

TUGAS AKHIR

STUDI KOMPARASI

PEMAKAIAN TIANG PANCANG BETON PRATEGANG

DAN BETON KONVENSIONAL



Disusun Oleh :

Nama : Triana Puspaningrum

No. Mhs. : 92310039

Nama : Yuvia Amalia

No. Mhs. : 92310057

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

YOGYAKARTA

1997

TUGAS AKHIR
STUDI KOMPARASI
PEMAKAIAN TIANG PANCANG BETON PRATEGANG
DAN BETON KONVENSIONAL

Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia
untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil

Oleh :

Nama : Triana Puspaningrum
No. Mhs. : 92 310 039
Nirm. : 920051013114120039

Nama : Yuvia Amalia
No. Mhs. : 92 310 057
Nirm. : 920051013114120057

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

1997

HALAMAN PENGESAHAN
TUGAS AKHIR
STUDI KOMPARASI
PEMAKAIAN TIANG PANCANG BETON PRATEGANG
DAN BETON KONVENSIONAL

N a m a : Triana Puspaningrum
No. Mhs. : 92 310 039
Nirm. : 920051013114120039

Nama : Yuvia Amalia
No. Mhs. : 92 310 057
Nirm. : 920051013114120057

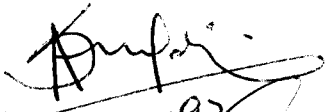
Telah diperiksa dan disetujui oleh :


Ir. H.M. Samsudin

Dosen Pembimbing I

Ir. A. Kadir Aboc, MS

Dosen Pembimbing II


Tanggal : 12/11/07


Tanggal : 12/11/07

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmanirrahim,
Assalamu'alakum warahmatullahi wabarakatuh,

Puji dan syukur penyusun panjatkan ke hadirat Allah SWT yang telah memberikan berkah, rahmat dan hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Tugas Akhir ini merupakan program yang telah ditentukan sebagai prasyarat untuk menyelesaikan jenjang Strata satu (S1) di Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Dalam Tugas Akhir ini penyusun membahas tentang STUDI KOMPARASI PEMAKAIAN TIANG PANCANG PRATEGANG DAN BETON KONVENSIONAL. Hasil studi literatur ini belum sepenuhnya sempurna dan masih banyak kekurangan. Namun harapan penyusun semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca pada umumnya.

Pada kesempatan ini penyusun menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Prof. H. Zaini Dahlan, MA, selaku Rektor Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. H. Susastrawan, MS, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
3. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
4. Bapak Ir. H.M. Samsudin, selaku dosen pembimbing I,

5. Bapak Ir. A. Kadir Aboe, MS, selaku dosen pembimbing II,
6. Segenap dosen dan karyawan di lingkungan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia,
7. Bapak, ibu, kakak dan adik atas doa restu dan dorongan moril dan materiil yang diberikan kepada penyusun,
8. Rekan-rekan Teknik Sipil UII khususnya angkatan '92,
9. Dan semua pihak yang telah memberikan bimbingan, bantuan, petunjuk, fasilitas, dan dorongan hingga terwujudnya Tugas Akhir ini yang tidak dapat penyusun sebutkan satu persatu.

Akhir kata, penyusun berharap semoga Tugas Akhir ini bermanfaat bagi penyusun khususnya dan pembaca pada umumnya.

Wassalamu'alaikum Warrahmatullahi Wabarakatuh.

Yogyakarta, November 1997

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR NOTASI	x
ABSTRAKSI	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Tujuan	2
1.3. Ruang Lingkup dan Batasan	2
BAB II TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI	4
2.1. Tinjauan Pustaka	4
2.1.1. Pondasi Tiang Pancang	4
2.1.2. Pemakaian Pondasi Tiang Pancang	4
2.1.3. Klasifikasi Pondasi Tiang Pancang	5
2.1.3.1. Berdasarkan Pemindahan Beban	5
2.1.3.2. Berdasarkan Bahan Yang Digunakan	6
2.2. Landasan Teori	7
2.2.1. Gaya Yang Bekerja Pada Tiang Akibat Pengangkatan	7
2.2.2. Kapasitas Dukung Tiang Akibat Pemancangan	10
2.2.3. Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah	12
2.2.4. Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Gaya Lateral	13
2.2.5. Pengaruh Kelangsingan Pada Tiang	19

