dukung tanah yang merupakan salah satu faktor utama dalam perencanaan pondasi.

Permasalahan yang sering dijumpai di lapangan dalam merencanakan jenis pondasi antara lain adalah jika letak

lapisan tanah pendukung yang baik ternyata berada pada kedalaman yang cukup dalam. Untuk kondisi seperti ini, maka penggunaan pondasi tiang pancang merupakan salah satu alternatif pilihan yang dapat digunakan dalam perencanaan. Selain pertimbangan di atas, jenis pondasi ini juga relatif mudah dan praktis pada saat pengerjaannya. Berkaitan dengan kapasitas dukung struktur pondasi tiang pancang, selain diperhitungkan pada saat pondasi mulai bekerja atau layan, juga harus diperhitungkan pada saat penanganannya seperti pengangkatan, maupun pemancangan. Pada umumnya, untuk jenis pondasi tiang, selain menerima gaya aksial, juga menerima lenturan-lenturan yang terjadi pada saat layan maupun pada saat penanganannya. Lenturan yang terjadi tersebut dapat mengakibatkan tarikan pada beton yang sebagaimana diketahui tidak memiliki kemampuan untuk menahan gaya tarik. Oleh karena itu pemakaian pondasi tiang pancang dengan menggunakan beton prategang diharapkan dapat memecahkan permasalahan tersebut.

1.2 Tujuan

Tujuan dari studi literatur dalam rangka penyusunan Tugas Akhir ini adalah agar memiliki kemampuan untuk:

1. menganalisis sistem gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tiang pancang,
2. memanfaatkan data hasil penyelidikan tanah yang akan dipakai dalam perencanaan kapasitas dukung tanah,

3. menganalisis dan mendesain tiang pancang beton prategang,

1.3 Ruang Lingkup dan Batasan

Analisa dan perencanaan pondasi tiang pancang beton prategang dalam rangka Tugas Akhir ini dibatasi oleh ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

1. pembahasan ditujukan untuk menganalisis dan mendesain dimensi penampang tiang pancang,
2. dimensi penampang berbentuk bujur sangkar,
3. tiang pancang menggunakan beton prategang sistem pra-tarik,
4. kapasitas dukung tanah berdasarkan daya dukung ujung bawah pondasi dan lekatan tanah,
5. gaya-gaya eksternal yang bekerja berupa gaya aksial, momen, gaya geser/lateral hasil dari perhitungan struktur bangunan atas yang didukungnya,
6. kepala tiang pancang dianggap jepit dengan memasang kepala tiang ("pile cap") yang berfungsi untuk mendistribusikan gaya pada setiap tiang pancang dan menjadikan tiang-tiang tersebut sebagai satu kesatuan struktur,
7. rasio kelangsingan tiang pancang kurang dari 100,
8. sambungan pada tiang pancang tidak dibahas,
9. baja prategang dipasang merata pada setiap sisi penampang, sehingga pusat gaya prategangnya berhimpit dengan pusat luasan penampang,
10. tiang pancang dianggap terbenam seluruhnya ke dalam tanah.

BAB II

TINJAUAN UMUM PONDASI TIANG PANCANG

2.1 Pengertian Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi berbentuk tiang yang penempatannya pada lapisan tanah pendukung dilakukan dengan cara dipancang menggunakan alat pemancang. Sistem kerja pondasi jenis ini dikaitkan dengan kapasitas dukung tanah, didasarkan pada kapasitas dukung pada ujung bawah tiang maupun lekatan tanah pada selimut tiang pancang. Dengan demikian, selain memiliki kemampuan untuk menahan gaya desak, pondasi tiang pancang juga memiliki kemampuan untuk menahan gaya tarik akibat dari adanya lekatan tanah pada permukaan keliling tiang pancang.

2.2 Dasar-dasar Analisis Perencanaan

Penentuan jenis pondasi pada suatu struktur tanah harus memperhitungkan berbagai faktor yang terkait dalam perencanaannya.

Faktor-faktor yang terkait dengan perencanaan pondasi tiang pancang dapat diuraikan sebagai berikut:

1. jenis struktur bangunan yang akan didukung oleh pondasi,
2. sistem gaya yang bekerja pada struktur pondasi,

3. data karakteristik lapisan tanah pendukung,
4. tingkat kemudahan dan kepraktisan dalam pengerjaan,
5. sebagai pendekatan dalam menentukan jenis pondasi tiang pancang, K. Basah Suryolelono (1994) memberikan batasan yaitu perbandingan antara kedalaman tanah yang direncanakan mampu untuk menahan beban yang bekerja (D) dengan tebal pondasi (B) harus lebih besar atau sama dengan 10.

2.3 Sistem Gaya-gaya yang Bekerja pada Pondasi Tiang Pancang

2.3.1 Gaya-gaya pada saat layan

1. Tiang pancang tunggal

Jenis tiang pancang tunggal sangat jarang dijumpai dalam praktek di lapangan. Walaupun demikian analisis terhadap tiang pancang tunggal merupakan dasar dari perhitungan terhadap pondasi kelompok. Gaya-gaya yang diakibatkan oleh struktur atas yang didukung oleh pondasi seperti momen, aksial dan gaya geser/lateral seluruhnya ditahan oleh struktur pondasi tunggal.

2. Kelompok tiang pancang

Pada dasarnya gaya yang bekerja pada pondasi tiang pancang kelompok seperti aksial dan gaya geser/lateral sama seperti pada tiang tunggal, hanya saja gaya yang diterima oleh masing-masing tiang dilakukan dengan cara membagi antara gaya yang terjadi dengan jumlah pondasi

tiang pancang yang ada. Khusus untuk momen, pendistribusian gaya ke masing-masing pondasi adalah dengan mengkonversikan momen tersebut menjadi gaya tarik atau desak. Untuk lebih jelasnya, hal ini akan dibahas lebih lanjut pada bagian pembahasan daya dukung tiang pancang kelompok.

2.3.2 Gaya akibat pengangkatan

Selain memperhitungkan kapasitas dukung pada saat layan, pondasi tiang pancang prategang juga harus diperhitungkan terhadap gaya pengangkatan. Akibat dari pengangkatan ini akan menimbulkan momen pada tiang pancang, sehingga akan menimbulkan tarikan pada salah satu sisi beton. Pada umumnya, ada dua macam model pengangkatan yang sering dilakukan yaitu pengangkatan untuk memindahkan posisi tiang pancang (gambar 2.1), serta pengangkatan yang dilakukan untuk mendirikan tiang pancang guna keperluan pemancangan ke dalam tanah (gambar 2.2).

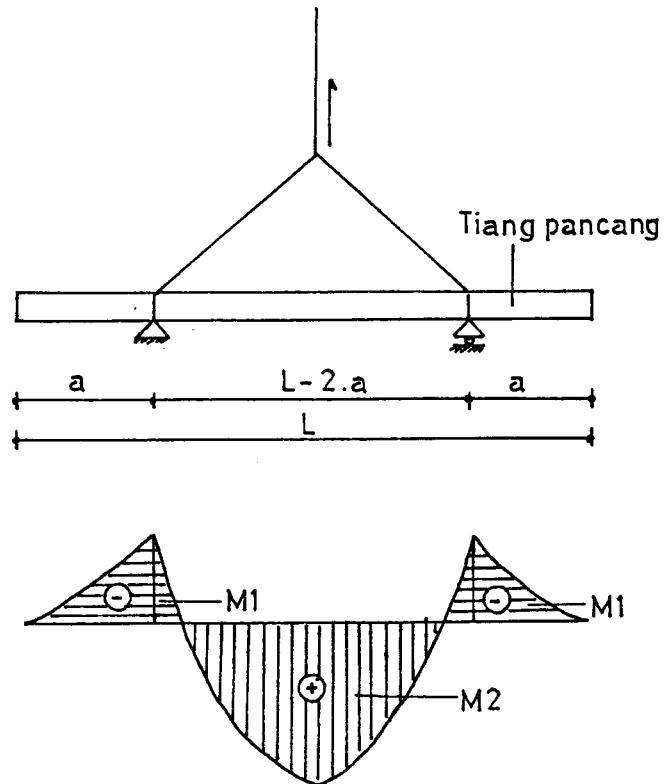
1. Pondasi diangkat pada dua titik.

Akibat model pengangkatan seperti ditunjukkan pada gambar 2.1, akan menimbulkan momen positif maupun momen negatif. Oleh karena itu harus diatur titik-titik pengangkatan pada tiang pancang tersebut agar menghasilkan $M_{max} = M_{min}$.

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2 \cdot a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_1 = M_2$$



Gambar 2.1. Pengangkatan pada dua titik.

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$\frac{(L^2 - 4a \cdot L + 4a^2)}{8} - a^2 = 0$$

$$a = 0,207 \cdot L$$

$$M_1 = M_2 \dots\dots\dots (2.1)$$

dengan:

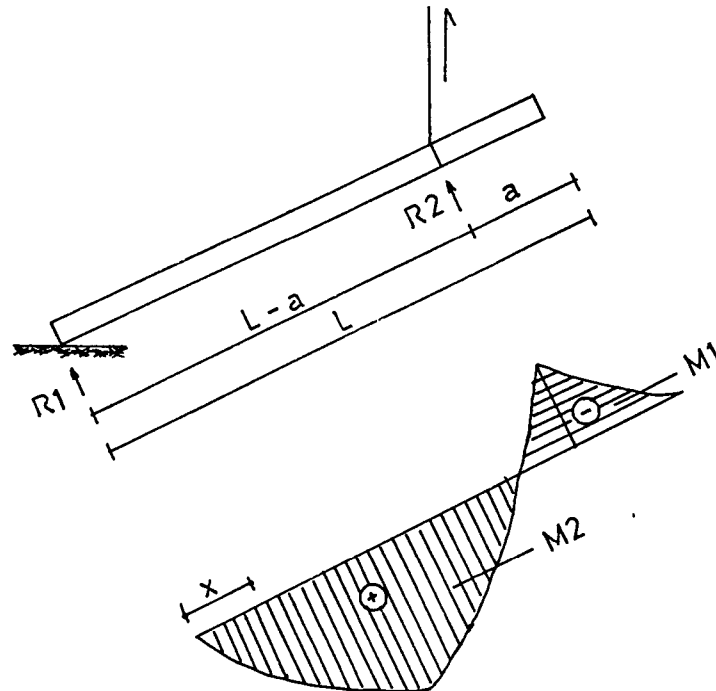
L = panjang tiang pancang (m)

q = berat sendiri tiang pancang (t/m')

M1= momen negatif (tm)

M2= momen positif (tm)

2. Pondasi tiang pancang diangkat pada satu titik



Gambar 2.2. Pengangkatan pada satu titik

Pada posisi ini juga diusahakan $M_{\max} = M_{\min}$ sebagai berikut :

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L-a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2}{(L-a)} \\ &= \frac{q \cdot (L-a)}{2} - \frac{q \cdot a^2}{2(L-a)} \\ &= \frac{q \cdot L^2 - 2 \cdot a \cdot q \cdot L}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_x = R_1 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

Menentukan letak M_{max} pada tiang

$$\text{Syarat ekstrim; } \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - q \cdot x = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{max} = M_2 &= R_1 \cdot \frac{(L^2 - 2 \cdot a \cdot L)}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2 \\ &= \frac{1}{2} \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2 \cdot q \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right]^2$$

$$a = \left[\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2(L-a)} \right] \Rightarrow 2 \cdot a^2 - 4 \cdot a \cdot L + L^2 = 0$$

$$a = 0,29 \cdot L$$

$$M_1 = M_2 \dots\dots\dots (2.2)$$

2.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

2.4.1 Kapasitas dukung tiang pancang tunggal

Daya dukung tiang pancang prategang dapat dihitung dengan berbagai macam formula. Khusus dalam pembahasan ini hanya akan dipakai dua rumus untuk menentukan daya dukung tiang terhadap gaya vertikal dan sebuah rumus untuk

menentukan daya dukung terhadap gaya lateral/geser dan momen.

1. Kapasitas dukung tiang berdasarkan Pengujian Penetrasi Kerucut (Penyondiran)/"Cone Penetration Test" (CPT)

Metode CPT ini sudah umum dipergunakan dan memiliki kelebihan yaitu tingkat keakuratan yang cukup baik karena penyelidikan tanah langsung dilakukan di lapangan sehingga kondisi tanah masih asli. Dengan demikian diharapkan hasilnya akan mendekati kondisi yang sesungguhnya.

Sistem kerja alat ini akan menghasilkan suatu nilai kapasitas dukung ujung (konis) dan lekatan/gesekan yang terjadi sehingga diperoleh nilai dukung total tiang dari hasil pengujian tersebut. Kapasitas dukung yang dihasilkan berupa kapasitas dukung terhadap desak dan tarik.

Cara menentukan nilai kapasitas dukung berdasarkan data hasil penyondiran seperti pada gambar 2.3, dapat digunakan rumus Belanda sebagai berikut:

$$P_a = A_p \cdot q_c + \frac{k \cdot q_f}{SF_2} \dots\dots\dots (2.3)$$

$$RP_1 = \Sigma R_n / n = (R_1 + R_2 + \dots + R_8) / 8$$

$$RP_2 = \Sigma R_n' / n' = (R_1' + R_2' + \dots + R_4') / 4$$

$$q_c = \frac{Rp_1 + Rp_2}{2} \dots\dots\dots (2.4)$$

$$\frac{q_c}{q_c} = \frac{q_c}{SF} \Rightarrow SF = 2 \dots\dots\dots (2.5)$$

dengan:

P_a = kapasitas dukung tiang desak (kg),

q_c = nilai perlawanan ujung konis (kg/cm^2),

A_p = luas penampang tiang pancang (cm^2),

R_{p1} = nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 8 kali B (lebar tiang) dari ujung tiang ke sisi atasnya (kg/cm^2),

R_{p2} = nilai rata-rata perlawanan ujung konis setebal 4 kali B (lebar tiang) ke sebelah bawahnya (kg/cm^2),

L = panjang tiang (cm),

q_f = nilai lekatan total tanah pada kedalaman tertentu sesuai dengan tinjauan (kg/cm),

k = keliling penampang tiang,

SF_2 = angka keamanan,

untuk tanah pasir, $SF_2 = 5$

untuk tanah lempung, $SF_2 = 10$.

Kapasitas dukung tiang terhadap tarikan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

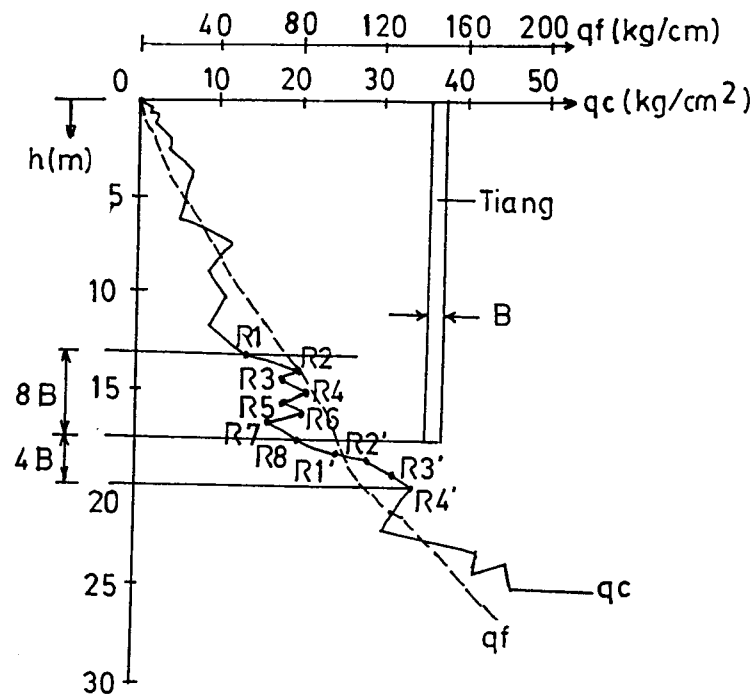
$$P_u = k \cdot q_f \dots\dots\dots (2.6)$$

$$P_a = \frac{P_u}{SF_2} \dots\dots\dots (2.7)$$

dengan:

P_u = kapasitas tahanan tiang tarik ultimit (kg)

P_a = kapasitas tahanan tiang tarik yang diijinkan (kg)



Gambar 2.3. Gambar grafik untuk menentukan kapasitas dukung tiang dengan metode Belanda.

b. Kapasitas dukung tiang pancang berdasarkan Rumus

Pancang (Rumus Belanda)

Hal yang sering terjadi dalam pelaksanaan pemancangan tiang pancang prategang ke dalam tanah adalah suatu kondisi dimana saat dipancang tiang mudah sekali masuk ke dalam tanah, namun ada kalanya mengalami kesulitan. Kondisi semacam ini amat dipengaruhi oleh jenis tanah setempat yang memiliki karakteristik yang berbeda-beda. Semakin padat komposisi unsur-unsur tanah, maka makin sulit tiang masuk ke dalam tanah sehingga diperlukan tumbukan yang makin banyak.

Berdasarkan pengalaman dan perhitungan, maka salah satu rumus pancang yang dapat digunakan adalah dengan

menggunakan rumus Belanda sebagaimana tercantum di bawah ini,

$$\bar{P} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M \cdot H}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{M_T}{M}} ; F = 6 \dots\dots\dots (2.8)$$

dengan:

$\bar{P}$ = kapasitas dukung desak tiang (ton),

H = tinggi jatuh "hammer" (cm),

M = massa "hammer" (ton),

M_T = massa tiang (ton)

e = masuknya tiang ke dalam tanah rata-rata pada 10 pukulan terakhir (cm),

$(\frac{1}{10} \times \text{penurunan total pada 10 pukulan terakhir})$

F = angka keamanan

3. Kapasitas dukung tiang pancang terhadap gaya lateral dan momen

Gaya lateral dan momen yang bekerja pada suatu konstruksi bangunan perlu diperhitungkan sebagaimana halnya gaya aksial. Dalam menentukan kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral, perlu ditinjau karakteristik tanah dimana tiang dipancang. Menurut Broms (1964), kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral dan momen ditinjau dengan membedakan jenis tanah dasar menjadi dua jenis yaitu tanah kohesi dan non kohesi. Tanah kohesi yaitu apabila kapasitas dukung ultimat satu tiang mengakibatkan lekatan yang terjadi antara permukaan tiang dengan

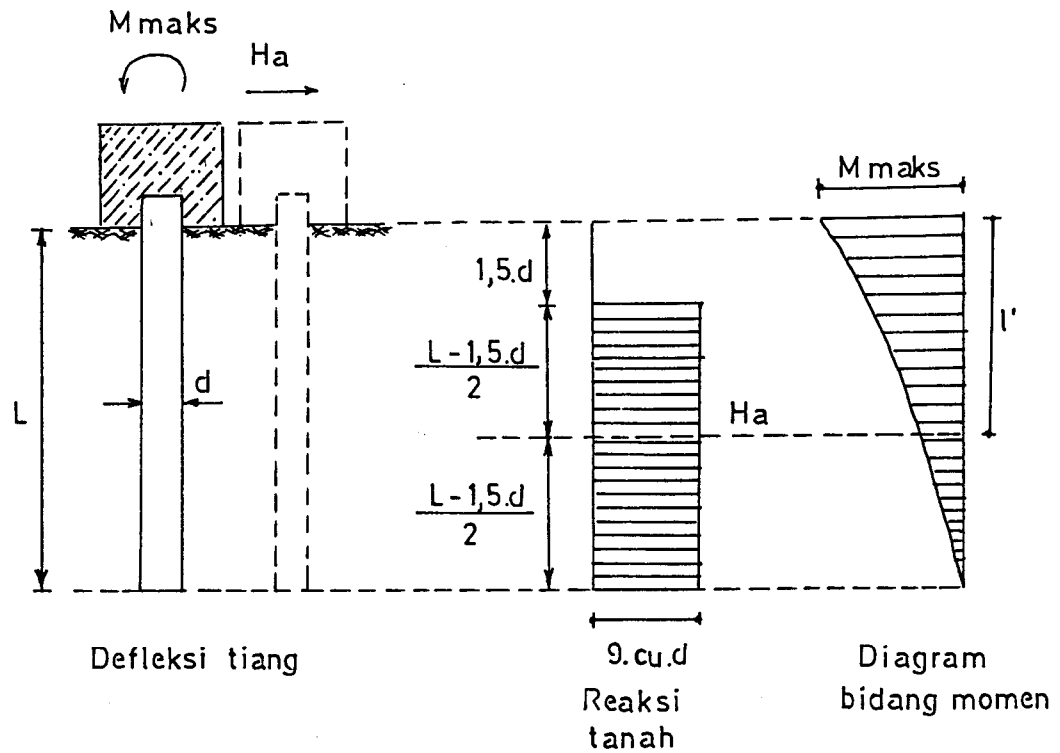
tanah di sekitarnya. Sedangkan tanah non kohesi apabila kapasitas dukung ultimatnya didasarkan pada gesekan antara butir-butir tanah dengan permukaan tiang.

a. Tiang dipancang pada tanah kohesif

Jika tiang dipancang pada tanah kohesif, maka perlawanan ultimat tanah bertambah dari permukaan sebesar $2\ c_u$ (c_u = tegangan geser tanpa drainasi) menjadi $8-12\ c_u$ pada kedalaman sekitar $3\ d$ (d = lebar tiang) di bawah permukaan tanah. Broms beranggapan bahwa penyederhanaan distribusi perlawanan tanah adalah nol pada permukaan tanah sampai pada kedalaman $1,5\ d$ dari permukaan tanah serta memiliki nilai konstan sebesar $9\ c_u$ pada kedalaman tersebut sampai pada kedalaman berikutnya. Dengan anggapan di atas, diharapkan akan menimbulkan reaksi yang akan menahan gaya-gaya yang dapat menimbulkan kerusakan struktur tanah pada daerah-daerah kritis. Perhitungan selanjutnya adalah membedakan jenis tiang menjadi tiang pendek dan tiang panjang.

1) Tiang pendek

Tiang dikatakan pendek bila perbandingan antara panjang tiang (L) dan diameter/tebal tiang (d) ≤ 12 . Akibat gaya horisontal (H_a) tiang seolah-oleh tergeser ke samping, sedangkan kondisi tiang adalah seimbang (stabil) maka timbul momen untuk mengembalikan ke posisi tersebut.



Gambar 2.4. Tiang pendek, ujung terjepit dipancang pada tanah kohesif.

$$H_a = 9.cu.d (L - 1,5.d) \dots\dots\dots (2.9)$$

$$M_{maks} = H_a.(l') \Rightarrow l' = 0,5.L + 0,75.d$$

$$4,5.cu.d (L^2 - 2,25.d^2) \dots\dots\dots (2.10)$$

dengan:

H_a = gaya lateral ultimit (ton),

M_{maks} = momen maksimal pada puncak tiang (ton.m),

l' = lengan momen (m),

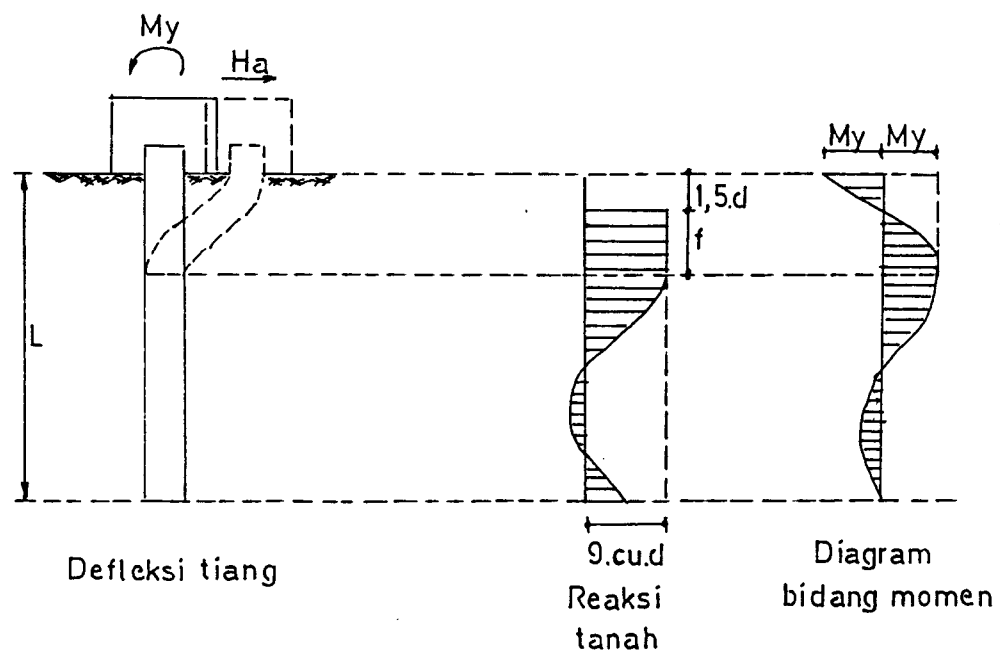
d = tebal tiang (m),

cu = tegangan geser tanpa drainase (t/m^2),

L = panjang tiang.

2) Tiang panjang

Tiang dikatakan panjang apabila $L/d > 12$. Pada jenis tiang ini, tidak seluruh panjang tiang mengalami defleksi seperti pada tiang pendek. Defleksi terjadi hanya sepanjang $(f + 1,5.d)$ dan M_y sebagai momen puncak yang terjadi pada ujung tiang.



Gambar 2.5. Tiang panjang, ujung terjepit dipasang pada tanah kohesif.

$$H_a = \frac{2.M_y}{(1,5.d + 0,5.f)} \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$f = \frac{H_a}{9.cu.d} \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

dengan:

f = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi.
 Jika persamaan (2.12) disubstitusikan ke persamaan (2.11), maka nilai H_a dicari dengan cara "trial and error".

b. Tiang dipancang pada tanah non kohesif

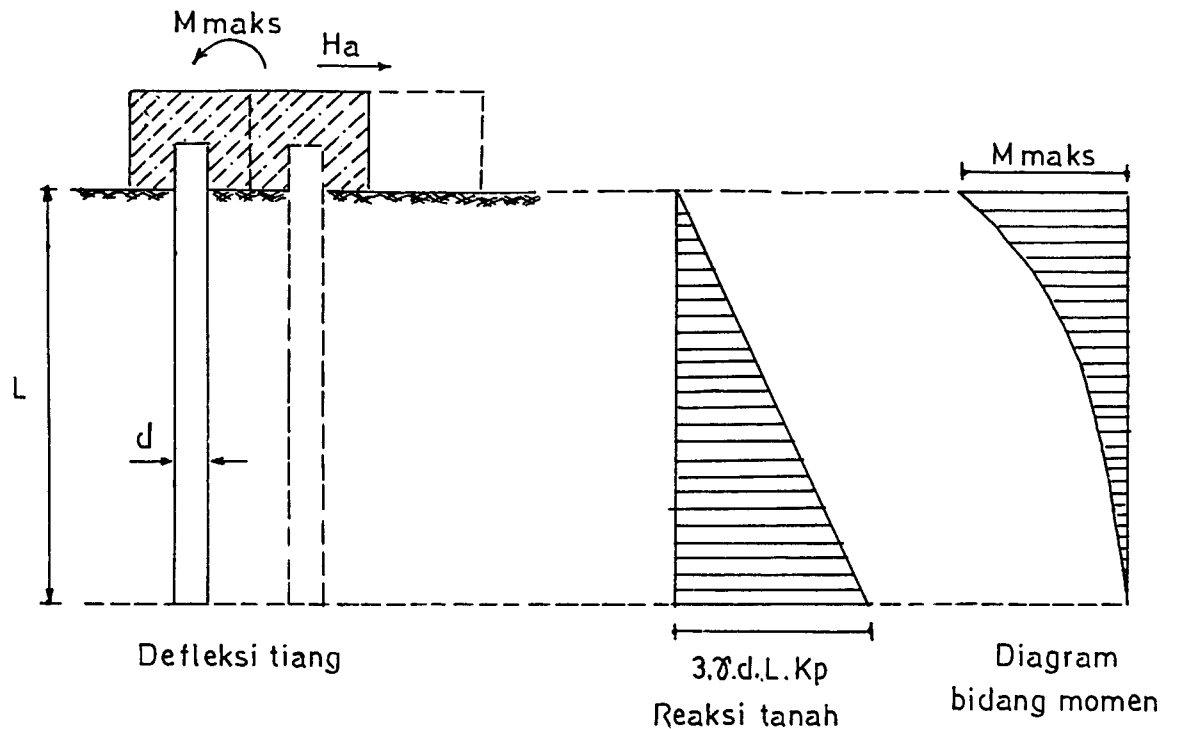
Berdasarkan analisis yang dilakukan Broms (1964) untuk jenis tanah non kohesif digunakan anggapan-anggapan sebagai berikut:

- (1) tekanan tanah aktif yang bekerja pada tiang (di belakang tiang) diabaikan,
- (2) distribusi tekanan tanah pasif sepanjang bidang tiang bagian depannya (p_u) adalah sama dengan 3 kali besarnya tekanan tanah menurut teori Rankine ($\sigma_v' \cdot K_p$, dengan σ_v' = tekanan tanah efektif, K_p = koefisien tanah pasif). Asumsi ini didasarkan pada batas empiris dari perbandingan antara beban ultimit yang diperkirakan dengan beban ultimit dari hasil observasi lapangan yang dilakukan Broms, sehingga diambil rasio perbandingan sebesar 3,
- (3) bentuk tampang tiang tidak mempengaruhi distribusi tekanan tanah ultimit atau perlawanan tanah lateral ultimit.

Untuk perhitungannya, juga dibedakan berdasarkan ukuran panjang tiang seperti pada perhitungan untuk jenis tanah non kohesif.

1) Tiang pendek

Akibat gaya horisontal (H_a) dan momen, tiang seolah-olah bergeser ke arah samping. keadaan stabil menyebabkan adanya momen yang mengembalikan pada keadaan semula.



Gambar 2.6 Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif.

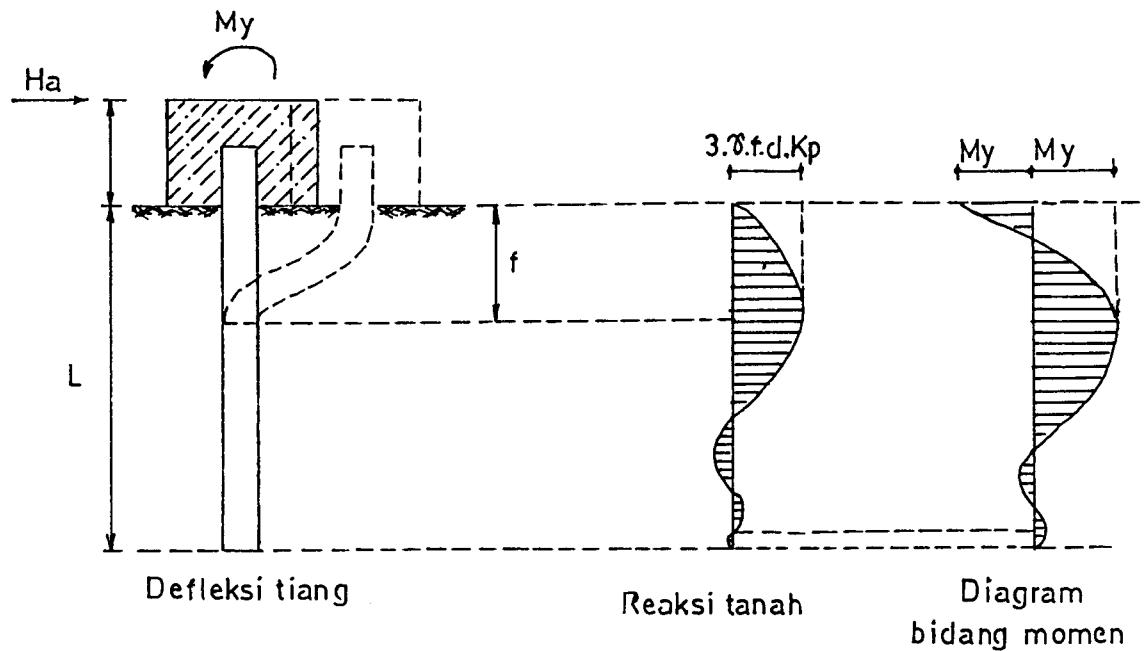
Pada keadaan stabil : $\Sigma H = 0$ dan $\Sigma M = 0$

diperoleh : $H_a = 1,5 \cdot \pi \cdot L^2 \cdot d \cdot K_p$ (2.13)

$$M_{maks} = \frac{2}{3} \cdot H_a \cdot L$$
 (2.14)

2) Tiang panjang

Gaya horisontal dan momen yang bekerja pada tiang yang dipancang ke lapisan tanah non kohesif, sebagaimana halnya jenis tiang panjang yang dipancang pada tanah kohesif, dengan anggapan bahwa pondasi tiang terjepit oleh tanah, maka akibat yang diterima oleh pondasi tersebut adalah terjadinya defleksi pada tiang sepanjang f . Defleksi inilah yang harus ditahan oleh tanah sebagai reaksi terhadap gaya-gaya tersebut.



Gambar 2.7. Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang ke dalam tanah non kohesif.

Untuk menentukan besarnya reaksi akibat gaya lateral, digunakan rumus sebagai berikut :

$$H_a = \frac{3}{2} \cdot \tau \cdot d \cdot K_p \cdot f^2$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_a}{\tau \cdot d \cdot K_p}} \dots \dots \dots (2.15)$$

$$2 \cdot M_y = H_a \left(e + \frac{2}{3} \cdot f \right)$$

$$H_a = \frac{2 \cdot M_y}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_a}{d \cdot K_p \cdot \tau}}} \dots \dots \dots (2.16)$$

dengan:

M_y = momen pada puncak pondasi tiang (tm),

K_p = koefisien tanah pasif,

τ = berat jenis tanah (t/m^2).

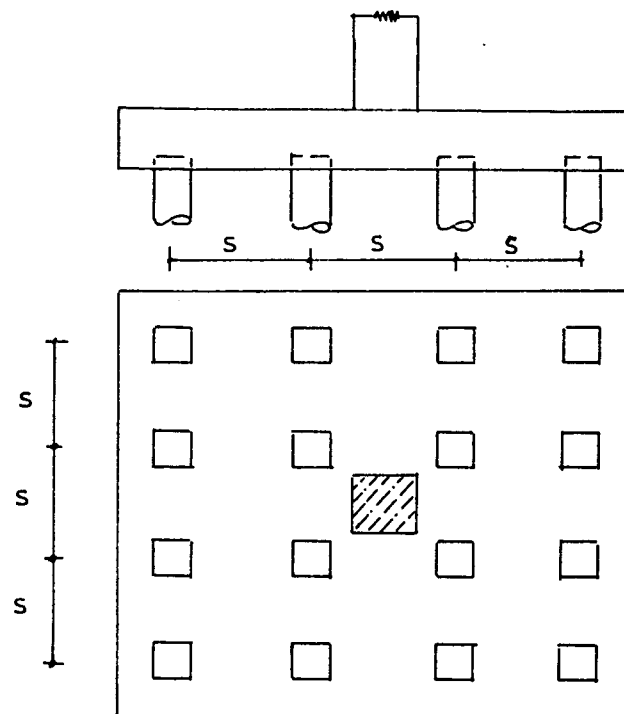
Penyelesaian persamaan di atas merupakan kombinasi antara M_y dan H_a dimana untuk menentukan nilai keduanya harus dilakukan dengan "trial and error". Nilai terbesar salah satu di antara keduanya yang diambil dari gaya eksternal dijadikan patokan untuk menentukan nilai kapasitas dukung yang lainnya. Jadi pada dasarnya adalah menentukan nilai M_y atau H_a sedemikian rupa sehingga menghasilkan tahanan tanah terhadap defleksi tiang sepanjang f .

2.4.2 Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

Kelompok tiang, umumnya direncanakan bila beban yang diterima oleh pondasi tiang terlalu besar, sehingga tidak mampu bila digunakan tiang tunggal. Jadi kelompok tiang adalah kumpulan dari beberapa tiang yang bekerja sebagai satu kesatuan. Kelompok tiang disatukan dengan menggunakan kepala tiang atau disebut juga dengan "pile cap". Hal yang harus diperhatikan pada kelompok tiang adalah jarak antar tiang. Pada umumnya susunan tiang dibuat simetris (jarak antar tiang sama) sehingga pusat berat kelompok tiang dan pusat berat "pile cap" terletak pada satu titik yang sama.

Pada prinsipnya, apabila beban yang bekerja pada kelompok tiang hanya beban vertikal saja, maka jarak tiang dapat diambil sebesar nilai minimum yang menjadi standard sebagaimana ketentuan yang ada. Namun apabila kelompok tiang menerima kombinasi beban vertikal dengan gaya lateral ataupun momen, maka jarak antar tiang (s) sebaiknya diper-

besar, karena semakin jauh jarak antar tiang maka distribusi gaya-gaya yang diterima oleh masing-masing tiang bisa menjadi lebih kecil. Hal ini akan menguntungkan, jika dikaitkan dengan prinsip efisiensi dan ekonomis dalam perencanaan.



Gambar 2.8. Kelompok tiang

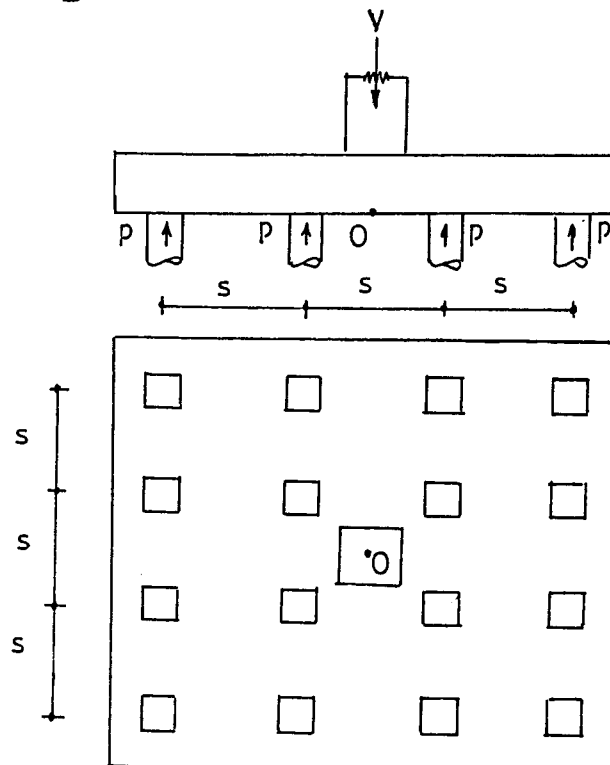
Menurut K. Basah Suryolelono (1994) jarak tiang biasanya diambil sebagai berikut:

1. ujung tiang tidak mencapai tanah keras maka jarak minimum ≥ 2 kali diagonal tampang tiang,
2. ujung tiang mencapai tanah keras, maka jarak tiang minimum $\geq$ panjang diagonal ditambah 30 cm.

a. Analisis gaya yang bekerja pada tiang pancang

Pondasi tiang mempunyai bentuk yang sama, baik tiang tunggal maupun kelompok tiang. Hanya berbeda di dalam meneruskan gaya-gaya yang bekerja ke tanah dasar pondasi. Penerusan gaya-gaya ke tanah dasar pondasi sebagaimana telah dibahas sebelumnya diteruskan melalui ujung tiang, lekatan atau gesekan pada dinding tiang. Berikut akan dibahas gaya-gaya yang bekerja pada kelompok tiang beserta metode pendistribusian menurut K. Basah Suryolelono (1994).

1) Beban arah vertikal sentris terhadap titik berat pusat kelompok tiang.



Gambar 2.9. Beban vertikal (V) sentris terhadap berat pusat kelompok tiang.

Beban ini merupakan beban yang diteruskan ke pondasi melalui kolom-kolom bangunan. Pada umumnya beban terpusat didukung oleh pondasi tiang yang merupakan kelompok tiang. Oleh karena itu beban (P) yang diterima oleh masing-masing tiang dari n (jumlah) tiang dalam satu kelompok tiang akibat beban vertikal (V) adalah :

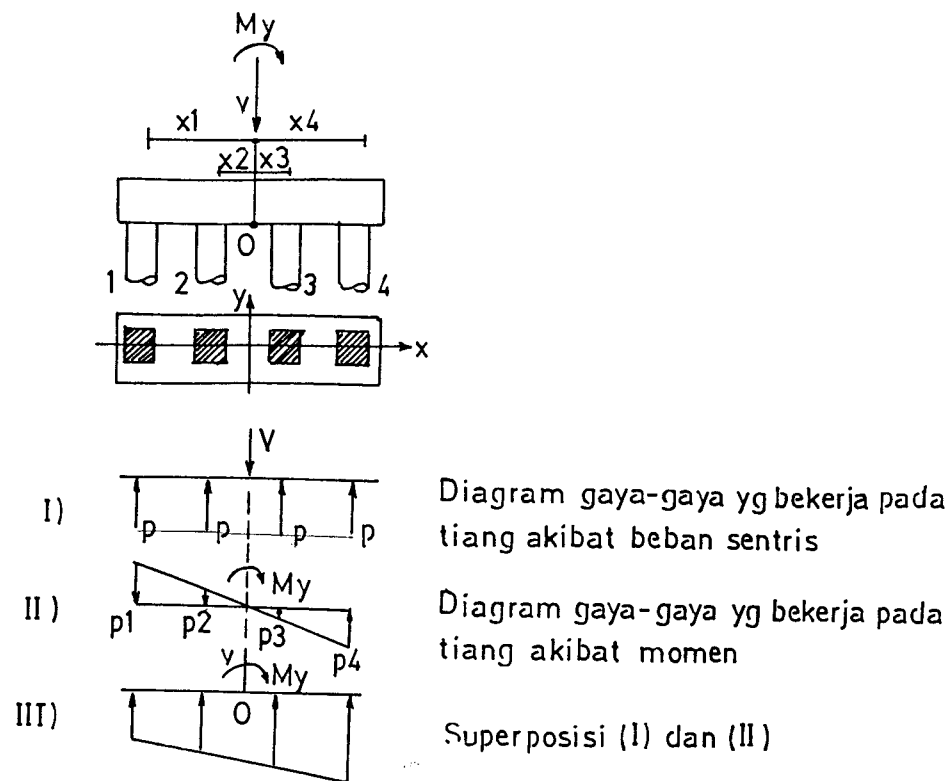
$$P = \frac{V}{n} \dots\dots\dots (2.17)$$

2) Beban vertikal eksentris/momen terhadap titik berat pusat kelompok tiang

Beban vertikal eksentris terhadap pusat berat kelompok tiang sebenarnya sama saja dengan kombinasi beban terpusat vertikal sentris terhadap pusat berat kelompok tiang ditambah adanya momen. Khusus untuk momen tidak hanya diakibatkan oleh beban vertikal eksentris, tetapi bisa juga oleh gaya horisontal di atas pondasi tiang. Dalam kasus ini poer dianggap kaku sempurna dalam arti poer cukup tebal, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak mengakibatkan "pile cap" melengkung atau mengalami deformasi.

Berdasar anggapan ini maka penurunan yang terjadi di setiap titik berbanding linier dengan beban yang bekerja pada pondasi tersebut.





Gambar 2.10. Analisis gaya-gaya yang bekerja pada tiang akibat momen.