5.3. Gaya yang Terjadi Pada Saat Pengangkatan dan Layan	46
5.3.1. Rasio Kelangsingan Tiang	46
5.3.2. Momen Akibat Pengangkatan	46
5.3.3. Beban Aksial dan Momen Pada Saat Layan	47
5.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton	
Konvensional	48
5.4.1. Data Struktur	48
5.4.2. Perencanaan Tulangan	49
5.4.3. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen	50
5.5. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Prategang	53
5.5.1. Data Struktur	53
5.5.2. Tegangan-tegangan Ijin	54
5.5.3. Perencanaan Tulangan Prategang	55
5.5.4. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen	56
BAB VI	PEMBAHASAN
6.1. Perbandingan Kapasitas Momen	68
6.2. Perbandingan Kapasitas Beban Aksial	68
6.3. Pengaruh Peningkatan Mutu Beton	69
6.4. Pengaruh Kelangsingan Pada Pondasi Tiang Pancang	69
BAB VII	KESIMPULAN DAN SARAN
7.1. Kesimpulan	77
7.2. Saran-saran	77
DAFTAR PUSTAKA	79

DAFTAR TABEL

- Tabel 4.1. Tegangan-tegangan yang diperkenankan pada beton dan baja prategang
- Tabel 5.1. Nilai efisiensi akibat penambahan kapasitas dukung tanah dan penambahan panjang tiang
- Tabel 5.2. Perhitungan gaya-gaya yang terjadi dengan $f'c = 35$ MPa
- Tabel 5.3. Perhitungan gaya-gaya yang terjadi dengan $f'c = 40$ MPa
- Tabel 5.4. Hasil perhitungan tiang pancang beton konvensional untuk $f'c = 35$ MPa
- Tabel 5.5. Hasil perhitungan tiang pancang beton konvensional untuk $f'c = 40$ MPa
- Tabel 5.6. Hasil perhitungan tiang pancang beton prategang untuk $f'c = 35$ MPa
- Tabel 5.7. Hasil perhitungan tiang pancang beton prategang untuk $f'c = 40$ MPa
- Tabel 6.1. Hasil perhitungan kapasitas beban aksial dan kapasitas momen untuk $f'c = 35$ Mpa
- Tabel 6.2. Hasil perhitungan kapasitas beban aksial dan kapasitas momen untuk $f'c = 40$ Mpa

DAFTAR GAMBAR

- Gambar 2.1. Pengangkatan pada satu titik
- Gambar 2.2. Pengangkatan pada dua titik
- Gambar 2.3. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah kohesif
- Gambar 2.4. Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang pada tanah kohesif
- Gambar 2.5. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif
- Gambar 2.6. Tiang panjang, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif
- Gambar 3.1. Penampang ekuivalen berdasarkan asumsi Whitney
- Gambar 4.1. Pola tegangan penampang tiang pancang beton prategang
- Gambar 5.1. Data karakteristik lapisan tanah pendukung pondasi
- Gambar 5.2. Data sondir
- Gambar 6.1. Grafik perbandingan kapasitas momen untuk $f'c = 35$ MPa
- Gambar 6.2. Grafik perbandingan kapasitas momen untuk $f'c = 40$ Mpa
- Gambar 6.3. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial untuk $f'c = 35$ MPa
- Gambar 6.4. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial untuk $f'c = 40$ MPa
- Gambar 6.5. Grafik perbandingan luas tulangan untuk $f'c = 35$ MPa
- Gambar 6.6. Grafik perbandingan luas tulangan untuk $f'c = 40$ MPa
- Gambar 6.7. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial pada tiang pancang beton konvensional
- Gambar 6.8. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial pada tiang pancang beton prategang
- Gambar 6.9. Grafik perbandingan kapasitas momen pada tiang pancang beton konvensional
- Gambar 6.8. Grafik perbandingan kapasitas momen pada tiang pancang beton prategang

DAFTAR NOTASI

A

- A_g = luas bruto penampang
 A_{ps} = luas tulangan baja prategang
 A_{st} = luas tulangan baja
 A_t = luas penampang transformasi