Berdasarkan gambar di atas, ditinjau terhadap titik O, sehingga diperoleh momen reaksi sebesar :

$$M = p_1 \cdot x_1 + p_2 \cdot x_2 + p_3 \cdot x_3 + p_4 \cdot x_4; \text{ atau}$$

$$M = \sum_{i=1}^n p_i \cdot x_i$$

"Pile cap" dianggap kaku sempurna, maka akibat beban yang bekerja pada tiang akan memberikan perbandingan penurunan secara linier sehingga diperoleh :

$$p_1 : x_1 = p_2 : x_2 = p_3 : x_3 = p_n : x_n ; \text{ atau}$$

$$p_2 = \frac{x_2}{x_1} \cdot p_1 ; p_3 = \frac{x_3}{x_1} \cdot p_1 ; p_n = \frac{x_n}{x_1} \cdot p_1$$

Momen reaksi menjadi :

$$M = p_1 \cdot \frac{x_1^2}{x_1} + p_1 \cdot \frac{x_2^2}{x_1} + \dots + \frac{p_1 \cdot x_n^2}{x_1}$$

$$M = p_1 \cdot \frac{\sum_{j=1}^n x_j^2}{x_1} ; \text{ atau } p_1 = \frac{M \cdot x_1}{\sum_{j=1}^n x_j^2} \dots\dots\dots$$

Sehingga akibat adanya kombinasi antara beban vertikal dan momen, diperoleh beban pada setiap tiang sebagai berikut,

$$p_1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M \cdot x_1}{\sum x^2} \dots\dots\dots$$

Jika momen yang terjadi pada pondasi bekerja pada 2 arah/sumbu (x dan y), maka dengan analisis seperti pada momen satu arah, beban yang diterima oleh tiang ke-i adalah sebagai berikut,

$$P_1 = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_1}{\sum y^2} \dots\dots\dots (2.18)$$

dengan:

P_1 = beban pada tiang ke-i (ton),

V = resultante beban vertikal (ton),

n = jumlah tiang pancang,

M_x = momen pada arah sumbu x (ton),

M_y = momen pada arah sumbu y (ton),

x_1 = absis pusat tiang ke-i (m),

y_1 = ordinat pusat tiang ke-i (m),

$\sum x^2 = n_{I1} \cdot x_{I1}^2 + n_{II1} \cdot x_{II1}^2 + n_{III1} \cdot x_{III1}^2 \text{ (m}^2\text{)},$

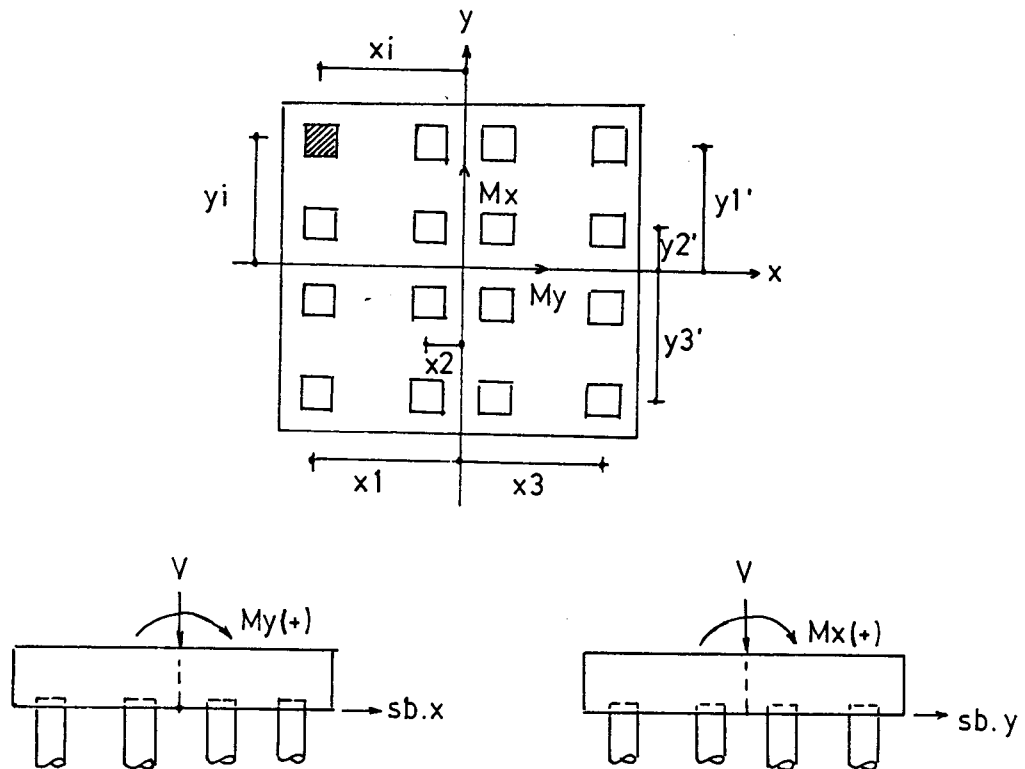
$n_{I1}, n_{II1}, n_{III1}$ = jumlah tiang pada baris I, II dan III,

$x_{I1}, x_{II1}, x_{III1}$ = jarak pusat tiang pada arah sumbu x terhadap titik pusat berat kelompok tiang O (m)

$\sum y^2 = n_A \cdot y_1^2 + n_B \cdot y_2^2 + n_C \cdot y_3^2 \text{ (m}^2\text{)},$

n_A, n_B, n_C = jumlah tiang pada baris A, B, C,

y_1, y_2, y_3 = jarak pusat tiang pada arah sumbu y terhadap pusat berat kelompok tiang O (m).



Gambar 2.11. Beban terpusat vertikal sentris (V) terhadap titik pusat berat kelompok tiang (O) dan momen (M).

Apabila momen yang terjadi hanya satu arah saja (misal M_x), maka momen arah y (M_y) adalah nol.

3) Distribusi gaya lateral pada kelompok tiang pancang

Perhitungan distribusi gaya yang diterima oleh setiap tiang pancang pada kelompok tiang dilakukan dengan cara membagi antara gaya lateral yang bekerja dengan jumlah

tiang pancang yang ada pada kelompok tiang tersebut.

b. Analisis kapasitas dukung kelompok tiang

Analisis kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya-gaya aksial ditinjau dengan dua cara.

1. Analisis kapasitas dukung kelompok tiang yang terdiri dari sejumlah tiang (n) dapat dilakukan dengan mengalikan antara jumlah tiang dengan kapasitas dukung satu tiang.

$$P_{tot} = n \times P_a \dots\dots\dots (2.19)$$

dengan:

P_{tot} = kapasitas dukung aksial kelompok tiang (ton),

n = jumlah tiang pancang,

P_a = kapasitas dukung aksial satu tiang (ton).

2. Kelompok tiang dianggap merupakan suatu blok (gambar 2.12), maka diperoleh luas kelompok tiang (A) dan keliling tiang (K), bila B dan L adalah sisi-sisi terjauh dari kelompok tiang. Beban yang bekerja pada kelompok tiang berupa beban vertikal (V), berat poer, dan berat tanah di antara tiang-tiang itu sendiri di-tambah berat sendiri tiang. Umumnya untuk berat tiang diambil sebagai berat tanah kelompok tiang. Kapasitas dukung kelompok tiang (P_k) dapat dihitung sebagai berikut,

$$P_k = P_p + P_s \dots\dots\dots (2.20)$$

$$P_p = (A \cdot q_c) / SF_1$$

$$P_s = (K \cdot q_f) / SF_2$$

dengan:

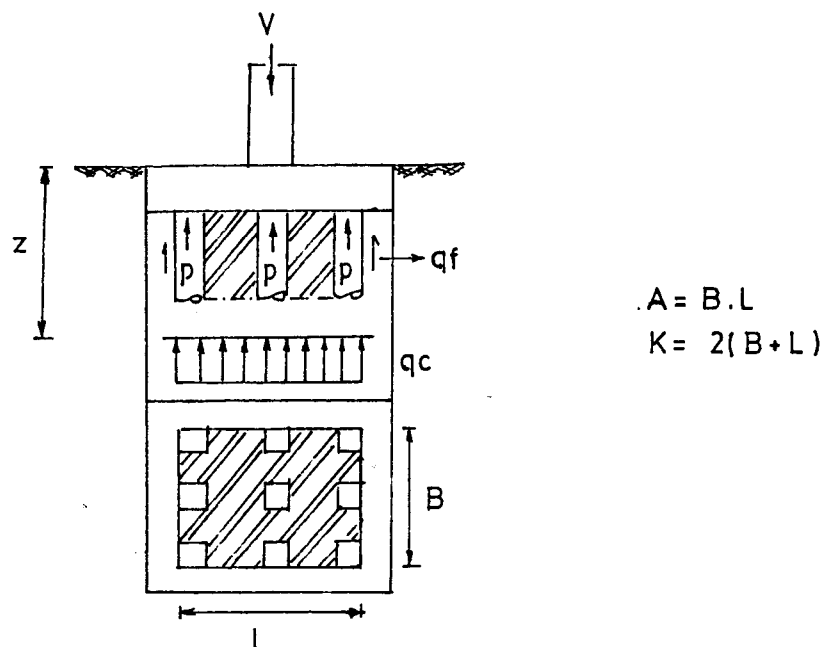
P_p = daya dukung ujung (ton)

P_s = daya dukung lekatan (ton)

q_c = nilai perlawanan ujung konis (t/m^2)

q_f = nilai gesekan atau lekatan setempat (t/m)

SF1 dan SF2 = sama dengan nilai pada perhitungan tiang tunggal



Gambar 2.12. Kapasitas dukung aksial kelompok tiang

Perhitungan yang dilakukan untuk menentukan kapasitas dukung kelompok tiang akibat gaya lateral sama seperti pada perhitungan kapasitas dukung aksial, yaitu dengan cara mengalikan antara kapasitas dukung satu tiang dengan jumlah tiang. Kapasitas kelompok tiang tersebut harus dikalikan lagi dengan nilai efisiensi yang didasarkan pada perbandingan antara jarak antar tiang (S) dan lebar pondasi (B) yang dapat dilihat pada tabel (2.1) dan (2.2).

$$H_{tot} = n \times H_a \times E_f \dots\dots\dots (2.20)$$

dengan:

H_{tot} = kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral (ton),

H_a = kapasitas dukung tiang tunggal terhadap gaya lateral (ton),

E_f = efisiensi.

Untuk menentukan nilai efisiensi, Oteo (1972) memberikan tabel nilai efisiensi kelompok berdasarkan jenis tanah kohesif dan non kohesif.

Tabel 2.1. Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah non kohesif.

S/B	E_f
3	0,5
4	0,6
5	0,68
6	0,7

Tabel 2.2. Nilai efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral untuk tanah kohesif.

S/B	E_f
3	0,4
3,5	0,45
4	0,5
4,5	0,55
5	0,55
6	0,65
8	1

BAB III
TINJAUAN
TIANG PANCANG BETON PRATEGANG

3.1 Pengertian

Pengertian dari tiang pancang beton prategang adalah suatu jenis pondasi tiang dengan menggunakan beton prategang sebagai strukturnya, sedangkan dalam hal pemasangan pondasi tersebut ke dalam tanah dilakukan dengan cara dipancang menggunakan alat pemancang.

Beton prategang adalah suatu sistem struktur beton khusus yang dirancang dengan memberikan tegangan desak awal tertentu pada struktur sebelum digunakan untuk mendukung beban luar yang bertujuan untuk mengurangi atau bahkan menghilangkan gaya tarikan yang bekerja pada beton saat struktur mendukung beban luar yang terjadi.

Tiang pancang merupakan komponen struktur yang memikul beban tekan eksternal. Suatu komponen tekan sebenarnya jarang menggunakan beton prategang, sebab struktur beton bertulang biasa sudah mampu memikul beban tekan dengan lebih baik tanpa diberi gaya prategang. Akan tetapi tiang pancang akan mengalami lenturan pada saat pengangkatan, pemancangan dan di bawah kondisi layan tertentu. Akibat dari lenturan tersebut, akan menimbulkan tarikan pada sisi beton yang pada kondisi tertentu dapat menimbulkan

keretakan pada beton tersebut. Untuk mengantisipasi kondisi tersebut, maka struktur harus diperkuat terhadap pengaruh lenturan tersebut dengan cara memberikan gaya prategang.

3.2 Keuntungan Penggunaan Pondasi Tiang Pancang Prategang

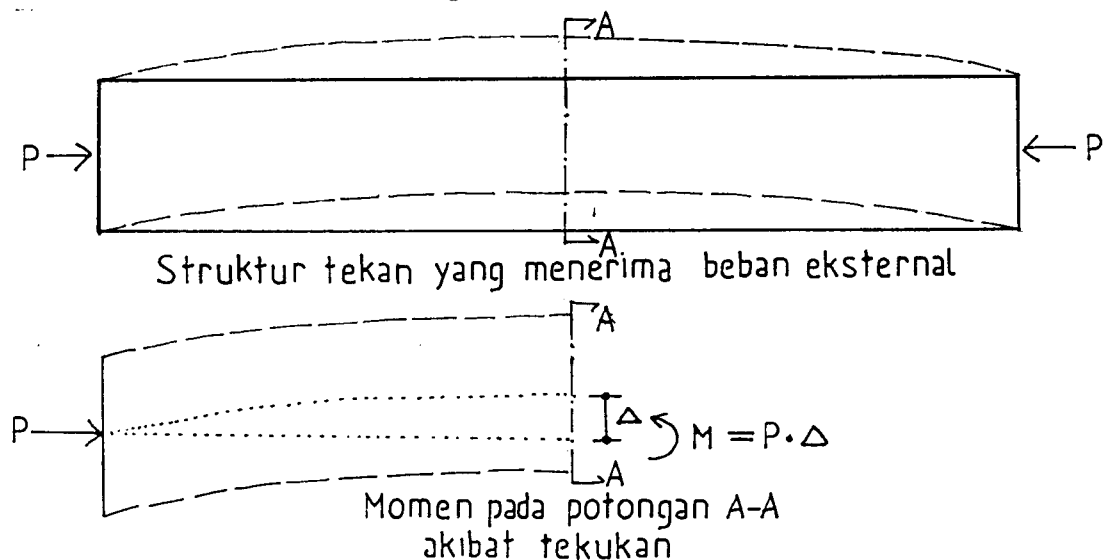
Pondasi tiang pancang prategang dewasa ini semakin banyak digunakan dalam perencanaan struktur bangunan yang menggunakan pondasi dalam, dengan pertimbangan bahwa pondasi jenis ini memiliki keuntungan antara lain:

- a. kapasitas dukung beban dan momen yang tinggi,
- b. mengurangi lendutan dan tekukan yang terjadi sehingga dapat menghindarkan beton pada daerah tarik mengalami keretakan yang bisa mengurangi kapasitas dukung tiang,
- c. keawetan/daya tahan yang baik sekali jika dibandingkan dengan beton konvensional, karena memiliki ketahanan terhadap retak, sehingga struktur tetap dalam keadaan elastis,
- d. relatif mudah penanganan, transportasi dan pemancangan,
- e. kualitas mutu yang terjamin karena dikerjakan berdasarkan perhitungan yang matang dan ketelitian yang tinggi.

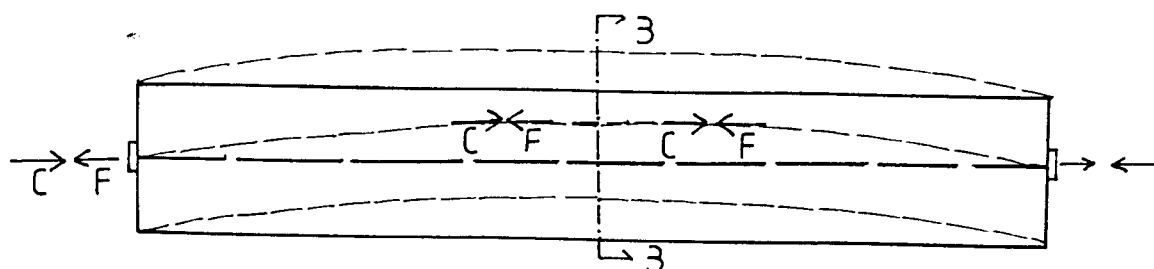
3.3 Efek Tekukan Akibat Gaya Prategang

Suatu komponen struktur tekan akan cenderung tertekuk bila menerima beban eksternal. Namun bila komponen struktur tekan tersebut menerima beban internal akibat gaya prategang, maka efek tekukan yang ditimbulkan akan berkurang, bahkan bisa mendekati nol. Keterangan lebih lengkap akan dijelaskan dalam uraian berikut ini.

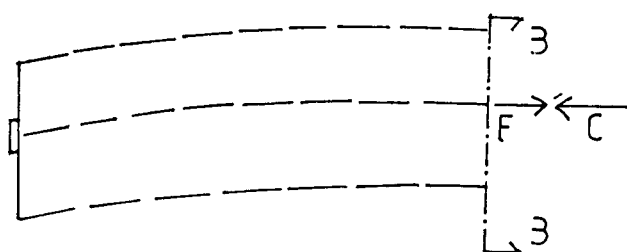
Ditinjau suatu komponen struktur tekan yang berada di bawah pengaruh beban eksternal seperti gambar (3.1). Bila struktur tekan tersebut tertekuk, maka momen tambahan akan timbul pada penampang A-A. Hal tersebut diakibatkan karena adanya eksentrisitas yang berbeda pada penampang. Jadi momen tambahan tersebut timbul akibat efek tekuk. Namun jika komponen tersebut tertekan secara internal akibat gaya prategang (gambar 3.2.a), maka selama baja dan beton melendut bersama, tidak ada perubahan eksentrisitas gaya prategang pada beton atau eksentrisitas tambahan pada struktur tersebut. Dengan demikian, maka tidak akan ada perubahan momen akibat tekukan pada struktur tersebut karena tidak adanya efek tekuk yang ditimbulkan. Jika struktur tekan beton prategang tersebut memikul beban eksternal, maka efek tekuk tetap akan terjadi dan menimbulkan momen tambahan pada struktur.



Gambar 3.1. Efek tekuk akibat beban eksternal

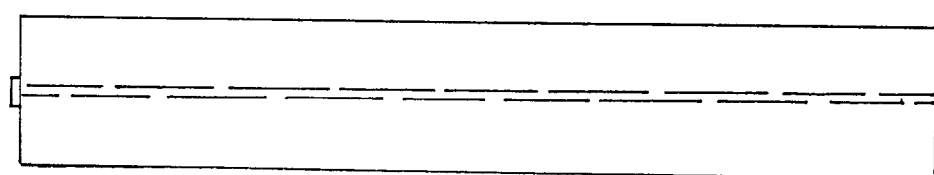


Struktur tekan prategang dengan gaya internal f

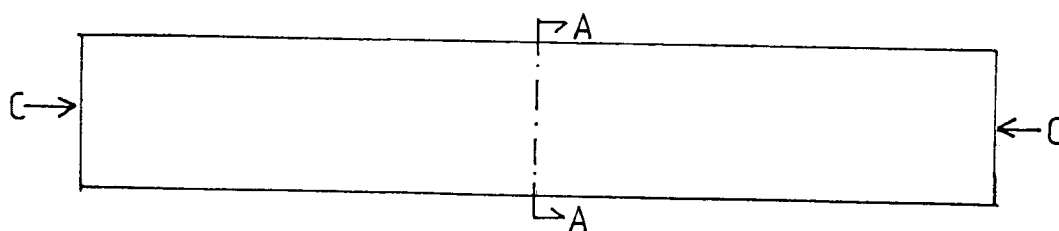


Tidak ada momen pada potongan B-B akibat lendutan

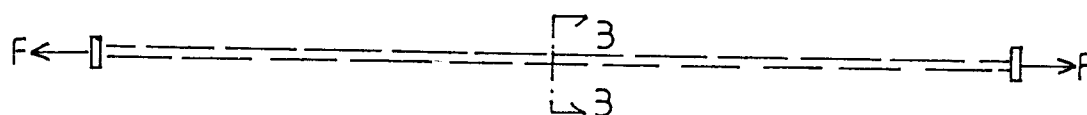
Gambar 3.2.a Efek tekuk akibat gaya prategang



Komponen struktur beton prategang



Beton sebagai benda bebas



Baja sebagai benda bebas

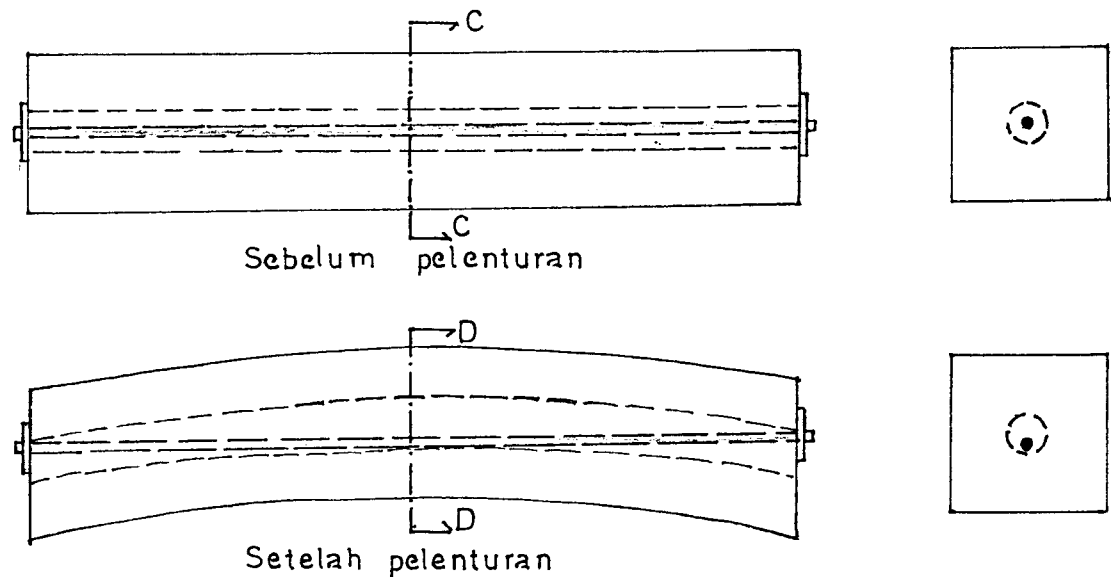
Gambar 3.2.b Aksi pengimbangan dari beton dan baja

Cara lain untuk menjelaskan permasalahan ini adalah dengan jalan memisahkan peninjauan antara baja dengan beton dan memperlakukan keduanya sebagai dua komponen yang berbeda seperti dalam gambar (3.2.b). Beton yang ditinjau tersendiri tersebut merupakan suatu struktur tekan yang berada di bawah gaya aksial langsung, dan sedikit lenturan saja pada kolom tersebut akan menimbulkan eksentrisitas pada penampang seperti pada potongan A-A. Tetapi dengan meninjau baja sebagai sebagai suatu elemen bebas, maka akan ada eksentrisitas serta gaya yang sama, namun berlawanan arah, sehingga cenderung untuk meluruskan struktur tersebut seperti semula. Kecenderungan untuk melurus kembali ini persis sama besar sebagai reaksi atas aksi yang terjadi pada struktur tersebut, sehingga efek tekuk tidak akan terjadi.

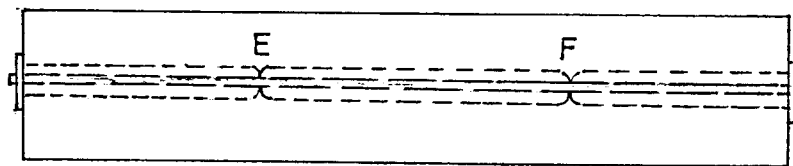
Jika baja dan beton tidak bersentuhan langsung pada keseluruhan panjangnya (gambar 3.3.a), maka beton yang tertekan akibat gaya prategang akan cenderung tertekuk kearah lateral dan pada mulanya tekukan ini tidak akan diimbangi oleh baja prategang. Hal tersebut akan menimbulkan eksentrisitas pada beton, sehingga akan menimbulkan efek tekuk pada struktur tersebut. Setelah terjadi sejumlah tekukan, baja prategang akan bersentuhan dengan beton, dan keduanya akan melendut bersama, sehingga efek tekuk yang lebih besar tidak akan terjadi. Dengan demikian efek tekukan yang terjadi akan terbatas hingga kedua bahan tersebut bersentuhan.

Jika baja prategang bersentuhan dengan beton pada be-

berapa titik, misalnya pada titik E dan F (gambar 3.3.b), maka efek tekuk akan dibatasi hanya pada sepanjang antara titik-titik tersebut. Jika jarak antara titik-titik sentuhan itu pendek, maka efek tekuk yang terjadi tidak begitu besar.



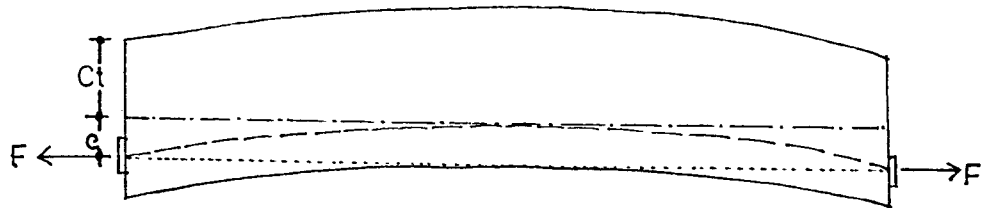
Gambar 3.3.a Baja dan beton bersentuhan setelah pelenturan



Gambar 3.3.b Baja dan beton bersentuhan pada beberapa titik

Untuk gaya prategang eksentris (gambar 3.4), gaya tekan pada beton akan tetap sama besar dan berlawanan arah dengan tarikan pada baja, sehingga tidak terjadi efek tekuk akibat gaya prategang. Akan tetapi, pengaruh eksentrisitas gaya prategang yang bekerja pada beton akan menimbulkan lendutan pada struktur. Lendutan tersebut akan

menimbulkan momen tambahan pada penampang, walaupun pada kondisi ini beton prategang belum menahan beban eksternal.



Gambar 3.4. Prategang eksentris dan efek lendutannya

Dari uraian di atas, maka dapat disimpulkan bahwa tidak akan ada efek tekuk pada struktur tekan yang diberi gaya prategang konsentris dengan elemen baja prategang yang berada dalam kontak langsung dengan beton pada arah panjangnya. Kondisi ini akan menguntungkan, karena pada saat layan kemampuan struktur untuk menahan tekuk tidak berkurang akibat gaya prategang.

Berdasarkan uraian di atas, maka struktur tekan beton prategang harus direncanakan dengan memberikan gaya prategang yang konsentris atau berimpit dengan pusat luasan transformasi penampang. Di samping itu baja prategang harus berada dalam kontak langsung dengan beton pada arah panjangnya untuk menjamin tidak adanya efek tekuk tambahan lainnya yang dapat mengurangi kemampuan beton prategang menahan gaya eksternal. Dengan demikian sistem prategang jenis pratarik ("pretensioning system") dengan gaya prategang yang konsentris merupakan jenis yang cocok untuk diterapkan pada komponen stuktur tekan, sebab telah memenuhi persyaratan di atas.

3.4 Tegangan-tegangan Ijin

Dalam mendesain suatu pondasi tiang pancang beton prategang maka yang menjadi pertimbangan utama adalah tegangan-tegangan yang timbul selama penanganan dan pemancangan yang sifatnya sementara, dan tegangan-tegangan yang disebabkan oleh beban permanen (beban mati), beban hidup, dan beban tidak tetap seperti angin, gempa bumi dan lain-lain.

Tegangan-tegangan yang diperkenankan pada beton dan baja untuk kondisi beban yang berlainan seperti yang telah ditetapkan oleh komite PCI pada pemancangan tiang beton prategang disusun dalam tabel (3.1).

Tegangan lentur yang timbul di bawah kondisi-kondisi penanganan yang berlainan, seperti pengangkatan dari tempat pencetakan, penyimpanan dan pengangkutan, harus dianalisis berdasarkan berat tiang pancang ditambah kelonggaran 50 persen untuk tumbukan dengan tegangan tarik dibatasi sampai $0,5 (f_c)^{1/2}$ sesuai dengan tabel PCI.

Pada saat pemancangan, tiang pancang juga akan mengalami tegangan lentur. Tegangan lentur yang terjadi pada saat pemancangan adalah berupa tegangan dinamik. Tegangan dinamik yang timbul selama pemancangan tiang merupakan fungsi kompleks dari tiang pancang dan sifat-sifat tanah, serta dipengaruhi oleh tahanan pemancangan, berat pemukul,

Tabel 3.1. Tegangan-tegangan beton dan baja yang diperkenankan pada Tiang Pancang beton prategang.

<i>Tegangan Beton</i>	
1. Tekanan aksial merata untuk tiang pancang pondasi yang tertanam penuh dalam tanah yang memberikan dukungan lateral.	$0,33 f'_c - 0,27 f_{pe}$
2. Tarikan aksial merata : Permanen dan berulang Tidak tetap	0 $0,5 (f'_c)^{\frac{1}{2}}$
3. Tekanan akibat lenturan : Normal Pekerjaan di laut dan jembatan	$0,45 f'_c$ $0,40 f'_c$
4. Tarikan akibat lenturan : Permanen dan berulang Tidak tetap	$0,34 (f'_c)^{\frac{1}{2}}$ atau nol di lingkungan mudah berkarat $0,5 (f'_c)^{\frac{1}{2}}$
5. Prategang efektif (nilai-nilai yang direkomendasi : Untuk tiang pancang 12 - 52 m Untuk tiang pancang lebih pendek dari 12 m	$4,9 - 8,4 \text{ N/mm}^2$ $2,8 - 4,9 \text{ N/mm}^2$
<i>Tegangan Baja</i>	
1. Tegangan sementara : Akibat daya dongkrak sementara, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang direkomendasikan oleh produsen baja Tendon pratarik segera setelah transfer atau tendon pascatarik segera setelah pengangkuran Tarikan akibat beban tak tetap	$0,8 f_{pu}$ $0,70 f_{pu}$ Beton yang menentukan
2. Prategang efektif (f_{pse})	$0,6 f_{pu}$ atau $0,8 f_{py}$ (diambil yang lebih kecil)
3. Baja prategang yang tak ditegangkan	$0,5 f_{py}$ (maksimum 210 N/mm^2)

Sumber : N. Krishna Raju (1989)

tinggi pukulan, material pelindung, dan parameter-parameter lainnya. Tegangan tersebut terdiri dari tegangan tekan dan tegangan tarik berganti-ganti yang mencapai kira-kira sebesar 7 sampai 28 N/mm² (tekan) dan 10 N/mm² (tarik). Tegangan tarik mungkin timbul pada tiang pancang yang lebih panjang dari 12 m, pada kondisi ujung tiang mengenai tanah lunak pada waktu pemancangan. Didalam hal tiang pancang yang lebih pendek, tegangan pancang tarik jarang sekali timbul.

Untuk menahan tegangan akibat pemancangan tersebut, maka nilai prategang efektif minimum yang ditetapkan oleh berbagai pihak yang berwenang di seluruh dunia adalah berkisar antara 2,8 hingga 4,9 N/mm² untuk tiang pancang dengan panjang kurang dari 12 m, dan antara 4,9 hingga 8,4 N/mm² untuk tiang pancang dengan panjang antara 12 hingga 52 m (tabel 3.1.5).

3.5 Luas baja prategang yang Diperlukan

Luas baja prategang (A_{ps}) yang diperlukan, dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut,

$$A_{ps} = \frac{P_e}{f_{pse}} \dots \dots \dots (3.1)$$

dengan:

f_{pse} = tegangan baja prategang efektif (Mpa),

P_e = gaya prategang efektif (N),

$$= f_{pe} \cdot A_c,$$

f_{pe} = tegangan pada seluruh penampang akibat gaya prategang efektif / Nilai prategang efektif (Mpa),

A_C = Luas bruto penampang (mm),

Kebutuhan baja prategang yang paling efisien bisa didapatkan dengan cara mengoptimalkan penegangan baja melalui pemanfaatan tegangan baja prategang efektif (f_{pse}) semaksimal mungkin asal memenuhi persyaratan-persyaratan sesuai dengan rekomendasi komite PCI, yaitu nilai terkecil antara $0,6 f_{pu}$ dan $0,8 f_{py}$.

Hal lain yang perlu diperhatikan dalam merencanakan jumlah tulangan prategang adalah batas minimum dari nilai prategang efektif (f_{pe}) sesuai dengan penjelasan pada subbab 3.4. Dengan demikian gaya prategang yang memenuhi persyaratan adalah,

$$P_{e \min} = f_{pe \min} \cdot A_C \dots \dots \dots$$

sehingga luas baja prategang yang diperlukan adalah,

$$A_{psperlu} = \frac{P_{e \min}}{f_{pse}} = \frac{f_{pe \min} \cdot A_C}{f_{pse}} \dots \dots \dots (3.3)$$

Selain ketentuan di atas, "Gerwick" telah menganjurkan suatu luas baja prategang minimum yang tidak kurang dari 0,5% penampang bruto berdasarkan teori dan pengalamannya. Jadi,

$$A_{psminimum} = 0,005 A_C$$



3.6 Kapasitas Tiang Pancang Beton Prategang

3.6.1 Kapasitas beban aksial tiang

Jika kekuatan silinder beton adalah f'_c , maka kekuatan batas beton pada tiang pancang secara aman dapat diambil sebesar $0,85.f'_c$. Pada beban batas, besar gaya prategang yang tinggal dalam tendon adalah sekitar 60% dari gaya prategang efektif. Kekuatan batasnya dapat dihitung dengan rumus:

$$P_n = (0,85 f'_c - 0,6 f_{pe}) A_c \dots\dots\dots (3.4)$$

Standar-standar yang ditetapkan oleh "Prestressed Concrete Institute" (lihat tabel 3.1) menyatakan bahwa beban tekan maksimum (P') yang diijinkan pada tiang pancang beton prategang tidak boleh melebihi nilai kapasitas dukung aksial sebagai berikut:

$$P' = (0,33 f'_c - 0,27 f_{pe}) A_c \dots\dots\dots (3.5)$$

sehingga maka didapatkan suatu faktor keamanan sebesar,

$$SF = \frac{P_u}{P'}$$

3.6.2 Kapasitas momen

Pada saat penanganan dan pengangkatan tiang pancang, maka akan timbul momen yang terjadi akibat berat sendiri tiang. Momen yang terjadi tersebut harus lebih kecil daripada momen yang mengakibatkan retak. Hal tersebut dikarenakan bahwa terjadinya retak akan menyebabkan adanya penambahan regangan pada daerah tarik yang menyebabkan bergesernya sumbu netral penampang ke arah bidang desak. Pada komponen struktur tekan, termasuk tiang pancang, hal tersebut menyebabkan berkurangnya kekuatan batas penampang.

Momen yang menghasilkan retak rambut pertama pada struktur beton prategang dihitung dengan teori elastik, dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar tiang pancang mencapai modulus keruntuhannya. Untuk menghindari tercapainya nilai modulus keruntuhan pada serat terluar tiang pancang, maka tegangan tarik yang ditimbulkan saat pengangkatan harus lebih kecil daripada tegangan tarik ijin (f_{ct}) sesuai dengan ketentuan PCI (lihat tabel 3.1).

Momen yang diijinkan pada penampang tiang pancang beton prategang bisa didapatkan dengan cara meninjau tegangan yang terjadi, baik akibat gaya prategang efektif, maupun akibat momen yang terjadi saat pengangkatan. Untuk kepentingan analisis dan perhitungan, maka diperlukan kesepakatan perjanjian tanda, yaitu untuk tegangan tarik dipakai tanda positif (+), dan untuk tegangan tekan adalah negatif (-).

Dengan tidak diijinkannya keretakan akibat momen yang bekerja, maka seluruh penampang diperhitungkan efektif memikul tegangan yang timbul, sehingga seluruh luas penampang diperhitungkan dalam menentukan pusat berat dan momen inersia penampang. Dengan demikian tegangan yang terjadi dapat diperhitungkan secara elastis seperti yang akan diuraikan dibawah ini.

Pada suatu penampang tiang pancang beton prategang yang dibebani oleh gaya prategang efektif (F) dengan pusat gaya prategang berada tepat pada pusat penampang ($\Sigma e=0$), maka pada saat pengangkatan terjadi tegangan tarik pada serat terluar. Hubungan antara "tegangan tarik ijin (f_{ctu})" dan "momen yang mengakibatkan retak", diperlihatkan dalam rumus teori elastis berikut ini.

$$f_{ctu} = - \frac{F}{A_c} + \frac{M' \cdot C}{I_t} \dots\dots\dots (3.6.a)$$

Jika $f_{pe} = \frac{F}{A_c}$ maka :

$$f_{ctu} = - f_{pe} + \frac{M' \cdot C}{I_t} \dots\dots\dots (3.6.b)$$

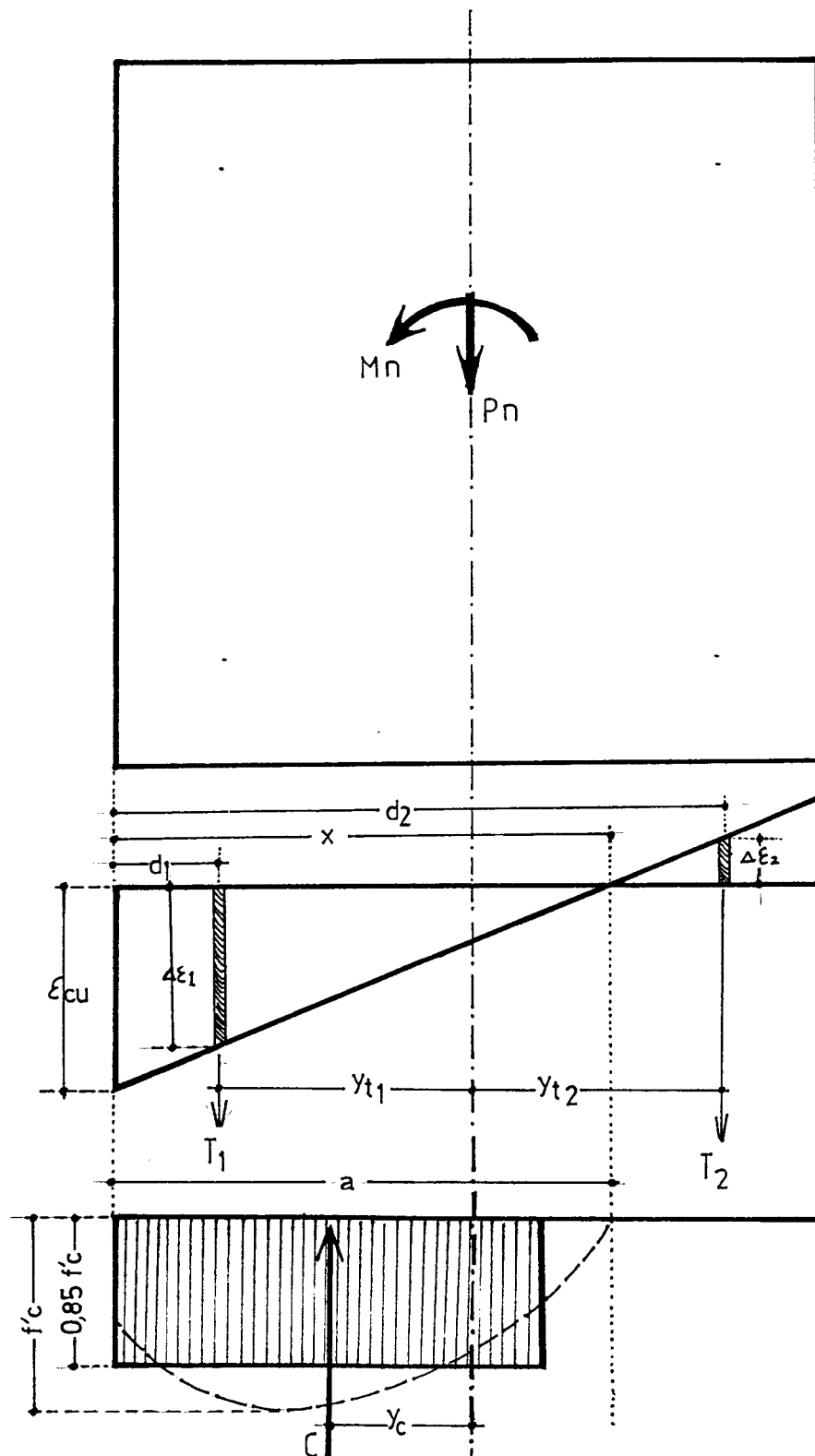
Jadi :

$$M' = (f_{ctu} + f_{pe}) \frac{I_t}{C} \dots\dots\dots (3.6.c)$$

3.6.3 Kapasitas kombinasi antara beban aksial dan momen

a. Kapasitas batas

Jikalau suatu penampang tiang pancang beton prategang menerima beban kombinasi antara beban aksial dan momen, maka kekuatan batas dapat diperkirakan dengan hubungan keseimbangan statik dari penampang, yaitu $\Sigma V=0$ dan $\Sigma M=0$ (lihat gambar 3.5).



Gambar 3.5 Kekuatan batas di bawah kombinasi beban aksial dan momen

Dari gambar 3.5 tersebut, maka :

$$\text{Untuk } EV = 0, p_n = C - T_1 - T_2 \dots \dots \dots (3.7)$$

$$\text{Untuk } EM = 0, M_n = -T_1 \cdot y_{t1} + T_2 \cdot y_{t2} + C \cdot y_c \dots \dots \dots (3.8)$$

$$\text{Eksentrisitas beban aksial, } e = \frac{M}{P} \dots \dots \dots (3.9)$$

dengan:

P_n = beban batas tiang,

M_n = momen batas,

C = resultan gaya tekan yang diterima beton,

T_1 dan T_2 = gaya tarik yang diterima penampang akibat gaya prategang efektif,

y_c = jarak antara pusat resultan tekan beton dan pusat berat penampang searah sumbu x,

y_t = jarak antara pusat gaya tarik masing-masing baja prategang searah sumbu x,

Gaya tarik yang bekerja pada penampang dapat ditentukan berdasarkan regangan yang terjadi pada baja prategang (ϵ_{ps}) saat menerima gaya eksternal sebagai berikut,

$$T = A_{ps} \cdot f_{ps} = A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot \epsilon \dots \dots \dots (3.10)$$

dengan E_p = modulus elastisitas yang digunakan.

Regangan yang terjadi pada baja prategang saat menerima gaya eksternal terdiri dari hal-hal sebagai berikut ini.



1. Regangan akibat gaya prategang efektif (ϵ_{pe})

$$\epsilon_{pe} = \frac{f_{pse}}{E_p} \dots\dots\dots(3.11)$$

2. Regangan yang terjadi pada saat transfer.

Pada saat transfer, beton akan mengalami dekompresi, sehingga regangannya akan berkurang. Jika rekatan antara beton dan baja dianggap baik, maka regangan yang terjadi pada baja akan bertambah sebesar pengurangan regangan beton pada posisi baja, sehingga

$$\epsilon_{ce} = \frac{f_{pe}}{E_p} \dots\dots\dots(3.12)$$

3. Regangan akibat gaya eksternal

akibat adanya beban eksternal dan momen eksternal yang bekerja, maka akan menimbulkan regangan pada penampang secara linier. Pada saat beton mencapai kondisi keruntuhan, regangan pada sisi beton akan mencapai regangan beton ultimit(ϵ_{cu}), dan sumbu netral akan berada pada jarak "x" dari sisi penampang yang mengalami keruntuhan, seperti yang ditunjukkan pada gambar (3.5). Untuk itu regangan yang terjadi pada baja prategang saat beton runtuh akibat gaya-gaya eksternal dapat dihitung dengan rumus perbandingan segitiga pada diagram regangan (lihat gambar 3.5), sehingga,

$$\epsilon'_1 = \epsilon_{cu} \cdot \frac{d_1 - x}{x} \quad , \text{ dan}$$

$$\epsilon'_2 = \epsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_2}{x} \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

Total regangan yang terjadi pada baja prategang diperoleh dengan menjumlahkan tegangan tegangan diatas sehingga,

$$\epsilon = \epsilon_{pe} + \epsilon_{ce} + \epsilon'$$

atau

$$\epsilon_1 = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{pe}}{E_c} + \epsilon_{cu} \frac{d_1 - x}{x} \quad , \text{ dan}$$

$$\epsilon_2 = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{pe}}{E_c} - \epsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

total regangan yang terjadi tersebut tidak boleh melampaui regangan leleh baja (ϵ_{py}) yang diijinkan.

Dari uraian di atas, maka gaya tarik T_1 dan T_2 pada gambar (3.5) dan persamaan (3.7) serta (3.8), dapat dihitung berdasarkan regangan yang terjadi pada baja prategang, yaitu,

$$\begin{aligned} T_1 &= A_{ps} \cdot f_1 \\ &= A_{ps} \cdot E_p \cdot \epsilon_1 \\ &= A_{ps} \cdot E_p \cdot [\epsilon_{pe} + \epsilon_{ce} + \epsilon_1] \\ T_1 &= A_{ps} \cdot E_p \cdot [\frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{pe}}{E_c} + \epsilon_{cu} \cdot (\frac{d_1 - x}{x})] \\ &\quad \dots\dots(3.15.a) \\ T_2 &= A_{ps} \cdot f_2 \\ &= A_{ps} \cdot E_p \cdot \epsilon_2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= A_{ps} \cdot E_p \cdot [\epsilon_{pe} + \epsilon_{ce} - \epsilon_2] \\
 &= A_{ps} \cdot E_p \cdot [\frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{pe}}{E_c} - \epsilon_{cu} (\frac{x-d_2}{x})] \\
 T_2 &= A_{ps} \cdot E_p \cdot [\frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{pe}}{E_c} + \epsilon_{cu} (\frac{d_2-x}{x})] \\
 &\dots\dots\dots(3.15.b)
 \end{aligned}$$

Selain memperhitungkan gaya tarik yang bekerja pada baja tulangan, perlu diperhitungkan pula gaya tekan yang bekerja pada beton untuk mengimbangi gaya-gaya yang bekerja baik gaya prategang maupun gaya eksternal.

Sehubungan dengan bentuk diagram tegangan tekan yang berbentuk lengkung, maka penentuan gaya tekan yang terjadi menjadi kompleks. Untuk tujuan penyederhanaan, Whitney telah mengusulkan bentuk persegi panjang sebagai bentuk tegangan beton tekan ekuivalen. Standar SKSNI-T-15-1991-03 pasal 3.3.2 ayat 7 juga menetapkan bentuk tersebut sebagai salah satu ketentuan, meskipun tidak menutup kemungkinan untuk menggunakan bentuk lain sepanjang hal tersebut merupakan hasil pengujian. Pada kenyataannya usulan Whitney telah digunakan secara luas karena mudah dalam penggunaannya, baik untuk perencanaan maupun analisis.

Berdasarkan bentuk empat persegi panjang, seperti tampak pada gambar 3.5, intensitas tegangan beton rata-rata ditentukan sebesar $0,85 f'_c$ dan dianggap bekerja pada daerah tekan dari penampang selebar b dan sedalam a . Dengan demikian maka resultan gaya tekan beton "C" adalah,

$$C = 0,85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b \quad \dots\dots\dots(3.16)$$

Kedalaman daerah tekan (a) dapat ditentukan dengan rumus,

$$a = \beta_1 \cdot x \quad \dots\dots\dots(3.17)$$

dengan,

x = jarak serat tekan terluar ke garis netral,

β_1 = konstanta yang merupakan fungsi dari kuat tekan beton,

Standar SK SNI T-15-1991-03 menetapkan nilai β_1 sebesar 0,85 untuk f'_c kurang dari 30 Mpa, dan berkurang 0,008 untuk setiap kenaikan 1 Mpa kuat tekan beton, serta tidak boleh kurang dari 0,65. Jadi dapat disimpulkan bahwa,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30), \text{ dan}$$

$$0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \quad \dots\dots\dots(3.18)$$

Dengan mensubstitusikan T_1 , T_2 dan C pada persamaan (3.15) dan (3.16) kedalam persamaan (3.7) dan (3.8), maka akan didapatkan hubungan antara P_n dan M_n dalam keadaan batas. Kombinasi antara P_n dan M_n bisa didapatkan dengan memisalkan suatu lokasi sumbu netral dan dengan mengambil ϵ_{cu} sebagai batas regangan tekan pada beton, f'_c sebagai tegangan batas beton, serta ϵ_{py} sebagai batas regangan tarik pada baja.

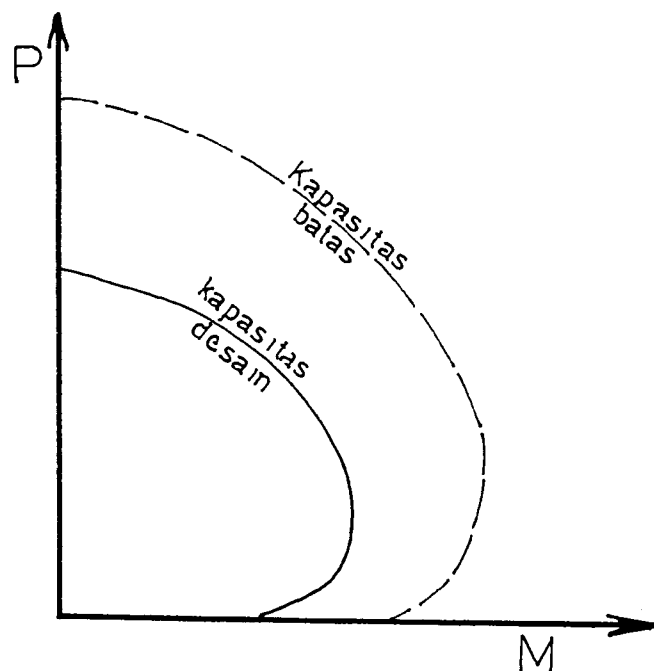
Analisis di atas harus dilakukan berulang-ulang dengan mengasumsikan berbagai letak garis netral, sehingga didapatkan suatu kurva interaksi yang menunjukkan

kapasitas batas (P_n dan M_n) dari suatu penampang (lihat gambar 3.6). Jika kurva interaksi sudah didapatkan, maka beban aksial batas dan momen batas untuk berbagai eksentrisitas beban akan dapat diketahui dengan mudah.

Untuk keperluan design, maka nilai P_n dan M_n hasil analisis diatas harus dikalikan dengan faktor reduksi kekuatan " ϕ ". Berdasarkan standar SK SNI T-15-1991-03 pasal 2.2.3 ayat 3, maka faktor reduksi kekuatan (ϕ) untuk tiang pancang sebagai struktur tekan adalah sebesar 0,65 jika menggunakan sengkang dan 0,7 jika menggunakan ikatan spiral. Jadi kapasitas yang diijinkan dari suatu penampang adalah,

$$M_R = \phi \cdot M_n, \text{ dan}$$

$$P_R = \phi \cdot P_n \quad \dots\dots\dots(3.19)$$



Gambar 3.6 Diagram interaksi untuk beban eksentris

b. Kapasitas ijin berdasarkan tegangan oleh beban kerja

Kombinasi antara beban aksial dan momen yang diijinkan pada penampang tiang pancang beton prategang bisa didapatkan dengan cara meninjau tegangan yang terjadi, baik akibat gaya prategang efektif, beban konsentris, ataupun akibat momen eksternal.

Dengan menganggap bahwa penampang bebas retak pada tingkat beban kerja, maka seluruh penampang diperhitungkan efektif memikul tegangan yang timbul, sehingga seluruh luas penampang diperhitungkan dalam menentukan pusat berat dan momen inersia penampang. Dengan demikian maka tegangan yang terjadi dapat diperhitungkan dengan cara elastis seperti yang akan diuraikan dibawah ini.

Suatu penampang tiang pancang beton prategang yang dibebani oleh suatu gaya prategang efektif F yang bekerja secara konsentris dan dibebani dengan beban P ditambah momen eksternal M , maka tegangan pada serat terluar penampang tersebut, dapat dihitung dengan cara elastis biasa sebagai berikut.

$$f_c = - \frac{F}{A_c} - \frac{P}{A_t} \pm \frac{M.C}{I_t} \dots\dots\dots (3.20.a)$$

dengan:

A_c = luas penampang bruto (mm^2),

A_t = luas penampang transformasi tiang (mm^2),

I_t = momen inersia penampang transformasi (mm^4),

C = jarak antara sumbu netral penampang terhadap serat terluar (mm).

Rumus di atas dapat disederhanakan menjadi :

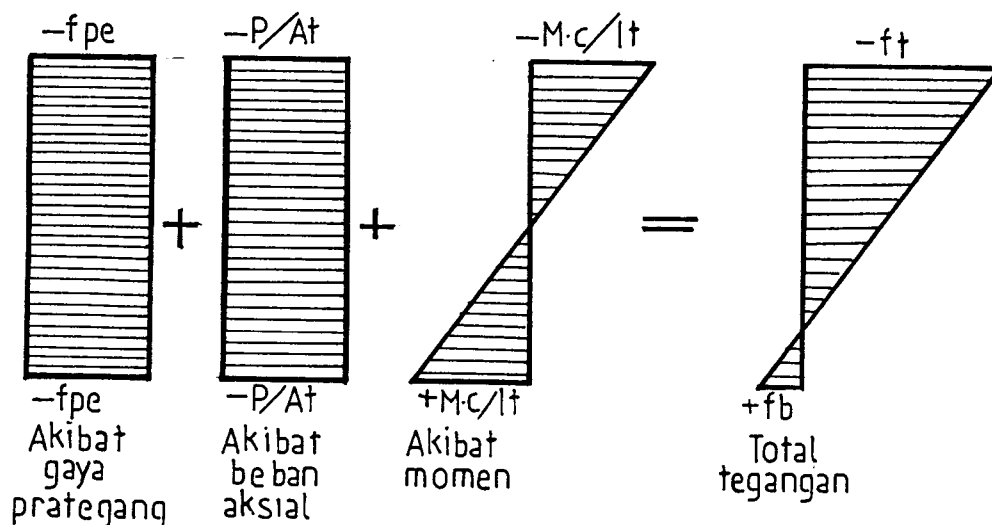
$$f_c = f_{pe} - \frac{P}{A_t} \pm \frac{M.C}{I_t} \dots\dots\dots (3.20.b)$$

dengan :

f_{pe} = tegangan beton prategang efektif persatuan luas penampang (N/mm² atau MPa)

$$= \frac{F}{A_c}$$

Tegangan yang terjadi pada penampang tersebut dapat digambarkan dalam bentuk pola tegangan seperti pada gambar (3.7.)



Gambar 3.7 Pola tegangan penampang tiang pancang beton prategang

Tegangan yang terjadi tersebut harus lebih kecil daripada tegangan tekan ijin (f_{ccu}), maupun tegangan tarik ijin (f_{ctu}) sesuai dengan tabel 3.1, sehingga momen batas (M) dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut.

1. Untuk serat tarik

$$f_c \leq f_{ctu}$$

$$-f_{pe} - \frac{P}{A_t} + \frac{M.C}{I_t} \leq f_{ctu} \quad \dots\dots\dots(3.21.a)$$

maka :

$$M \leq (f_{ctu} + f_{pe} + \frac{P}{A_t}) \frac{I_t}{C} \quad \dots\dots\dots(3.21.b)$$

2. Untuk serat tekan

$$f_c \leq f_{ccu}$$

$$\left| -f_{pe} - \frac{P}{A_t} - \frac{M.C}{I_t} \right| \leq |f_{ccu}| \quad \dots\dots\dots(3.22.a)$$

maka :

$$M \leq (f_{ccu} - f_{pe} - \frac{P}{A_t}) \frac{I_t}{C} \quad \dots\dots\dots(3.22.b)$$

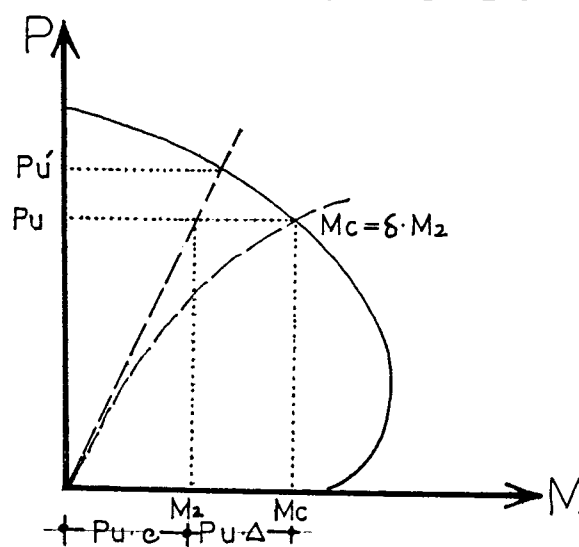
Dari uraian di atas, maka didapat dua buah momen ijin yang mampu didukung suatu penampang, yaitu momen yang dibatasi oleh tegangan tarik ijin (M_1) dan momen yang dibatasi oleh tegangan tekan ijin (M_2). Dalam perencanaan digunakan momen batas terkecil diantara keduanya.

Hubungan antara momen ijin dan beban ijin tersebut dapat pula digambarkan dalam bentuk diagram "kurva interaksi" seperti pada gambar 3.6, dengan cara mengasumsikan berbagai variasi beban P ijin

3.7 Pengaruh Kelangsingan terhadap Kapasitas Tiang

Berbagai standar dan aturan yang berlaku di dunia, termasuk diantaranya standar-standar yang ditetapkan oleh "Prestressed Concrete Institute", telah menggolongkan komponen struktur tekan menjadi dua, yaitu komponen struktur tekan langsing dan tidak langsing. Semakin langsing suatu komponen struktur tekan, maka akan semakin mudah komponen tersebut melentur, sehingga fenomena tekuk yang dialami menjadi lebih besar. Untuk mencegah tekuk yang tidak dikehendaki, diperlukan evaluasi terhadap reduksi kekuatan yang harus diberikan dalam perhitungan struktur tekan.

Suatu struktur tekan yang menahan kombinasi beban aksial dengan lentur akan mendapatkan momen lentur tambahan (momen sekunder) akibat efek $P-\Delta$ dan mengalami deformasi arah lateral (P adalah beban aksial dan Δ adalah defleksi/tekukan ke arah lateral pada penampang yang ditinjau).



Gambar 3.8 Pengaruh pembesaran momen pada diagram interaksi

Apabila ditinjau suatu struktur tekan yang menahan gaya aksial P_u dengan eksentrisitas e , dan diagram interaksinya seperti diperlihatkan pada gambar (3.8), maka tampak bahwa dengan adanya efek tekuk akan mengakibatkan momen lentur tambahan $P_u(\Delta)$. Momen lentur tambahan atau disebut momen sekunder, dengan sendirinya akan mengakibatkan kapasitas gaya normal turun atau mengecil, dari P_u' menjadi P_u . Dengan demikian jumlah momen menjadi $P_u.e + P_u(\Delta)$, dan selanjutnya tinjauan kekuatan didasarkan pada momen yang sudah dibesarkan ini. Gaya P_u bekerja dengan eksen-trisitas $(e + \Delta)$ sehingga menghasilkan M total, dan nilai banding M total terhadap M asal disebut δ , atau Faktor pembesaran momen ("Magnification Factor"). Dengan demikian, mirip dengan yang berlaku pada analisis struktur beton bertulang biasa, standar-standar yang mengacu pada "PCI" dan "ACI Code", memberikan analisis perkiraan dengan didasarkan pada faktor pembesaran momen δ sebagai suatu evaluasi pendekatan.

Sebelum melangkah untuk memperhitungkan momen rencana yang diperbesar akibat dari kelangsingan, maka harus dilakukan pemeriksaan terlebih dahulu untuk menentukan apakah kelangsingan untuk komponen struktur tekan harus diperhatikan atau dapat diabaikan.

Dengan adanya dukungan lateral oleh tanah pada tiang pancang saat layan, maka tiang pancang dapat digolongkan sebagai struktur tekan dengan pengaku lateral. Standar SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 4, memberikan ketentuan

bahwa untuk komponen struktur tekan dengan pengaku lateral, efek kelangsingan dapat diabaikan apabila rasio kelangsingan memenuhi

$$\frac{K.L}{r} < 34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots(3.23)$$

dengan :

L = panjang,

r = jari-jari girasi penampang transformasi,

K = koefisien tekuk (faktor panjang efektif) tergantung pada perletakan pada kedua ujungnya.

Karena goyangan ke samping pada tiang pancang tertahan oleh dukungan lateral tanah, maka sesuai dengan ketentuan SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 2.1, nilai "K" dapat diambil sama dengan 1. Ketentuan di atas dapat berlaku untuk tiang pancang yang ujung atasnya tidak terjepit ("unrestrained"). Untuk tiang pancang yang ujung atasnya terjepit kaku oleh poer ("restrained"), maka nilai K bisa diambil sama dengan 0,75.

M₂ pada persamaan diatas adalah momen terfaktor terbesar pada ujung komponen tekan akibat beban vertikal, sedangkan M₁ adalah momen terfaktor pada ujung lainnya.

Apabila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu komponen struktur tekan tersebut tidak terdapat momen atau bahwa eksentrisitas ujung yang didapat dari perhitungan kurang dari (15 + 0,03 h) mm, maka M₂ dalam persamaan (3.23) harus didasarkan pada eksentrisitas mini-

mum sebesar $(15 + 0.03 h)$ mm terhadap setiap sumbu utama secara terpisah.

Rasio dari M_1/M_2 pada persamaan (3.23) harus ditentukan pula dari ketentuan berikut :

- a. bila eksentrisitas ujung yang didapat dari perhitungan kurang dari $(15 + 0.03 h)$ mm, maka momen ujung yang didapat dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung M_1/M_2 pada persamaan (3.23),
- b. bila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan tidak terdapat momen, maka rasio dari M_1/M_2 harus diambil sama dengan satu.

Pada pembahasan terdahulu telah disebutkan bahwa pada tiang pancang yang dipasang secara berkelompok dengan poer sebagai penghubung, momen yang terjadi pada pondasi telah terkonversi menjadi gaya aksial langsung. Hal tersebut dikarenakan "pile cap" dianggap kaku sempurna. Dengan hanya memperhitungkan gaya aksial yang bekerja, maka kapasitas untuk tiang pancang beton prategang tidak langsing pada kondisi di atas, cukup dianalisis dengan menggunakan persamaan (3.5), sehingga P yang diterima harus kurang dari P ijin.

$$P \leq [\bar{P} = (0.33 f_{c'} - 0.27 f_{ps}) A_c] \quad \dots\dots\dots(3.24)$$

Dengan terkonversikannya momen yang bekerja menjadi beban aksial langsung, maka rasio (M_1/M_2) bisa diambil sama dengan 1 sesuai ketentuan sebelumnya. Dengan demikian maka batas rasio kelangsingan menjadi,

$$\frac{K.L}{r} < \left[34 - 12 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 34 - 12 \cdot 1 = 22 \right]$$

$$\frac{K.L}{r} < 22 \quad \dots\dots\dots(3.25)$$

Jika rasio kelangsingan tiang pancang tersebut lebih dari 22 ($K.L/r > 22$), maka tiang pancang tersebut tergolong sebagai struktur tekan langsing, sehingga dalam analisisnya harus memperhitungkan adanya efek tekuk. Dengan demikian maka beban izin tiang harus pula dikontrol terhadap beban tekuk. Beban tekuk (P_c) dapat dihitung dengan rumus Euler sebagai berikut.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad \dots\dots\dots(3.26)$$

Dengan memperhitungkan faktor reduksi kekuatan (ϕ), maka beban izin tiang pancang langsing adalah,

$$P \leq \phi \cdot P_c \quad \dots\dots\dots(3.27)$$

Khusus untuk tiang pancang dengan $(K.L/r) > 50$, maka prosedur design harus didasarkan pada kekuatan tiang dibawah kombinasi beban aksial dan momen berdasarkan rekomendasi PCI. Momen yang bekerja pada tiang pancang pada kondisi tersebut, harus didasarkan pada evaluasi pendekatan dengan pembesaran momen terfaktor yang diperhitungkan dengan eksentrisitas minimum sebesar $(15 + 0,03.h)$ mm. Dengan demikian maka momen yang bekerja

pada tiang pancang dengan $K.L/r > 50$, adalah,

$$M_e = \delta M_2 \dots\dots\dots (3.28)$$

Faktor pembesaran momen (δ) dapat ditentukan dengan rumus,

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/(\phi P_e)} \dots\dots\dots (3.29)$$

Pada persamaan (3.29) di atas, C_m adalah faktor koreksi yang ditentukan berikut ini.

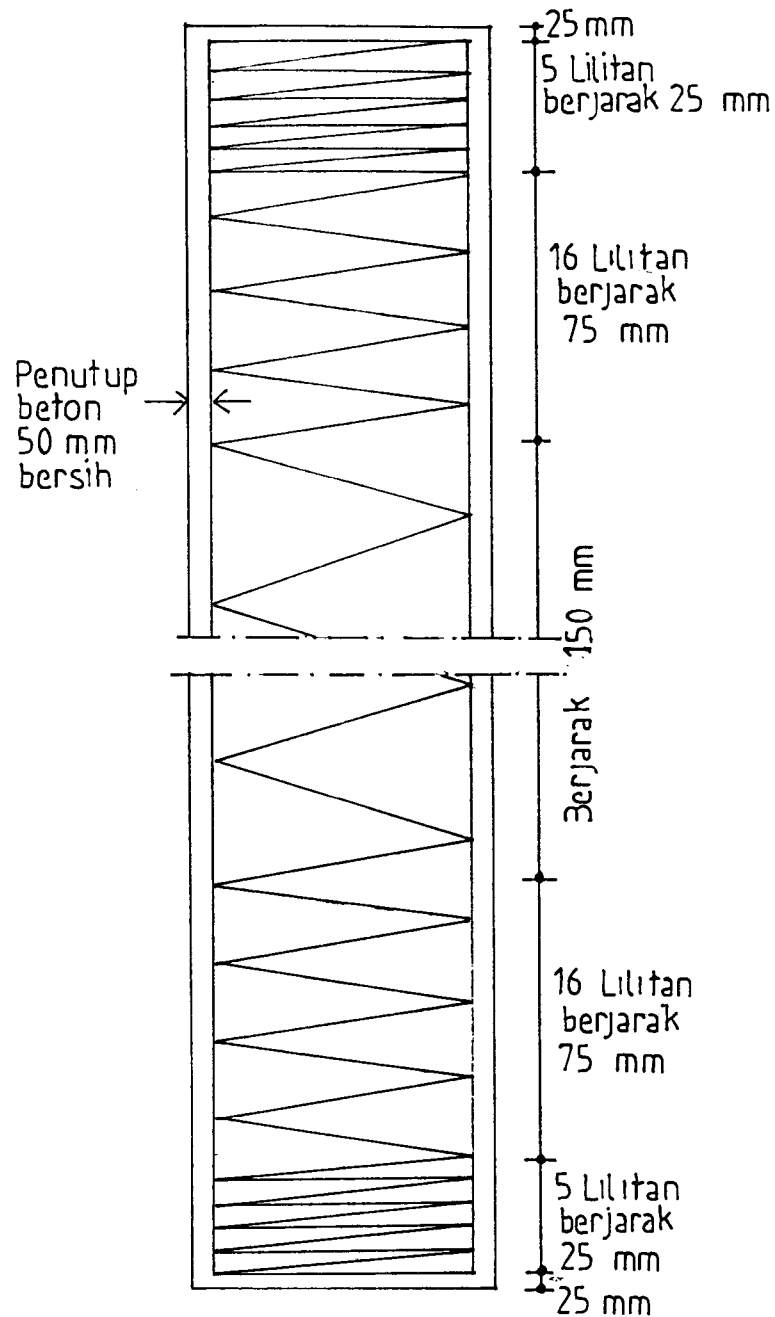
$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots (3.30)$$

Perencanaan dengan menggunakan cara perkiraan momen yang diperbesar tersebut, dapat digunakan apabila rasio kelangsingan tidak melebihi 100, sesuai dengan standar SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 4. Apabila $K.L/r > 100$, maka perencanaan harus menggunakan analisis struktur yang cukup rumit, dan akan lebih terjamin ketepatannya apabila menggunakan alat bantu komputer untuk memecahkan sekumpulan persamaan secara simultan.

3.8 Penulangan Spiral

Tulangan pengikat yang digunakan pada tiang pancang beton prategang umumnya adalah berupa lilitan spiral. Lilitan spiral dipasang sepanjang seluruh tiang pancang dengan jarak yang makin dekat kearah kepala dan ujung tiang pancang untuk melawan gaya pemecah yang timbul selama kondisi pemancangan. Desain lilitan spiral ini masih belum dirasionalisasikan, dan biasanya ditentukan berdasarkan pengalaman. Namun demikian, AASCHO-PCI telah

memberikan suatu rincian khas dari lilitan spiral pada tiang pancang beton prategang seperti yang ditunjukkan pada gambar (3.11).



Gambar 3.9 Rincian khas tulangan spiral berdasarkan standar AASCHO-PCI

BAB IV
PERENCANAAN PONDASI TIANG PANCANG
BETON PRATEGANG

Untuk lebih memperjelas uraian yang telah diuraikan pada bab-bab terdahulu, berikut akan diberikan suatu aplikasi perencanaan pondasi tiang pancang beton prategang yang direncanakan untuk mendukung salah satu kolom dasar dari suatu konstruksi bangunan gedung. Pembahasan yang akan dilakukan antara lain meliputi perhitungan kapasitas dukung tanah serta kapasitas dukung penampang.

Perhitungan kapasitas dukung tanah dimaksudkan untuk mendapatkan panjang tiang yang akan menghasilkan kapasitas dukung tanah yang optimum. Dimensi penampang direncanakan berukuran $300 \times 300 \text{ mm}^2$. Untuk menghitung kapasitas dukung penampang, akan dicoba dengan menggunakan luas tulangan dan tata letak baja prategang yang berbeda-beda. Langkah-langkah perencanaan pondasi tersebut akan diuraikan sebagai berikut.

4.1 Gaya-gaya yang Terjadi

Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi pada dasarnya merupakan gaya-gaya yang disalurkan oleh kolom dasar suatu

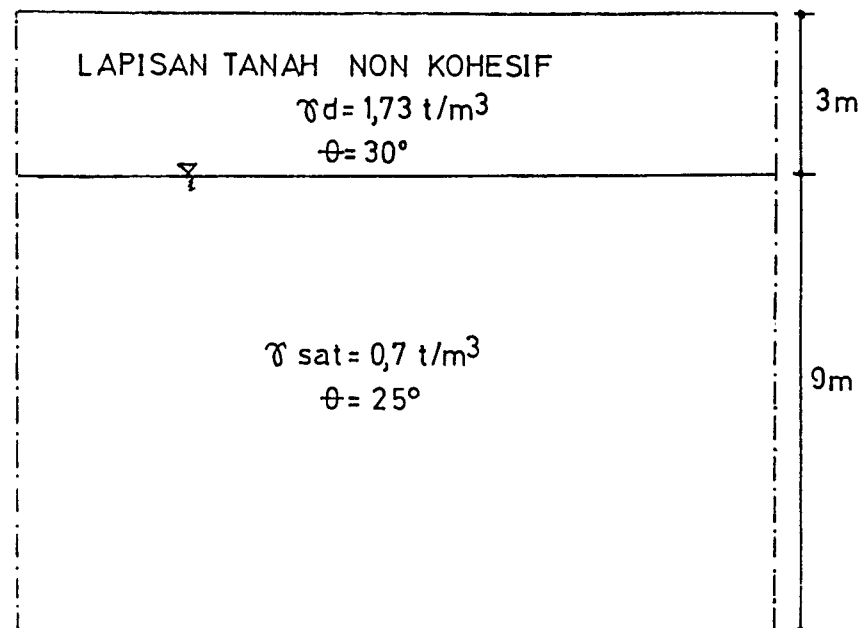
struktur bangunan yang diperoleh dari hasil perhitungan mekanika terhadap struktur bangunan tersebut. Pada perencanaan ini gaya-gaya yang bekerja pada pondasi direncanakan sebagai berikut:

1. beban aksial (V)= 350 Ton force (T_f),
2. momen arah x (M_x)= 30 $T_f.m$ dan momen arah y (M_y)= 20 $T_f.m$
3. gaya geser/lateral arah x (H_x) dan arah y (H_y) masing-masing sebesar 18 T_f .

4.2 Data Perencanaan

4.2.1. Data karakteristik tanah

Pada titik pemancangan pondasi tiang pancang, diketahui data sondir dan data karakteristik lapisan tanah pendukung (gambar 4.1) sebagai berikut.

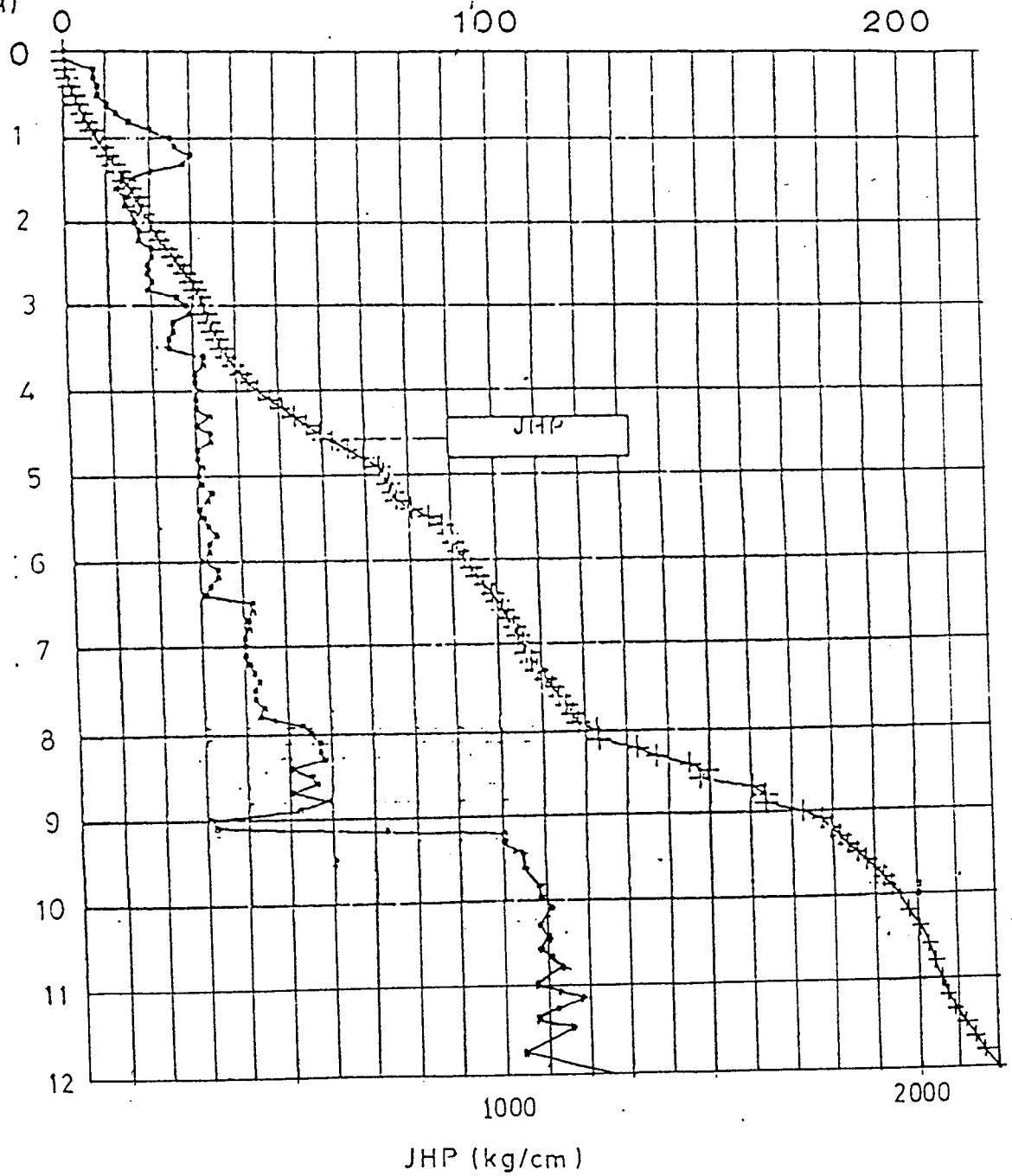


Gambar 4.1. Data karakteristik lapisan tanah pendukung pondasi

DATA SONDIR

KONUS (KG/CM²)

DALAM (M)



4.2.2. Data karakteristik struktur pondasi tiang pancang

Struktur pondasi tiang pancang beton prategang direncanakan menggunakan elemen penyusun struktur yang memiliki data karakteristik sebagai berikut:

1. kuat desak karakteristik beton (f'_c) = 40 Mpa
2. kuat tarik ultimit baja prategang (f_{pu}) = 1700 Mpa
3. kuat leleh baja prategang (f_{py}) = 1500 Mpa
4. modulus elastisitas baja prategang (E_p) = 200000 Mpa
5. regangan desak batas beton (ϵ_{cu}) = 0,003
6. regangan leleh baja prategang/"PC Wire" (ϵ_{py}) = 0,01

4.3 Perhitungan Distribusi Gaya dan Kapasitas Dukung Tanah pada Pondasi Tiang Pancang

4.3.1 Optimalisasi penentuan panjang tiang pancang berdasarkan kuat dukung tanah (tinjauan pendekatan)

Untuk menentukan panjang tiang pancang dapat dilakukan suatu pendekatan dengan membuat suatu perbandingan antara pertambahan panjang tiang pancang (ΔL) dengan pertambahan kuat dukung tanah (ΔP) dengan dimensi penampang yang sama. Perbandingan tersebut menunjukkan tingkat efisiensi akibat adanya penambahan panjang tiang pancang. Nilai yang terbesar dari perbandingan tersebut dapat dipakai untuk untuk menentukan panjang tiang pancang.

Berdasarkan data sondir, dicoba untuk menentukan kedalaman awal yang menjadi patokan dalam mencari hasil perbandingan tersebut. Dalam hal ini kedalaman awal tiang

pancang diambil 5 m. Langkah berikutnya adalah menentukan kuat dukung tanah (P) berdasarkan rumus (2.3). Hal yang sama juga dilakukan untuk setiap penambahan panjang tiang pancang.

$$P = \frac{A_p \cdot q_c}{SF_1} + \frac{K \cdot q_f}{SF_2}$$

$$RP_1 = \frac{30+30+32+30+30+34+30+30}{8} = 30,72 \text{ kgf/cm}^2$$

$$RP_2 = \frac{34+33+31+32}{4} = 32,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_c = \frac{RP_1 + RP_2}{2} = \frac{30,72+32,5}{2} = 31,63 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_f = 750 \text{ kgf/cm}^2$$

Dicoba dimensi penampang 30 x 30 cm , maka

$$P = \frac{30 \times 30 \times 31,63}{2} + \frac{4 \times 30 \times 750}{10} = 23,23 \text{ Tf.}$$

Untuk selanjutnya, perhitungan kapasitas dukung tanah dilakukan dengan cara menambah panjang tiang dengan interval sebesar 1 m sampai pada kedalaman yang diinginkan. Dengan cara seperti yang telah dijelaskan di atas, maka hasil perbandingan dihitung dalam bentuk tabel (4.1) sebagai berikut.

Tabel 4.1. Nilai efisiensi akibat pertambahan kapasitas dukung tanah dan pertambahan panjang tiang.

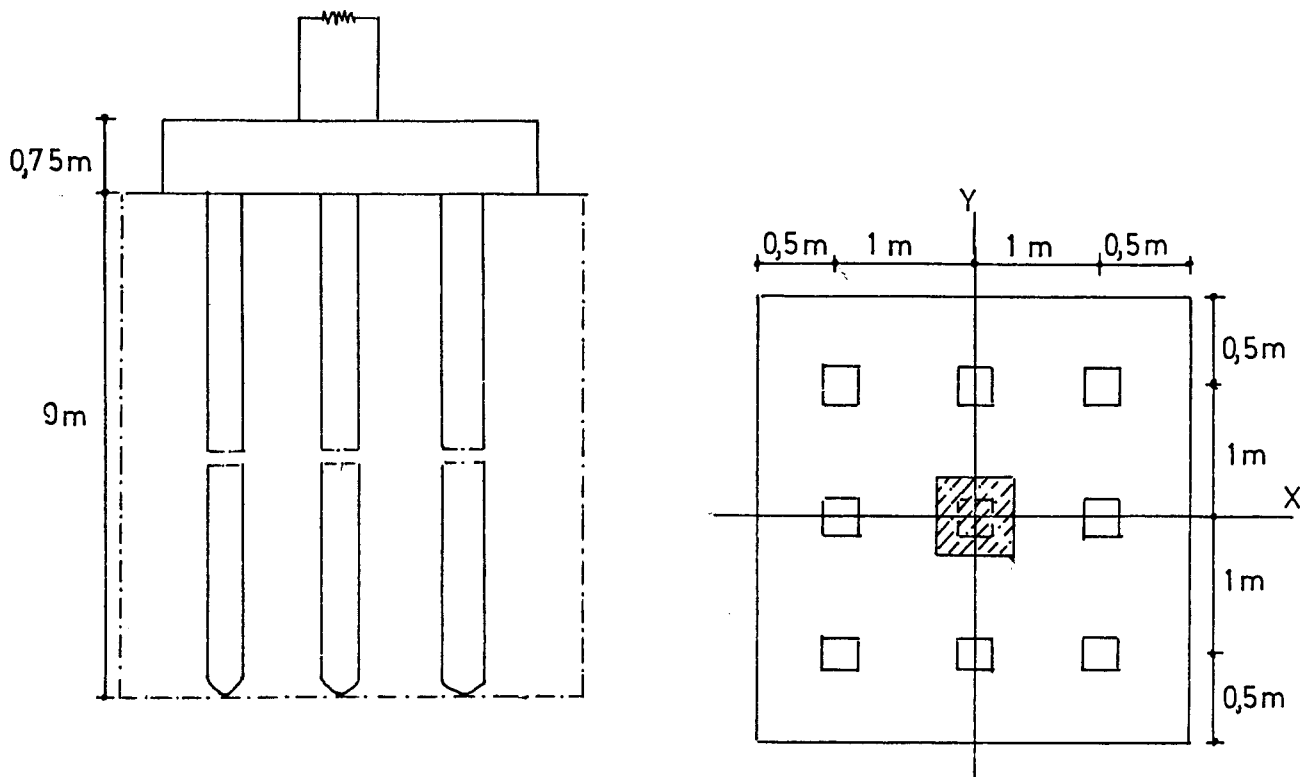
L(m)	P (Tf)	ΔL	$\Delta L(\%)$	ΔP	$\Delta P(\%)$	Efisiensi $\frac{\% \Delta P}{\% \Delta L}$
5	23,23	-	-	-	-	1
6	28,72	1	20	5,49	23,63	1,1
7	30,95	2	40	7,72	33,23	0,83
8	35,41	3	60	12,18	52,43	0,87
9	54,375	4	80	31,145	134	1,67
10	61,54	5	100	38,31	164,9	1,65
11	69,05	6	120	45,82	197,2	1,64

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, diperoleh kesimpulan bahwa tiang yang panjangnya 9 m memiliki nilai efisiensi terbesar. Artinya dengan penambahan panjang tiang tersebut, maka nilai kapasitas dukung tanah jauh lebih besar daripada yang semestinya.

4.3.2 Perhitungan distribusi gaya dan kapasitas dukung tanah

Salah satu keuntungan yang diperoleh dari pondasi kelompok tiang ialah bahwa susunan tiang bisa diubah-ubah dengan maksud untuk mendapatkan nilai distribusi gaya yang serendah mungkin, sehingga dapat menghasilkan perencanaan yang aman dan efisien. Sehubungan dengan permasalahan di atas, berikut akan dicoba tiga macam susunan/formasi kelompok tiang dengan jarak yang berbeda-beda.

Formasi pertama tiang pondasi direncanakan sebanyak 9 buah tiang, yang disusun dengan formasi sebagai berikut:



Gambar 4.2. Formasi pertama pada kelompok tiang

1. Distribusi beban aksial dan momen.

a. beban aksial total (V_t)

$$\text{beban aksial (V)} = 350 \text{ Tf}$$

$$\text{berat "pile cap"} = 1,2(0,3 \times 0,3 \times 75 \times 2,4)$$

$$= 19,44 \text{ Tf}$$

$$\text{berat total (Vt)} = 369,44 \text{ Tf}$$

b. jumlah jarak kuadrat masing-masing tiang terhadap pusat berat kelompok tiang

$$\sum x^2 = 6.(1)^2 = 6$$

$$\sum y^2 = 6.(1)^2 = 6$$

c. gaya yang diterima oleh masing-masing tiang (P)

$$P = \frac{V_t}{n} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2}$$

$$\text{tiang A} - P = \frac{369,44}{5} + \frac{20 \cdot 1}{6} + \frac{30 \cdot 1}{6} = 49,38 \text{ Tf}$$

untuk tiang B, C, D, E, F, G, H, I, gaya yang diterima masing-masing tiang dilampirkan dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel 4.2. Gaya aksial setiap tiang pada formasi pertama

Tiang	P (Tf)
B	44,382
C	39,38
D	46,05
E	41,05
F	36,05
G	32,72
H	37,72
I	42,72

Untuk menentukan gaya aksial kelompok tiang yang baru, dicari dengan cara mengambil nilai P yang terbesar, kemudian dikalikan dengan jumlah tiang pada kelompok tiang tersebut. Berdasarkan ketentuan di atas, maka gaya aksial (Pk) yang bekerja pada kelompok tiang adalah,

$$P_k = 9 \times 49,38 = 444,42 \text{ Tf}$$

2. Kapasitas dukung tanah terhadap gaya aksial

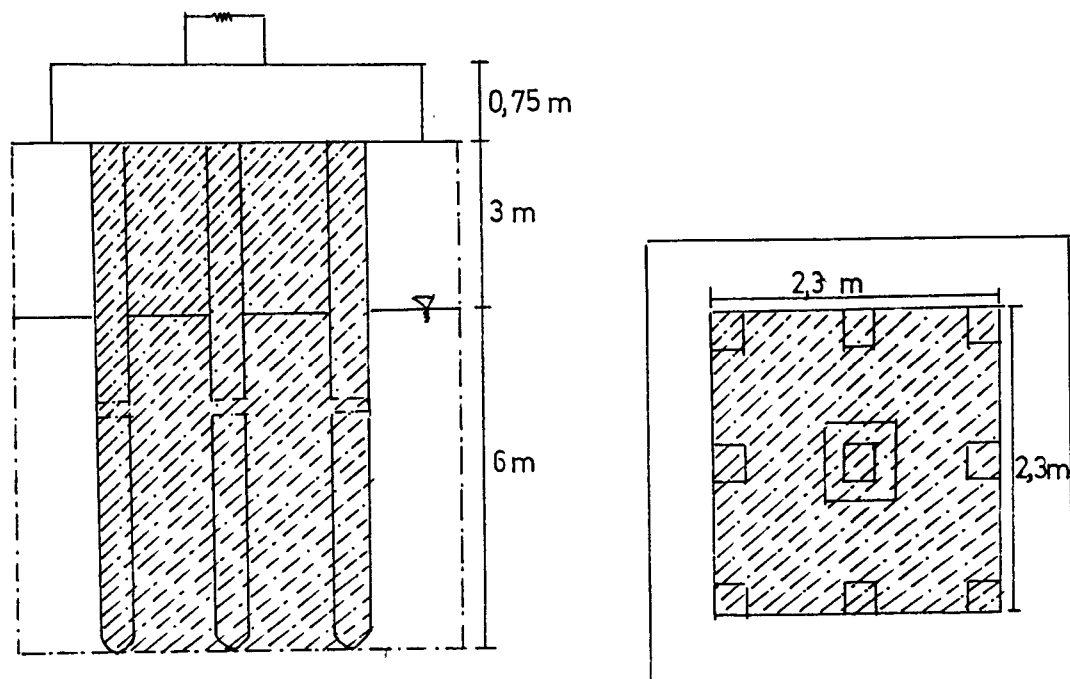
Untuk menghitung daya dukung tanah terhadap gaya aksial kelompok tiang dilakukan dengan dua tinjauan.

a. Kapasitas dukung tanah dihitung dengan cara mengalikan antara kapasitas dukung tanah untuk satu tiang

dengan jumlah tiang pada kelompok tiang tersebut. Pada kasus ini dicoba untuk menggunakan tiang pancang dengan ukuran $0,3 \times 0,3 \times 9$ m. Berdasarkan hasil perhitungan, kapasitas dukung tanah pada satu tiang (P) pada kedalaman 9 m adalah 54,379 Tf. Oleh karena itu kapasitas dukung tanah total (Pt) terhadap gaya aksial yang bekerja pada kelompok tiang dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} P_t &= (P \cdot n) - (\text{berat tiang}) \\ &= (54,375 \cdot 9) - (0,3 \times 0,3 \times 9 \times 2,4 \times 9) \\ &= 471,879 \text{ Tf} > 444,42 \text{ Tf (Pk)} - \text{Ok} \end{aligned}$$

- b. Kapasitas dukung tanah dihitung dengan cara menganggap bahwa kelompok tiang merupakan satu kesatuan dengan tanah sebagaimana ditunjukkan pada gambar sebagai berikut.