B

- b = lebar penampang ekivalen

C

- C = jarak antara sumbu netral penampang terhadap sisi luar
 C_m = faktor koreksi pembesaran momen
 c_u = tegangan geser tanpa drainasi

D

- D = diameter tiang
 D_s = diameter inti
 d = jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar daerah tekan
 d', d_s = jarak tulangan terhadap tepi terluar beton

E

- E_c = modulus elastisitas beton
 E_s = modulus elastisitas baja
 e = eksentrisitas
 e_b = eksentrisitas pada keadaan "balanced"

F

- f = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi
 f'_c = kuat desak karakteristik beton
 f_{occu} = tegangan tekan yang diijinkan
 f'_{ctu} = tegangan tarik pada beton yang diijinkan saat penanganan
 f_{ctu} = tegangan tarik pada beton yang diijinkan saat layan
 f_{pe} = nilai prategang efektif

	f_{pse}	= tegangan tarik baja prategang efektif
	f_{pu}	= kuat tarik ultimit baja prategang
	f_{py}	= kuat leleh baja prategang
	f_y	= kuat leleh baja
H		
	H	= tinggi jatuh "hammer"
	H_a	= gaya lateral ultimit
	h	= tebal penampang ekivalen
I		
	I_g	= momen inersia penampang bruto
	I_t	= momen inersia penampang transformasi
K		
	K	= keliling penampang tiang
	K_a	= koefisien tanah aktif
	K_p	= koefisien tanah pasif
	k	= koefisien tekuk
L		
	L	= panjang tiang pancang
M		
	M_h	= massa "hammer"
	M	= momen yang terjadi
	M'	= momen retak pada beton prategang
	M_1	= kapasitas ijin yang dibatasi oleh tegangan tarik ijin
	M_2	= kapasitas ijin yang dibatasi oleh tegangan tekan ijin
	M1	= momen negatif
	M2	= momen positif
	M_{bs}	= momen yang terjadi akibat berat sendiri
	M_c	= momen yang diterima setelah diperhitungkan adanya pengaruh kelangsingan
	M_{cr}	= momen retak

	M_n	= momen batas / nominal
	M_{nb}	= momen nominal pada keadaan "balanced"
N		
	n	= rasio modulus elastisitas
P		
	P	= beban aksial yang diterima oleh tiang pancang
	P'	= kapasitas tahanan aksial yang diijinkan pada tiang pancang
	\bar{P}	= kapasitas dukung desak tiang berdasarkan data tanah
	P_a	= kapasitas dukung desak tiang berdasarkan rumus pancang
	P_c	= beban tekuk
	P_e	= gaya prategang efektif
	P_n	= kapasitas beban batas / nominal
	P_{nb}	= kapasitas beban batas pada keadaan "balanced"
Q		
	Q_{bs}	= berat sendiri tiang
	q_c	= nilai perlawanan ujung konis
	q_f	= nilai lekatan tanah pada kedalaman tertentu
R		
	R_1, R_2	= gaya reaksi pada dukungan
	r	= jari-jari girasi penampang
S		
	SF	= angka keamanan
T		
	T_s	= gaya tarik yang diterima penampang
V		
	V	= beban aksial eksternal
β_1		
	β_1	= konstanta yang merupakan fungsi dari kuat tekan beton

δ	δ	= faktor pembesaran momen
ϕ	ϕ	= sudut geser tanah
	ϕ	= faktor reduksi kekuatan
γ	γ	= berat volume tanah
π	π	= 3,1415927
ρ	ρ_g	= rasio tulangan

ABSTRAKSI

Pondasi merupakan salah satu elemen yang mempunyai peranan penting dalam suatu struktur bangunan. Fungsi pondasi adalah untuk menyalurkan beban di atasnya ke tanah pendukung. Jika tanah dengan kuat dukung yang tinggi terletak cukup dalam, maka pondasi tiang pancang merupakan salah satu alternatif yang digunakan.

Dewasa ini pondasi tiang pancang dari beton pracetak banyak dipakai pada struktur bangunan, baik dengan sistem prategang maupun konvensional. Adanya pemberian gaya aksial awal pada pondasi tiang pancang beton prategang ternyata menghasilkan kapasitas beban aksial dan kapasitas momen yang lebih besar dibandingkan beton konvensional, dalam hal ini untuk mutu beton dan dimensi penampang yang sama. Dengan demikian, bahaya retak yang disebabkan oleh lenturan-lenturan yang terjadi pada pondasi saat pengangkatan, pemancangan maupun pada saat layan dapat dikurangi.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Salah satu elemen utama yang penting dari struktur bangunan adalah pondasi. Fungsi pondasi adalah untuk menyalurkan gaya-gaya yang bekerja akibat beban struktur bangunan di atasnya ke lapisan tanah pendukung. Umumnya kondisi tanah dasar pondasi mempunyai karakteristik yang berbeda-beda sehingga menyebabkan bervariasinya penggunaan jenis pondasi. Salah satu alternatif jenis pondasi adalah pondasi tiang pancang.

Pondasi tiang pancang ini digunakan bila lapisan tanah pada permukaan bagian atas mempunyai struktur yang kurang baik dan lapisan tanah dengan kuat dukung yang tinggi terletak cukup dalam.

Sesuai dengan beban yang bekerja pada tiang, maka jenis tiang pancang dapat dibedakan terhadap bahan yang digunakan untuk membuat tiang. Untuk beban berat, maka bahan yang digunakan untuk pembuatan tiang disyaratkan mempunyai kuat desak/tarik maupun lentur yang tinggi. Hal ini tidak dimiliki pada bahan misalnya jenis kayu. Sedangkan untuk beban ringan bila digunakan konstruksi tiang dengan bahan yang mempunyai kriteria pondasi tersebut di atas maka biaya konstruksi akan membengkak. Karena itu pemilihan bahan yang dipakai untuk membuat tiang perlu diperhatikan agar diperoleh keseimbangan antara kemampuan dukung tiang terhadap beban yang bekerja dan biaya yang diperlukan.

Dewasa ini pondasi tiang pancang dari beton banyak digunakan pada struktur bangunan. Jenis tiang pancang ini mulai dikembangkan setelah teknologi beton bertulang mengalami perkembangan pesat, mulai jenis tiang dengan konstruksi beton bertulang yang dibuat secara konvensional sampai dengan konstruksi beton bertulang prategang ("prestress"). Tujuannya adalah untuk meningkatkan kekuatan pada tiang beton.

Dalam Tugas Akhir ini, penyusun mencoba membandingkan pondasi tiang pancang yang terbuat dari bahan beton bertulang konvensional dengan beton prategang. Perbandingan ini ditinjau dari segi kekuatan dengan memperhitungkan dimensi dan berat sehingga dapat diketahui kapasitas dari masing-masing tiang pancang tersebut.

1.2. Tujuan

Tujuan dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah mampu menganalisa tampang tiang pancang beton konvensional dan beton prategang sehingga dapat diketahui kapasitas tahanannya untuk dimensi dan panjang tertentu.

1.3. Ruang Lingkup dan Batasan

Batasan-batasan yang dipakai dalam Tugas Akhir ini baik pada beton bertulang konvensional maupun prategang antara lain:

1. tiang pancang yang digunakan adalah pracetak ("precast") dengan mutu beton 35 MPa dan 40 MPa,

2. perhitungan dilakukan untuk tiang pancang berpenampang lingkaran dengan diameter 400 mm sampai dengan 600 mm dengan interval 25 mm,
3. tiang pancang yang ditinjau adalah tiang pancang tunggal,
4. analisa beton prategang ditinjau pada kondisi "pretension",
5. tiang pancang dianggap terbenam seluruhnya ke dalam tanah,
6. kapasitas dukung tanah berdasarkan daya dukung ujung bawah pondasi dan lekatan tanah.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka

2.1.1. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang adalah suatu struktur pondasi yang berbentuk tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara dipancang dengan menggunakan alat pemancang. Distribusi gaya-gaya akibat perilaku struktur yang didukungnya diteruskan ke dalam tanah oleh tiang dan ditahan akibat adanya gesekan antara kulit tiang dengan tanah maupun karena adanya daya dukung pada ujung tiang.