Gambar 4.3. Kelompok tiang sebagai satu kesatuan/blok

Berdasarkan gambar tersebut, maka dapat dihitung kapasitas dukung tanah (P_b) kelompok kelompok tiang sebagai berikut,

$$\begin{aligned} P_b' &= \frac{A_p \cdot q_c}{SF1} + \frac{K \cdot q_f}{SF2} \\ &= \frac{230 \cdot 230 \cdot 75,5}{2} + \frac{230 \cdot 4 \cdot 1700}{10} = 2153 \text{ Tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_b &= P_t' - (\text{berat tanah di bawah poer}) \\ &= 2153 - ((3 \times 2,3^2 \times 1,73) + (6 \times 2,3^2 \times 1,7)) \\ &= 2072 \text{ Tf} > P_k \rightarrow \text{Ok} \end{aligned}$$

Berdasarkan kedua tinjauan, maka kapasitas dukung tanah yang digunakan adalah nilai yang paling kritis/terkecil, yaitu hasil dari tinjauan pertama dengan nilai kuat dukung tanah sebesar 471,879 Tf.

3. Distribusi gaya lateral

Gaya yang diterima oleh masing-masing tiang (H) akibat gaya lateral dihitung dengan cara membagi antara gaya lateral dengan jumlah tiang.

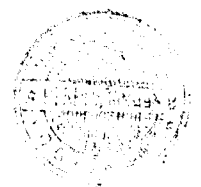
$$H_x = 18/9 = 2 \text{ Tf}$$

$$H_y = 18/9 = 2 \text{ Tf}$$

4. Kapasitas dukung tanah terhadap gaya lateral

Berdasarkan kriteria jenis tiang, maka tiang yang direncanakan termasuk jenis tiang panjang ($L/d > 12$). Tanah termasuk jenis non kohesif, sehingga penyelesaiannya menggunakan rumus (3.14).

$$H_a = \frac{2 \cdot M_y}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_a}{\phi \cdot d \cdot K_p}}}$$



Oleh karena tanah pendukung terdiri atas dua lapisan, maka nilai karakteristik tanah dihitung berdasarkan nilai rata-rata.

$$\theta = \frac{\theta_1 \cdot h_1 + \theta_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{30.3 + 25.6}{3 + 6} = 26,7^\circ$$

$$\tau = \frac{\tau_1 \cdot h_1 + \tau_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{1,73.3 + 0,7.6}{3 + 6} = 1,04 \text{ Tf/m}^3$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + \theta/2) = 2,52$$

Gaya yang diterima oleh masing-masing tiang adalah 1 ton, sedangkan nilai momen pada masing-masing tiang adalah 0. Berdasarkan kondisi tersebut, maka kapasitas dukung tanah terhadap gaya lateral (H_a) direncanakan sebesar 5 Tf (> 2 Tf). Nilai H_a tersebut dikalikan dengan angka keamanan yang diambil sebesar 3, sehingga nilai H_a yang akan dimasukkan ke dalam persamaan menjadi 15 Tf. Hal ini berlaku untuk semua sumbu utama x dan y karena gaya lateral yang bekerja bernilai sama.

a. Arah x

$$15 = \frac{2 \cdot M_y}{0,75 + 0,55 \sqrt{\frac{15}{1,04 \cdot 0,3 \cdot 2,52}}}$$

dari persamaan di atas, diperoleh kapasitas dukung momen (M_y) sebesar 23,5 Tf.m > 0. Berdasarkan kapasitas dukung tanah terhadap satu tiang tersebut, maka kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral diperoleh dengan cara mengalikan antara nilai

kapasitas dukung satu tiang dengan jumlah tiang kemudian dikalikan lagi dengan angka efisiensi yang diperoleh dari tabel (2.1). Penentuan angka efisiensi didasarkan atas perbandingan antara jarak antar tiang (S) dengan tebal tiang (B).

$$S/B = 1/0,3 = 3,33$$

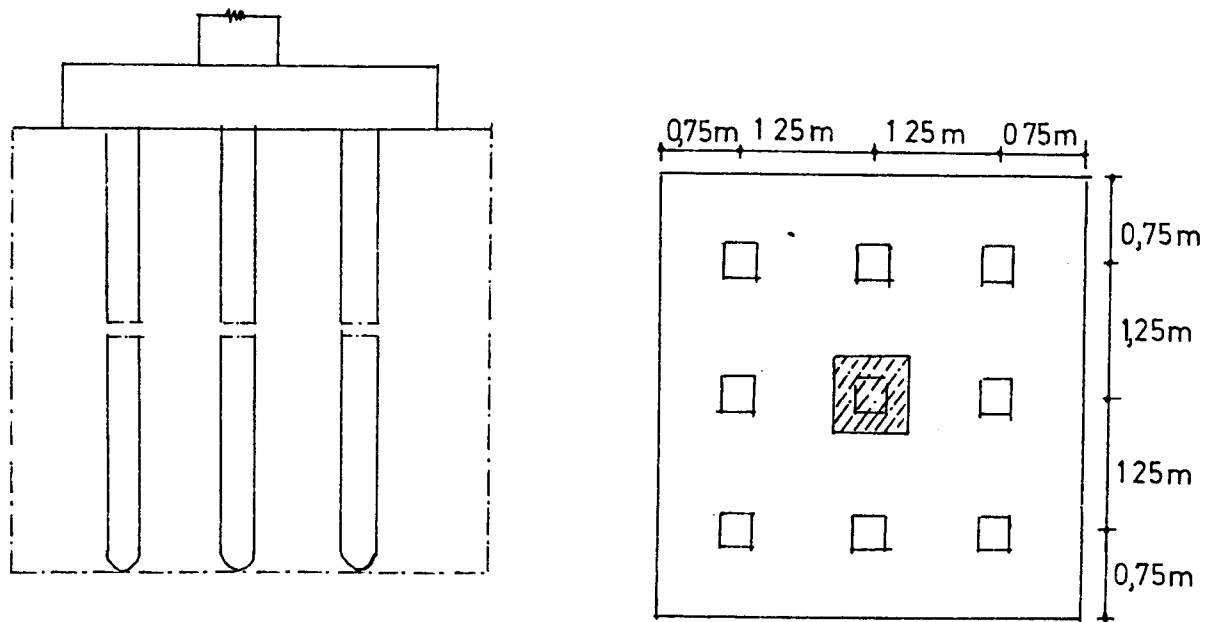
Berdasarkan tabel (2.1), diperoleh nilai efisiensi sebesar 0,53. Jadi daya dukung tanah terhadap gaya lateral adalah,

$$H_{tot} = 0,53 \times 5 \times 9 = 23,85 \text{ Tf} > 18 \text{ Tf} \rightarrow \text{Ok}$$

b. Arah y

Oleh karena gaya yang diterima sama seperti pada arah sumbu x, maka nilai kuat dukung tanah terhadap gaya lateral dan momen yang bekerja pada satu tiang juga direncanakan sama yaitu sebesar: $H_a = 5 \text{ Tf}$, dan $M_y = 23,5 \text{ tf.m}$. Untuk menentukan kapasitas dukung tanah total, karena memiliki jarak dan tebal tiang yang simetris dengan deret tiang pada sumbu x, maka dipakai nilai kapasitas dukung (H_{tot}) yang sama seperti pada arah sumbu x yaitu sebesar 23,85 Tf.

Penyusunan formasi kedua pada kelompok tiang, dilakukan dengan cara memperbesar jarak antar tiang sebesar 25 cm baik pada arah sumbu x maupun sumbu y seperti ditunjukkan pada gambar (4.4).



Gambar 4.4. Formasi kedua pada kelompok tiang

1. Distribusi beban aksial dan momen

beban aksial (V) = 350 Tf

berat "pile cap" = $1,2(0,4 \times 0,4 \times 0,75 \times 2,4) = 34,56$ Tf

berat total (V_t) = 384,56 Tf

Perubahan gaya yang terjadi hanya pada beban aksial sedangkan momen yang terjadi tidak mengalami perubahan. Perhitungan dilakukan dengan cara yang sama dengan sebelumnya. Gaya-gaya yang diterima oleh setiap tiang disusun dalam bentuk tabel (4.3)

Tabel 4.3. Gaya aksial setiap tiang pada formasi kedua

Tiang	P (Tf)
A	49,40
B	45,40
C	41,40
D	46,73
E	42,73
F	38,73
G	36,06
H	40,06
I	44,06

$$P_k = 9 \times 49,40 = 444,6 \text{ Tf}$$

2. Daya dukung tanah terhadap gaya aksial

Tiang pancang yang digunakan sama seperti yang digunakan pada tinjauan sebelumnya, oleh karena itu daya dukung tanah aksial yang direncanakan untuk kelompok tiang sama seperti tinjauan sebelumnya yaitu sebesar 471,879 Tf > 444,6 Tf.

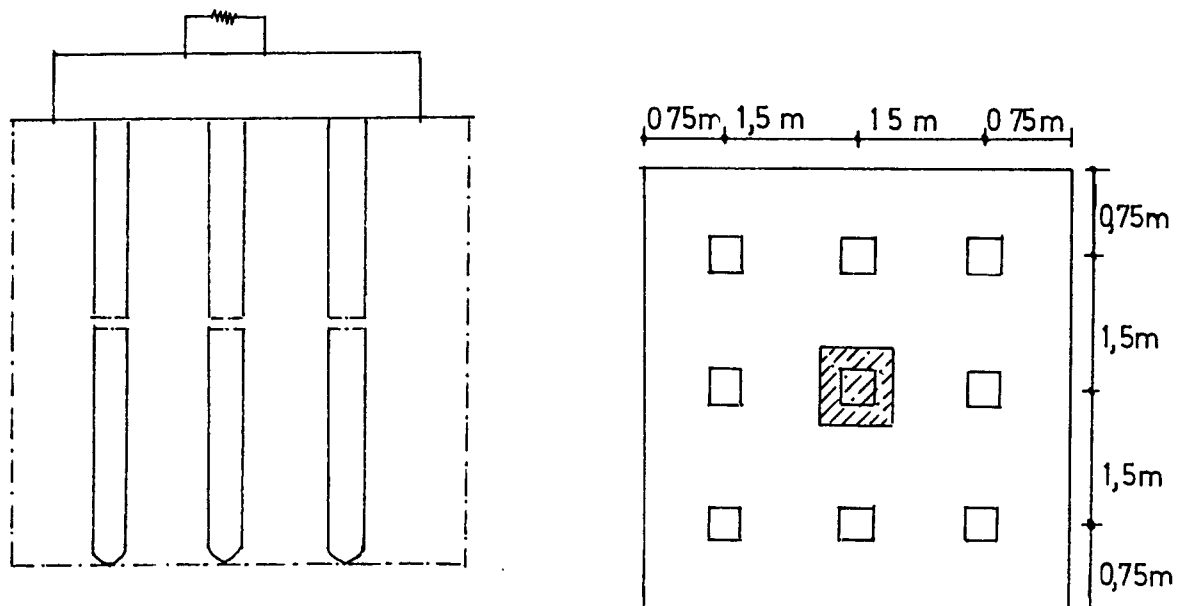
3. Daya dukung tanah terhadap gaya lateral

Daya dukung tanah terhadap gaya lateral untuk satu tiang direncanakan sama dengan tinjauan pertama yaitu sebesar 5 ton.

$$S/B = 1,25/0,3 = 4,2 \rightarrow \text{Efisiensi} = 0,62$$

$$H_x = H_y = 9 \times 5 \times 0,62 = 27,9 \text{ Tf} > 18 \text{ Tf}.$$

Pada susunan kelompok tiang yang ketiga, formasi tiang akan diubah dengan memperbesar jarak antar tiang (s) pada formasi kedua sebesar 25 cm sebagaimana dijelaskan pada gambar (4.4) berikut ini.



Gambar 4.5. Formasi ketiga kelompok tiang

1. Distribusi beban aksial

beban aksial (V) = 350 Tf

berat "pile cap" = $1,2(4,5 \times 4,5 \times 0,75 \times 2,4) = 43,74$ Tf

berat total (Vt) = 393,74 Tf

Gaya-gaya yang diterima oleh setiap tiang disusun dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel 4.4. Gaya aksial setiap tiang pada formasi ketiga

Tiang	P (Tf)
A	49,30
B	45,97
C	42,66
D	47,06
E	43,75
F	40,42
G	38,19
H	41,53
I	44,86

$$P_k = 9 \times 49,30 = 443,7 \text{ Tf}$$

2. Kapasitas dukung tanah terhadap gaya aksial

Berdasarkan hasil di atas, ternyata kapasitas dukung tiang sebesar 471,879 Tf masih lebih besar daripada gaya yang terjadi, sehingga tiang pancang aman.

3) Kapasitas dukung tanah terhadap gaya lateral

Distribusi gaya yang diterima oleh masing-masing tiang tidak dipengaruhi oleh jarak tiang, sehingga direncanakan kapasitas dukung tanah yang diijinkan untuk menahan gaya lateral sama dengan kapasitas dukung pada tinjauan pertama yaitu sebesar 5 Tf.

$$S/B = 1,5/0,3 = 5 \rightarrow \text{Efisiensi} = 0,68$$

$$H_x = H_y = 0,68 \times 5 \times 9 = 30,6 \text{ Tf} > 18 \text{ Tf}$$

Berdasarkan ketiga tinjauan formasi tiang di atas, maka susunan tiang yang menghasilkan gaya aksial maksimal (P_k) yang terkecil adalah formasi yang ketiga, sehingga formasi inilah yang dipakai dalam perencanaan.

4.4 Perencanaan Penampang Tiang Pancang Beton Prategang

4.4.1 Data Struktur

1. Beton

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$E_c = 4730, f_{f,c} = 29.915,47 \text{ MPa}$$

2. Baja Prategang (PC Wire)

$$f_{pu} = 1700 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1500 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{py} = 0,1$$

$$E_p = 200.000 \text{ MPa}$$

Poisson ratio:

$$n = \frac{E_p}{E_c} = \frac{200000}{29915,147} = 6,686$$

"Properties" penampang bruto:

$$A_c = 300^2 = 90000 \text{ mm}^2$$

$$I_c = 400^4/12 = 6,75 \cdot 10^9$$

$$C_t = C_b = 300/2 = 150 \text{ mm}$$

Panjang tiang:

$$L = 9000 \text{ mm}$$

4.4.2 Rasio kelangsingan tiang

$$r = \sqrt{I/A} = \sqrt{(6,75 \cdot 10^8 / 90000)} \\ = 86,603 \text{ mm}$$

$$\frac{K.L}{r} = \frac{0,75 \cdot 9000}{86,603} = 77,942$$

Karena rasio kelangsingan tiang pancang melebihi 50, maka prosedur desain harus didasarkan pada kekuatan tiang di bawah kombinasi beban aksial dan momen (saat layan).

4.4.3 Gaya-gaya yang diterima tiang pancang

1. Momen yang terjadi saat pengangkatan (M_p)

Pada saat penanganan, akan timbul momen yang terjadi akibat berat sendiri tiang pancang,

$$Q_{bs} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 2,4 \cdot 1 \\ = 0,216 \text{ Tf/m}$$

$$M_{bs} = (1/8) \cdot Q_{bs} \cdot L^2 = 1,5 \cdot 0,216 \cdot 9^2 \\ = 2,187 \text{ Tf.m}$$

Momen di atas harus diberi kelonggaran terhadap tumbukan sebesar 50 %, maka,

$$M_p = 1,5 \cdot M_{bs} = 1,5 \cdot 2,187 \\ = 3,2805 \text{ Tf.m}$$

2. Beban aksial yang diterima saat layan

Pada saat layan, beban yang diterima tiang pancang terdiri dari:

a. Beban aksial eksternal terfaktor = 49,30 Tf

b. Berat sendiri tiang pancang,

$$= 1,2 \cdot (0,3 \cdot 0,3 \cdot 9 \cdot 2,4) = 2,333 \text{ Tf} \\ \underline{\hspace{1cm}} + \\ 51,633 \text{ Tf}$$

Jadi total beban terfaktor yang diterima tiang pancang saat layan adalah 51,633 Tf.

3. Momen yang terjadi saat layan

Momen yang diterima didasarkan pada eksentrisitas minimum sebesar $(15+0,03.h)$ mm, dan dikalikan dengan faktor perbesaran momen (δ).

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 15 + (0,03.h) = 15 + (0,03.30) \\ &= 24 \text{ mm} = 0,024 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M = P \cdot e_{\min} = 51,633 \cdot 0,024 = 1,239 \text{ Tf.m}$$

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 + 0,4.(M_1/M_2) = 0,6 + 0,4.1 \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{cr} &= \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 29915,147 \cdot 6,75 \cdot 10^8}{(0,75 \cdot 9000)^2} \\ &= 4374083,9 \text{ N} \\ &= 445,880 \text{ Tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{C_m}{1 - (P_u / \phi \cdot P_c)} = \frac{1}{1 - 51,633 / (0,7 \times 445,880)} \\ &= 1,198 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \delta \cdot M = 1,198 \times 1,239 \\ &= 1,485 \text{ Tf.m} \end{aligned}$$

Jadi momen yang terjadi pada tiang pancang adalah 1,485 Tf.m

4.4.4 Tegangan-tegangan yang diijinkan

Berdasarkan ketentuan PCI (lihat tabel 3.1), maka tegangan-tegangan yang diijinkan pada tiang pancang yang direncanakan adalah sebagai berikut.

1. Tegangan tekan ijin (f_{ccu})

$$\begin{aligned} f_{ccu} &= 0,45 \cdot f'_c = 0,45 \cdot 40 \\ &= 18 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

2. Tegangan tarik ijin (akibat lenturan)

a. Saat pengangkatan,

$$\begin{aligned} f_{ctu}' &= 0,5 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,5 \cdot \sqrt{40} \\ &= 3,162 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

b. Saat layan,

$$\begin{aligned} f_{ctu} &= 0,34 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,34 \cdot 40 \\ &= 2,15 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

3. Tegangan prategang efektif

a. Nilai prategang efektif (f_{pe}) minimum untuk tiang pancang dengan panjang 9 m (< 12 m) adalah antara 2,8 sampai 4,9 MPa.

b. Tegangan prategang efektif pada baja (f_{pse}) maksimum adalah,

$$\begin{aligned} f_{pse1} &= 0,6 \cdot f_{pu} = 0,6 \cdot 1700 \\ &= 1020 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{pse2} &= 0,8 \cdot f_{py} = 0,6 \cdot 1500 \\ &= 1200 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jadi, gaya prategang yang diijinkan adalah 1020 MPa.

4.4.5 Perencanaan tulangan prategang

$$\begin{aligned} A_{pe \text{ minimum}} &= 0,005 \cdot A_c = 0,005 \cdot 9000 \\ &= 450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{ps \text{ perlu}} = \frac{P_e \text{ min}}{f_{pse}} = \frac{f_{pe \text{ min}} \cdot A_c}{f_{pse}}$$

$$= \frac{4,9 \times 90000}{1020 \text{ mm}^2} = 432,233 \text{ mm}^2 < 450 \text{ mm}^2$$

Jadi, luas tulangan baja prategang yang diperlukan adalah 450 mm². Jika digunakan baja prategang jenis "Pretensioning Concrete Steel Wire", dengan diameter 7 mm, maka jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah,

$$n = \frac{A_{ps \text{ min}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{450}{38,485}$$

$$= 11,693 \approx 12 \text{ buah.}$$

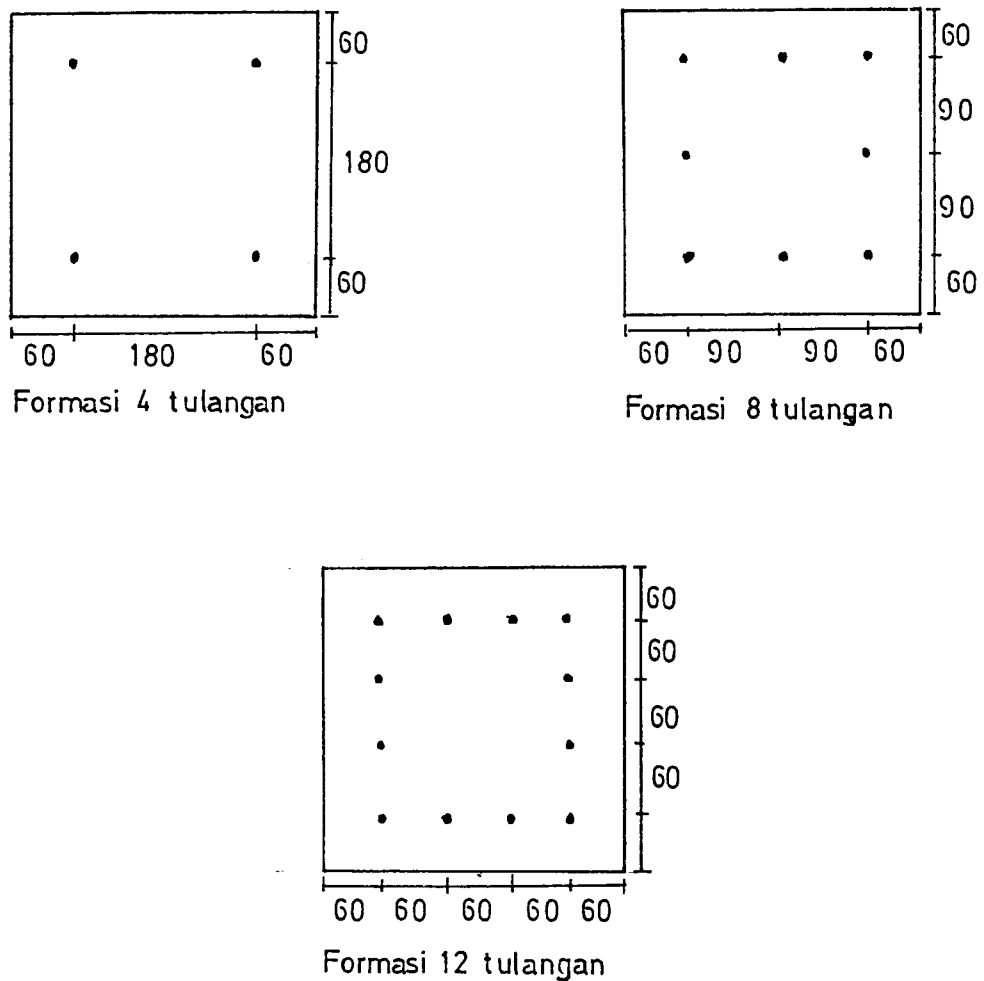
Untuk mendapatkan kebutuhan tulangan optimum yang menghasilkan kekuatan batas yang maksimum, serta aman terhadap beban-beban yang diterima, baik beban aksial, momen, maupun beban kombinasi, maka perlu dicoba beberapa variasi tulangan yang digunakan serta membandingkan kapasitas dukungnya.

Tujuan dari mencoba beberapa variasi tulangan tersebut adalah:

1. untuk mengetahui pengaruh perbedaan formasi tulangan terhadap kapasitas dukungnya,
2. untuk mengetahui pengaruh penambahan luas tulangan (kenaikan gaya prategang efektif) terhadap kapasitas dukungnya.

Untuk mengetahui pengaruh perbedaan formasi tulangan, maka perlu dibandingkan kapasitas dukung dari beberapa penampang yang memiliki total luas tulangan yang sama besar, namun berbeda jumlah, diameter, serta jarak antar tulangannya. Berdasarkan hal tersebut, maka akan dicoba penggunaan formasi tulangan: 12ø7, 8ø8,573, dan 4ø12,124. Selain hal diatas, perlu pula diketahui pengaruh penambahan

luas tulangan (kenaikan gaya prategang efektif) terhadap kapasitas dukungnya. Untuk itu, maka akan dicoba pula penggunaan berbagai diameter tulangan yang berbeda-beda, namun dalam jumlah yang sama, yaitu: 12 ϕ 7, 12 ϕ 8, 12 ϕ 9, 12 ϕ 10, 12 ϕ 11, 12 ϕ 12. Susunan dari tulangan yang dicoba dapat dilihat pada gambar (4.5).



Gambar 4.5. Susunan tulangan yang digunakan

Untuk selanjutnya, perhitungan properties penampang serta kontrol kapasitas terhadap gaya-gaya yang diterima, akan diuraikan berikut ini.

- 1). Perhitungan "properties" penampang transformasi dan nilai prategang efektif yang diperlukan

$$\text{Luas tulangan (Aps)} = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$$

$$\text{Aps total} = \Sigma \text{Aps} = 12 \cdot \text{Aps}$$

$$\text{Luas penampang transformasi (At)} =$$

$$A_c + (n-1) \cdot \text{Aps total}$$

$$\text{Momen inersia penampang transformasi (It)} =$$

$$\left(\frac{1}{12} \right) \cdot b^4 + (n-1) \cdot \left(\text{Aps} \cdot y^2 \right)$$

$$\text{Nilai prategang efektif (fpe)} = \frac{P_e}{A_c} = \frac{\text{Aps} \cdot f_{pse}}{A_c}$$

Tabel 4.5 Nilai prategang efektif tiang pancang prategang

Diameter Tulangan (D)	Jumlah Tulangan (n)	Luas Tulangan (Aps)	Aps Total	Luas penampang Transformasi (At)	Momen inersia Transformasi (It)	Nilai Prategang Efektif
12,124	4	115,4535	461,8141	92625,8751	696341949,86	5,2339
8,573	8	57,7258	461,8141	92625,8751	696970292,93	5,2339
7	12	38,4845	461,8141	92625,8751	689967511,66	5,2339
8	12	50,2655	603,1858	93429,7144	694549399,15	6,8361
9	12	63,6173	763,4070	94340,7324	699742202,54	8,6519
10	12	78,5398	942,4778	95358,9288	705545927,81	10,6814
11	12	95,0332	1140,3981	96484,3039	711960568,96	12,9245
12	12	113,0973	1357,1680	97716,8575	718986128,00	15,3812

2. Kontrol kapasitas terhadap momen yang terjadi pada saat penanganan

$$\text{Momen yang terjadi (M}_p\text{)} = 3,2805 \text{ Tf.m}$$

$$\text{Kapasitas Momen (M')} = (f_{ctu}' + f_{pe}) \cdot I_t / c_t$$

Berdasarkan pada rumus di atas, maka kapasitas momen

untuk setiap variasi luas tulangan disusun dalam bentuk tabel sebagai berikut.

Tabel 4.6. Kapasitas Momen

Diameter Tulangan (D)	Jumlah Tulangan (n)	Momen Inersia Transformasi (I_t)	Nilai Prategang Efektif	Kapasitas Momen (M')	Keterangan
12,124	4	696341949,86	5,2339	3,4942	$M' > M_p$ (Aman)
8,573	8	690970292,93	5,2339	3,4672	$M' > M_p$ (Aman)
7	12	689967511,66	5,2339	3,3964	$M' > M_p$ (Aman)
8	12	694549399,15	6,8361	4,7191	$M' > M_p$ (Aman)
9	12	697742204,54	8,6519	5,6179	$M' > M_p$ (Aman)
10	12	705545927,81	10,6814	6,7376	$M' > M_p$ (Aman)
11	12	711960568,96	12,9245	7,7832	$M' > M_p$ (Aman)
12	12	718986128,00	15,3812	9,0604	$M' > M_p$ (Aman)

3. Kontrol kapasitas tiang terhadap beban yang bekerja saat layan

Pada saat layan, tiang pancang akan mengalami beban kombinasi antara beban aksial dan momen. Berdasarkan hasil perhitungan terhadap beban kombinasi, serta adanya pengaruh kelangsingan tiang yang menyebabkan adanya perbesaran momen dan eksentrisitas, maka nilai kapasitas penampang dapat dilihat pada gambar 5.3. Berdasarkan gambar (5.3), diperoleh nilai kapasitas ijin penampang yang disusun dalam tabel (4.7).

Tabel 4.7. Kapasitas beban aksial

Diameter Tulangan	Jumlah Tulangan	Kapasitas ijin Beban Aksial P' (Tf)	Keterangan
12,124	4	76	$P' > P$ (Aman)
8,573	8	76	$P' > P$ (Aman)
7	12	76	$P' > P$ (Aman)
8	12	67	$P' > P$ (Aman)
9	12	58	$P' > P$ (Aman)
10	12	46,5	$P' < P$ (Tidak Aman)
11	12	32,6	$P' < P$ (Tidak Aman)
12	12	17,3	$P' < P$ (Tidak Aman)

Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas ijin dari delapan variasi tulangan yang telah dicoba, maka formasi tulangan yang memenuhi syarat adalah penampang dengan tulangan 4 ϕ 12,124; 8 ϕ 8,573; 12 ϕ 7; 12 ϕ 8; dan 12 ϕ 9. Untuk lebih jelasnya, hasil-hasil perhitungan kapasitas diatas, akan dibahas pada bab 5.

4. Penentuan tulangan optimum

Berdasarkan grafik kapasitas penampang (gambar 5.3 dan 5.4), Nilai prategang yang paling optimum dan memenuhi syarat untuk tiang pancang berukuran 300 x 300 mm² dengan panjang 9m adalah 4,9 Mpa, sehingga

$$\begin{aligned}
 A_{ps_{opt}} &= \frac{f_{pe_{opt}}(A_c)}{f_{pse}} = \frac{4,9 \cdot 90000}{1020} \\
 &= 432,233 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jika digunakan 4 buah tulangan prategang, maka diameter optimum adalah

$$\Sigma A_{ps} = 4(\frac{1}{4}\pi D^2)$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{[A_{ps}/(4 \cdot \frac{1}{4}\pi)]}$$

$$= \sqrt{[\frac{432,233}{4 \cdot \frac{1}{4}\pi}]}$$

$$= 11,7296 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 12 \text{ mm}$$

Jika digunakan 8 buah tulangan prategang, maka diameter optimum adalah

$$\Sigma A_{ps} = 8(\frac{1}{4}\pi D^2)$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{[A_{ps}/(8 \cdot \frac{1}{4}\pi)]}$$

$$= \sqrt{[\frac{432,233}{8 \cdot \frac{1}{4}\pi}]}$$

$$= 8,294 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 9 \text{ mm}$$

Jika digunakan 12 buah tulangan prategang, maka diameter optimum adalah

$$\Sigma A_{ps} = 12(\frac{1}{4}\pi D^2)$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{[A_{ps}/(12 \cdot \frac{1}{4}\pi)]}$$

$$= \sqrt{[\frac{432,233}{12 \cdot \frac{1}{4}\pi}]}$$

$$= 6,772 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 7 \text{ mm}$$

Jadi berdasarkan hasil perhitungan diatas, maka tulangan yang paling optimum adalah:

$$4\phi_{12}, \Sigma A_{ps} = 4(\frac{1}{4}\pi 4^2) = 452,398 \text{ mm}^2$$

$$8\phi_8, \Sigma A_{ps} = 8(\frac{1}{4}\pi 8^2) = 508,938 \text{ mm}^2$$

$$12\phi_7, \Sigma A_{ps} = 12(\frac{1}{4}\pi 12^2) = 461,814 \text{ mm}^2$$

Diantara ketiga susunan tulangan diatas, maka tulangan yang paling efisien adalah $4\phi_{12}$ sebab memiliki luas yang paling kecil, sehingga kapasitas beban aksialnya paling besar. Jadi pada perencanaan ini digunakan tulangan prategang $4\phi_{12}$, dengan nilai prategang efektif 4,9 Mpa.

BAB V

PEMBAHASAN

Untuk lebih memperjelas uraian-uraian yang telah disampaikan pada bab-bab terdahulu, berikut ini akan dibahas beberapa hal mengenai pengaruh dimensi penampang tiang pancang terhadap kapasitas dukung tanah, serta kapasitas penampang tiang pancang beton prategang. Pembahasan ini dimaksudkan agar didapatkan suatu gambaran yang lebih jelas mengenai beberapa hal yang terkait dengan masalah perencanaan itu sendiri.

5.1 Optimalisasi Panjang Tiang Pancang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah (Tinjauan Pendekatan)

Hal-hal penting yang juga harus diperhatikan dalam suatu perencanaan struktur pondasi tidak hanya membicarakan masalah keamanan dan kenyamanan saja, namun ada hal lain yang juga harus menjadi perhatian dikaitkan dengan berbagai keterbatasan dalam merencanakan suatu konstruksi bangunan secara global.

Aspek perencanaan yang juga harus diperhitungkan sebagai bagian dari perencanaan konstruksi secara global tersebut antara lain adalah efektivitas, dan efisiensi. Suatu perencanaan yang didasarkan kepada tingkat efektivitas efisiensi yang baik, maka akan diperoleh hasil yang baik pula.

Berdasarkan hal tersebut di atas, maka dalam perencanaan suatu pondasi tiang pancang, menentukan panjang suatu tiang pancang yang aman dari segi kekuatannya dan efisien serta efektif secara ekonomis dan penggunaannya, merupakan suatu keharusan apabila ingin didapatkan suatu hasil perencanaan yang baik.

Metode yang dapat dipakai untuk menentukan panjang suatu pondasi tiang pancang yang akan menghasilkan kuat dukung tanah yang optimal akan dijabarkan sebagai berikut:

- dimensi penampang dan panjang awal suatu tiang pancang ditentukan terlebih dahulu, kemudian kapasitas dukung tanah dihitung berdasarkan dimensi dan panjang awal tersebut,
- tiang pancang diperpanjang dengan besar perpanjangan (interval) sesuai dengan yang dikehendaki,
- penambahan panjang tiang pancang dilakukan tanpa mengubah ukuran dimensi penampang,
- setiap pertambahan panjang tiang pancang, biasanya akan diiringi dengan pertambahan kuat dukung tanah. Pertambahan panjang dan kuat dukung tanah tersebut diprosentasekan terhadap panjang awal dan kuat dukung tanah awal,
- nilai efisiensi diperoleh dengan cara membandingkan antara prosentase pertambahan kapasitas dukung tanah dengan prosentase pertambahan panjang tiang. Sebagai catatan, bahwa panjang dan kuat dukung tanah awal dianggap memiliki nilai efisiensi sama dengan 1,
- tiang pancang yang memiliki nilai efisiensi yang terbe-

sar, dapat dijadikan alternatif pertama di dalam merencanakan panjang tiang pancang yang menghasilkan kuat dukung tanah yang optimal.

5.2 Pengaruh Jarak Antar Tiang Pada Kelompok Tiang Terhadap Distribusi Gaya Pada Pondasi Tiang Pancang

Jarak antar tiang pada dasarnya hanya berpengaruh cukup besar terhadap distribusi gaya yang diakibatkan oleh gaya lateral dan momen, sedangkan untuk gaya aksial kon-sentris tidak begitu dipengaruhi oleh hal-hal tersebut.

Pada umumnya semakin jauh jarak antar tiang akan mengakibatkan berkurangnya gaya aksial yang diterima oleh masing-masing tiang pancang. Namun pada hasil perhitungan contoh perencanaan (sub bab 4.2.2), gaya yang diterima masing-masing tiang cenderung meningkat. Hal tersebut dikarenakan oleh pengaruh penambahan berat sendiri poer yang cukup besar, sehingga ikut mempengaruhi beban yang diterima masing-masing tiang pancang. Berkaitan dengan kapasitas dukung tanah terhadap gaya lateral, maka semakin jauh jarak antar tiang akan meningkatkan kapasitas dukung tanah terhadap gaya lateral yang bekerja pada kelompok tiang. Hal tersebut telah terbukti pada contoh perencanaan terdahulu (sub bab 4.4.2).

Berdasarkan uraian diatas, maka di dalam menentukan jarak antar tiang yang akan memberikan manfaat yang seoptimal mungkin, harus dilakukan dengan mencoba berbagai

formasi penyusunan tiang pancang yang berbeda dengan tetap menggunakan metoda pendekatan yang ada untuk membantu penyelesaiannya.

5.3 Pengaruh Gaya Prategang Efektif terhadap Kapasitas Penampang

Dari hasil perhitungan kapasitas penampang terhadap beban aksial konsentris dan momen retak (lihat lampiran A.13), maka dapat ditarik kesimpulan bahwa semakin besar gaya prategang efektif (semakin luas tulangan prategang yang digunakan) akan menghasilkan kapasitas beban aksial konsentris yang semakin kecil, baik kapasitas batas maupun kapasitas ijin. Hal tersebut dikarenakan bahwa akibat gaya prategang akan memberikan gaya aksial awal pada suatu tiang pancang, sehingga kapasitas dukung tiang dalam menahan beban aksial eksternal menjadi berkurang. Semakin besar gaya prategang yang diberikan, maka semakin besar pula pengurangan terhadap kapasitas dukung tiang tersebut. Akan tetapi di lain pihak semakin tinggi gaya prategang yang digunakan, maka kapasitas momen retak akan semakin besar.

Setelah diperhitungkan adanya efek tekuk akibat pengaruh kelangsingan yang menyebabkan adanya momen dan eksentrisitas yang diperbesar, maka kesimpulan di atas sedikit berubah. Berdasarkan grafik pada gambar 5.1a dan 5.2 yang memadukan antara kurva interaksi hasil perhitungan kapasitas penampang terhadap beban kombinasi (lampiran

A.1-A.12) dengan kurva eksentrisitas hasil perhitungan pada lampiran C, maka dapat diperlihatkan hubungan antara pengaruh kenaikan nilai prategang efektif (f_{pe}) terhadap kapasitas beban aksial pada tabel 5.1. Nilai kapasitas beban aksial pada tabel 5.1 tersebut dapat pula diilustrasikan dalam bentuk grafik pada gambar 5.3 dan 5.4.

Berdasarkan grafik kapasitas penampang pada gambar 5.3 dan 5.4, ternyata penambahan nilai prategang efektif tidak selamanya akan menurunkan kapasitas beban aksial batas (P), tergantung pada panjang tiang yang ditinjau. Semakin panjang tiang pancang, maka angka penurunan P terhadap kenaikan f_{pe} akan semakin berkurang hingga mencapai suatu panjang tertentu yaitu pada kondisi P akan meningkat seiring dengan kenaikan f_{pe} .