2.1.2. Pemakaian Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang digunakan apabila dijumpai keadaan atau kondisi sebagai berikut :

- a. bila dijumpai kondisi tanah dasar pondasi yang merupakan tanah baik atau tanah dengan kuat dukung tinggi terletak pada kedalaman cukup besar ($D/B \geq 10$), sedang tanah di atas tanah baik kurang mampu mendukung beban yang bekerja atau merupakan tanah lunak,
- b. jika suatu konstruksi menerima beban horisontal maupun tarik yang cukup besar. Untuk mengimbangi pengaruh beban tersebut dapat diatasi dengan konstruksi pondasi tiang, misalnya konstruksi dermaga, pemecah gelombang, tanggul pelabuhan, pondasi tangki minyak, dsb.

2.1.3. Klasifikasi Pondasi Tiang Pancang

Berbagai tipe tiang yang digunakan dalam konstruksi pondasi sangat tergantung pada beban yang bekerja pada pondasi tersebut selain tersedianya bahan yang ada, juga cara-cara pelaksanaan pemancangannya. Beberapa klasifikasi tiang untuk menentukan kapasitas dukungnya adalah sebagai berikut.

2.1.3.1. Berdasarkan Pemindahan Beban

Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang berdasarkan cara pemindahan beban yaitu:

a. "Point Bearing Pile/End Bearing Pile"

Tiang ini dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke dalam tanah keras melalui ujung tiang.

b. "Friction Pile"

Tiang ini dipancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah di sekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang dipancang menjadi berkurang, dan angka gesekan antara butir-butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah.

c. "Cohesion Pile"

Tiang jenis ini dipancang pada tanah berbutir halus atau tanah lunak yang mempunyai nilai kohesi yang cukup besar. Kekuatan tiang ini didasarkan pada lekatan antara tanah dengan tiang.

Pada kenyataan di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari ketiga hal tersebut di atas.

2.1.3.2. Berdasarkan Bahan Yang Digunakan

Jenis pondasi tiang pancang menurut bahan yang digunakan antara lain:

a. Tiang Kayu

Pemakaian tiang pancang kayu adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang. Jenis tiang ini pada umumnya digunakan untuk pekerjaan sementara, karena umurnya terbatas (mudah lapuk). Tiang ini akan berfungsi sebagai tiang permanen jika tiang dipancang di daerah dimana muka air tinggi atau tiang selalu terendam air.

b. Tiang Baja

Umumnya tiang jenis ini digunakan dalam bentuk profil H, WF, atau pipa yang berlubang maupun tertutup ujung-ujungnya. Pemakaian tiang baja ini sangat bermanfaat apabila kita memerlukan tiang pancang yang panjang dengan tahanan ujung yang besar. Kelemahan tiang pancang baja ini adalah terhadap masalah karat (korosi).

c. Tiang Beton

Pemakaian jenis tiang ini telah dikenal secara luas. Disamping konstruksi beton bertulang konvensional, sekarang mulai banyak digunakan tiang dengan konstruksi beton bertulang prategang ("prestress") yang bertujuan untuk meningkatkan kemampuan tiang beton.

Berdasar cara pembuatan tiang, ada dua metode yang memberikan perbedaan dalam cara pelaksanaan pemancangan tiang, yaitu "precast pile" (tiang yang dibuat di tempat lain) dan "cast in situ/cast in place" (tiang yang dibuat di tempat pekerjaan berlangsung).

d. Tiang Komposit

Yang dimaksud dengan tiang komposit ini adalah tiang pancang yang terdiri dari dua bahan yang berbeda, yang bekerja bersama-sama sehingga merupakan satu kesatuan tiang. Tiang komposit ini dapat berupa beton dan kayu atau beton dan baja.