P (ton)

500

450

400

350

300

250

200

150

100

50

0

Gambar 5.1.a Kurva interaksi kapasitas penampang dan kurva eksentrisitas
($f'_c = 40 \text{ Mpa}$, $A_c = 300 \times 300 \text{ mm}^2$)

e.min

e(L=6 m)

e(L=7 m)

e(L=8 m)

e(L=9 m)

e(L=10 m)

e(L=11 m)

12 ϕ 7

12 ϕ 8

12 ϕ 9

12 ϕ 10

12 ϕ 11

12 ϕ 12

12 ϕ 7

12 ϕ 8

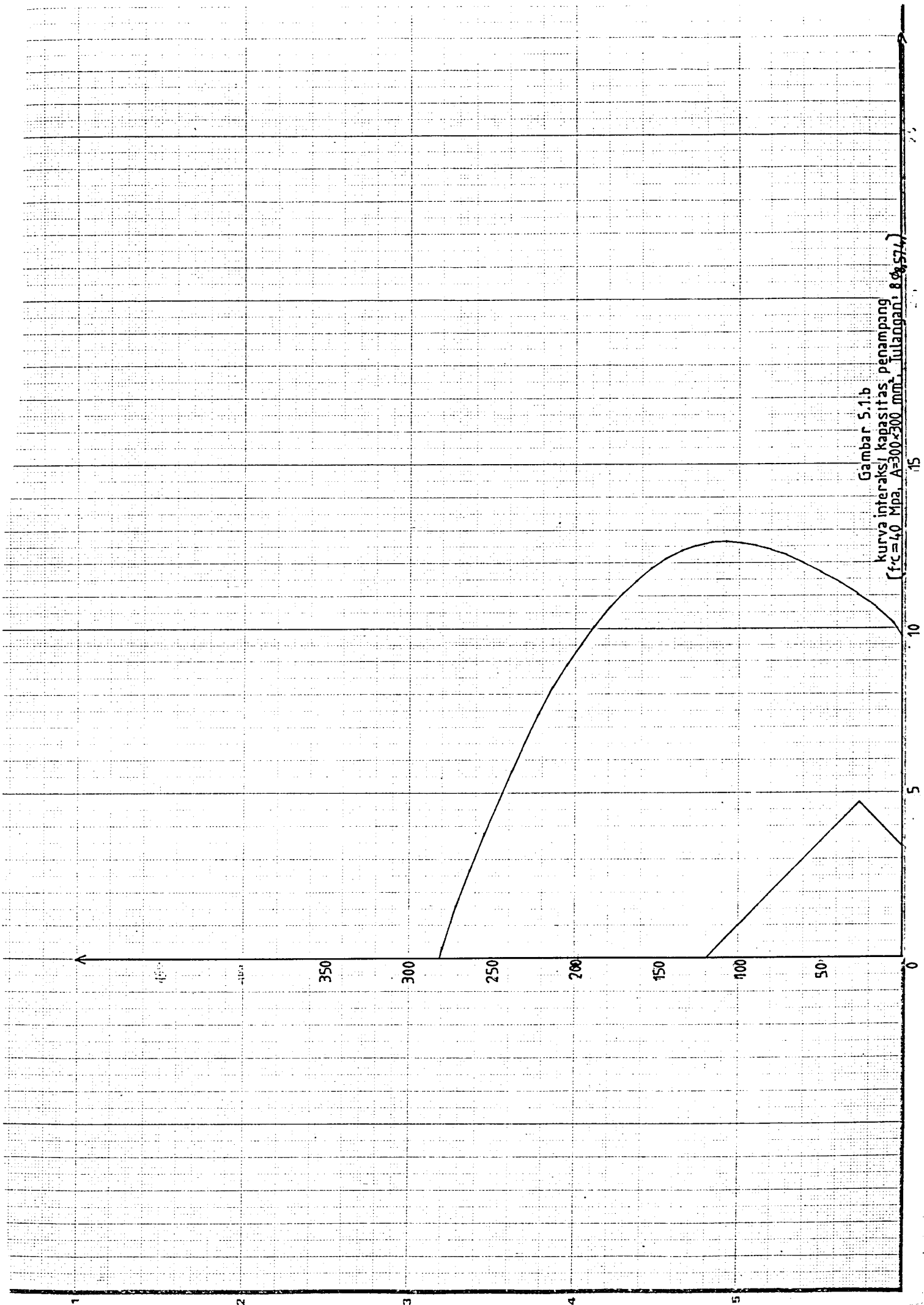
12 ϕ 9

12 ϕ 10

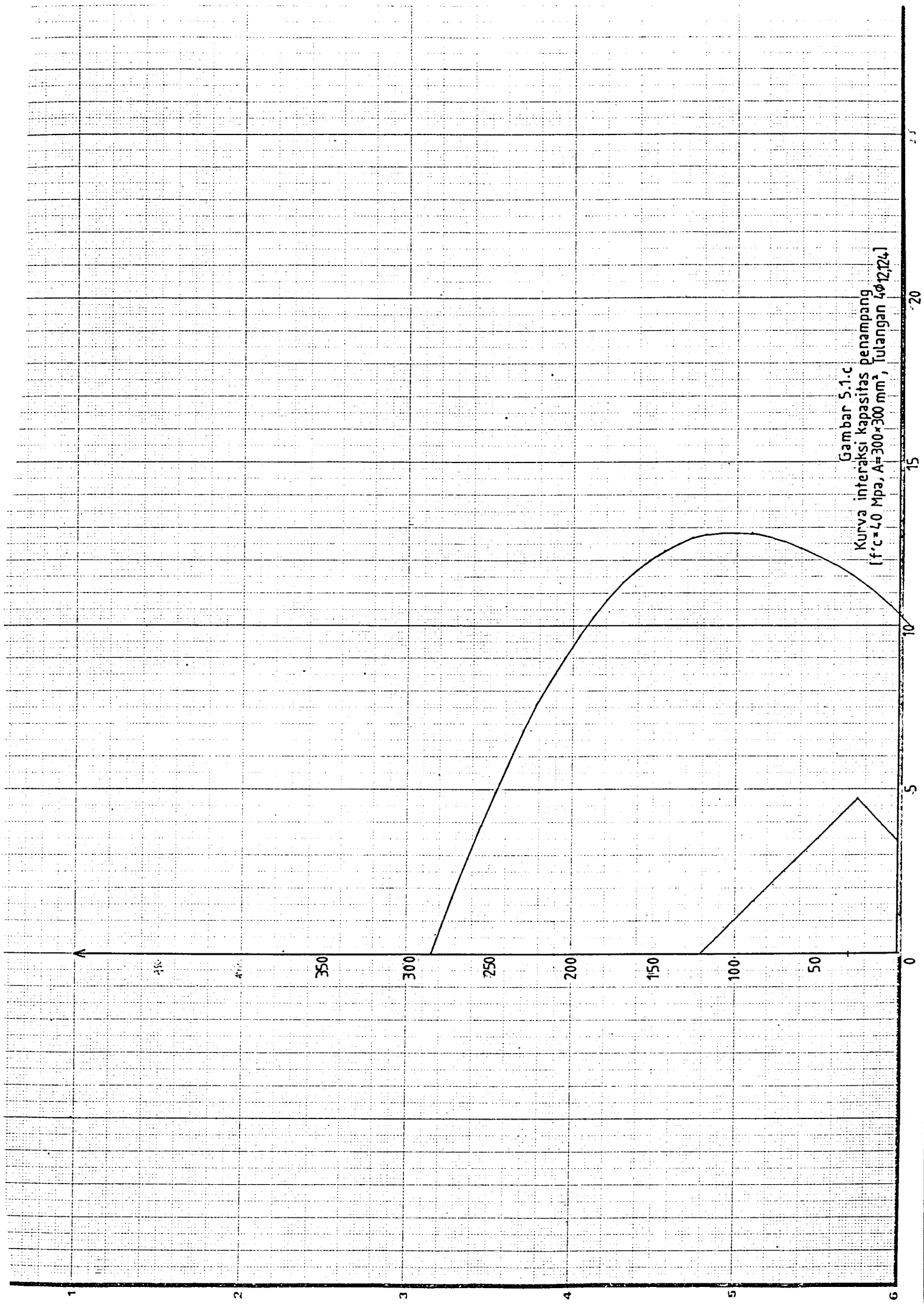
12 ϕ 11

12 ϕ 12

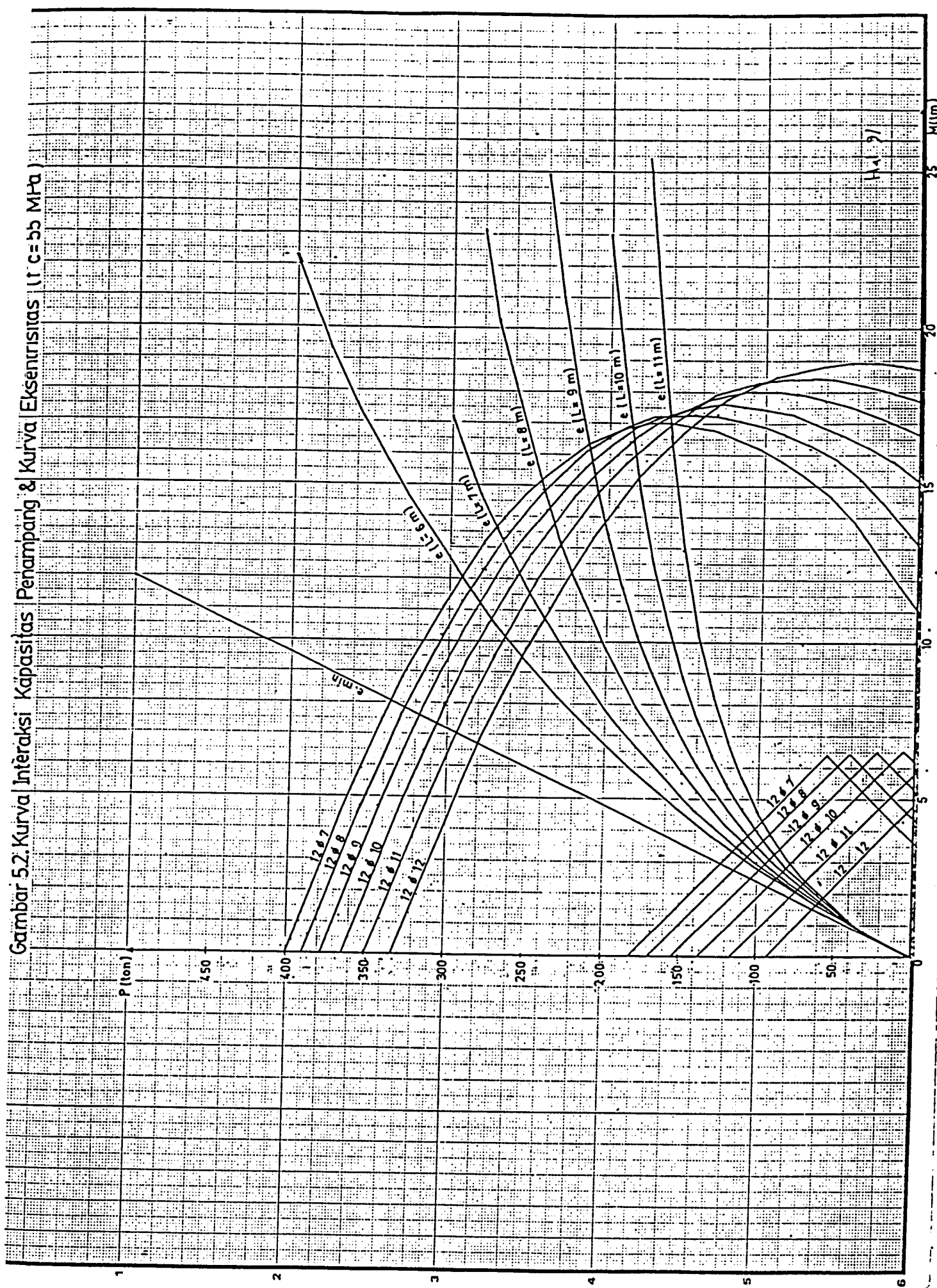
M



Gambar 5.1.b
kurva interaksi kapasitas penampang
($f_c = 40$ Mpa, $A = 300 \times 300$ mm², tulangan: 8 Ø 57)



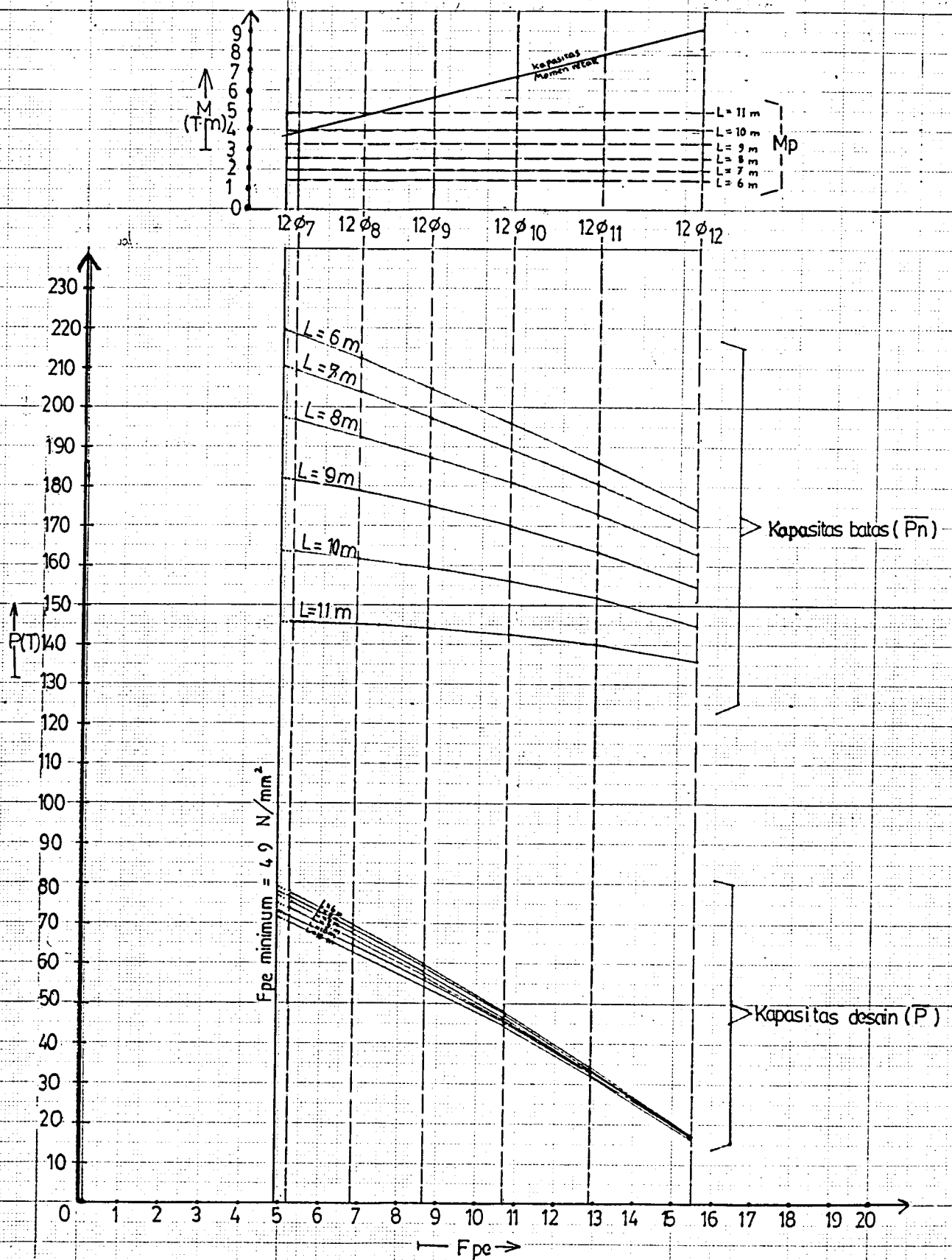
Gambar 5.2. Kurva Interaksi Kapasitas Penampang & Kurva Eksentrisitas (1' c=55 MPa)



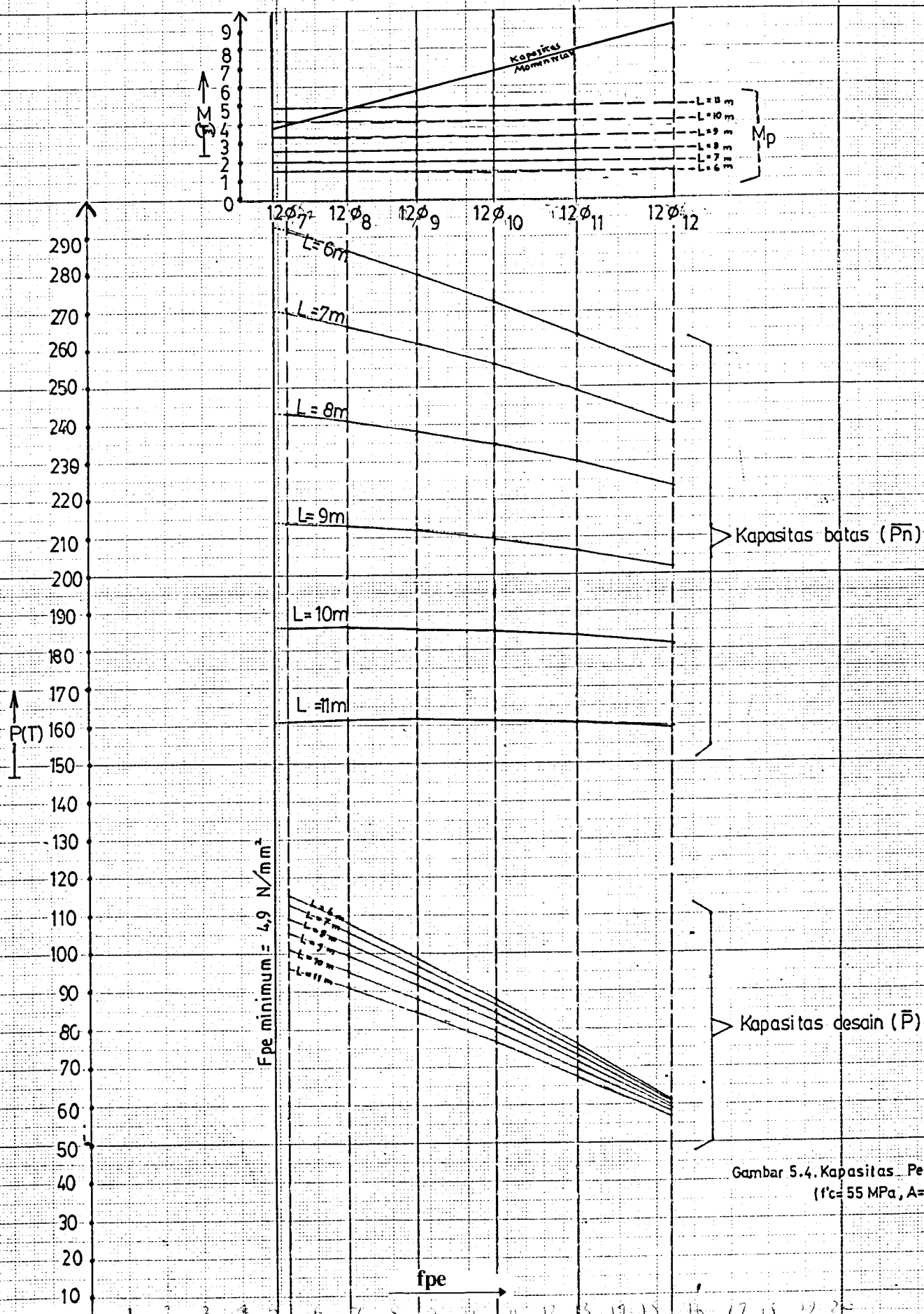
Hal 21

Tabel 5.1 Kapasitas beban aksial penampang bujur sangkar
300 x 300 mm²

Pan- jang L(m)	Tulangan prategang	KAPASITAS BEBAN AKSIAL (T)			
		f'c = 40 Mpa		f'c = 55 Mpa	
		Kap desain	Kap batas	Kap desain	Kap batas
6	12 Ø 7	78	219	116	292
	12 Ø 8	69	213	108	286
	12 Ø 9	59	204.5	98.5	280
	12 Ø 10	47.5	196	88	273
	12 Ø 11	33	185.5	75	264
	12 Ø 12	17,5	174	61	253.5
7	12 Ø 7	77	210	113.5	270.5
	12 Ø 8	68	204.5	106	266
	12 Ø 9	58,5	197	96.5	261.5
	12 Ø 10	47	189.5	86.5	256
	12 Ø 11	32.8	180.5	74	249
	12 Ø 12	17.4	170	60.5	240
8	12 Ø 7	76	197	110	243
	12 Ø 8	67	192.5	103	241
	12 Ø 9	58	187	94.5	237.5
	12 Ø 10	46,5	181	85	234
	12 Ø 11	32.6	173	73	230
	12 Ø 12	17.3	163	60	223
9	12 Ø 7	74	182	106	214
	12 Ø 8	66	179	100	213
	12 Ø 9	57	175	92	212
	12 Ø 10	46	170	82.5	210
	12 Ø 11	32.4	163.5	71.5	206.5
	12 Ø 12	17.1	155	59	202
10	12 Ø 7	72	164	102	185.8
	12 Ø 8	64,5	162	96	186
	12 Ø 9	56	160	88.5	185.5
	12 Ø 10	45.5	156	80	184.5
	12 Ø 11	32.2	152	70	183
	12 Ø 12	17.1	145	58	181
11	12 Ø 7	70	146	96.5	161
	12 Ø 8	63	145.5	92	161.2
	12 Ø 9	54	144	85	161.5
	12 Ø 10	44.5	142.5	78	161.2
	12 Ø 11	32	140	68	161
	12 Ø 12	17	136	57	159.5



Gambar 5.3. Kapasitas Penampang ($f'_c = 40\text{ MPa}$, $A = 300 \times 300\text{ mm}^2$)



Gambar 5.4. Kapasitas Penampang
($f'_c = 55 \text{ MPa}$, $A = 300 \times 300$)

dibandingkan tersebut memiliki total luas tulangan yang sama besar yaitu $461,814 \text{ mm}^2$. Hasil perhitungan kapasitas dari masing-masing penampang yang dibandingkan tersebut, dapat dilihat pada contoh perencanaan (subbab 4.4.5). Dari perhitungan yang telah dilakukan, ternyata kapasitas penampang dengan formasi tulangan $4\phi 12,124$ memiliki kapasitas yang sedikit lebih besar daripada kedua penampang lainnya.

Jadi penyusunan tulangan yang paling baik ialah menempatkan tulangan dengan jarak rata-rata terhadap pusat luasan penampang sejauh mungkin asal masih memenuhi persyaratan penutup beton minimum dan jarak antar tulangan maksimum, serta diameter tulangan prategang yang tersedia. Namun karena selisihnya sangat kecil, maka grafik kapasitas penampang (gambar 5.3 dan 5.4) dapat pula diberlakukan untuk penampang dengan formasi tulangan yang lain. Akan tetapi untuk lebih menjamin tingkat ketelitiannya, maka kapasitas masing-masing penampang sebaiknya diperhitungkan tersendiri.

5.6 Optimalisasi Tulangan Prategang yang digunakan

Dalam merencanakan suatu penampang tiang pancang beton prategang, maka hal terpenting yang harus diperhatikan adalah kekuatan penampang terhadap beban-beban yang diterima tiang, baik saat penanganan maupun saat layan.

Untuk menghasilkan suatu tiang pancang yang aman terhadap momen-momen yang terjadi, maka diperlukan adanya

5.4 Pengaruh Panjang Tiang terhadap Kapasitas beban aksial

Berdasarkan tabel 5.1, dapat dilihat bahwa semakin panjang tiang dengan tulangan yang sama, maka kapasitas beban aksial baik kapasitas desain maupun kapasitas batas akan semakin berkurang. Hal tersebut dikarenakan oleh adanya efek tekuk yang semakin besar pada tiang yang semakin panjang, sehingga kapasitas beban aksial menjadi semakin berkurang.

5.5 Pengaruh Penyebaran Luasan Tulangan terhadap Kapasitas Penampang

Dalam merencanakan suatu penampang tiang pancang beton prategang, perencana bebas menentukan diameter tulangan, jumlah tulangan, maupun formasi dari tulangan yang digunakan asal masih memenuhi persyaratan yang ditentukan serta aman terhadap gaya-gaya yang diterima. Untuk mengetahui pengaruh dari formasi tulangan / penyebaran luasan tulangan terhadap kapasitas penampang, maka perlu dibandingkan kapasitas dari berbagai macam penampang yang memiliki total luas tulangan yang sama besar, namun berbeda susunan tulangannya. Dalam kesempatan ini telah dicoba untuk membandingkan kapasitas dari berbagai penampang yang memiliki total luas tulangan yang sama besar, namun berbeda jumlah, diameter, serta jarak antar tulangannya. Penampang yang dibandingkan adalah penampang bujur-sangkar berukuran $300 \times 300 \text{ mm}^2$ dengan formasi tulangan yang berbeda-beda yaitu $12\phi 7$, $8\phi 8.573$ dan $4\phi 12.124$. Ketiga penampang yang

nilai prategang efektif tertentu yang bekerja pada tiang pancang tersebut. Namun di lain pihak, adanya gaya prategang akan cenderung mengakibatkan berkurangnya kapasitas penampang tiang terhadap gaya aksial.

Untuk menghasilkan penampang yang menghasilkan daya dukung yang sebesar-besarnya tetapi aman terhadap momen-momen yang terjadi, maka diperlukan suatu analisis optimisasi terhadap tulangan prategang yang digunakan. Sebagaimana yang telah diuraikan pada bab-bab terdahulu, maka nilai prategang efektif (f_{pe}) minimum untuk menahan tegangan yang terjadi akibat pemancangan adalah antara 2,8 hingga 8,4 N/mm², sedangkan kebutuhan baja prategang yang paling efisien bisa didapatkan dengan cara mengoptimalkan penegangan melalui pemanfaatan tegangan baja prategang efektif (f_{pse}) semaksimal mungkin, asal memenuhi persyaratan yang ditentukan yaitu nilai terkecil diantara 0,6 f_{pu} dan 0,8 f_{py} . Dengan pemanfaatan f_{pse} maksimum untuk menghasilkan batas f_{pe} minimum yang digunakan, maka akan dihasilkan suatu penampang dengan tulangan prategang yang efisien. Namun penggunaan f_{pe} dan luas tulangan prategang yang ditentukan harus dikontrol terlebih dahulu agar didapatkan suatu kapasitas momen retak yang lebih besar daripada momen yang terjadi selama penanganan.

Luas tulangan prategang optimum bisa didapatkan dengan cara membandingkan kapasitas beban aksial diantara berbagai penggunaan tulangan prategang yang memenuhi syarat, baik terhadap batas f_{pse} maksimum maupun batas f_{pe} minimum, serta aman terhadap momen yang terjadi saat

penanganan (M_p). Nilai kapasitas beban aksial dan kapasitas momen retak untuk berbagai tiang pancang beton prategang penampang bujur sangkar berukuran $300 \times 300 \text{ mm}^2$ yang memiliki panjang (L) dan f'_c yang berbeda-beda, dapat dilihat pada grafik kapasitas penampang (gambar 5.3 dan 5.4). Sebagai contoh, jika direncanakan menggunakan 12 batang tulangan, maka berdasarkan gambar 5.3 dan 5.4 tersebut, penggunaan tulangan yang paling optimum di antara keenam diameter tulangan yang ditinjau dapat ditunjukkan dalam tabel 5.2 dibawah ini.

Tabel 5.2
Tulangan optimum dan kapasitas beban aksial
untuk penampang bujur sangkar $300 \times 300 \text{ mm}^2$
(jika digunakan 12 batang tulangan)

L (m)	$f'_c = 40 \text{ Mpa}$			$f'_c = 55 \text{ Mpa}$		
	Tul.optimum	Pn(T)	P(T)	Tul.optimum	Pn(T)	P(T)
6	12 $\emptyset$ 7	219	78	12 $\emptyset$ 7	292	116
7	12 $\emptyset$ 7	210	77	12 $\emptyset$ 7	270,5	113,5
8	12 $\emptyset$ 7	197	76	12 $\emptyset$ 7	243	110
9	12 $\emptyset$ 7	182	74	12 $\emptyset$ 7	214	106
10	12 $\emptyset$ 8	162	64,5	12 $\emptyset$ 8	186	96
11	12 $\emptyset$ 9	145,5	54	12 $\emptyset$ 9	161,5	85

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan perencanaan pondasi tiang pancang beton prategang, maka dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagaimana diuraikan dibawah ini.

1. Berdasarkan hasil studi yang telah dilakukan, maka untuk tiang pancang dengan ukuran penampang $300 \times 300 \text{ mm}^2$, pada kondisi tanah tertentu, serta dengan pembatasan rasio kelangsingan < 100 , maka panjang tiang yang memberikan nilai efisiensi yang cukup baik adalah 9 m, 10 m dan 11 m, sebagaimana tercantum dalam tabel 4.1.
2. Semakin jauh jarak antar tiang pada kelompok tiang pancang, maka beban maksimum yang diterima setiap tiang pancang menjadi semakin kecil. Akan tetapi hal tersebut bisa menimbulkan beban tambahan akibat ukuran "pile cap" yang semakin besar sehingga akan meningkatkan kembali besar gaya yang diterima oleh masing-masing tiang, disamping dari segi biaya pelaksanaan yang semakin besar.
3. semakin besar nilai perbandingan antara jarak antar tiang dengan tebal tiang, maka kapasitas dukung kelompok tiang terhadap gaya lateral akan semakin besar.
4. Sistem prategang jenis pratarik dengan gaya prategang yang konsentris cocok untuk diterapkan pada tiang pancang.

5. Semakin panjang tiang pancang, maka efek tekuk yang ditimbulkan akan semakin besar, sehingga kapasitas penampang terhadap beban aksial akan semakin berkurang,
6. Semakin besar gaya prategang efektif yang diterima tiang, maka tahanan terhadap momen retak akan semakin meningkat, namun kapasitas penampang terhadap beban aksial saat layan akan cenderung berkurang.

6.2 Saran-saran

1. Untuk lebih menjamin kemampuan tanah dalam mendukung beban yang disalurkan tiang pancang, maka selain berdasarkan pada data sondir, kapasitas dukung perlu pula diuji pada saat pemancangan dengan menggunakan rumus pancang sebagaimana yang telah diuraikan sebelumnya.
2. Untuk menghasilkan penampang yang seefisien mungkin dan memiliki kapasitas terhadap beban aksial yang sebesar besarnya, maka sebaiknya digunakan tulangan prategang yang optimum, yaitu luas tulangan prategang minimum, namun dengan penarikan yang optimum, serta memenuhi segala persyaratan-persyaratan yang telah ditentukan, baik terhadap tegangan yang terjadi saat penanganan, pemancangan, maupun saat layan.
3. Penyusunan tulangan yang paling baik ialah menempatkan tulangan dengan jarak rata-rata terhadap pusat luasan penampang yang sejauh mungkin asal masih memenuhi persyaratan penutup beton minimum dan jarak antar tulangan

maksimum. Namun karena pengaruhnya terhadap kapasitas penampang sangat kecil (bisa diabaikan), maka hal diatas tidak harus dijadikan persyaratan utama, tergantung dari diameter tulangan prategang yang tersedia.

DAFTAR PUSTAKA

1. Arthur H. Wilson. 1992. DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE. Second Edition. John Wiley and Sons. Singapore.
2. James R. Libby. 1977. MODERN PRESTRESSED CONCRETE. Second edition. James R. Libby and Associates. San Diego. California.
3. Karl Terzaghi. 1991. MEKANIKA TANAH DALAM PRAKTEK REKAYASA II. Penerbit Erlangga. Jakarta.
4. Suyono Sosrodarsono. 1988. MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI. PT. Pradnya Paramita. Jakarta.
5. K. Basah Suryolelono. 1994. TEKNIK PONDASI II. Penerbit Nafiri. Yogyakarta.
6. T.Y. Lin & H. Burns. 1989. DESAIN STRUKTUR BETON PRATEGANG. Jilid 1. Edisi ketiga. Penerbit Erlangga. Jakarta.
7. T.Y. Lin & H. Burns. 1989. DESAIN STRUKTUR BETON PRATEGANG. Jilid 2. Edisi ketiga. Penerbit Erlangga. Jakarta.
8. Sarjono. H.S. 1991. PONDASI TIANG PANCANG. Jilid 1. Edisi kedua. Penerbit Sinar Wijaya. Surabaya.
9. Sarjono. H.S. 1991. PONDASI TIANG PANCANG. Jilid 2. Edisi kedua. Penerbit Sinar Wijaya. Surabaya.
10. _____, 1991. STRUKTUR BETON BERTULANG SK SNI T-15-1991-03. Departemen Pekerjaan Umum. Penerbit Gramedia Utama. Jakarta.
11. Hary Christady Hardiyatmo. 1994. MEKANIKA TANAH I. penerbit Gramedia Utama. Jakarta.
12. Hary Christady Hardiyatmo. 1994. MEKANIKA TANAH II. penerbit Gramedia Utama. Jakarta.
13. N. Krishna Raju. 1989. BETON PRATEGANG. Edisi kedua. Penerbit Erlangga. Jakarta.
14. Sanglerat. G. Olivari. G. Cambou. B. MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI. 1989. Penerbit Erlangga. Jakarta.

LAMPIRAN A

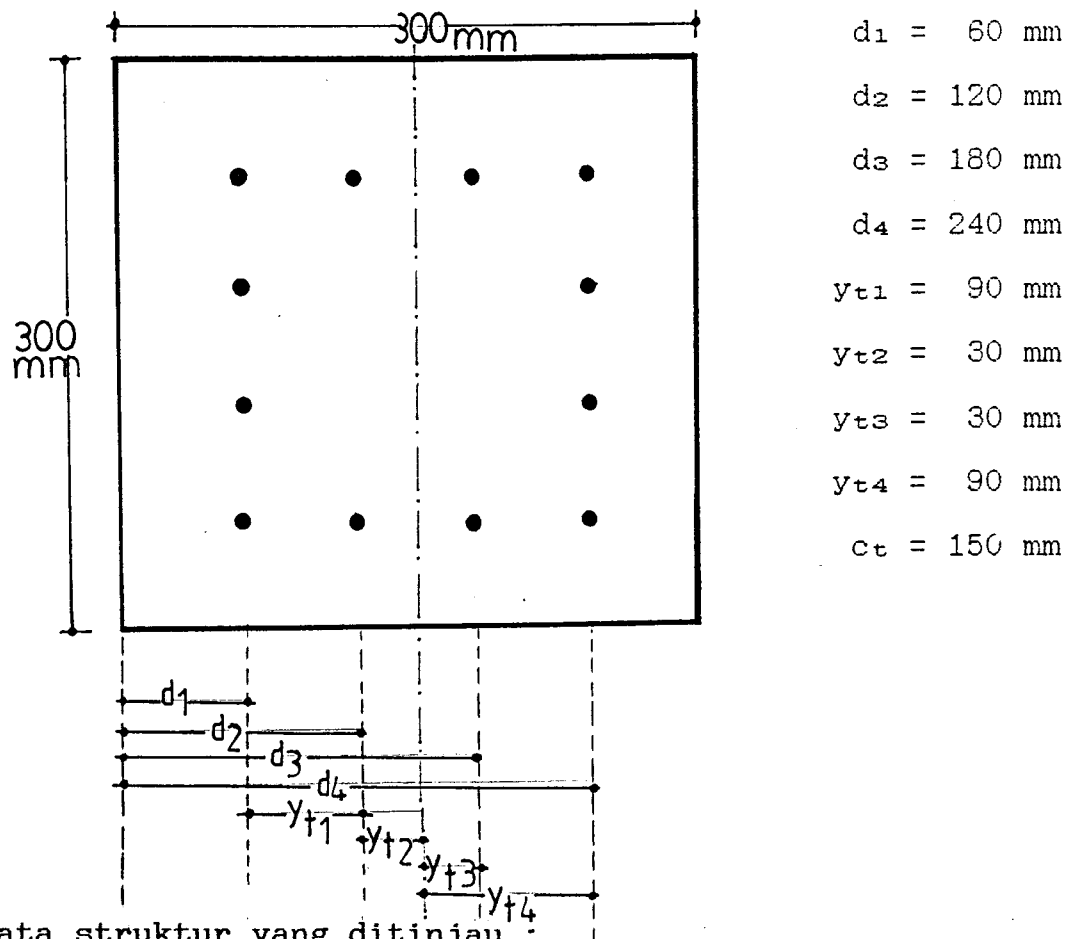
PERHITUNGAN KAPASITAS PENAMPANG

A1-A.12

Ukuran penampang dan susunan tulangan yang ditinjau :

Tulangan yang digunakan:

$12\phi 7$, $12\phi 8$, $12\phi 9$, $12\phi 10$, $12\phi 11$ dan $12\phi 12$



Data struktur yang ditinjau :

$f'_c = 40 \text{ dan } 55 \text{ Mpa}$

$f_{pse} = 1020 \text{ Mpa}$

$E_c = 29.915,147 \text{ Mpa}$

$E_p = 200.000 \text{ Mpa}$

$\epsilon_{cu} = 0,003$

$\epsilon_{py} = 0,01$

Rumus-rumus yang digunakan :

$$A_{ps1} = A_{ps4} = \frac{1}{4}\pi D^2$$

$$A_{ps2} = A_{ps3} = \frac{1}{4}\pi D^2$$

$$\Sigma A_{ps} = 12.A_{ps}$$

$$f_{ps} = \frac{A_{ps}.f_{pse}}{A_c}$$

$$A_t = A_c + (n-1).\Sigma A_{ps}$$

$$I_t = (1/12)d^4 + (n-1)[8A_{ps}90^2 + 4A_{ps}30^2 + 12(1/64)\pi D^2]$$

$$f_{ccu} = 0,45 f'_c$$

$$f_{ctu}' = 0,5 \sqrt{f'_c}$$

$$f_{ctu} = 0,34 \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008.(f'_c - 30)$$

$$x \text{ ditrial}$$

$$a = \beta_1.x$$

$$C = 0,85.f'_c.a.b$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{ps}}{E_c} + \epsilon_c \cdot \frac{d_1 - x}{x}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{ps}}{E_c} + \epsilon_c \cdot \frac{d_2 - x}{x}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{ps}}{E_c} + \epsilon_c \cdot \frac{d_3 - x}{x}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{f_{pse}}{E_p} + \frac{f_{ps}}{E_c} + \epsilon_c \cdot \frac{d_4 - x}{x}$$

$$T_1 = A_{ps1}.E_p.\epsilon_{s1}$$

$$T_2 = A_{ps2}.E_p.\epsilon_{s2}$$

$$T_3 = A_{ps3}.E_p.\epsilon_{s3}$$

$$T_4 = A_{ps4}.E_p.\epsilon_{s4}$$

$$P_n = C - T_1 - T_2 - T_3 - T_4$$

$$M_n = -T_1.y_{t1} - T_2.y_{t2} + T_3.y_{t3} + T_4.y_{t4} + C.y_c$$

$$P_r = \phi P_n$$

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_1 = \left(f_{ctu} + f_{pe} + \frac{P_r}{A_t} \right) \frac{I_t}{C_t}$$

$$M_2 = \left(f_{ccu} - f_{pe} - \frac{P_r}{A_t} \right) \frac{I_t}{C_t}$$

$$M' = (f_{ctu}' - f_{pe}).I_t/C_t$$

$$P_n' = (0,85.f'_c - 0,6.f_{pe}).A_c$$

$$P' = (0,33.f'_c - 0,27.f_{pe}).A_c$$

Perhitungan kapasitas penampang akan disajikan dalam bentuk tabel-tabel berikut ini. Selain itu hasil perhitungan juga akan disajikan dalam bentuk grafik "kurva interaksi" (lihat **Gambar 5.1 sampai dengan 5.2**)

A.1 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI $\langle 300 \times 300 \text{ mm}^2 \rangle$ 12 O 7, $f'_c = 40 \text{ MPa}$

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	C (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	Kapasitas bates Pn (kN)	Mn (kNm)	Pr (kN)	Kapasitas Desain Mn (kNm)	H2 (mm)	Modulus (kN)
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	30780	153940	153940	30780	-86.146	1.1700	-60.302	0.8190	0.4675	0.4675
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	30780	153940	153940	30780	-78.140	2.8785	-54.698	1.5949	0.7458	0.7458
30	23.1	138.45	235620	0.0082	0.01	0.01	0.01	254769	153940	153940	30780	-64.720	5.8125	-45.504	2.6688	1.2124	0.7458
40	30.8	134.6	314160	0.0067	0.01	0.01	0.01	208587	153940	153940	30780	-52.006	8.4238	-36.404	3.6550	1.0545	1.2124
50	38.5	130.75	392700	0.0058	0.0082	0.01	0.01	180878	153940	153940	30780	-40.352	10.552	-28.446	4.4967	2.0594	1.2124
60	46.2	126.9	471240	0.0052	0.0074	0.01	0.01	162405	153940	153940	30780	-28.580	12.5116	-20.408	5.2581	2.4687	2.0594
70	53.9	123.05	549780	0.0048	0.0067	0.0099	0.01	143210	153940	153940	30780	-17.866	14.4189	-12.506	6.0009	2.8411	2.4687
80	61.6	119.2	628320	0.0045	0.0062	0.0090	0.01	124015	153940	153940	30780	-6.3301	16.2729	-4.4310	6.7503	3.2421	2.8411
90	69.3	115.35	706860	0.0042	0.0058	0.0082	0.01	104820	153940	153940	30780	4.4221	18.1248	3.0348	7.5009	3.6159	3.2421
100	77	111.5	785400	0.0040	0.0055	0.0076	0.0094	85601	153940	153940	30780	16.2729	20.0022	11.2310	8.2503	4.0278	3.6159
110	84.7	107.65	863940	0.0039	0.0052	0.0071	0.0088	66410	153940	153940	30780	28.1307	21.9344	19.6315	9.0079	4.4000	4.0278
120	92.4	103.8	942480	0.0037	0.0050	0.0067	0.0082	47219	153940	153940	30780	39.5466	23.8668	27.5625	9.7498	4.7752	4.4000
130	100.1	99.95	1021020	0.0036	0.0048	0.0064	0.0078	28028	153940	153940	30780	50.0686	25.7991	35.4980	10.498	5.1481	4.7752
140	107.8	96.1	1099560	0.0035	0.0046	0.0061	0.0074	94397	153940	153940	30780	60.4027	27.729	43.4285	11.249	5.5266	5.1481
150	115.5	92.25	1178100	0.0034	0.0045	0.0058	0.0070	74605	153940	153940	30780	70.4264	29.659	51.359	12.002	5.9051	5.5266
160	123.2	88.4	1256640	0.0033	0.0044	0.0056	0.0067	54811	153940	153940	30780	80.1979	31.588	59.290	12.757	6.2836	5.9051
170	130.9	84.55	1335180	0.0032	0.0043	0.0054	0.0065	35017	153940	153940	30780	89.7617	33.517	67.221	13.510	6.6621	6.2836
180	138.6	80.7	1413720	0.0032	0.0042	0.0052	0.0062	15213	153940	153940	30780	99.1524	35.446	75.151	14.263	7.0404	6.6621
190	146.3	76.85	1492260	0.0032	0.0041	0.0051	0.0060	8272	153940	153940	30780	108.397	37.375	83.082	15.015	7.4197	7.0404
200	154	73	1570800	0.0031	0.0040	0.0051	0.0059	6293	153940	153940	30780	117.518	39.304	91.010	15.768	7.7990	7.4197
210	161.7	69.15	1649340	0.0031	0.0039	0.0049	0.0057	4304	153940	153940	30780	126.533	41.233	98.941	16.517	8.1783	7.7990
220	169.4	65.3	1727880	0.0030	0.0038	0.0048	0.0055	2315	153940	153940	30780	135.553	43.162	106.872	17.266	8.5576	8.1783
230	177.1	61.45	1806420	0.0030	0.0037	0.0046	0.0054	321	153940	153940	30780	144.573	45.091	114.803	18.015	8.9369	8.5576
240	184.8	57.6	1884960	0.0029	0.0036	0.0045	0.0052	122	153940	153940	30780	153.593	47.020	122.734	18.764	9.3162	8.9369
250	192.5	53.75	1963500	0.0029	0.0035	0.0044	0.0051	22	153940	153940	30780	162.613	48.949	130.665	19.513	9.6955	9.3162
260	200.2	49.9	2042040	0.0029	0.0034	0.0043	0.0050	12	153940	153940	30780	171.633	50.878	138.596	20.262	10.0748	9.6955
270	207.9	46.05	2120580	0.0029	0.0033	0.0042	0.0049	2	153940	153940	30780	180.653	52.807	146.527	21.011	10.4541	10.0748
280	215.6	42.2	2199120	0.0028	0.0032	0.0041	0.0048	1	153940	153940	30780	189.673	54.736	154.458	21.759	10.8334	10.4541
290	223.3	38.35	2277660	0.0028	0.0031	0.0040	0.0047	1	153940	153940	30780	198.693	56.665	162.389	22.507	11.2127	10.8334
300	231	34.5	2356200	0.0028	0.0030	0.0040	0.0046	1	153940	153940	30780	207.713	58.594	170.320	23.255	11.5920	11.2127
310	238.7	30.65	2434740	0.0028	0.0029	0.0039	0.0045	1	153940	153940	30780	216.733	60.523	178.251	24.003	11.9713	11.5920
320	246.4	26.8	2513280	0.0028	0.0028	0.0039	0.0044	1	153940	153940	30780	225.753	62.452	186.182	24.751	12.3506	11.9713
330	254.1	22.95	2591820	0.0028	0.0027	0.0038	0.0043	1	153940	153940	30780	234.773	64.381	194.113	25.500	12.7299	12.3506
340	261.8	19.1	2670360	0.0028	0.0027	0.0038	0.0042	1	153940	153940	30780	243.793	66.310	202.044	26.248	13.1092	12.7299
350	269.5	15.25	2748900	0.0027	0.0026	0.0037	0.0041	1	153940	153940	30780	252.813	68.239	210.075	27.000	13.4885	13.1092
360	277.2	11.4	2827440	0.0027	0.0025	0.0037	0.0040	1	153940	153940	30780	261.833	70.168	218.006	27.751	13.8678	13.4885
370	284.9	7.55	2905980	0.0027	0.0024	0.0036	0.0039	1	153940	153940	30780	270.853	72.097	226.037	28.502	14.2471	13.8678
380	292.6	3.7	2984520	0.0027	0.0023	0.0036	0.0038	1	153940	153940	30780	279.873	74.026	234.068	29.253	14.6264	14.2471
390	300	0	3063060	0.0027	0.0022	0.0035	0.0037	1	153940	153940	30780	288.893	75.955	242.099	30.004	15.0057	14.6264
400	300	0	3060000	0.0026	0.0021	0.0035	0.0036	1	153940	153940	30780	297.913	77.884	250.130	30.755	15.3850	15.0057
500	300	0	3060000	0.0024	0.0020	0.0032	0.0033	1	153940	153940	30780	306.933	79.813	258.161	31.506	15.7643	15.3850
1000	300	0	3060000	0.0022	0.0018	0.0029	0.0031	1	153940	153940	30780	315.953	81.742	266.192	32.257	16.1436	15.7643
5000	300	0	3060000	0.0022	0.0018	0.0029	0.0031	1	153940	153940	30780	324.973	83.671	274.223	33.008	16.5229	16.1436
10000	300	0	3060000	0.0022	0.0018	0.0029	0.0031	1	153940	153940	30780	333.993	85.600	282.254	33.759	16.9022	16.5229
1E+99	300	0	3060000	0.0022	0.0018	0.0029	0.0031	1	153940	153940	30780	343.013	87.529	290.285	34.510	17.2815	16.9022

A.2 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI $\leq 300 \times 300 \text{ mm}^2$, 12 0 8, $f'c = 40 \text{ Mpa}$ >

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	C (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T4 (mm)	Kapasitas batas			Kapasitas Desain			M2 (kN)	Mdesain (kN)
												Pn (kN)	Mn (kN)	Pr (kN)	Mr (kN)	M1 (kN)			
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	402124	201062	201062	402124	-114.96	1-1700	-80.477	0.8190	0.2530	9.2577	0.2530	0.2530
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	402124	201062	201062	402124	-106.36	2-2785	-74.873	1.5949	0.5307	8.9800	0.5307	0.5307
30	23.1	138.45	235620	0.0083	0.01	0.01	0.01	394909	201062	201062	402124	-92.103	3-5413	-64.472	2.7533	1.0462	8.4645	1.0462	1.0462
40	30.8	134.6	314160	0.0068	0.01	0.01	0.01	374590	201062	201062	402124	-77.948	5-4805	-54.584	3.8353	1.5772	7.9735	1.5772	1.5772
50	38.5	130.75	393700	0.0059	0.0083	0.01	0.01	358399	191582	201062	402124	-65.287	6-7650	-45.701	4.7355	1.9765	7.5342	1.9765	1.9765
60	46.2	126.9	473240	0.0053	0.0074	0.0100	0.01	34272	167454	201062	402124	-52.362	7-9320	-38.653	5.5454	2.4249	7.0858	2.4249	2.4249
70	53.9	123.05	543780	0.0048	0.0068	0.0090	0.01	327038	150220	201322	402124	-40.930	8-9750	-32.815	6.2549	2.8215	6.6933	2.8215	2.8215
80	61.6	119.2	623220	0.0045	0.0063	0.0083	0.01	31112	137295	182324	402124	-28.512	9-7730	-26.651	6.8411	3.2592	6.2515	3.2592	3.2592
90	69.3	115.35	702860	0.0041	0.0059	0.0077	0.0095	294537	127242	167354	402124	-16.719	10-526	-22.781	7.3687	3.6614	5.8494	3.6614	3.6614
100	77	111.5	782400	0.0039	0.0056	0.0072	0.0088	278400	119199	155351	383184	5.9115	11-029	-2.7881	7.9744	4.0507	5.4050	4.0507	4.0507
110	84.7	107.65	862940	0.0038	0.0053	0.0068	0.0083	262480	112619	145520	354909	9.12526	11-532	6.9878	7.9744	4.5880	4.5880	4.5880	4.5880
120	92.4	103.9	942480	0.0037	0.0050	0.0064	0.0078	246560	107136	137295	339609	21.3236	12-024	14.9265	8.2073	4.9812	4.9812	4.9812	4.9812
130	100.1	99.95	1022020	0.0036	0.0048	0.0061	0.0074	230640	102496	130235	326544	43.9237	12-573	25.0129	8.4142	5.3820	4.1888	4.1888	4.1888
140	107.9	96.1	1099560	0.0035	0.0047	0.0059	0.0071	214720	98519.2	124370	308441	54.5650	12-870	38.1955	8.5914	5.7852	3.7455	3.7455	3.7455
150	115.5	92.25	1178100	0.0034	0.0045	0.0057	0.0068	198874	95072	119199	286654	64.8769	12-744	45.4139	8.7362	6.1344	3.5764	3.5764	3.5764
160	123.2	88.4	1256640	0.0033	0.0044	0.0055	0.0065	182912	92056	114575	274390	74.9175	12-744	52.4422	8.8466	6.4904	3.0703	3.0703	3.0703
170	130.9	84.55	1335180	0.0032	0.0043	0.0053	0.0063	166974	89735	110684	262346	84.9175	12-736	59.5124	8.9585	7.1809	2.3298	2.3298	2.3298
180	138.6	80.7	1413720	0.0032	0.0042	0.0052	0.0062	151047	87023	107136	250484	94.7320	12-730	66.0493	8.9585	7.5148	1.9359	1.9359	1.9359
190	146.3	76.85	1492260	0.0032	0.0041	0.0051	0.0061	1351731	84913	103361	246018	103.818	12-740	72.6730	8.9182	7.8430	1.6677	1.6677	1.6677
200	154	73	1570800	0.0031	0.0040	0.0050	0.0059	123926	83008	101104	238393	113.142	12-637	79.1396	8.8592	8.1655	1.3442	1.3442	1.3442
210	161.7	69.15	1649340	0.0031	0.0039	0.0049	0.0056	1128102	81285	98519.2	225259	122.346	12-457	85.6423	8.7201	8.4858	1.0249	1.0249	1.0249
220	169.4	65.3	1727880	0.0031	0.0038	0.0047	0.0054	1016536	79718	96169	213117	131.446	12-329	92.0122	8.5606	8.8015	0.7092	0.7092	0.7092
230	177.1	61.45	1806420	0.0031	0.0037	0.0046	0.0053	905105	78288	94023	201472	140.454	11-943	98.3182	8.3606	9.1140	0.3967	0.3967	0.3967
240	184.9	57.6	1884960	0.0030	0.0036	0.0045	0.0052	823794	76976	92056	209446	159.383	11-539	104.558	8.1195	9.4227	0.0870	0.0870	0.0870
250	192.5	53.75	1963500	0.0030	0.0035	0.0044	0.0050	73588	75770	90246	204932	178.240	11-195	110.768	7.8371	9.7310	-	-	-
260	200.2	49.9	2042040	0.0030	0.0034	0.0043	0.0049	64443	74656	88575	200868	197.073	10-733	116.924	7.5132	10.036	-	-	-
270	207.9	46.05	2120580	0.0029	0.0033	0.0042	0.0048	55443	73625	87023	204392	215.773	10-211	123.041	7.1477	10.339	-	-	-
280	215.6	42.2	2199120	0.0029	0.0032	0.0041	0.0048	46472	72688	85593	193472	234.460	9-6231	129.122	6.7403	10.640	-	-	-
290	223.3	38.35	2277660	0.0029	0.0031	0.0040	0.0047	37472	71776	84256	181444	253.102	8-9872	135.171	6.2910	10.940	-	-	-
300	231	34.5	2356200	0.0029	0.0030	0.0040	0.0046	28472	70944	83008	1697031	271.703	8-2853	141.192	5.7997	11.239	-	-	-
310	238.7	30.65	2434740	0.0028	0.0034	0.0040	0.0045	19584	69437	80746	146112	308.798	6-7006	153.158	4.6904	11.831	-	-	-
320	246.4	26.8	2513280	0.0028	0.0033	0.0039	0.0044	15569	68751	79718	134171	327.297	5-8176	159.108	4.0723	12.126	-	-	-
330	254.1	22.95	2591820	0.0028	0.0033	0.0039	0.0044	114324	68106	78750	122590	346.768	5-8176	165.038	3.4118	12.420	-	-	-
340	261.8	19.1	2670360	0.0028	0.0032	0.0038	0.0043	113157	67488	77878	110459	365.768	4-8740	170.938	2.7088	12.713	-	-	-
350	269.5	15.25	2748900	0.0028	0.0032	0.0038	0.0043	11741	66380	76976	100459	384.213	3-8638	176.844	1.9623	13.005	-	-	-
360	277.2	11.4	2827440	0.0028	0.0032	0.0037	0.0042	113157	65865	75869	90459	402.635	2-8048	182.724	1.1753	13.297	-	-	-
370	284.9	7.55	2905980	0.0028	0.0032	0.0037	0.0041	112435	65181	75018	80459	421.035	1-8750	188.659	0.7653	13.442	-	-	-
380	292.6	3.7	2984520	0.0027	0.0032	0.0037	0.0041	84262	64241	74351	70459	439.635	0.4131	195.744	0.2891	13.942	-	-	-
395	296.4	1.775	3023730	0.0027	0.0031	0.0036	0.0041	81125	48875	55802	60459	458.914	0.4025	195.940	0.2817	14.025	-	-	-
400	300	0	3060000	0.0027	0.0031	0.0035	0.0039	81125	46104	55802	60459	478.914	0.4025	197.423	0.2817	14.025	-	-	-
500	300	0	3060000	0.0026	0.0031	0.0035	0.0039	75853	40562	43333	52208	498.270	0.3222	200.389	0.1127	14.172	-	-	-
1000	300	0	3060000	0.0024	0.0028	0.0028	0.0029	71149	36129	36663	47474	518.270	0.1610	200.389	0.0127	14.290	-	-	-
5000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0023	0.0023	70556	35574	35852	46258	538.083	0.0322	203.058	0.0112	14.304	-	-	-
1E+9	300	0	3060000	0.0022	0.0022	0.0022	0.0022	70041	35020	35020	45041	560.507	0.0161	203.255	0.0112	14.319	-	-	-

A.3 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300X300 mm², 12 0 9, f'c = 40 Mpa >

M (MM)	A (MM)	VC (MM)	C (MM)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (CM)	T2 (CM)	T3 (CM)	T4 (CM)	Kapasitas batas			Kapasitas Desain			Mdesain (TM)
												Pn (T)	Mn (TM)	Pt (T)	Mp (TM)	M1 (TM)	M2 (TM)	
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	509338	254469	254469	509338	-147.63	1.1700	-103.34	0.8190	0.0265	9.5553	0.8190
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	509338	254469	254469	509338	-139.62	2.2785	-97.738	1.5949	0.0306	9.2182	0.8190
30	23.1	138.45	235620	0.0094	0.01	0.01	0.01	453012	254469	254469	509338	-123.61	4.0457	-86.530	2.8320	0.0578	8.7240	0.8578
40	30.8	134.6	314160	0.0069	0.01	0.01	0.01	353071	254469	254469	509338	-107.82	5.7312	-75.479	4.0119	1.4043	8.1715	1.4043
50	38.5	130.75	392700	0.0060	0.0095	0.01	0.01	308266	242484	254469	509338	-93.930	7.1116	-65.751	4.9781	1.8853	7.6365	1.8853
60	46.2	126.9	471240	0.0054	0.0083	0.01	0.01	277730	211948	254469	509338	-81.598	8.3470	-55.789	5.8429	2.3779	7.2093	2.3779
70	53.9	123.05	549780	0.0050	0.0074	0.0100	0.01	255918	190136	255571	509338	-67.358	9.4174	-47.150	6.5922	2.8051	6.7167	2.8051
80	61.6	119.2	628320	0.0047	0.0068	0.0090	0.01	239560	173778	231033	509338	-53.515	10.281	-37.461	7.1967	3.2842	6.276	3.2842
90	69.3	115.35	706860	0.0044	0.0063	0.0083	0.01	226836	161054	211948	509338	-40.970	11.055	-28.679	7.7386	3.7185	5.8634	3.7185
100	77	111.5	785400	0.0040	0.0059	0.0077	0.0095	216657	142547	196580	484369	-28.889	11.828	-18.822	8.0699	4.2059	5.4160	4.2059
110	84.7	107.65	863940	0.0039	0.0056	0.0072	0.0088	203399	125607	164188	451837	-18.516	11.840	-8.7612	8.2881	4.7034	4.8785	4.7034
120	92.4	103.8	942480	0.0038	0.0053	0.0068	0.0085	190517	109735	163768	425837	0.175884	12.130	9.58007	8.4913	5.1641	4.4177	5.1641
130	100.1	99.95	1021020	0.0037	0.0050	0.0064	0.0081	176121	924701	157419	380273	13.2915	12.350	17.6021	8.6288	5.5967	3.9852	3.9852
140	107.8	96.1	1099560	0.0036	0.0049	0.0061	0.0074	166121	824701	150875	362873	25.1458	12.612	25.5409	8.9550	6.0070	3.5488	3.5488
150	115.5	92.25	1178100	0.0035	0.0047	0.0059	0.0068	156121	724701	145098	347556	47.4114	12.927	33.1880	9.0492	6.7777	2.8042	2.8042
160	123.2	88.4	1256640	0.0035	0.0045	0.0057	0.0065	146121	624701	140098	332103	57.9924	13.013	40.5947	9.1093	7.1439	2.4379	2.4379
170	130.9	84.55	1335180	0.0035	0.0043	0.0055	0.0063	136121	524701	135607	316754	68.2873	13.048	47.8011	9.1239	7.5003	2.0816	2.0816
180	138.6	80.7	1413720	0.0034	0.0042	0.0053	0.0061	126121	424701	129737	301359	78.5413	13.031	54.8389	9.1217	7.8483	1.7336	1.7336
190	146.3	76.85	1492260	0.0033	0.0041	0.0051	0.0059	116121	324701	124701	285907	88.7905	12.959	61.7353	9.0719	8.1892	1.3926	1.3926
200	154	73	1570800	0.0033	0.0040	0.0050	0.0057	106121	224701	119712	270537	99.1905	12.877	68.5043	8.9835	8.5240	1.0578	1.0578
210	161.7	69.15	1649340	0.0032	0.0039	0.0049	0.0056	96121	124701	114232	255470	107.586	12.811	75.1704	8.8560	8.8560	0.7282	0.7282
220	169.4	65.3	1727880	0.0032	0.0038	0.0048	0.0054	86121	224701	108650	240679	116.776	12.742	81.7436	8.6889	9.1786	0.4032	0.4032
230	177.1	61.45	1806420	0.0032	0.0038	0.0048	0.0054	76121	124701	103045	2253045	126.051	11.763	88.2360	8.4817	9.4937	0.0821	0.0821
240	184.8	57.6	1884960	0.0032	0.0037	0.0044	0.0052	66121	112118	97437	210160	135.224	11.350	94.6574	8.2341	9.8172	-	-
250	192.5	53.75	1963500	0.0031	0.0037	0.0044	0.0050	56121	100160	91196	194303	144.308	10.980	101.015	7.9456	10.131	-	-
260	200.2	49.9	2042040	0.0031	0.0036	0.0043	0.0049	46121	88166	85201	171.113	152.244	10.350	113.571	7.2455	10.752	-	-
270	207.9	46.05	2120580	0.0030	0.0036	0.0042	0.0048	36121	76166	79384	152.244	162.244	10.350	119.779	6.8333	11.059	-	-
280	215.6	42.2	2199120	0.0030	0.0035	0.0041	0.0047	26121	64166	70803	130.324	179.324	9.1136	125.847	6.3795	11.364	-	-
290	223.3	38.35	2277660	0.0030	0.0035	0.0041	0.0046	16121	52166	60818	108.650	198.683	8.4057	132.078	5.8640	11.667	-	-
300	231	34.5	2356200	0.0030	0.0034	0.0040	0.0045	6121	40166	50848	96.650	206.065	7.6379	138.177	5.3465	11.969	-	-
310	238.7	30.65	2434740	0.0030	0.0034	0.0040	0.0045	152809	287027	100907	223509	214.695	6.8101	144.245	4.8171	12.269	-	-
320	246.4	26.8	2513280	0.0029	0.0034	0.0039	0.0045	151932	86210	93682	223509	223.230	5.9221	150.303	4.1455	12.568	-	-
330	254.1	23.95	2591820	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	151223	74210	85405	223509	231.694	5.1756	156.303	3.4917	12.865	-	-
340	261.8	19.1	2670360	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	150435	62210	74210	223509	240.384	4.4221	162.238	2.8372	13.161	-	-
350	269.5	15.25	2748900	0.0029	0.0032	0.0037	0.0042	149608	50210	62210	223509	249.384	3.7619	168.238	2.0372	13.457	-	-
360	277.2	11.4	2827440	0.0029	0.0032	0.0037	0.0042	148781	38210	50210	223509	258.384	3.0960	174.221	1.2363	13.751	-	-
370	284.9	7.55	2905980	0.0029	0.0032	0.0037	0.0042	147954	26210	38210	223509	267.384	2.4251	179.131	0.4350	14.045	-	-
385	293.4	1.775	3023790	0.0029	0.0032	0.0037	0.0041	147127	14210	26210	223509	276.384	1.7662	184.221	0.4857	14.339	-	-
389	299.9	0.0435	3055206	0.0029	0.0032	0.0037	0.0041	146300	2210	14210	223509	285.384	1.0558	189.252	0.4362	14.633	-	-
389.7	300	0	3060000	0.0029	0.0032	0.0036	0.0041	145473	1010	14210	223509	294.384	0.3479	194.204	0.3707	14.927	-	-
400	300	0	3060000	0.0028	0.0032	0.0034	0.0041	144646	77589	14210	223509	303.384	0.036	199.152	0.3014	15.221	-	-
500	300	0	3060000	0.0026	0.0030	0.0028	0.0038	143819	64210	14210	223509	312.384	0.028	194.204	0.2307	15.515	-	-
1000	300	0	3060000	0.0024	0.0028	0.0026	0.0036	142992	50821	14210	223509	321.384	0.024	189.152	0.1607	15.809	-	-
5000	300	0	3060000	0.0024	0.0028	0.0024	0.0034	142165	37421	14210	223509	330.384	0.023	184.204	0.0907	16.103	-	-
10000	300	0	3060000	0.0024	0.0028	0.0023	0.0034	141338	23921	14210	223509	339.384	0.023	179.152	0.0207	16.397	-	-
1E+99	300	0	3060000	0.0024	0.0023	0.0023	0.0034	140511	10421	14210	223509	348.384	0.023	174.204	0.0007	16.691	-	-

A.4 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300X300 mm², 12 0 10, f'c = 40 Mpa >

M (MM)	a (MM)	yc (MM)	C (MM)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (MM)	T2 (MM)	T3 (MM)	T4 (MM)	Kapasitas Batas			Kapasitas Desain			Mdesain (MM)
												Pn (K)	Mn (MM)	Pr (K)	M1 (MM)	M2 (MM)		
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	628318	314159	314159	628318	-164.14	1.1700	-128.89	0.8190	9.8670	0.2056	
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	628318	314159	314159	628318	-176.13	2.2785	-123.29	1.5949	9.5906	0.0707	
30	23.1	138.45	235620	0.0084	0.01	0.01	0.01	531372	314159	314159	628318	-158.24	4.2147	-110.77	2.9503	8.9729	0.6884	
40	30.8	134.6	314160	0.0069	0.01	0.01	0.01	437124	314159	314159	628318	-140.53	6.0645	-98.442	4.2451	8.2648	1.2965	
50	38.5	130.75	392700	0.0060	0.0096	0.01	0.01	390576	265886	314159	628318	-125.76	7.5288	-88.034	5.2758	7.8514	1.8099	
60	46.2	126.9	471240	0.0054	0.0084	0.01	0.01	340876	238758	314159	628318	-110.07	8.8628	-77.050	6.2039	7.2096	2.3517	
70	53.9	123.05	549780	0.0050	0.0075	0.01	0.01	315948	218582	289348	628318	-96.575	9.9324	-67.558	6.9946	6.8436	2.9177	
80	61.6	119.2	628320	0.0047	0.0069	0.0092	0.01	295753	202854	265886	628318	-81.912	10.931	-57.338	7.6312	6.3573	3.5240	
90	69.3	115.35	706860	0.0044	0.0064	0.0084	0.0096	280045	190288	246876	628318	-68.302	11.698	-47.811	8.5487	5.7939	4.3010	
100	77	111.5	785400	0.0040	0.0060	0.0078	0.0096	267478	180008	231414	628318	-53.743	12.312	-37.521	9.7272	4.8489	4.8124	
110	84.7	107.65	863940	0.0039	0.0057	0.0073	0.0084	248629	171458	218582	628318	-37.743	12.967	-26.424	10.892	4.3098	4.3098	
120	92.4	103.8	942480	0.0038	0.0054	0.0068	0.0079	231373	164188	207587	628318	-23.132	13.710	-16.235	11.935	3.8420	3.8420	
130	100.1	99.95	1021020	0.0036	0.0052	0.0063	0.0075	215165	157974	198368	628318	-9.6441	14.547	-6.7503	12.932	3.4015	3.4015	
140	107.8	96.1	1099560	0.0037	0.0050	0.0060	0.0072	200067	152588	190288	628318	5.11287	15.419	2.7301	13.884	2.9829	2.9829	
150	115.5	92.25	1178100	0.0036	0.0048	0.0058	0.0068	185079	147976	182319	628318	15.2364	16.347	10.6654	14.821	2.5821	2.5821	
160	123.2	88.4	1256640	0.0035	0.0045	0.0056	0.0066	170099	143718	176382	628318	26.8452	17.317	18.7916	15.802	2.1959	2.1959	
170	130.9	84.55	1335180	0.0034	0.0044	0.0054	0.0064	155215	139506	161478	628318	48.8620	18.455	34.2034	16.854	1.8219	1.8219	
180	138.6	80.7	1413720	0.0034	0.0044	0.0054	0.0064	140022	135279	157314	628318	69.6779	19.731	41.5775	17.934	1.4582	1.4582	
190	146.3	76.85	1492260	0.0033	0.0042	0.0052	0.0062	125013	131046	153002	628318	93.5352	21.072	55.8199	19.234	1.0557	1.0557	
200	154	73	1570800	0.0033	0.0042	0.0051	0.0062	110431	126989	148786	628318	118.355	22.436	69.5347	20.581	0.4146	0.4146	
210	161.7	69.15	1649340	0.0032	0.0040	0.0049	0.0058	95791	122429	145049	628318	136.929	23.817	82.8485	21.936	-	-	
220	169.4	65.3	1727880	0.0032	0.0040	0.0049	0.0057	80837	118078	140022	628318	155.150	25.213	95.8505	23.284	-	-	
230	177.1	61.45	1806420	0.0032	0.0040	0.0048	0.0055	65804	113778	135689	628318	173.085	26.633	108.605	24.634	-	-	
240	184.8	57.6	1884960	0.0031	0.0039	0.0047	0.0054	50817	109504	130759	628318	191.963	28.078	121.374	25.988	-	-	
250	192.5	53.75	1963500	0.0031	0.0038	0.0046	0.0052	35876	105504	125660	628318	208.298	29.437	134.695	27.344	-	-	
260	200.2	49.9	2042040	0.0031	0.0037	0.0045	0.0051	20823	101504	120635	628318	225.645	30.815	148.952	28.711	-	-	
270	207.9	46.05	2120580	0.0030	0.0037	0.0044	0.0050	10517	97582	116689	628318	243.085	32.193	163.286	29.982	-	-	
280	215.6	42.2	2199120	0.0030	0.0036	0.0043	0.0049	30517	93778	112853	628318	260.565	33.571	177.605	31.241	-	-	
290	223.3	38.35	2277660	0.0030	0.0036	0.0042	0.0048	192080	114898	131315	628318	278.085	34.949	191.932	32.491	-	-	
300	231	34.5	2356200	0.0030	0.0036	0.0041	0.0047	180864	110623	130005	628318	295.615	36.327	206.286	33.741	-	-	
310	238.7	30.65	2434740	0.0030	0.0035	0.0040	0.0046	168724	106504	125660	628318	313.153	37.705	221.637	34.988	-	-	
320	246.4	26.8	2513280	0.0029	0.0035	0.0040	0.0045	157645	102504	120635	628318	330.685	39.078	236.986	36.238	-	-	
330	254.1	22.95	2591820	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	146594	98606	116689	628318	348.215	40.452	252.337	37.484	-	-	
340	261.8	19.1	2670360	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	135504	94757	112853	628318	365.745	41.826	267.586	38.731	-	-	
350	269.5	15.25	2748900	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	124414	90904	109005	628318	383.275	43.199	282.837	39.978	-	-	
360	277.2	11.4	2827440	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	113324	87054	105169	628318	400.805	44.572	298.088	41.224	-	-	
370	284.9	7.55	2905980	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	102234	83204	101462	628318	418.335	45.945	313.339	42.469	-	-	
380	292.6	3.7	2984520	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	91144	79354	97804	628318	435.865	47.318	328.590	43.714	-	-	
385	296.4	1.775	3023790	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	80054	75504	93954	628318	453.395	48.691	343.841	44.959	-	-	
389	299.5	0.235	3055200	0.0027	0.0032	0.0036	0.0041	68964	71704	89954	628318	470.925	49.064	359.092	46.204	-	-	
399	300	0	3060000	0.0027	0.0032	0.0036	0.0041	57874	67904	86154	628318	488.455	49.437	374.343	47.449	-	-	
400	300	0	3060000	0.0026	0.0030	0.0034	0.0037	46784	64054	82304	628318	505.985	49.810	389.594	48.694	-	-	
500	300	0	3060000	0.0025	0.0028	0.0032	0.0036	35694	60204	78454	628318	523.515	50.183	404.845	49.939	-	-	
1000	300	0	3060000	0.0025	0.0028	0.0032	0.0036	24604	56354	74604	628318	541.045	50.556	420.096	51.184	-	-	
5000	300	0	3060000	0.0023	0.0024	0.0029	0.0034	13514	52504	70754	628318	558.575	50.929	435.347	52.429	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0024	0.0029	0.0034	2244	48654	66904	628318	576.105	51.302	450.598	53.674	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	1135	44804	63154	628318	593.635	51.675	465.849	54.919	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	26	40954	59404	628318	611.165	52.048	481.100	56.164	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	117	37104	55654	628318	628.695	52.421	496.351	57.409	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	17	33254	51904	628318	646.225	52.794	511.602	58.654	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	7	29404	48154	628318	663.755	53.167	526.853	59.899	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	2	25554	44404	628318	681.285	53.540	542.104	61.144	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	0	21704	40654	628318	698.815	53.913	557.355	62.389	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	0	17854	36904	628318	716.345	54.286	572.606	63.634	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.0028	0.0033	0	14004	33154	628318	733.875	54.659	587.857	64.879	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0023	0.0023	0.												

A.5 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300X300 MM², 12 0 11, f'c = 40 Mpa >

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	C (mm)	ξ				ξs				Kapasitas batas				Kapasitas desain				Mdesain (kNm)
				ξs1	ξs2	ξs3	ξs4	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	Pn (kN)	Mn (kNm)	Pr (kN)	Mp (kNm)	H1 (kN)	H2 (kN)			
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	760265	380132	380132	760265	-224.49	1.1700	-157.14	0.8190	-0.436	10.186	-0.436		
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	760265	380132	380132	760265	-216.48	2.2785	-151.53	1.5949	-0.161	9.9104	-0.161		
30	23.1	138.45	235620	0.0085	0.01	0.01	0.01	648661	380132	380132	760265	-197.47	4.3492	-137.97	3.0444	0.5062	9.2430	0.5062		
40	30.8	134.6	314160	0.0070	0.01	0.01	0.01	534621	380132	380132	760265	-177.47	6.3806	-124.22	4.4664	1.1822	8.5670	1.1822		
50	38.5	130.75	392700	0.0061	0.0097	0.01	0.01	466197	380132	380132	760265	-161.45	7.9630	-115.01	5.5741	1.7338	8.0152	1.7338		
60	46.2	126.9	471240	0.0055	0.0085	0.01	0.01	420581	380132	380132	760265	-144.14	9.3828	-100.90	6.5680	2.3238	7.4194	2.3238		
70	53.9	123.05	549780	0.0051	0.0076	0.01	0.01	387999	380132	380132	760265	-129.49	10.581	-90.647	7.4074	2.8742	6.9149	2.8742		
80	61.6	119.2	628320	0.0047	0.0070	0.0092	0.01	355561	380132	380132	760265	-113.72	11.535	-80.608	8.0749	3.3773	6.3719	3.3773		
90	69.3	115.35	706860	0.0045	0.0065	0.0085	0.01	323549	380132	380132	760265	-98.339	12.357	-69.257	8.6505	3.8685	5.8627	3.8685		
100	77	111.5	785400	0.0043	0.0061	0.0079	0.0097	291518	380132	380132	760265	-83.431	12.902	-58.402	9.0317	4.305	5.3287	4.305		
110	84.7	107.65	863940	0.0041	0.0058	0.0074	0.0090	259541	380132	380132	760265	-68.914	13.284	-46.140	9.1663	4.7254	4.7254	4.7254		
120	92.4	103.8	942480	0.0040	0.0055	0.0070	0.0085	227769	380132	380132	760265	-53.962	13.460	-34.987	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
130	100.1	99.95	1021020	0.0039	0.0053	0.0066	0.0080	195999	380132	380132	760265	-38.962	13.460	-24.688	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
140	107.8	96.1	1099560	0.0038	0.0051	0.0063	0.0076	164273	380132	380132	760265	-23.962	13.460	-14.385	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
150	115.5	92.25	1178100	0.0037	0.0049	0.0061	0.0073	132543	380132	380132	760265	-8.962	13.460	-4.083	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
160	123.2	88.4	1256640	0.0036	0.0047	0.0059	0.0070	100813	380132	380132	760265	8.962	13.460	5.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
170	130.9	84.55	1335180	0.0035	0.0045	0.0057	0.0065	68083	380132	380132	760265	23.962	13.460	10.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
180	138.6	80.7	1413720	0.0035	0.0045	0.0055	0.0063	40813	380132	380132	760265	38.962	13.460	15.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
190	146.3	76.85	1492260	0.0034	0.0044	0.0053	0.0061	4.962	380132	380132	760265	53.962	13.460	20.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
200	154	73	1570800	0.0034	0.0044	0.0052	0.0060	0.962	380132	380132	760265	68.962	13.460	25.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
210	161.7	69.15	1649340	0.0033	0.0043	0.0051	0.0058	0.962	380132	380132	760265	83.962	13.460	30.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
220	169.4	65.3	1727880	0.0033	0.0043	0.0050	0.0056	0.962	380132	380132	760265	98.962	13.460	35.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
230	177.1	61.45	1806420	0.0032	0.0040	0.0048	0.0055	0.962	380132	380132	760265	113.962	13.460	40.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
240	184.8	57.6	1884960	0.0032	0.0040	0.0047	0.0054	0.962	380132	380132	760265	128.962	13.460	45.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
252	194.0	52.98	1973508	0.0032	0.0039	0.0046	0.0053	0.962	380132	380132	760265	143.962	13.460	50.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
260	200.2	49.9	2042040	0.0031	0.0038	0.0045	0.0051	0.962	380132	380132	760265	158.962	13.460	55.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
270	207.9	46.05	2120580	0.0031	0.0038	0.0044	0.0050	0.962	380132	380132	760265	173.962	13.460	60.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
280	215.6	42.2	2199120	0.0031	0.0037	0.0043	0.0049	0.962	380132	380132	760265	188.962	13.460	65.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
290	223.3	38.35	2277660	0.0031	0.0037	0.0042	0.0048	0.962	380132	380132	760265	203.962	13.460	70.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
300	231	34.5	2356200	0.0031	0.0036	0.0042	0.0047	0.962	380132	380132	760265	218.962	13.460	75.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
310	238.7	30.65	2434740	0.0030	0.0036	0.0041	0.0046	0.962	380132	380132	760265	233.962	13.460	80.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
320	246.4	26.8	2513280	0.0030	0.0035	0.0041	0.0045	0.962	380132	380132	760265	248.962	13.460	85.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
330	254.1	22.95	2591820	0.0030	0.0035	0.0040	0.0044	0.962	380132	380132	760265	263.962	13.460	90.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
340	261.8	19.1	2670360	0.0030	0.0035	0.0040	0.0043	0.962	380132	380132	760265	278.962	13.460	95.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
350	269.5	15.25	2748900	0.0030	0.0035	0.0040	0.0042	0.962	380132	380132	760265	293.962	13.460	100.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
360	277.2	11.4	2827440	0.0030	0.0035	0.0039	0.0041	0.962	380132	380132	760265	308.962	13.460	105.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
370	284.9	7.55	2905980	0.0030	0.0034	0.0039	0.0040	0.962	380132	380132	760265	323.962	13.460	110.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
380	292.6	3.7	2984520	0.0029	0.0034	0.0039	0.0039	0.962	380132	380132	760265	338.962	13.460	115.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
390	300.0	-0.034	3063060	0.0029	0.0033	0.0038	0.0038	0.962	380132	380132	760265	353.962	13.460	120.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
400	300	0	3060000	0.0029	0.0033	0.0038	0.0038	0.962	380132	380132	760265	368.962	13.460	125.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
410	300	0	3060000	0.0028	0.0032	0.0037	0.0037	0.962	380132	380132	760265	383.962	13.460	130.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
420	300	0	3060000	0.0027	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	398.962	13.460	135.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
430	300	0	3060000	0.0027	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	413.962	13.460	140.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
440	300	0	3060000	0.0027	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	428.962	13.460	145.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
450	300	0	3060000	0.0027	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	443.962	13.460	150.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
460	300	0	3060000	0.0026	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	458.962	13.460	155.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
470	300	0	3060000	0.0025	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	473.962	13.460	160.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
480	300	0	3060000	0.0025	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	488.962	13.460	165.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
490	300	0	3060000	0.0025	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	503.962	13.460	170.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
500	300	0	3060000	0.0025	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380132	760265	518.962	13.460	175.917	9.4228	5.037	4.1768	5.037		
510	300	0	3060000	0.0025	0.0032	0.0037	0.0036	0.962	380132	380										

A.6 KAPASITAS PENYANGKUT TERHADAP BEBAN KOMBINASI (300X300 mm², 12 0 12, f'c = 40 Mpa >

M	h	y _c	C	ε _{s1}	ε _{s2}	ε _{s3}	ε _{s4}	T1	T2	T3	T4	Kapasitas Pn (kN)	Batas Mn (kNm)	Pr (kN)	Kapasitas M1 (kNm)	desain M2 (kNm)	Mdesain (kNm)
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-268.68	1.1700	-188.07	0.8190	-0.659	0.6598
15	15.4	142.35	157080	0.01	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-260.67	2.2785	-182.47	1.5949	-0.384	0.3849
20	23.1	138.45	235620	0.0086	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-259.89	4.4789	-177.32	3.1329	0.3288	0.3288
30	30.8	134.16	314160	0.0071	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-218.05	6.7053	-152.53	5.8941	1.0787	1.0787
40	38.5	130.17	392700	0.0052	0.0098	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-200.88	8.4021	-140.52	7.8915	1.6681	1.6681
50	46.2	126.9	471240	0.0036	0.0077	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-181.81	9.9281	-127.26	9.4937	2.3230	2.3230
60	53.9	123.05	549780	0.0021	0.0048	0.0077	0.01	904778	452389	452389	904778	-165.30	11.202	-116.13	10.8418	3.4485	3.4485
70	61.6	119.2	628320	0.0014	0.0031	0.0052	0.01	904778	452389	452389	904778	-149.03	12.209	-104.22	12.005	5.4488	5.4488
80	69.3	115.35	706860	0.0008	0.0017	0.0036	0.01	904778	452389	452389	904778	-132.35	13.658	-93.070	13.658	4.5560	4.5560
90	77.0	111.5	785400	0.0004	0.0008	0.0017	0.01	904778	452389	452389	904778	-116.78	15.151	-81.746	15.151	3.8193	3.8193
100	84.7	107.65	863940	0.0002	0.0004	0.0008	0.01	904778	452389	452389	904778	-97.455	16.781	-68.219	16.781	3.2193	3.2193
110	92.4	103.8	942480	0.0001	0.0002	0.0004	0.01	904778	452389	452389	904778	-80.017	18.515	-56.011	18.515	2.7471	2.7471
120	100.1	99.95	1021020	0.0001	0.0001	0.0002	0.01	904778	452389	452389	904778	-64.029	20.354	-44.820	20.354	2.3682	2.3682
130	107.8	96.1	1099560	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	-49.182	22.297	-34.427	22.297	2.0567	2.0567
140	115.5	92.25	1178100	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	-35.246	24.351	-24.672	24.351	1.8046	1.8046
150	123.2	88.4	1256640	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	-22.052	26.504	-15.435	26.504	1.6046	1.6046
160	130.9	84.55	1335180	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	-9.4691	28.757	-6.6287	28.757	1.4046	1.4046
170	138.6	80.7	1413720	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	2.60591	31.111	1.62417	31.111	1.2046	1.2046
180	146.3	76.85	1492260	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	14.2527	33.564	11.8748	33.564	1.0046	1.0046
190	154.0	73.0	1570800	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	25.5354	36.117	23.0451	36.117	0.8046	0.8046
200	161.7	69.15	1649340	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	36.5061	38.770	35.0451	38.770	0.6046	0.6046
210	169.4	65.3	1727880	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	47.2072	41.423	40.3719	41.423	0.4046	0.4046
220	177.1	61.45	1806420	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	57.9358	44.176	47.5550	44.176	0.2046	0.2046
230	184.8	57.6	1884960	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	67.9358	47.029	54.6119	47.029	0.0046	0.0046
240	192.5	53.75	1963500	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	78.0171	50.049	61.15571	50.049	-	-
250	200.2	49.9	2042040	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	87.9388	53.123	68.4030	53.123	-	-
260	207.9	46.05	2120580	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	97.7185	56.254	75.1601	56.254	-	-
270	215.6	42.2	2199120	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	107.371	59.429	81.8378	59.429	-	-
280	223.3	38.35	2277660	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	116.911	62.654	88.1439	62.654	-	-
290	231.0	34.5	2356200	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	126.348	65.929	94.9953	65.929	-	-
300	238.7	30.65	2434740	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	135.693	69.254	101.468	69.254	-	-
310	246.4	26.8	2513280	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	144.954	72.579	107.897	72.579	-	-
320	254.1	22.95	2591820	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	154.159	75.904	114.278	75.904	-	-
330	261.8	19.1	2670360	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	163.353	79.229	120.651	79.229	-	-
340	269.5	15.25	2748900	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	172.558	82.554	127.024	82.554	-	-
350	277.2	11.4	2827440	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	181.763	85.879	133.397	85.879	-	-
360	284.9	7.55	2905980	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	190.968	89.204	139.770	89.204	-	-
370	292.6	3.7	2984520	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	199.173	92.529	146.143	92.529	-	-
380	300.3	0	3063060	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	208.378	95.854	152.516	95.854	-	-
390	308.0	0	3141600	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	217.583	99.179	158.889	99.179	-	-
400	315.7	0	3220140	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	226.788	102.504	165.262	102.504	-	-
410	323.4	0	3298680	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	235.993	105.829	171.635	105.829	-	-
420	331.1	0	3377220	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	245.198	109.154	178.008	109.154	-	-
430	338.8	0	3455760	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	254.403	112.479	184.381	112.479	-	-
440	346.5	0	3534300	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	263.608	115.804	190.754	115.804	-	-
450	354.2	0	3612840	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	272.813	119.129	197.127	119.129	-	-
460	361.9	0	3691380	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	282.018	122.454	203.500	122.454	-	-
470	369.6	0	3769920	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	291.223	125.779	209.873	125.779	-	-
480	377.3	0	3848460	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	300.428	129.104	216.246	129.104	-	-
490	385.0	0	3927000	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	309.633	132.429	222.619	132.429	-	-
500	392.7	0	4005540	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	318.838	135.754	228.992	135.754	-	-
510	400.4	0	4084080	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	328.043	139.079	235.365	139.079	-	-
520	408.1	0	4162620	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	337.248	142.404	241.738	142.404	-	-
530	415.8	0	4241160	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	346.453	145.729	248.111	145.729	-	-
540	423.5	0	4319700	0.0001	0.0001	0.0001	0.01	904778	452389	452389	904778	355.658	149.05				

A.7 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI ($\sigma_{00H300} \text{ mm}^2$) 12 0 7, $f'c = 55 \text{ Mpa}$

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	C (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	Kapasitas batas Pn (kN)	Mn (kNm)	Pr (kN)	Kapasitas Mr (kNm)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	Mdesain (kNm)
10	8.5	145.75	119212.	0.01	0.01	0.01	0.01	307880	153340	153940	307880	-82.000	1.7711	-57.400	1.2398	0.7859	12.001	0.7859
20	17	141.5	238425	0.01	0.01	0.01	0.01	307880	153340	153940	307880	-59.848	2.4390	-48.894	2.073	1.2083	11.578	1.2083
30	25.5	137.25	357637	0.0082	0.01	0.01	0.01	254769	153340	153940	307880	-52.282	5.4908	-36.537	5.0436	1.8189	10.969	1.8189
40	34	133	476850	0.0067	0.01	0.01	0.01	208587	153340	153940	307880	-35.422	7.3758	-24.735	5.1631	2.4050	10.382	2.4050
50	42.5	128.75	596062	0.0058	0.0082	0.01	0.01	180878	145357	153940	307880	-19.622	9.0128	-13.725	6.0889	2.9543	9.8329	2.9543
60	51	124.5	715275	0.0052	0.0062	0.01	0.01	162405	127384	153940	307880	-5.7039	10.493	-2.5327	7.3454	3.5076	9.2736	3.5076
70	59.5	120.25	834487.	0.0048	0.0074	0.0099	0.01	149210	114189	153774	307880	11.1551	11.805	7.8085	8.3640	4.0241	8.7630	4.0241
80	68	116	953700	0.0045	0.0062	0.0082	0.01	1351617	96536.	127384	307880	26.8380	12.929	18.7866	9.1507	4.5693	8.2179	4.5693
90	76.5	111.75	1072912	0.0040	0.0058	0.0076	0.0094	125459	80439.	118148	291715	57.7371	14.673	29.2154	9.5232	5.0872	7.7000	4.9130
100	85	107.5	1192125	0.0039	0.0055	0.0071	0.0088	120421	85401.	110591	271562	73.7370	15.265	40.4132	10.271	5.6433	7.1439	5.4631
110	93.5	103.25	1311337	0.0037	0.0052	0.0067	0.0082	116223	81802.	104295	254769	89.0989	15.778	51.8159	10.585	6.1936	6.5876	6.1936
120	102	99	1430550	0.0035	0.0048	0.0064	0.0076	112671	77850.	98965	240559	103.367	16.206	62.3632	11.044	6.7336	6.0536	6.7336
130	110.5	94.75	1549762	0.0033	0.0045	0.0061	0.0070	109626	74005.	94397.	228379	118.447	16.546	72.7739	11.344	7.2504	5.5367	7.2504
140	119	90.5	1668975	0.0031	0.0043	0.0058	0.0067	106987	71966.	90439.	217823	132.616	16.795	82.913	11.582	7.7538	5.0334	7.7538
150	127.5	86.25	1788187	0.0030	0.0041	0.0054	0.0065	104678	69657.	88975.	208587	146.534	16.949	92.831	11.756	8.2464	4.5408	8.2464
160	136	82	1907400	0.0029	0.0040	0.0052	0.0063	102640	67619.	87319.	200437	160.244	17.009	102.574	11.864	8.7302	4.0570	8.7302
170	144.5	77.75	2026612	0.0028	0.0039	0.0051	0.0060	100829	65808.	85202.	193193	173.780	16.971	112.170	11.906	9.2067	3.5804	9.2067
180	153	73.5	2145825	0.0027	0.0038	0.0050	0.0058	99209	64188.	83722.	186711	187.171	16.836	121.646	11.980	9.6773	3.1039	9.6773
190	161.5	69.25	2265037	0.0026	0.0037	0.0049	0.0057	97750	62329.	81470.	180878	200.438	16.602	131.020	11.785	10.142	2.6444	2.6444
200	170	65	2384250	0.0025	0.0036	0.0048	0.0055	96431.	60470.	79605.	175800	213.539	16.269	140.507	11.621	10.604	2.1822	2.1822
210	178.5	60.75	2503462	0.0024	0.0035	0.0047	0.0053	95231.	58610.	78006.	170802	226.659	15.836	149.519	11.388	11.061	1.7257	1.7257
220	187	56.5	2622675	0.0023	0.0034	0.0046	0.0051	94136.	56811.	76857.	166421	239.658	15.303	158.668	11.085	11.515	1.2714	1.2714
230	195.5	52.25	2741887	0.0022	0.0033	0.0045	0.0050	93132.	55111.	75657.	162405	252.578	14.670	167.781	10.712	12.416	0.8138	0.8138
240	204	48	2861100	0.0020	0.0032	0.0044	0.0051	92208.	53356.	74271.	158710	265.436	13.935	176.804	10.289	12.863	0.3707	0.3707
250	213.5	43.75	2980312	0.0029	0.0031	0.0043	0.0050	91356.	51588.	72988.	155300	278.240	13.099	185.805	9.7547	13.308	-	-
260	223	39.5	3099525	0.0029	0.0030	0.0042	0.0049	90566.	49823.	71806.	152142	290.708	12.162	194.789	9.1636	13.751	-	-
270	233	35.25	3218737	0.0029	0.0030	0.0042	0.0048	89823.	48053.	70603.	149210	303.936	11.123	203.937	8.5134	14.193	-	-
280	243	31	3337950	0.0028	0.0029	0.0041	0.0047	89151.	46283.	69365.	146480	316.382	9.9822	212.536	7.7881	14.634	-	-
290	253	26.75	3457162	0.0028	0.0029	0.0040	0.0046	88514.	44513.	68129.	143522	329.021	8.7393	221.437	6.9875	15.073	-	-
300	263.5	18.25	3576375	0.0028	0.0029	0.0040	0.0045	87918.	42737.	66856.	140640	341.629	7.5944	230.315	6.175	15.512	-	-
310	273	14	3695587	0.0028	0.0029	0.0039	0.0044	87318.	40963.	65586.	137215	354.208	6.3972	239.140	5.3631	15.949	-	-
320	283	9.75	3814800	0.0028	0.0029	0.0038	0.0043	86834.	39194.	64320.	134239	366.762	5.9472	247.946	4.5784	16.385	-	-
330	293	5.5	3934012	0.0028	0.0029	0.0038	0.0043	86334.	37420.	63098.	131215	379.291	5.4972	256.733	3.7894	16.821	-	-
340	303	1.25	4053225	0.0027	0.0028	0.0037	0.0042	85875.	35654.	61856.	128239	391.800	4.9916	265.504	2.9241	17.256	-	-
350	300	0	4207500	0.0027	0.0027	0.0037	0.0042	85435.	33914.	60611.	125957	395.028	4.4472	274.230	2.0694	17.693	-	-
360	300	0	4207500	0.0027	0.0027	0.0036	0.0041	84935.	32167.	59398.	123957	395.028	3.8937	276.937	1.2130	18.130	-	-
370	300	0	4207500	0.0027	0.0027	0.0036	0.0041	84435.	30431.	58111.	121957	395.028	3.3400	277.230	0.4045	18.565	-	-
380	300	0	4207500	0.0027	0.0027	0.0035	0.0040	83935.	28696.	56856.	119957	395.028	2.77430	277.430	0.2885	19.000	-	-
390	300	0	4207500	0.0026	0.0026	0.0035	0.0040	83435.	26961.	55581.	117957	395.028	2.22607	277.635	0.2691	19.435	-	-
400	300	0	4207500	0.0026	0.0026	0.0034	0.0039	82935.	25224.	54304.	115957	395.028	1.67821	277.841	0.2504	19.870	-	-
450	300	0	4207500	0.0024	0.0024	0.0032	0.0037	81125.	18504.	46602.	105456	395.028	0.4025	277.841	0.2254	20.305	-	-
500	300	0	4207500	0.0023	0.0023	0.0031	0.0036	79305.	11456.	38952.	92208	395.028	0.1610	279.204	0.1127	20.740	-	-
550	300	0	4207500	0.0023	0.0023	0.0031	0.0036	77583.	4062.	31253.	74474	395.028	0.0322	284.939	0.0225	21.175	-	-
600	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0030	0.0035	75859.	25774.	23652.	72258	395.028	0.0161	289.439	0.0112	21.610	-	-
650	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0030	0.0035	74139.	35020.	15020.	70041.	395.028	0	295.235	0	22.045	-	-
700	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0030	0.0035	72419.	35020.	15020.	70041.	395.028	0	295.235	0	22.045	-	-

A.8 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI $\langle 300 \times 300 \text{ mm}^2, 12 \text{ O } 8, f'c = 55 \rangle$

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	C (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T4 (mm)	Kapasitas batas Pn (kN)	Kapasitas batas Mn (kNm)	Pv (kN)	Kapasitas Desain Mr (kNm)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	Mdesain (kNm)
10	8.5	145.75	119212	0.01	0.01	0.01	0.01	402124	201062	201062	402124	-110.82	1.7711	-77.575	1.2398	0.5722	12.299	0.5722
20	17	141.5	238425	0.01	0.01	0.01	0.01	402124	201062	201062	402124	-98.669	2.4290	-59.068	2.4073	0.9977	11.878	0.9977
30	25.5	137.25	357635	0.0083	0.01	0.01	0.01	402124	201062	201062	402124	-77.885	5.6202	-55.765	5.3542	1.8550	11.219	1.8550
40	34	133	476850	0.0068	0.01	0.01	0.01	274590	201062	201062	402124	-61.584	7.6349	-42.955	6.5444	2.2979	10.584	2.2979
50	42.5	128.75	596062	0.0053	0.0083	0.01	0.01	238399	191582	201062	402124	-41.557	9.5539	-31.189	8.5326	2.8710	10.001	2.8710
60	51	124.5	715275	0.0038	0.0074	0.0100	0.01	214272	167454	201062	402124	-27.486	10.903	-19.1240	9.5352	3.4632	9.4884	3.4632
70	59.5	120.25	834487	0.0045	0.0068	0.0090	0.01	197036	150220	201062	402124	-11.908	12.268	-8.2356	10.909	4.0036	8.9884	4.0036
80	68	116	953700	0.0045	0.0063	0.0083	0.01	184112	137295	182534	402124	4.95557	13.415	-3.3930	9.5909	4.5852	8.2869	4.5852
90	76.5	111.75	1072912	0.0041	0.0059	0.0077	0.0083	174959	127242	167454	402124	20.5944	14.437	14.437	10.106	5.1312	7.7409	5.1312
100	85	107.5	1192125	0.0039	0.0053	0.0072	0.0083	159017	119189	155791	392154	27.5486	15.166	26.3840	10.616	5.7194	7.7409	5.7194
110	93.5	103.25	1311277	0.0036	0.0053	0.0068	0.0083	153873	112619	145520	358843	54.7486	15.715	38.3120	10.999	6.5155	6.5866	6.5155
120	102	99	1430550	0.0037	0.0050	0.0064	0.0083	149133	107156	137295	354909	71.0759	16.189	49.1531	11.532	6.8825	5.9896	5.9896
130	110.5	94.75	1549782	0.0036	0.0048	0.0061	0.0074	145236	102496	130355	316393	86.7754	16.585	60.427	11.610	7.4271	5.4449	5.4449
140	119	90.5	1668975	0.0035	0.0047	0.0059	0.0071	141899	98519	124370	300441	101.968	16.988	71.1776	11.829	7.9542	4.9179	4.9179
150	127.5	86.25	1788187	0.0034	0.0044	0.0057	0.0068	138374	95072	119199	286654	115.755	17.123	81.1287	11.986	8.4672	4.4049	4.4049
160	136	82	1907400	0.0033	0.0044	0.0055	0.0065	135312	92056	114675	274590	131.213	17.257	91.1493	12.080	8.9609	3.9033	3.9033
170	144.5	77.75	2026612	0.0033	0.0043	0.0053	0.0063	132347	89395	110684	263946	145.399	17.299	101.779	12.071	9.4609	3.4112	3.4112
180	153	73.5	2145825	0.0032	0.0042	0.0051	0.0061	129347	87029	107156	254434	159.360	17.245	111.552	12.071	9.9452	2.9268	2.9268
190	161.5	69.25	2265037	0.0032	0.0041	0.0050	0.0061	127171	84913	103961	245018	173.130	17.035	121.191	11.967	10.422	2.4491	2.4491
200	170	65	2384250	0.0032	0.0040	0.0050	0.0059	125026	82008	101104	238393	186.739	16.849	130.717	11.794	10.895	1.9770	1.9770
210	178.5	60.75	2503462	0.0031	0.0040	0.0049	0.0057	122902	82885	98519	231506	200.208	16.504	140.146	11.553	11.362	1.5098	1.5098
220	187	56.5	2622675	0.0031	0.0039	0.0047	0.0056	120787	82885	96169	225233	215.558	16.060	149.491	11.242	11.825	1.0466	1.0466
230	195.5	52.25	2741887	0.0031	0.0038	0.0046	0.0054	118654	79718	94027	219517	230.804	15.518	158.763	10.862	12.285	0.5871	0.5871
240	204	48	2861100	0.0030	0.0038	0.0045	0.0052	116534	76976	92056	214212	245.959	14.875	167.971	10.412	12.741	0.1307	0.1307
250	212.5	43.75	2980312	0.0030	0.0037	0.0044	0.0050	114417	74656	88576	209446	260.037	14.132	177.123	9.8927	13.194	-	-
260	221	39.5	3099525	0.0029	0.0036	0.0043	0.0049	112304	72625	85593	204932	274.977	13.289	186.226	9.3023	13.646	-	-
270	229.5	35.25	3218737	0.0029	0.0035	0.0042	0.0048	110185	70668	82029	200868	289.977	12.344	195.284	8.6412	14.094	-	-
280	238	31	3337950	0.0029	0.0035	0.0041	0.0048	108066	68668	78593	197038	304.861	11.299	204.503	7.9093	14.541	-	-
290	246.5	26.75	3457162	0.0028	0.0035	0.0040	0.0048	105947	66668	74593	193412	320.695	10.152	213.286	7.1065	14.987	-	-
300	255	22.5	3576375	0.0028	0.0034	0.0040	0.0046	103828	64668	70593	189784	336.695	8.9036	222.258	6.2325	15.430	-	-
310	263.5	18.25	3695587	0.0028	0.0034	0.0040	0.0046	101709	62668	66593	186154	352.695	7.5534	231.161	5.2673	15.873	-	-
320	272	14	3814800	0.0028	0.0033	0.0040	0.0045	99594	60668	62593	182528	368.695	6.1012	240.058	4.2709	16.315	-	-
330	280.5	9.75	3934012	0.0028	0.0033	0.0039	0.0045	97475	58668	58593	178906	384.695	4.5471	248.931	3.1830	16.753	-	-
340	289	5.5	4053225	0.0028	0.0033	0.0038	0.0044	95356	56668	54593	175270	400.695	2.8909	257.783	2.0236	17.192	-	-
350	297.5	1.25	4172437	0.0028	0.0033	0.0038	0.0043	93237	54668	50593	171634	416.695	1.1324	266.615	0.7927	17.630	-	-
360	300	0	4207500	0.0028	0.0033	0.0037	0.0042	91118	52668	46593	168000	432.695	0.5841	269.424	0.4088	17.769	-	-
370	300	0	4207500	0.0028	0.0032	0.0037	0.0042	89000	50668	44593	164366	448.695	0.5593	269.715	0.3673	17.797	-	-
380	300	0	4207500	0.0027	0.0032	0.0036	0.0041	86881	48668	42593	160732	464.695	0.5461	270.123	0.3253	17.803	-	-
390	300	0	4207500	0.0027	0.0031	0.0036	0.0041	84762	46668	40593	157098	480.695	0.5419	270.531	0.2833	18.175	-	-
400	300	0	4207500	0.0027	0.0031	0.0035	0.0040	82643	44668	38593	153464	496.695	0.4151	271.925	0.2413	18.185	-	-
450	300	0	4207500	0.0026	0.0029	0.0033	0.0037	78594	40668	34593	145736	556.695	0.4025	279.304	0.2617	18.258	-	-
500	300	0	4207500	0.0024	0.0026	0.0032	0.0034	74545	36668	30593	138008	616.695	0.3220	284.682	0.1127	18.405	-	-
550	300	0	4207500	0.0023	0.0025	0.0031	0.0033	70496	32668	26593	130280	676.695	0.1632	289.061	0.0225	18.523	-	-
600	300	0	4207500	0.0022	0.0023	0.0030	0.0032	66447	28668	22593	122552	736.695	0.0161	289.439	0.0112	18.538	-	-
650	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0029	0.0031	62398	24668	18593	114824	796.695	0.0000	289.817	0.0000	18.552	-	-
700	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	58349	20668	14593	107096	856.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
750	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	54300	16668	10593	100368	916.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
800	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	50251	12668	6593	92640	976.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
850	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	46202	8668	2593	83592	1036.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
900	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	42153	4668	859	74544	1096.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
950	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	38104	668	259	65496	1156.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
1000	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	34055	268	159	56448	1216.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
1050	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	30006	86	59	47400	1276.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
1100	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	25957	46	19	38352	1336.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
1150	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	21908	6	9	29304	1396.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-
1200	300	0	4207500	0.0022	0.0022	0.0028	0.0030	17859	0	0	20256	1456.695	0.0000	289.999	0.0000	18.552	-	-

A.9 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300X300 mm², 12 0.9, f'c = 55 Mpa >

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	c (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (°C)	T2 (°C)	T3 (°C)	T4 (°C)	Kapasitas batas			Kapasitas Desain			Mdesain (kN)
												fn (MPa)	fr (MPa)	fr (MPa)	M1 (kN)	M2 (kN)		
10	9.5	145.75	119212	0.01	0.01	0.01	0.01	508930	254469	254469	508930	145.49	-100.44	-100.44	1.2398	0.3467	12.621	0.3467
20	17	141.5	238625	0.01	0.01	0.01	0.01	508930	254469	254469	508930	131.23	-91.73	-91.73	2.4073	0.7673	12.201	0.7673
30	25.5	137.25	357577	0.0084	0.01	0.01	0.01	430412	254469	254469	508930	111.17	-77.824	-77.824	4.0068	1.4650	11.503	1.4650
40	34	132	476650	0.0069	0.01	0.01	0.01	354071	254469	254469	508930	91.243	-53.870	-53.870	5.5200	2.1550	10.813	2.1550
50	42.5	128.75	596062	0.0060	0.0095	0.01	0.01	308266	242484	254469	508930	73.200	-38.375	-38.375	6.7904	3.7795	10.188	3.7795
60	51	124.5	715275	0.0054	0.0083	0.01	0.01	277730	211948	254469	508930	54.822	-28.835	-28.835	7.9301	5.4156	9.5527	5.4156
70	59.5	120.25	834487	0.0050	0.0074	0.0100	0.01	255918	190136	255571	508930	38.336	-20.347	-20.347	8.9253	5.9863	8.5820	5.9863
80	68	116	953700	0.0047	0.0068	0.0090	0.01	239560	173778	231033	508930	20.347	-14.243	-14.243	9.7465	4.6090	4.6090	4.6090
90	76.5	111.75	1072312	0.0044	0.0063	0.0083	0.01	226836	161054	211948	508930	13.6560	-10.1936	-10.1936	10.476	5.1867	7.7016	5.1867
100	85	107.5	1192125	0.0042	0.0059	0.0077	0.0095	216657	150875	196880	484969	10.1936	-8.5532	-8.5532	10.965	5.8176	7.1507	5.8176
110	93.5	103.25	1311237	0.0040	0.0056	0.0072	0.0088	208329	142547	184188	451657	7.0901	-6.1630	-6.1630	11.315	6.4586	6.5037	6.4586
120	102	99	1430550	0.0039	0.0053	0.0068	0.0083	201289	135607	173778	423897	50.5491	-4.7028	-4.7028	11.616	7.0829	5.9054	5.9054
130	110.5	94.75	1549762	0.0037	0.0050	0.0064	0.0078	195517	129735	164969	400407	67.1898	-3.8231	-3.8231	11.869	7.6899	5.3294	5.3294
140	119	90.5	1668975	0.0036	0.0047	0.0061	0.0074	190483	124701	157419	380273	85.1902	-3.0742	-3.0742	12.068	8.1328	4.7756	4.7756
150	127.5	86.25	1788187	0.0035	0.0044	0.0059	0.0071	186121	120339	150875	362824	98.6774	-2.4747	-2.4747	12.205	8.7288	4.2395	4.2395
160	136	82	1907400	0.0035	0.0044	0.0057	0.0068	182304	116522	145150	345856	113.747	-1.9547	-1.9547	12.283	9.2505	3.7178	3.7178
170	144.5	77.75	2026612	0.0035	0.0044	0.0055	0.0065	178396	113154	140038	330084	128.474	-1.567	-1.567	12.297	9.7002	3.2081	3.2081
180	153	73.5	2145825	0.0034	0.0043	0.0053	0.0063	173946	110160	135607	313109	142.915	-1.196	-1.196	12.247	10.180	2.7082	2.7082
190	161.5	69.25	2265037	0.0034	0.0042	0.0051	0.0061	170264	107482	131599	301751	157.115	-0.930	-0.930	12.131	10.751	2.2167	2.2167
200	170	65	2384250	0.0033	0.0041	0.0050	0.0059	166872	105071	127973	290191	171.111	-0.730	-0.730	11.948	11.336	1.7323	1.7323
210	178.5	60.75	2503462	0.0033	0.0040	0.0049	0.0057	163672	102890	124701	278027	184.330	-0.583	-0.583	11.637	11.914	1.2540	1.2540
220	187	56.5	2622675	0.0032	0.0039	0.0047	0.0055	160689	100907	121727	265035	198.538	-0.485	-0.485	11.378	12.556	0.7809	0.7809
230	195.5	52.25	2741887	0.0032	0.0038	0.0046	0.0054	157879	99096	119011	252035	212.135	-0.401	-0.401	11.094	13.200	0.3123	0.3123
240	204	48	2861100	0.0032	0.0038	0.0045	0.0053	155219	97437	116532	237853	225.556	-0.335	-0.335	10.809	13.851	-	-
250	212.5	43.75	2980312	0.0031	0.0037	0.0044	0.0052	152692	95910	114232	223108	238.875	-0.285	-0.285	10.535	14.509	-	-
260	221	39.5	3099525	0.0031	0.0037	0.0044	0.0050	150283	94501	112118	209470	252.105	-0.243	-0.243	10.267	15.168	-	-
270	229.5	35.25	3218737	0.0031	0.0036	0.0043	0.0049	148078	93196	110160	195470	265.254	-0.209	-0.209	10.007	15.837	-	-
280	238	31	3337950	0.0030	0.0035	0.0042	0.0048	145976	91984	108335	183403	278.333	-0.183	-0.183	9.748	16.506	-	-
290	246.5	26.75	3457162	0.0030	0.0035	0.0041	0.0048	143958	90856	106550	171751	291.348	-0.163	-0.163	9.480	17.174	-	-
300	255	22.5	3576375	0.0030	0.0034	0.0040	0.0047	142000	89818	104800	160191	304.305	-0.145	-0.145	9.210	17.846	-	-
310	263.5	18.25	3695587	0.0030	0.0034	0.0040	0.0046	140100	88818	103053	143679	317.210	-0.128	-0.128	8.940	18.519	-	-
320	272	14	3814800	0.0030	0.0034	0.0040	0.0045	138266	87894	101208	128045	330.069	-0.112	-0.112	8.670	19.194	-	-
330	280.5	9.75	3934012	0.0029	0.0033	0.0039	0.0044	136509	87027	100907	113045	342.884	-0.096	-0.096	8.400	19.868	-	-
340	289	5.5	4053225	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	134823	86210	99682	100429	355.660	-0.080	-0.080	8.130	20.542	-	-
350	297.5	1.25	4172437	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	133209	85440	98527	98527	368.401	-0.064	-0.064	7.860	21.216	-	-
360	300	0	4207500	0.0029	0.0033	0.0037	0.0042	131668	84675	97437	97437	381.139	-0.048	-0.048	7.590	21.890	-	-
370	300	0	4207500	0.0029	0.0032	0.0037	0.0042	130100	83940	96405	96405	393.885	-0.032	-0.032	7.320	22.564	-	-
380	300	0	4207500	0.0029	0.0032	0.0037	0.0041	128558	83201	95288	95288	406.630	-0.016	-0.016	7.050	23.238	-	-
389	300	0	4207500	0.0029	0.0032	0.0037	0.0041	127037	82466	94158	94158	419.375	0.000	0.000	6.780	23.912	-	-
399.7	300	0	4207500	0.0029	0.0032	0.0037	0.0041	125536	81727	93028	93028	432.120	0.016	0.016	6.510	24.586	-	-
400	300	0	4207500	0.0029	0.0032	0.0036	0.0041	124055	80984	91894	91894	444.865	0.032	0.032	6.240	25.260	-	-
500	300	0	4207500	0.0028	0.0030	0.0034	0.0037	119142	77589	86749	86749	374.476	0.476	0.476	0.605	18.235	-	-
1000	300	0	4207500	0.0026	0.0028	0.0030	0.0033	115177	73008	73008	155177	384.982	0.982	0.982	0.263	18.338	-	-
5000	300	0	4207500	0.0024	0.0026	0.0028	0.0030	126862	62015	62015	126862	391.285	1.285	1.285	-0.005	18.857	-	-
10000	300	0	4207500	0.0024	0.0025	0.0027	0.0030	122138	60641	60641	122138	391.386	1.386	1.386	-0.023	18.957	-	-
1E+9	300	0	4207500	0.0024	0.0025	0.0026	0.0029	120449	59267	59267	118534	391.386	1.386	1.386	-0.041	18.981	-	-

A.10 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300x300 mm², 12 0 10, f'c = 55 MPa >

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	c (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T4 (mm)	Kapasitas batas Pr (kN)	Kapasitas Pr (kN)	Kapasitas Desain M1 (kN)	M2 (kN)	Mdesain (kN)
10	8.5	145.75	119212.	0.01	0.01	0.01	0.01	62318	314159	314159	62318	-179.99	1.7711	0.1156	12.960	0.1156
20	17	141.5	25847.5	0.01	0.01	0.01	0.01	62318	314159	314159	62318	-167.84	3.4390	0.5352	12.540	0.5352
30	25.5	137.25	35763.7	0.0084	0.01	0.01	0.01	53172	314159	314159	53172	-145.80	5.8970	1.2960	11.779	1.2960
40	34	133	47885.0	0.0069	0.01	0.01	0.01	43124	314159	314159	43124	-124.04	8.2190	2.0473	11.028	2.0473
50	42.5	128.75	59606.2	0.0060	0.0084	0.01	0.01	380576	303585	314159	62318	-105.03	10.128	2.7036	10.372	2.7036
60	51	124.5	71522.5	0.0054	0.0075	0.01	0.01	343876	265686	314159	62318	-95.195	11.844	3.3888	9.6871	3.3888
70	59.5	120.25	83446.7	0.0050	0.0069	0.01	0.01	315348	238758	314159	62318	-87.553	13.325	3.9277	9.0779	3.9277
80	68	116	95370.0	0.0047	0.0063	0.0092	0.01	295753	218562	289248	62318	-80.987	14.544	4.6474	8.4285	4.6474
90	76.5	111.75	107291.2	0.0044	0.0064	0.0084	0.01	280045	202854	265686	62318	-70.987	15.609	5.2605	7.8154	5.2605
100	85	107.5	119212.5	0.0042	0.0060	0.0078	0.0096	265478	190288	248876	60670	-62.155	16.743	5.9107	7.1552	5.9107
110	93.5	103.25	131127	0.0040	0.0057	0.0073	0.0090	251797	180006	231414	58534	-54.5593	17.849	6.6017	6.4742	6.6017
120	102	99	143055.0	0.0039	0.0054	0.0069	0.0084	243629	171438	218562	551372	-47.2542	18.979	7.2474	5.8284	7.2474
130	110.5	94.75	154976.2	0.0038	0.0052	0.0066	0.0079	235165	164188	207687	52373	-41.1572	20.179	7.8584	5.2175	20.179
140	119	90.5	166891.5	0.0037	0.0050	0.0063	0.0075	227179	157974	198366	477516	-35.1816	21.432	8.4420	4.6358	21.432
150	127.5	86.25	178818.7	0.0036	0.0048	0.0060	0.0072	220067	152588	190288	455374	-30.490	22.743	9.0038	4.0721	22.743
160	136	82	190740.0	0.0035	0.0047	0.0058	0.0069	213213	147876	183219	437124	-26.4353	24.101	9.5478	3.5281	24.101
170	144.5	77.75	202661.2	0.0035	0.0045	0.0056	0.0066	206909	143718	176982	420432	-22.8005	25.508	10.077	2.9987	25.508
180	153	73.5	214583.5	0.0034	0.0044	0.0054	0.0064	201306	140022	171438	405708	-19.718	26.971	10.594	2.4816	26.971
190	161.5	69.25	226503.7	0.0034	0.0043	0.0052	0.0062	195715	136478	166478	392481	-17.743	28.435	11.101	1.9747	28.435
200	170	65	238425.0	0.0033	0.0042	0.0051	0.0060	190390	132599	162013	380576	-15.743	29.897	11.599	1.4766	29.897
210	178.5	60.75	250346.2	0.0033	0.0041	0.0050	0.0058	185237	128958	157974	369304	-13.743	31.360	12.090	0.9859	31.360
220	187	56.5	262267.5	0.0032	0.0040	0.0049	0.0057	180288	125598	154302	360012	-11.743	32.817	12.574	0.5017	32.817
230	195.5	52.25	274188.7	0.0032	0.0040	0.0048	0.0055	175393	122429	150949	351072	-9.743	34.273	13.052	0.0231	34.273
240	204	48	286110.0	0.0032	0.0039	0.0047	0.0054	170505	119078	147876	342876	-7.743	35.729	13.526	-	-
250	212.5	43.75	298031.2	0.0031	0.0038	0.0046	0.0053	165620	115673	145049	335237	-5.743	37.186	14.001	-	-
260	221	39.5	309952.5	0.0031	0.0038	0.0045	0.0052	160732	112332	142439	328377	-3.743	38.643	14.461	-	-
270	229.5	35.25	321873.7	0.0030	0.0037	0.0044	0.0051	155844	109078	140022	321532	-1.743	40.100	14.925	-	-
280	238	31	333795.0	0.0030	0.0036	0.0043	0.0050	150956	105822	137778	315348	0.2584	41.557	15.382	-	-
290	246.5	26.75	345712.2	0.0030	0.0036	0.0042	0.0049	146068	102571	135689	310177	2.2584	43.014	15.838	-	-
300	255	22.5	357635.5	0.0030	0.0036	0.0042	0.0048	141180	99320	133593	305177	4.2584	44.471	16.292	-	-
310	263.5	18.25	369558.7	0.0030	0.0035	0.0041	0.0047	136292	96069	131515	300313	6.2584	45.928	16.744	-	-
320	272	14	381480.0	0.0030	0.0035	0.0041	0.0046	131404	92818	129205	295453	8.2584	47.385	17.194	-	-
330	280.5	9.75	393401.2	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	126516	89567	127986	290598	10.2584	48.842	17.642	-	-
340	289	5.5	405322.5	0.0029	0.0034	0.0040	0.0045	121628	86316	125660	285743	12.2584	50.299	18.088	-	-
350	297.5	1.25	417243.7	0.0029	0.0034	0.0039	0.0045	116740	83065	123314	280893	14.2584	51.756	18.532	-	-
360	300	0	420750.0	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	111852	79814	121045	276048	16.2584	53.213	18.979	-	-
370	300	0	420750.0	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	106964	76563	118797	271300	18.2584	54.671	19.425	-	-
380	300	0	420750.0	0.0029	0.0034	0.0039	0.0043	102076	73312	116546	266553	19.743	56.128	19.872	-	-
390	300	0	420750.0	0.0029	0.0033	0.0038	0.0043	97188	70061	114300	261805	21.2584	57.585	20.319	-	-
400	300	0	420750.0	0.0027	0.0032	0.0037	0.0041	92300	66810	112052	257056	22.743	58.942	20.764	-	-
450	300	0	420750.0	0.0026	0.0030	0.0036	0.0041	82412	62563	109803	252307	24.2584	60.399	21.210	-	-
500	300	0	420750.0	0.0025	0.0029	0.0035	0.0040	72524	58316	107557	247558	25.743	61.856	21.657	-	-
1000	300	0	420750.0	0.0025	0.0028	0.0034	0.0040	62636	54069	105310	242809	27.2584	63.313	22.100	-	-
5000	300	0	420750.0	0.0023	0.0024	0.0032	0.0038	52748	49822	103062	238060	28.743	64.770	22.547	-	-
10000	300	0	420750.0	0.0023	0.0024	0.0032	0.0038	42860	45575	100815	233311	30.2584	66.227	23.000	-	-
1E+99	300	0	420750.0	0.0023	0.0023	0.0032	0.0038	32972	41328	98568	228562	31.743	67.684	23.453	-	-

A.11 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300x300 mm², 12 0 11, f'c = 55 >

H (mm)	a (mm)	yc (mm)	c (mm)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1 (mm)	T2 (mm)	T3 (mm)	T4 (mm)	Kapasitas batas Pn (kN)	Mn (kNm)	Pf (kN)	Kapasitas desain Mn (kNm)	H1 (mm)	H2 (mm)	Mdesain (kNm)
10	8.5	145.75	119212.	0.01	0.01	0.01	0.01	760265	380132	380132	760265	-20.34	1.7711	-154.24	1.2398	-0.114	13.309	-0.114
20	17	141.5	238425.	0.01	0.01	0.01	0.01	760265	380132	380132	760265	-28.19	3.4390	-145.73	2.4073	0.3040	12.890	0.3040
30	25.5	137.25	357637.	0.0085	0.01	0.01	0.01	760265	380132	380132	760265	-164.66	6.0275	-129.26	4.2132	1.1142	12.080	1.1142
40	34	133	476850.	0.0070	0.01	0.01	0.01	534621	380132	380132	760265	-180.68	8.5350	-112.62	5.3745	1.9350	11.281	1.9350
50	42.5	129.75	596062.	0.0061	0.01	0.01	0.01	466197	369946	380132	760265	-119.26	10.551	-93.505	7.3863	2.6274	10.567	2.6274
60	51	124.5	715275.	0.0055	0.0085	0.01	0.01	420581	354330	380132	760265	-110.72	12.364	-83.488	8.6552	3.3661	9.8286	3.3661
70	59.5	120.25	834487.	0.0051	0.0076	0.01	0.01	387393	331747	380132	760265	-100.47	13.914	-70.332	9.7402	4.0133	9.4936	4.0133
80	68	116	953700.	0.0047	0.0070	0.0092	0.01	363561	317310	352840	760265	-80.558	15.178	-56.330	10.624	4.6992	8.4356	4.6992
90	76.5	111.75	1072912.	0.0045	0.0065	0.0085	0.01	345555	298304	324330	760265	-51.625	16.269	-43.137	11.387	5.3511	7.8336	5.3511
100	85	107.5	1192125.	0.0043	0.0061	0.0079	0.0097	329343	280098	301522	739893	-41.971	17.039	-39.380	11.927	6.0279	7.1568	6.0279
110	93.5	103.25	1311337.	0.0041	0.0058	0.0074	0.0090	316303	260658	282861	690130	-20.308	17.416	-14.215	12.191	6.7739	6.4308	6.4308
120	102	99	1430550.	0.0040	0.0055	0.0070	0.0085	306541	240290	267310	648661	-0.2289	17.749	-0.1609	12.424	7.4653	5.7294	5.7294
130	110.5	94.75	1549762.	0.0039	0.0053	0.0066	0.0080	297763	220158	254152	613512	18.6289	18.026	13.0402	12.618	8.1147	5.0800	5.0800
140	119	90.5	1668975.	0.0038	0.0051	0.0063	0.0076	290350	193999	242873	583435	36.5295	18.236	25.5707	12.765	9.3312	4.4636	4.4636
150	127.5	86.25	1788187.	0.0037	0.0049	0.0061	0.0073	283734	187482	235098	557423	53.6639	18.372	37.5646	12.860	9.3212	3.8736	3.8736
160	136	82	1907400.	0.0036	0.0047	0.0059	0.0070	278032	181780	224545	534621	70.1752	18.428	49.1326	12.899	9.8998	3.3050	3.3050
170	144.5	77.75	2026612.	0.0035	0.0046	0.0057	0.0067	273000	176749	216399	514436	86.1738	18.400	60.3317	12.880	10.440	2.7541	2.7541
180	153	73.5	2145825.	0.0035	0.0045	0.0055	0.0065	268228	172277	210290	496608	101.745	18.285	71.2315	12.800	10.376	2.2179	2.2179
190	161.5	69.25	2265037.	0.0034	0.0044	0.0053	0.0063	264327	168276	204288	480622	116.956	18.081	81.8694	12.657	11.500	1.6941	1.6941
200	170	65	2384250.	0.0034	0.0043	0.0052	0.0061	260423	164674	198886	466137	131.861	17.785	92.5032	12.449	12.014	1.1808	1.1808
210	178.5	60.75	2503462.	0.0033	0.0042	0.0051	0.0059	257667	161416	193999	453164	146.504	17.396	102.553	12.177	12.518	0.6765	0.6765
220	187	56.5	2622675.	0.0033	0.0041	0.0049	0.0058	254705	158454	189556	441316	160.921	16.912	112.645	11.838	13.014	0.1801	0.1801
230	195.5	52.25	2741887.	0.0032	0.0040	0.0047	0.0055	249822	155750	185499	430438	175.141	16.332	122.539	11.432	13.504	-	-
240	204	48	2861100.	0.0032	0.0040	0.0046	0.0053	246806	153270	181780	420581	189.189	15.655	132.432	10.959	13.988	-	-
250	212	42.9	3004155.	0.0032	0.0039	0.0046	0.0051	243735	150555	177708	409730	205.847	14.715	144.093	10.300	14.561	-	-
260	221	39.5	3099525.	0.0031	0.0038	0.0045	0.0050	241136	148884	175201	400037	216.846	14.009	151.732	9.8065	14.940	-	-
270	229.5	35.35	3218757.	0.0031	0.0038	0.0044	0.0051	237186	146925	172277	395229	230.489	13.039	161.342	9.1267	15.410	-	-
280	238	31	3337950.	0.0031	0.0037	0.0044	0.0051	234376	145125	169562	387239	244.025	11.967	170.817	8.3775	15.876	-	-
290	246.5	26.75	3457162.	0.0031	0.0037	0.0043	0.0050	231691	143439	167034	381257	257.465	10.727	180.526	7.5585	16.359	-	-
300	255	22.5	3576375.	0.0031	0.0036	0.0042	0.0049	228118	141867	164674	374965	270.820	9.5279	189.574	6.6695	16.799	-	-
310	263.5	18.25	3695587.	0.0031	0.0036	0.0042	0.0048	225646	140395	162467	369079	284.097	8.1575	198.969	5.7102	17.256	-	-
320	272	14	3814800.	0.0030	0.0036	0.0041	0.0047	2233971	139016	160398	363561	297.304	6.6865	208.113	4.6805	17.711	-	-
330	280.5	9.75	3934012.	0.0030	0.0036	0.0041	0.0047	2233971	137720	158454	358378	310.447	5.1147	217.313	3.5802	18.163	-	-
340	289	5.5	4053225.	0.0030	0.0035	0.0040	0.0046	221251	136500	156625	353439	323.531	3.4417	226.472	2.4092	18.614	-	-
350	297.5	1.25	4172437.	0.0030	0.0035	0.0040	0.0045	220571	135350	154900	348939	336.563	1.6675	235.594	1.1672	19.063	-	-
360	300	0	4207500.	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	220571	134236	153270	344555	341.967	1.1043	238.577	0.7730	19.214	-	-
370	300	0	4207500.	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	220571	132266	151729	340435	341.753	1.0745	239.327	0.7730	19.214	-	-
380	300	0	4207500.	0.0030	0.0034	0.0039	0.0044	220571	132263	150235	338532	342.437	1.0462	239.749	0.7723	19.267	-	-
390	300	0	4207500.	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	220571	132263	148925	336666	342.437	1.0201	240.237	0.7723	19.290	-	-
400	300	0	4207500.	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	220571	131367	148884	335182	343.203	1.0194	240.242	0.7723	19.290	-	-
410	300	0	4207500.	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	220571	131367	148884	335182	343.203	1.0194	240.242	0.7723	19.290	-	-
420	300	0	4207500.	0.0029	0.0034	0.0039	0.0044	220571	130463	147569	333549	343.105	0.9939	240.711	0.6957	19.314	-	-
430	300	0	4207500.	0.0028	0.0032	0.0036	0.0043	219871	129620	147305	331980	349.105	0.7951	244.373	0.5565	19.494	-	-
440	300	0	4207500.	0.0027	0.0030	0.0033	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
450	300	0	4207500.	0.0027	0.0030	0.0033	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
460	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
470	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
480	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
490	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
500	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
510	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
520	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
530	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
540	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
550	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
560	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
570	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
580	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
590	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
600	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.0032	0.0043	219871	128800	146575	330358	355.083	0.5979	248.558	0.3975	19.700	-	-
610	300	0	4207500.	0.0026	0.0028	0.												

A.12 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI < 300X300 mm², 12 0 12, f^oC = 55 >

M	#	VC	C	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	ξ_{s4}	T1	T2	T3	T4	Kapasitas batas	Kapasitas desain	M2	Mdesain
<MM>	<MM>	<MM>	<MM>					<N>	<N>	<N>	<N>	Pn	Pr	<N>	<MM>
10	8.5	145.75	119212	0.01	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-264.53	-185.17	1.7711	0.5174
20	17	141.5	238425	0.01	0.01	0.01	0.01	904778	452389	452389	904778	-252.58	-176.67	0.0815	0.0815
30	25.5	137.25	357637	0.0086	0.01	0.01	0.01	779391	452389	452389	904778	-237.45	-159.21	0.9274	0.9274
40	34	133	476850	0.0071	0.01	0.01	0.01	643674	452389	452389	904778	-201.48	-141.02	1.8297	1.8297
50	42.5	128.75	596062	0.0062	0.0098	0.01	0.01	562244	443982	452389	904778	-180.15	-126.10	2.5614	2.5614
60	51	124.5	715275	0.0056	0.0086	0.01	0.01	507357	386695	452389	904778	-150.93	-109.85	3.5587	3.5587
70	59.5	120.25	834487	0.0051	0.0077	0.01	0.01	469181	350913	452389	904778	-136.87	-95.315	4.0474	4.0474
80	68	116	953700	0.0048	0.0071	0.0093	0.01	440393	321837	452389	904778	-115.86	-81.105	4.7689	4.7689
90	76.5	111.75	1072912	0.0046	0.0066	0.0080	0.01	417473	293217	386695	904778	-95.643	-66.950	5.5560	5.5560
100	85	107.5	1192125	0.0044	0.0064	0.0068	0.0098	399363	269122	350913	904778	-75.320	-52.724	6.1611	6.1611
110	93.5	103.25	1311337	0.0042	0.0058	0.0075	0.0091	384278	253716	321837	904778	-51.849	-36.234	7.1597	7.1597
120	102	99	1430550	0.0041	0.0056	0.0071	0.0086	372240	239378	307357	904778	-30.264	-21.165	8.2593	8.2593
130	110.5	94.75	1549762	0.0039	0.0053	0.0067	0.0081	361800	225358	286177	904778	-10.151	-7.0318	9.5951	9.5951
140	119	90.5	1668975	0.0038	0.0051	0.0064	0.0077	352852	214590	262754	904778	8.8222	6.20355	10.9517	10.9517
150	127.5	86.25	1788167	0.0038	0.0050	0.0062	0.0074	345097	204835	242754	904778	26.3434	18.8004	12.3215	12.3215
160	136	82	1907400	0.0037	0.0048	0.0059	0.0071	338311	220049	2270945	904778	44.2835	30.9984	13.7300	13.7300
170	144.5	77.75	2026612	0.0036	0.0047	0.0057	0.0068	332323	24061	211962	904778	61.0132	42.7093	15.191	15.191
180	153	73.5	2145825	0.0036	0.0046	0.0056	0.0066	327001	259739	235978	904778	77.2344	54.0640	16.7395	16.7395
190	161.5	69.25	2265037	0.0035	0.0045	0.0054	0.0064	322239	279777	259387	904778	93.0372	65.1190	18.479	18.479
200	170.5	65	2384250	0.0035	0.0044	0.0053	0.0062	317553	299777	284835	904778	109.455	75.991	20.327	20.327
210	178.5	60.75	2503462	0.0034	0.0043	0.0051	0.0060	31476	318614	304507	904778	125.572	86.8508	22.3714	22.3714
220	187	56.5	2622675	0.0034	0.0042	0.0050	0.0058	31051	338289	324590	904778	138.419	96.8538	24.429	24.429
230	195.5	52.25	2741887	0.0033	0.0041	0.0049	0.0057	307352	358070	344575	904778	153.032	107.122	26.500	26.500
240	204	48	2861100	0.0033	0.0041	0.0048	0.0056	304382	378120	364575	904778	167.440	117.208	28.660	28.660
250	212.5	43.75	2980312	0.0033	0.0040	0.0047	0.0054	301567	398405	384575	904778	181.667	127.157	30.970	30.970
260	221	39.5	3099525	0.0033	0.0039	0.0046	0.0053	299162	418300	404575	904778	195.735	137.014	33.318	33.318
270	229.5	35.25	3218737	0.0032	0.0038	0.0045	0.0052	296843	438405	424575	904778	209.661	146.762	35.731	35.731
280	238	31	3337950	0.0032	0.0038	0.0045	0.0051	294588	458405	444575	904778	223.460	156.422	38.181	38.181
290	246.5	26.75	3457162	0.0032	0.0038	0.0044	0.0050	292382	478405	464575	904778	237.145	166.002	40.630	40.630
300	255	22.5	3576375	0.0032	0.0038	0.0044	0.0050	290180	498405	484575	904778	250.729	175.510	43.080	43.080
310	263.5	18.25	3695587	0.0031	0.0037	0.0043	0.0049	287953	518405	504575	904778	264.220	184.954	45.530	45.530
320	272	14	3814800	0.0031	0.0037	0.0043	0.0048	285747	538405	524575	904778	277.627	194.399	47.980	47.980
330	280.5	9.75	3934012	0.0031	0.0036	0.0042	0.0047	283540	558405	544575	904778	290.930	203.871	50.430	50.430
340	289	5.5	4053225	0.0031	0.0036	0.0041	0.0046	281333	578405	564575	904778	304.229	212.354	52.880	52.880
350	297.5	1.25	4172437	0.0031	0.0036	0.0041	0.0046	279126	598405	584575	904778	317.419	221.837	55.330	55.330
360	300	0	4207500	0.0031	0.0035	0.0040	0.0045	280540	618405	604575	904778	322.916	226.041	57.780	57.780
370	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	638405	624575	904778	327.801	226.661	60.230	60.230
380	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	658405	644575	904778	327.801	226.661	62.680	62.680
390	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	678405	664575	904778	327.801	226.661	65.130	65.130
400	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	698405	684575	904778	327.801	226.661	67.580	67.580
410	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	718405	704575	904778	327.801	226.661	70.030	70.030
420	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	738405	724575	904778	327.801	226.661	72.480	72.480
430	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	758405	744575	904778	327.801	226.661	74.930	74.930
440	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	778405	764575	904778	327.801	226.661	77.380	77.380
450	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	798405	784575	904778	327.801	226.661	79.830	79.830
460	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	818405	804575	904778	327.801	226.661	82.280	82.280
470	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	838405	824575	904778	327.801	226.661	84.730	84.730
480	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	858405	844575	904778	327.801	226.661	87.180	87.180
490	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	878405	864575	904778	327.801	226.661	89.630	89.630
500	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	898405	884575	904778	327.801	226.661	92.080	92.080
510	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	918405	904575	904778	327.801	226.661	94.530	94.530
520	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	938405	924575	904778	327.801	226.661	96.980	96.980
530	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	958405	944575	904778	327.801	226.661	99.430	99.430
540	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	978405	964575	904778	327.801	226.661	101.880	101.880
550	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	998405	984575	904778	327.801	226.661	104.330	104.330
560	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1018405	1004575	904778	327.801	226.661	106.780	106.780
570	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1038405	1024575	904778	327.801	226.661	109.230	109.230
580	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1058405	1044575	904778	327.801	226.661	111.680	111.680
590	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1078405	1064575	904778	327.801	226.661	114.130	114.130
600	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1098405	1084575	904778	327.801	226.661	116.580	116.580
610	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1118405	1104575	904778	327.801	226.661	119.030	119.030
620	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1138405	1124575	904778	327.801	226.661	121.480	121.480
630	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1158405	1144575	904778	327.801	226.661	123.930	123.930
640	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1178405	1164575	904778	327.801	226.661	126.380	126.380
650	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1198405	1184575	904778	327.801	226.661	128.830	128.830
660	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1218405	1204575	904778	327.801	226.661	131.280	131.280
670	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1238405	1224575	904778	327.801	226.661	133.730	133.730
680	300	0	4207500	0.0030	0.0035	0.0039	0.0044	279314	1258405	1244575	904778	327.801	226.661	136.180	136.180
690	300	0													

A.13 Kapasitas beban aksial dan kapasitas momen retak

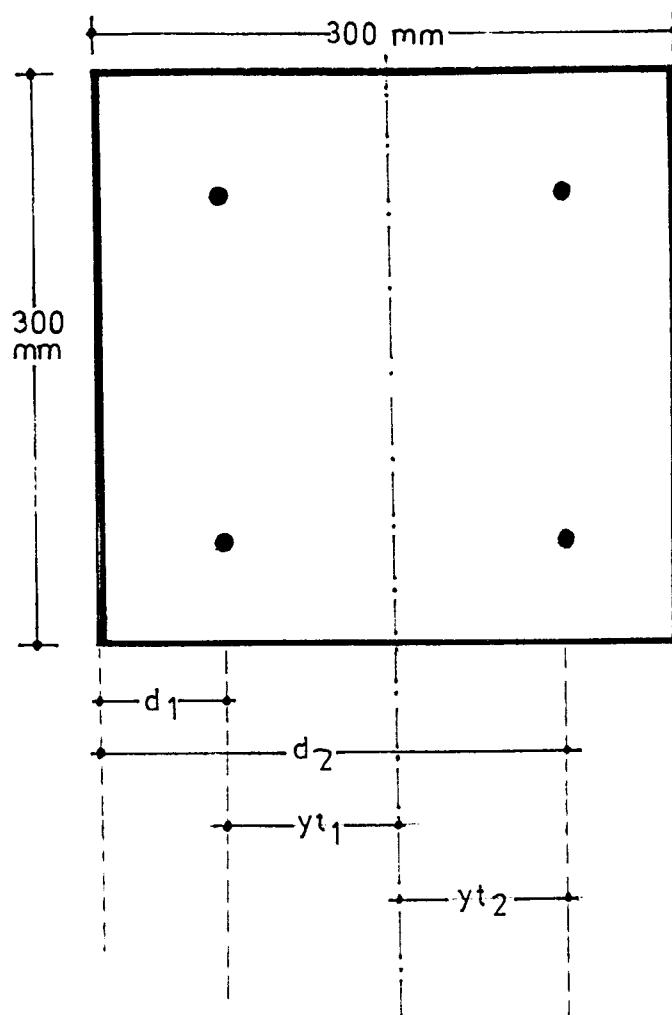
Ukuran penampang (mm ²)	f'c (Mpa)	Tulangan prategang	KAPASITAS BEBAN AKSIAL		KAPASITAS MOMEN RETAK M' (TM)
			Kap nominal Pn' (T)	Kap ijin P' (T)	
300x300mm ²	40	12 0 7	283,116182	108,136227	3,93672694
		12 0 8	274,296665	104,167444	4,71911540
		12 0 9	264,301213	99,6694908	5,61788435
		12 0 10	253,129824	94,6423660	6,63755705
		12 0 11	240,782500	89,0860702	7,78318892
		12 0 12	227,259241	83,0006034	9,06036750
	55	12 0 7	400,088659	153,549071	3,93672694
		12 0 8	391,269142	149,580288	4,71911540
		12 0 9	381,273690	145,082334	5,61788435
		12 0 10	370,102301	140,055210	6,63755705
		12 0 11	357,754977	134,498914	7,78318892
		12 0 12	344,231718	128,413447	9,06036750

A.14

Ukuran penampang dan susunan tulangan yang ditinjau:

Tulangan yang digunakan:

4 ϕ 12,124356



$$d_1 = 60 \text{ mm}$$

$$d_2 = 240 \text{ mm}$$

$$y_{t1} = 90 \text{ mm}$$

$$y_{t2} = 90 \text{ mm}$$

$$c_t = 150 \text{ mm}$$

$$c_t = 150 \text{ mm}$$

Data struktur yang ditinjau :

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{pse} = 1020 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 29.915,147 \text{ Mpa}$$

$$E_p = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_{py} = 0,01$$

A.14 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI (300x300mm, 4 O 12,124355, f_o = 40 Mpa)

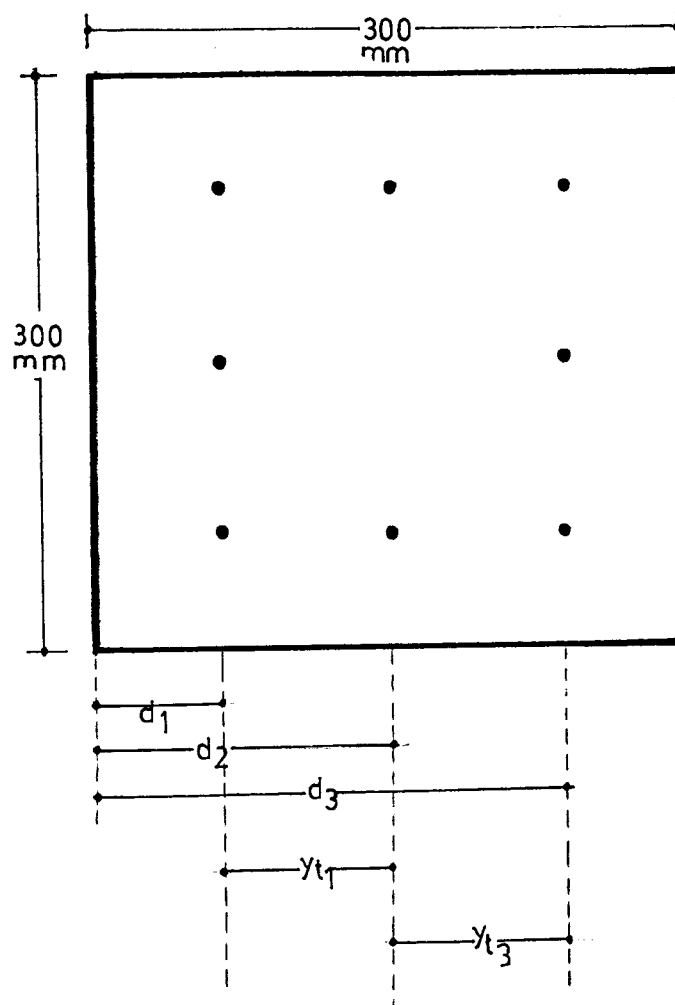
x (mm)	a (mm)	Yo (mm)	C (N)	Σs1	Σs2	T1 (N)	T2 (N)	Kapabilitas batas			Kapabilitas Desain			M2 (TM)	Mdesain (TM)
								Pn (T)	Mn (TM)	Pr (T)	Mr (TM)	M1 (TM)			
10	7.7	146.15	78540	0.01	0.01	461814	461814	-86.145	1.1700	-60.301	0.8190	0.4683	8.9934	0.4683	
20	15.4	142.3	157080	0.01	0.01	461814	461814	-78.139	2.2785	-54.697	1.5949	0.7470	8.7147	0.7470	
30	23.1	138.45	235620	0.0082	0.0082	382149	461814	-62.012	4.0562	-43.408	2.8393	1.3084	8.1532	1.3084	
40	30.8	134.6	314160	0.0067	0.01	312877	461814	-46.945	5.6768	-32.861	3.9738	1.8329	7.6287	1.8329	
50	38.5	130.75	392700	0.0058	0.0058	271314	461814	-34.702	6.9817	-24.291	4.8871	2.2591	7.2025	2.2591	
60	46.2	126.9	471240	0.0052	0.01	243605	461814	-23.871	8.0977	-16.710	5.6884	2.6361	6.8255	2.6361	
70	53.9	123.05	549780	0.0048	0.01	223813	461814	-13.847	9.0795	-9.6934	6.3556	2.9851	6.4765	2.9851	
80	61.6	119.2	628320	0.0045	0.01	208969	461814	-4.3285	9.9543	-3.0299	6.9680	3.3165	6.1451	3.3165	
90	69.3	115.35	706860	0.0042	0.01	197423	461814	4.85444	10.737	3.39811	7.5160	3.6362	5.8255	3.6362	
100	77	111.5	785400	0.0040	0.0094	188187	437567	16.2737	11.214	11.3516	7.8502	4.0337	5.4279	4.0337	
110	84.7	107.65	863940	0.0039	0.0088	180630	407339	28.1315	11.560	19.6920	8.0922	4.4465	5.0151	4.4465	
120	92.4	103.8	942480	0.0037	0.0082	174333	382149	39.3473	11.878	27.5431	8.3152	4.8359	4.6247	4.6247	
130	100.1	99.95	1021020	0.0036	0.0078	169004	360834	50.0693	12.162	35.0485	8.5138	5.2102	4.2514	4.2514	
140	107.8	96.1	1099560	0.0035	0.0074	164437	342565	60.4034	12.405	42.2823	8.6839	5.5699	3.8917	3.8917	
150	115.5	92.25	1178100	0.0034	0.0070	160478	326731	70.4270	12.603	49.2989	8.8226	5.9189	3.5427	3.5427	
160	123.2	88.4	1256640	0.0033	0.0067	157015	312877	80.1585	12.753	56.1389	8.9276	6.2590	3.2026	3.2026	
170	130.9	84.55	1335180	0.0033	0.0065	153958	300652	89.7623	12.853	62.8336	8.9973	6.5920	2.8696	2.8696	
180	138.6	80.7	1413720	0.0032	0.0062	151242	289786	99.1530	12.900	69.4071	9.0305	6.9189	2.5427	2.5427	
190	146.3	76.85	1492260	0.0032	0.0060	148811	280064	108.397	12.894	75.8785	9.0259	7.2407	2.2209	2.2209	
200	154	73	1570800	0.0031	0.0058	146624	271314	117.519	12.832	82.2633	8.9830	7.5582	1.9034	1.9034	
210	161.7	69.15	1649340	0.0031	0.0057	144645	263397	126.533	12.715	88.5737	8.9008	7.8721	1.5896	1.5896	
220	169.4	65.3	1727880	0.0030	0.0055	142845	256200	135.457	12.541	94.8199	8.7790	8.1827	1.2789	1.2789	
230	177.1	61.45	1806420	0.0030	0.0054	141202	249628	144.300	12.310	101.010	8.6171	8.4906	0.9711	0.9711	
240	184.8	57.6	1884960	0.0030	0.0052	139696	243605	153.074	12.020	107.151	8.4146	8.7950	0.6556	0.6556	
250	192.5	53.75	1963500	0.0029	0.0051	138311	238063	161.786	11.673	113.250	8.1713	9.0993	0.3623	0.3623	
260	200.2	49.9	2042040	0.0029	0.0050	137032	232947	170.444	11.267	119.311	7.8869	9.4007	0.0609	0.0609	
270	207.9	46.05	2120580	0.0029	0.0049	135848	228211	179.054	10.801	125.337	7.5612	9.7004	-	-	
280	215.6	42.2	2199120	0.0029	0.0048	134748	223813	187.620	10.277	131.334	7.1939	9.9986	-	-	
290	223.3	38.35	2277660	0.0028	0.0047	133725	219718	196.148	9.6929	137.303	6.7850	10.295	-	-	
300	231	34.5	2356200	0.0028	0.0046	132769	215896	204.641	9.0489	143.249	6.3342	10.591	-	-	
310	238.7	30.65	2434740	0.0028	0.0045	131875	212320	213.103	8.3450	149.172	5.8415	10.885	-	-	
320	246.4	26.8	2513280	0.0028	0.0045	131037	208969	221.536	7.5810	155.075	5.3067	11.179	-	-	
330	254.1	22.95	2591820	0.0028	0.0044	130250	205820	229.943	6.7567	160.960	4.7297	11.472	-	-	
340	261.8	19.1	2670360	0.0028	0.0043	129509	202856	238.327	5.8720	166.829	4.1104	11.763	-	-	
350	269.5	15.25	2748900	0.0027	0.0043	128811	200062	246.689	4.9269	172.682	3.4488	12.054	-	-	
360	277.2	11.4	2827440	0.0027	0.0042	128151	197423	255.032	3.9212	178.522	2.7448	12.345	-	-	
370	284.9	7.55	2905980	0.0027	0.0042	127527	194927	263.356	2.8548	184.349	1.9983	12.635	-	-	
380	292.6	3.7	2984520	0.0027	0.0041	126936	192562	271.663	1.7277	190.164	1.2094	12.924	-	-	
389.7	300	0	3060000	0.0027	0.0041	126391	190384	279.635	0.5870	195.744	0.4109	13.201	-	-	
400	300	0	3060000	0.0027	0.0040	125842	188187	279.915	0.5719	195.940	0.4003	13.211	-	-	
500	300	0	3060000	0.0026	0.0037	121886	171562	282.033	0.4575	197.423	0.3203	13.295	-	-	
1000	300	0	3060000	0.0024	0.0029	113373	136311	286.270	0.2287	200.389	0.1601	13.432	-	-	
5000	300	0	3060000	0.0023	0.0024	105723	111711	289.660	0.0457	202.762	0.0320	13.550	-	-	
10000	300	0	3060000	0.0022	0.0023	105892	108395	290.083	0.0228	203.058	0.0180	13.565	-	-	
1E+99	300	0	3060000	0.0022	0.0022	105060	105060	290.507	0	203.355	0	13.580	-	-	

A.15

Ukuran penampang dan susunan tulangan yang ditinjau:

Tulangan yang digunakan:

8Ø8,5732141



$d_1 = 60$ mm
 $d_2 = 150$ mm
 $d_3 = 240$ mm
 $y_{t1} = 90$ mm
 $y_{t2} = 0$ mm
 $y_{t3} = 90$ mm
 $c_t = 150$ mm

Data struktur yang ditinjau :

$f'_c = 40$ Mpa

$f_{pse} = 1020$ Mpa

$E_c = 29.915,147$ Mpa

$E_p = 200.000$ Mpa

$\epsilon_{cu} = 0,003$

$\epsilon_{py} = 0,01$

A.15 KAPASITAS PENAMPANG TERHADAP BEBAN KOMBINASI (300x300mm, 8 O 8,5732141, f'o = 40 Mpa)

x (mm)	a (mm)	Yc (mm)	C (N)	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	T1 (N)	T2 (N)	T3 (N)	Kapasitas batas			Kapasitas Desain		Mdesain (TM)
										Pn (T)	Mn (TM)	Pr (T)	Mr (TM)	M1 (TM)	M2 (TM)
10	7,7	146,15	78540	0,01	0,01	0,01	346360	230907	346360	-86,145	1,1700	-50,301	0,8190	0,4683	8,9934
20	15,4	142,3	157080	0,01	0,01	0,01	346360	230907	346360	-78,139	2,2785	-54,697	1,5949	0,7470	8,7147
30	23,1	138,45	235620	0,0082	0,01	0,01	286612	230907	346360	-64,042	3,8734	-44,829	2,7114	1,2377	8,2239
40	30,8	134,6	314160	0,0067	0,01	0,01	234657	230907	346360	-50,740	5,3352	-35,518	3,7347	1,7008	7,7608
50	38,5	130,75	392700	0,0058	0,01	0,01	203485	230907	346360	-39,556	6,5447	-27,689	4,5813	2,0901	7,3715
60	46,2	126,9	471240	0,0052	0,0037	0,01	182703	225710	346360	-28,902	7,5972	-20,231	5,3181	2,4610	7,0006
70	53,9	123,05	549780	0,0048	0,0087	0,01	167859	200970	346360	-16,861	8,5336	-11,803	5,9735	2,8802	6,5814
80	61,6	119,2	628320	0,0045	0,0078	0,01	156726	182415	346360	-5,8290	9,3743	-4,0803	6,5620	3,2642	6,1974
90	69,3	115,35	706860	0,0042	0,0072	0,01	148067	167983	346360	4,53084	10,130	3,17159	7,0915	3,6249	5,8367
100	77	111,5	785400	0,0040	0,0067	0,0094	141140	156438	328175	16,2737	10,642	11,3916	7,4439	4,0337	5,4279
110	84,7	107,65	863940	0,0039	0,0063	0,0088	135472	146992	305504	28,1315	11,040	19,6920	7,7282	4,4465	5,0151
120	92,4	103,8	942480	0,0037	0,0060	0,0082	130749	139120	286612	39,3473	11,402	27,5431	7,9816	4,8369	4,6247
130	100,1	99,95	1021020	0,0036	0,0057	0,0078	126753	132459	270626	50,0693	11,722	35,0485	8,2058	5,2102	4,2514
140	107,8	96,1	1099560	0,0035	0,0054	0,0074	123327	126750	256924	60,4034	11,997	42,2823	8,3979	5,5699	3,8917
150	115,5	92,25	1178100	0,0034	0,0052	0,0070	120358	121802	245048	70,4270	12,222	49,2989	8,5556	5,9189	3,5427
160	123,2	88,4	1256640	0,0033	0,0050	0,0067	117761	117473	234657	80,1985	12,395	55,1389	8,6774	6,2590	3,2026
170	130,9	84,55	1335180	0,0033	0,0049	0,0065	115469	113652	225489	89,7623	12,516	62,8336	8,7616	6,5920	2,8696
180	138,6	80,7	1413720	0,0032	0,0047	0,0062	113431	110257	217339	99,1530	12,582	69,4071	8,8080	6,9189	2,5427
190	146,3	76,85	1492260	0,0032	0,0046	0,0060	111608	107218	210048	108,397	12,593	75,8795	8,8152	7,2407	2,2209
200	154	73	1570800	0,0031	0,0045	0,0058	109968	104484	203485	117,519	12,546	82,2633	8,7828	7,5582	1,9034
210	161,7	69,15	1649340	0,0031	0,0044	0,0057	108483	102010	197547	126,533	12,443	88,5737	8,7102	7,8721	1,5896
220	169,4	65,3	1727880	0,0030	0,0043	0,0055	107134	99761,1	192150	135,457	12,261	94,8199	8,5970	8,1827	1,2789
230	177,1	61,45	1806420	0,0030	0,0042	0,0054	105902	97707,1	187221	144,300	12,061	101,010	8,4430	8,4906	0,9711
240	184,8	57,6	1884960	0,0030	0,0041	0,0052	104772	95825,1	182703	153,074	11,782	107,151	8,2478	8,7960	0,6656
250	192,5	53,75	1963500	0,0029	0,0040	0,0051	103733	94093,1	178547	161,786	11,444	113,250	8,0112	9,0993	0,3623
260	200,2	49,9	2042040	0,0029	0,0040	0,0050	102774	92495,1	174710	170,444	11,047	119,311	7,7329	9,4007	0,0609
270	207,9	46,05	2120580	0,0029	0,0039	0,0049	101886	91014,1	171158	179,054	10,589	125,337	7,4129	9,7004	-
280	215,6	42,2	2199120	0,0029	0,0038	0,0048	101061	89640,1	167859	187,620	10,072	131,334	7,0509	9,9986	-
290	223,3	38,35	2277660	0,0028	0,0038	0,0047	100293	88360,1	164788	196,148	9,4956	137,303	6,6469	10,295	-
300	231	34,5	2356200	0,0028	0,0037	0,0046	99577,1	87166,1	161922	204,641	8,8583	143,249	6,2008	10,591	-
310	238,7	30,65	2434740	0,0028	0,0037	0,0045	98906,1	86048,1	159240	213,103	8,1605	149,172	5,7123	10,885	-
320	246,4	26,8	2513280	0,0028	0,0036	0,0045	98278,1	85001,1	156728	221,536	7,4022	155,075	5,1815	11,179	-
330	254,1	22,95	2591820	0,0028	0,0036	0,0044	97588,1	84017,1	154365	229,943	6,5834	160,960	4,6083	11,472	-
340	261,8	19,1	2670360	0,0028	0,0035	0,0043	97132,1	83091,1	152142	238,327	5,7038	165,829	3,9926	11,763	-
350	269,5	15,25	2748900	0,0027	0,0035	0,0043	96608,1	82218,1	150047	246,689	4,7635	172,682	3,3344	12,054	-
360	277,2	11,4	2827440	0,0027	0,0034	0,0042	96113,1	81393,1	148067	255,032	3,7623	178,522	2,6336	12,345	-
370	284,9	7,55	2905980	0,0027	0,0034	0,0042	95645,1	80513,1	146195	263,356	2,7002	184,349	1,8901	12,635	-
380	292,6	3,7	2984520	0,0027	0,0034	0,0041	95202,1	79674,1	144421	271,663	1,5772	190,164	1,1040	12,924	-
389,7	300	0	3060000	0,0027	0,0034	0,0041	94793,1	79194,1	142788	279,635	0,4403	195,744	0,3082	13,201	-
400	300	0	3060000	0,0027	0,0033	0,0040	94381,1	78507,1	141140	279,915	0,4269	195,940	0,3002	13,211	-
500	300	0	3060000	0,0026	0,0031	0,0037	91264,1	73312,1	128671	282,033	0,3431	197,423	0,2402	13,285	-
1000	300	0	3060000	0,0024	0,0027	0,0029	85030,1	62921,1	103733	286,270	0,1715	200,389	0,1201	13,432	-
5000	300	0	3060000	0,0023	0,0023	0,0024	80042,1	54608,1	83783,1	289,660	0,0343	202,762	0,0240	13,550	-
10000	300	0	3060000	0,0022	0,0023	0,0023	79419,1	53569,1	81289,1	290,083	0,0171	203,058	0,0120	13,565	-
1E+99	300	0	3060000	0,0022	0,0022	0,0022	78795,1	52530,1	78795,1	290,507	0	203,355	0	13,580	-

LAMPIRAN B

PERHITUNGAN BERAT SENDIRI TIANG (P_{bs}), BEBAN TEKUK (P_c),
RASIO KELANGSINGAN TIANG (KL/r), DAN MOMEN PENANGANAN (M_p)

Data : Penampang bujur sangkar 300 x 300 mm²

$$E_p = 29.915,147 \text{ Mpa}$$

$$I = 6,75 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$K = 0,75$$

$$r = 86,6025 \text{ mm}$$

Rumus-rumus yang digunakan :

$$P_{bs} = A.L.(2,4T/m^3)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

$$M_p = (1,5)(1/8).Q_{bs}.L^2$$

Tabel perhitungan :

Panjang tiang L (M)	P_{bs} (T)	P_c (T)	$K.L/r$	M_p (TM)
6	1.296	702.26119	51.9612	1.458
7	1.512	515.947	60.6214	1.9845
8	1.728	395.02192	69.2816	2.592
9	1.944	312.11608	77.9418	3.2805
10	2.16	252.81403	86.602	4.05
11	2.376	208.93721	95.2622	4.9005

LAMPIRAN C
PERHITUNGAN EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR

Penjelasan

Penampang bujur sangkar $300 \times 300 \text{ mm}^2$

$$e_{\text{minimum}} = 15 + 0,03(h) = 24 \text{ mm}$$

Beban aksial (P) yang diterima penampang diperhitungkan mulai dari berat sendiri tiang (P_{bs}), kemudian ditingkatkan hingga mencapai beban tekuk rencana (P_{cr}).

Data P_{bs} dan P_{cr} bisa dilihat pada lampiran B.

Rumus-rumus yang digunakan :

$$M = P \cdot e_{\text{min}}$$

$$\delta = \frac{1}{[1 - P/(\phi P_c)]}$$

$$M_c = \delta \cdot M$$

$$e = \frac{M_c}{P}$$

C.1 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR (A = 300x300 mm², L = 6 M)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
1,298	0,031104	1,001848	0,0311615	0,024044
5	0,12	1,007170	0,1208605	0,024172
10	0,24	1,014445	0,2434668	0,024346
15	0,36	1,021825	0,3678572	0,024523
20	0,48	1,029314	0,4940708	0,024703
25	0,6	1,036913	0,6221480	0,024885
30	0,72	1,044625	0,7521303	0,025071
35	0,84	1,052453	0,8840607	0,025258
40	0,96	1,060399	1,0179831	0,025449
45	1,08	1,068465	1,1539432	0,025643
50	1,2	1,076656	1,2919876	0,025839
55	1,32	1,084973	1,4321649	0,026039
60	1,44	1,093419	1,5745247	0,026242
65	1,56	1,101998	1,7191184	0,026447
70	1,68	1,110713	1,8659990	0,026657
75	1,8	1,119567	2,0152213	0,026869
80	1,92	1,128563	2,1668416	0,027085
85	2,04	1,137705	2,3209183	0,027304
90	2,16	1,146996	2,4775115	0,027527
95	2,28	1,156440	2,6366834	0,027754
100	2,4	1,166040	2,7984982	0,027984
105	2,52	1,175802	2,9630222	0,028219
110	2,64	1,185728	3,1303242	0,028457
115	2,76	1,195824	3,3004750	0,028699
120	2,88	1,206093	3,4735480	0,028946
125	3	1,216539	3,6496192	0,029196
130	3,12	1,227169	3,8287672	0,029452
135	3,24	1,237985	4,0110733	0,029711
140	3,36	1,248994	4,1966218	0,029975
145	3,48	1,260201	4,3855000	0,030244
150	3,6	1,271610	4,5777982	0,030518
155	3,72	1,283228	4,7736102	0,030797
160	3,84	1,295060	4,9730333	0,031081
165	3,96	1,307113	5,1761682	0,031370
170	4,08	1,319392	5,3831196	0,031665
175	4,2	1,331903	5,5939960	0,031965
180	4,32	1,344655	5,8089102	0,032271
185	4,44	1,357652	6,0279792	0,032583
190	4,56	1,370904	6,2513247	0,032901
195	4,68	1,384417	6,4790732	0,033226
200	4,8	1,398199	6,7113561	0,033556
205	4,92	1,412258	6,9483103	0,033894
210	5,04	1,426602	7,1900781	0,034238
215	5,16	1,441241	7,4368076	0,034589
220	5,28	1,456184	7,6886533	0,034948
225	5,4	1,471439	7,9457758	0,035314
230	5,52	1,487018	8,2083429	0,035688
235	5,64	1,502930	8,4765292	0,036070
240	5,76	1,519187	8,7505171	0,036460
245	5,88	1,535798	9,0304970	0,036859
250	6	1,552777	9,3166675	0,037266
255	6,12	1,570136	9,6092364	0,037683
260	6,24	1,587887	9,9084205	0,038109
265	6,36	1,606045	10,214446	0,038545
270	6,48	1,624622	10,527552	0,038990
275	6,6	1,643634	10,847987	0,039447
280	6,72	1,663096	11,176009	0,039914
285	6,84	1,683025	11,511893	0,040392
290	6,96	1,703437	11,855925	0,040882
295	7,08	1,724350	12,208404	0,041384
300	7,2	1,745784	12,569645	0,041898
400	9,6	2,323358	22,304244	0,055780
500	12	3,472051	41,664614	0,083329
600	14,4	6,867329	98,889539	0,164815
700	16,8	310,5728	5217,6243	7,453749
702	16,848	2688,801	45300,927	64,53123
702,2	16,8528	11478,60	193446,66	275,4865
702,26	16,85424	595136,5	10030574,	14283,27
702,261	16,85426	3901451	65756085,	93634,82
702,2611	16,85426	8778264,	147951212	210678,3
702,26118	16,85426	~	~	~

C.2 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR (A = 300x300 mm², L = 7 M)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
1,512	0,036288	1,002939	0,0363946	0,024070
5	0,12	1,009785	0,1211742	0,024234
10	0,24	1,019784	0,2447435	0,024474
15	0,36	1,029943	0,3707795	0,024718
20	0,48	1,040328	0,4983588	0,024967
25	0,6	1,050921	0,6305531	0,025222
30	0,72	1,061735	0,7644492	0,025481
35	0,84	1,072773	0,9011293	0,025746
40	0,96	1,084042	1,0406812	0,026017
45	1,08	1,095552	1,1831963	0,026293
50	1,2	1,107308	1,3287700	0,026575
55	1,32	1,119319	1,4775016	0,026863
60	1,44	1,131594	1,6294957	0,027158
65	1,56	1,144141	1,7848601	0,027459
70	1,68	1,156969	1,9437084	0,027767
75	1,8	1,170088	2,1061592	0,028082
80	1,92	1,183508	2,2723364	0,028404
85	2,04	1,197240	2,4423696	0,028733
90	2,16	1,211293	2,6163948	0,029071
95	2,28	1,225681	2,7945541	0,029416
100	2,4	1,240415	2,9769966	0,029769
105	2,52	1,255507	3,1638786	0,030132
110	2,64	1,270971	3,3553643	0,030503
115	2,76	1,286820	3,5516258	0,030883
120	2,88	1,303070	3,7528441	0,031273
125	3	1,319736	3,9592093	0,031673
130	3,12	1,336833	4,1709215	0,032084
135	3,24	1,354380	4,3881912	0,032505
140	3,36	1,372392	4,6112402	0,032937
145	3,48	1,390891	4,8403021	0,033381
150	3,6	1,409895	5,0756235	0,033837
155	3,72	1,429425	5,3174644	0,034306
160	3,84	1,449505	5,5660997	0,034788
165	3,96	1,470158	5,8218198	0,035283
170	4,08	1,491404	6,0849314	0,035793
175	4,2	1,513276	6,3557803	0,036318
180	4,32	1,535798	6,6346508	0,036859
185	4,44	1,559001	6,9219684	0,037416
190	4,56	1,582918	7,2181009	0,037990
195	4,68	1,607576	7,5234602	0,038581
200	4,8	1,633017	7,8384843	0,039192
205	4,92	1,659276	8,1636396	0,039822
210	5,04	1,686393	8,4994228	0,040473
215	5,16	1,714411	8,8463635	0,041145
220	5,28	1,743378	9,2050272	0,041841
225	5,4	1,773336	9,5760184	0,042560
230	5,52	1,804344	9,9599837	0,043304
235	5,64	1,836456	10,357615	0,044074
240	5,76	1,869732	10,769657	0,044873
245	5,88	1,904235	11,196907	0,045701
250	6	1,940036	11,640221	0,046560
255	6,12	1,977209	12,100525	0,047453
260	6,24	2,015835	12,578812	0,048380
265	6,36	2,055999	13,076159	0,049343
270	6,48	2,097797	13,593728	0,050347
275	6,6	2,141329	14,132777	0,051391
280	6,72	2,186707	14,694672	0,052480
285	6,84	2,234049	15,280898	0,053617
290	6,96	2,283486	15,893068	0,054803
295	7,08	2,335181	16,532946	0,056043
300	7,2	2,389229	17,202454	0,057341
400	9,6	4,448852	42,718582	0,106796
500	12	32,35387	388,24655	0,776493
515	12,36	544,8283	6734,0782	13,07588
515,9	12,3816	10979,93	135949,12	283,5183
515,94	12,38256	73812,15	913983,48	1771,491
515,946	12,38270	521158,5	6453352,3	12507,80
515,9469	12,38272	5732744,	70987000,	137585,8
515,94699	12,38272	~	~	~

C.3 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR (A = 300x300 mm², L = 8 M)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
1,728	0,041472	1,004393	0,0418542	0,024105
5	0,12	1,012819	0,1215383	0,024307
10	0,24	1,025972	0,2482334	0,024623
15	0,36	1,039471	0,3742097	0,024947
20	0,48	1,053330	0,5055885	0,025279
25	0,6	1,067563	0,6405381	0,025621
30	0,72	1,082186	0,7791745	0,025972
35	0,84	1,097216	0,9216616	0,026333
40	0,96	1,112669	1,0681623	0,026704
45	1,08	1,128563	1,2188484	0,027085
50	1,2	1,144918	1,3739019	0,027478
55	1,32	1,161754	1,5335156	0,027882
60	1,44	1,179092	1,6978935	0,028298
65	1,56	1,196956	1,8672523	0,028726
70	1,68	1,215370	2,0418217	0,029168
75	1,8	1,234358	2,2218481	0,029624
80	1,92	1,253950	2,4075851	0,030094
85	2,04	1,274174	2,5993152	0,030580
90	2,16	1,295080	2,7973312	0,031081
95	2,28	1,316643	3,0019472	0,031599
100	2,4	1,338957	3,2134988	0,032134
105	2,52	1,362041	3,4323448	0,032688
110	2,64	1,385935	3,6588690	0,033262
115	2,76	1,410682	3,8934826	0,033856
120	2,88	1,436328	4,1366271	0,034471
125	3	1,462925	4,3887761	0,035110
130	3,12	1,490525	4,6504394	0,035772
135	3,24	1,519186	4,9221658	0,036460
140	3,36	1,548972	5,2045473	0,037175
145	3,48	1,579949	5,4982230	0,037918
150	3,6	1,612190	5,8038844	0,038692
155	3,72	1,645774	6,1222805	0,039498
160	3,84	1,680787	6,4542242	0,040338
165	3,96	1,717322	6,8005988	0,041215
170	4,08	1,755481	7,1623663	0,042131
175	4,2	1,795375	7,5405762	0,043089
180	4,32	1,837123	7,9363754	0,044090
185	4,44	1,880860	8,3510203	0,045140
190	4,56	1,926730	8,7858896	0,046241
195	4,68	1,974893	9,2424999	0,047397
200	4,8	2,025525	9,7225235	0,048612
205	4,92	2,078822	10,227808	0,049891
210	5,04	2,135000	10,760403	0,051240
215	5,16	2,194299	11,322582	0,052663
220	5,28	2,256985	11,916882	0,054167
225	5,4	2,323358	12,546137	0,055760
230	5,52	2,393754	13,213523	0,057450
235	5,64	2,468548	13,922615	0,059245
240	5,76	2,548168	14,677448	0,061156
245	5,88	2,633094	15,482596	0,063194
250	6	2,723877	16,343263	0,065373
255	6,12	2,821143	17,265397	0,067707
260	6,24	2,925613	18,255826	0,070214
265	6,36	3,038117	19,322429	0,072914
270	6,48	3,159621	20,474345	0,075830
275	6,6	3,291248	21,722237	0,078989
280	6,72	3,434318	23,078621	0,082423
285	6,84	3,580392	24,558287	0,086169
290	6,96	3,761328	26,178844	0,090271
295	7,08	3,949353	27,961422	0,094784
300	7,2	4,157168	29,931597	0,099771
350	8,4	8,773990	73,701524	0,210575
370	8,88	15,78703	140,18886	0,378888
380	9,12	26,29636	239,82286	0,631112
390	9,36	78,65854	736,25329	1,887828
395	9,48	18021,07	170839,77	432,5057
395,02	9,48048	205740,5	1950519,4	4937,773
395,021	9,480504	429371,6	4070659,6	10304,91
395,0219	9,480525	19751095	187250771	474026,3
395,02192	9,480526	~	~	~

C.4 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR (A = 300x300 mm², L = 9 M)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
1,944	0,046856	1,006267	0,046948	0,024150
5	0,12	1,016280	0,121953	0,024390
10	0,24	1,033099	0,247843	0,024794
15	0,36	1,050485	0,378174	0,025211
20	0,48	1,068465	0,512863	0,025643
25	0,6	1,087072	0,652243	0,026089
30	0,72	1,106339	0,796564	0,026552
35	0,84	1,126300	0,946092	0,027031
40	0,96	1,146996	1,101116	0,027527
45	1,08	1,168468	1,261843	0,028043
50	1,2	1,190755	1,428906	0,028578
55	1,32	1,213911	1,602362	0,029133
60	1,44	1,237985	1,782699	0,029711
65	1,56	1,263034	1,970333	0,030312
70	1,68	1,289117	2,165717	0,030938
75	1,8	1,316300	2,369341	0,031591
80	1,92	1,344655	2,581737	0,032271
85	2,04	1,374257	2,803486	0,032982
90	2,16	1,405193	3,035218	0,033724
95	2,28	1,437553	3,277623	0,034501
100	2,4	1,471439	3,531455	0,035314
105	2,52	1,506962	3,797544	0,036167
110	2,64	1,544241	4,076798	0,037061
115	2,76	1,583412	4,370218	0,038001
120	2,88	1,624622	4,678912	0,038990
125	3	1,668034	5,004103	0,040032
130	3,12	1,713830	5,347150	0,041131
135	3,24	1,762211	5,709566	0,042293
140	3,36	1,813404	6,093039	0,043521
145	3,48	1,867660	6,499458	0,044823
150	3,6	1,925262	6,930946	0,046206
155	3,72	1,986531	7,389898	0,047676
160	3,84	2,051828	7,879020	0,049243
165	3,96	2,121563	8,401390	0,050817
170	4,08	2,196205	8,960517	0,052708
175	4,2	2,276290	9,560421	0,054630
180	4,32	2,362438	10,20573	0,056698
185	4,44	2,455362	10,90181	0,058928
190	4,56	2,555886	11,65488	0,061341
195	4,68	2,665014	12,47226	0,063960
200	4,8	2,783865	13,36255	0,066812
205	4,92	2,913811	14,33595	0,069931
210	5,04	3,056483	15,40467	0,073355
215	5,16	3,213845	16,58344	0,077132
220	5,28	3,388290	17,89017	0,081318
225	5,4	3,582760	19,34690	0,085986
230	5,52	3,800913	20,98104	0,091221
235	5,64	4,047354	22,82707	0,097136
240	5,76	4,327967	24,92909	0,103871
245	5,88	4,650391	27,34430	0,111609
250	6	5,024722	30,14833	0,120593
255	6,12	5,464592	33,44330	0,131150
260	6,24	5,988863	37,37050	0,143732
265	6,36	6,624408	42,13122	0,158885
270	6,48	7,410853	48,02232	0,177860
275	6,6	8,409187	55,50083	0,201820
280	6,72	9,718374	65,30747	0,233240
285	6,84	11,51036	78,73092	0,276248
290	6,96	14,11263	98,22391	0,338703
295	7,08	18,23525	129,1056	0,437646
300	7,2	25,76048	185,4754	0,618251
305	7,32	43,86067	321,0601	1,052656
310	7,44	147,4972	1097,379	3,539935
312	7,488	2688,801	20133,74	64,53123
312,1	7,4904	18410,20	145390,1	465,8448
312,11	7,49064	51334,88	384531,1	1232,037
312,116	7,490784	3901450,	29224926	93634,82
312,11608	7,490785	~	~	~

C.5 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR ($A = 300 \times 300 \text{ mm}^2$, $L = 10 \text{ M}$)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
2,16	0,05184	1,008617	0,052286	0,024206
5	0,12	1,020176	0,122421	0,024484
10	0,24	1,041183	0,249884	0,024988
15	0,36	1,063074	0,382706	0,025513
20	0,48	1,085905	0,521234	0,026061
25	0,6	1,109738	0,665843	0,026633
30	0,72	1,134641	0,816941	0,027231
35	0,84	1,160687	0,974977	0,027856
40	0,96	1,187957	1,140439	0,028510
45	1,08	1,216539	1,313862	0,029196
50	1,2	1,246531	1,495837	0,029916
55	1,32	1,278038	1,687011	0,030672
60	1,44	1,311180	1,888100	0,031468
65	1,56	1,346087	2,099895	0,032306
70	1,68	1,382902	2,323276	0,033189
75	1,8	1,421788	2,559220	0,034122
80	1,92	1,462925	2,808816	0,035110
85	2,04	1,506513	3,073286	0,036156
90	2,16	1,552777	3,354000	0,037266
95	2,28	1,601974	3,652501	0,038447
100	2,4	1,654390	3,970536	0,039705
105	2,52	1,710352	4,310087	0,041048
110	2,64	1,770232	4,673413	0,042485
115	2,76	1,834457	5,063103	0,044026
120	2,88	1,903519	5,482134	0,045684
125	3	1,977983	5,933950	0,047471
130	3,12	2,058510	6,422554	0,049404
135	3,24	2,145873	6,952630	0,051500
140	3,36	2,240980	7,529694	0,053783
145	3,48	2,344908	8,160281	0,056277
150	3,6	2,458944	8,852201	0,059014
155	3,72	2,584639	9,614859	0,062031
160	3,84	2,723877	10,45968	0,065373
165	3,96	2,878970	11,40072	0,069095
170	4,08	3,052792	12,45539	0,073267
175	4,2	3,248951	13,64559	0,077974
180	4,32	3,472051	14,99926	0,083329
185	4,44	3,728049	16,55253	0,089473
190	4,56	4,024801	18,35309	0,096595
195	4,68	4,372883	20,46509	0,104949
200	4,8	4,786872	22,97698	0,114884
205	4,92	5,287444	26,01422	0,126898
210	5,04	5,904934	29,76086	0,141718
215	5,16	6,685720	34,49831	0,160457
220	5,28	7,704449	40,67949	0,184906
225	5,4	9,089442	49,08299	0,218146
230	5,52	11,08151	61,16996	0,265956
235	5,64	14,19184	80,04203	0,340604
240	5,76	19,72947	113,6417	0,473507
245	5,88	32,35385	190,2406	0,776492
250	6	89,84055	539,0433	2,156173
252	6,048	310,5709	1878,332	7,453701
252,8	6,0672	18019,53	109328,1	432,4687
252,81	6,06744	62733,00	380628,7	1505,592
252,814	6,067536	8427134,	51131940	202251,2
252,81403	6,067536	~	~	~

C.6 EKSENTRISITAS YANG DIPERBESAR ($A = 300 \times 300 \text{ mm}^2$, $L = 11 \text{ M}$)

P (T)	M (TM)	δ	Mc (TM)	e (M)
2,376	0,057024	1,011538	0,057681	0,024276
5	0,12	1,024594	0,122951	0,024590
10	0,24	1,050429	0,252103	0,025210
15	0,36	1,077600	0,387936	0,025862
20	0,48	1,106215	0,530983	0,026549
25	0,6	1,136390	0,681834	0,027273
30	0,72	1,168258	0,841146	0,028038
35	0,84	1,201965	1,009650	0,028847
40	0,96	1,237674	1,188167	0,029704
45	1,08	1,275571	1,377616	0,030613
50	1,2	1,315861	1,579033	0,031580
55	1,32	1,358780	1,793589	0,032610
60	1,44	1,404592	2,022613	0,033710
65	1,56	1,453602	2,267620	0,034886
70	1,68	1,506156	2,530342	0,036147
75	1,8	1,562652	2,812774	0,037503
80	1,92	1,623552	3,117220	0,038965
85	2,04	1,689391	3,446357	0,040545
90	2,16	1,760795	3,803318	0,042259
95	2,28	1,838502	4,191785	0,044124
100	2,4	1,923384	4,616123	0,046161
105	2,52	2,016484	5,081540	0,048395
110	2,64	2,119055	5,594305	0,050857
115	2,76	2,232619	6,162030	0,053582
120	2,88	2,359046	6,794053	0,056617
125	3	2,500650	7,501951	0,060015
130	3,12	2,660340	8,300261	0,063848
135	3,24	2,841816	9,207484	0,068203
140	3,36	3,049864	10,24754	0,073196
145	3,48	3,290780	11,45191	0,078978
150	3,6	3,573021	12,86287	0,085752
155	3,72	3,908219	14,53857	0,093797
160	3,84	4,312820	16,56123	0,103507
165	3,96	4,810869	19,05104	0,115460
170	4,08	5,438965	22,19097	0,130535
175	4,2	6,255695	26,27392	0,150136
180	4,32	7,361051	31,79974	0,176665
185	4,44	8,940865	39,69744	0,214580
190	4,56	11,38409	51,91148	0,273218
195	4,68	15,66473	73,31093	0,375953
200	4,8	25,10448	120,5015	0,602507
205	4,92	63,17377	310,8149	1,516170
208	4,992	700,8418	3498,602	16,82020
208,2	4,9968	2142,754	10706,91	51,42611
208,29	4,99896	28890,04	144420,1	693,3610
208,297	4,999128	991891,4	4958592,	23805,39
208,2972	4,999132	20829720	1,0E+08	499913,3
208,29721	4,999133	~	~	~

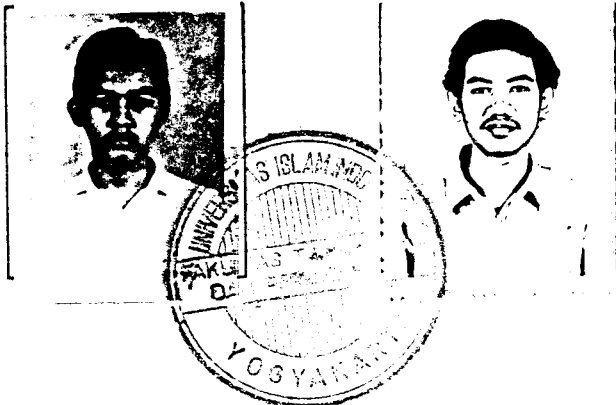


UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta

KARTU PESERTA TUGAS AKHIR

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	Denny Swaharani	80310031		Struktur
2.	Rizal Sulistyo Nugroho	80310105		Struktur

Dosen Pembimbing I : IS. M. Tazuh, MSTE
Dosen Pembimbing II : IP. A. Radin Abot, MS
1 2



Yogyakarta, 05 November 1996
A.n Dekan,
Ketua Jurusan Teknik Sipil.

57
IP. BAMBANG SULISTIONO, MSCE

CATATAN - KONSULTASI

No.	Tanggal	Konsultasi ke:	KETERANGAN	Paraf
	3/12-96		Pikirkan kembali judul TA.	
	14/12-96		- Perbaiki	
	21/12-96		- + Musyawarah	
	31/12-96		- Musyawarah	
	13/01/97		- Uraikan Grafik D, sesuai uraian nya (terdapat pada lampiran) → 4 petak	
			- Dapat diternuskan ke Dosen Pembimbing I	
	13/1/97		Buat Praloka, Abstrak, daftar isi	
	20/1/97		Perbaiki Pembahasan, Kesimpulan, Saran	
	31/1/97		Perbaiki abstrak bisa persiapan seminar	