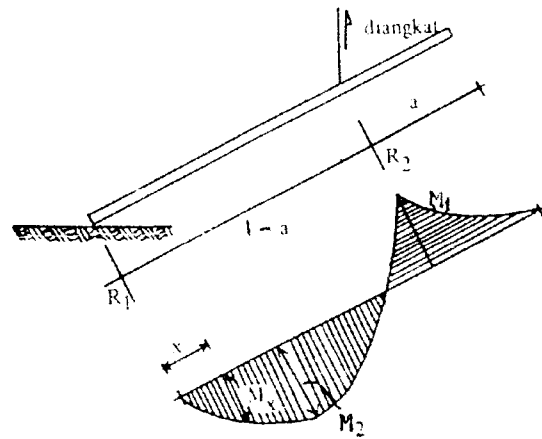
2.2. Landasan Teori

2.2.1. Gaya yang Bekerja Pada Tiang Akibat Pengangkatan

Pondasi tiang pancang "precast" dibentuk di tempat pengecoran sesuai dengan panjang tiang pancang yang sudah ditentukan, kemudian dikirimkan ke tempat konstruksi. Pada saat pengangkatan/pemindahan tiang terjadi momen lentur positif dan negatif. Oleh karena itu letak titik-titik pengangkatan harus diperhatikan agar momen positif dan negatif memiliki besar yang sama. Cara pengangkatan tiang dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu pengangkatan pada satu titik bila ukuran tiang pendek dan dua titik bila ukuran tiang panjang.

a. Pengangkatan pada 1 titik

Pengangkatan tiang pancang pada model ini mengakibatkan momen sebagai berikut :



Gambar 1.1. Pengangkatan pada satu titik

$$M_1 = 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$R_1 = 1/2 \cdot q \cdot (L - a) - \frac{1/2 \cdot q \cdot a^2}{L - a}$$

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

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

$$M_x = R_1 \cdot x - 1/2 \cdot q \cdot x^2$$

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

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

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

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \cdot \frac{(L^2 - 2 \cdot a \cdot L)}{2 \cdot (L - a)} - 1/2 \cdot \left(\frac{L^2 - 2 \cdot a \cdot L}{2 \cdot (L - a)} \right)^2 \cdot q$$

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

$$M_1 = M_2$$

$$1/2 \cdot q \cdot a^2 = M_2 = 1/2 \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) \cdot q$$

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

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

dengan :

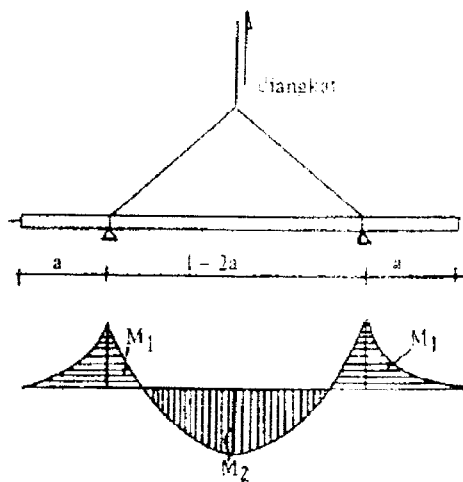
L = panjang tiang pancang (m)

q = berat tiang pancang (t/m)

M₁ = momen negatif (tm)

M₂ = momen positif (tm)

b. Pengangkatan pada dua titik



Gambar 1.2. Pengangkatan pada dua titik

$$M_1 = 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_2 = 1/8 \cdot q \cdot (L - 2a)^2 - 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$1/2 \cdot q \cdot a^2 = 1/8 \cdot q \cdot (L - 2 \cdot a)^2 - 1/2 \cdot q \cdot a^2$$

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

$$a = 0.207 \cdot L$$

2.2.2. Kapasitas Dukung Tiang Akibat Pemancangan

Formula dinamik telah banyak digunakan untuk menentukan kapasitas tiang pancang. Diperlukan suatu cara di lapangan untuk menentukan apakah sebuah tiang pancang telah mencapai nilai dukung yang cukup, selain hanya dengan pemancangannya ke kedalaman yang telah ditentukan sebelumnya. Pemancangan tiang pancang ke kedalaman yang telah ditentukan terlebih dulu mungkin bisa atau tidak mendapatkan nilai dukung yang diperlukan, karena tekanan tanah bervariasi ke arah lateral dan ke arah vertikal.

Dalam usaha pemancangan tiang ke dalam tanah, sering dijumpai tiang mudah masuk ke dalam tanah, tetapi adakalanya mengalami kesulitan. Kondisi semacam ini sangat dipengaruhi oleh jenis tanah setempat yang mempunyai karakteristik berbeda-beda. Makin padat kondisi tanah, maka makin sulit tiang pancang masuk ke dalam tanah sehingga diperlukan jumlah pukulan yang makin banyak.

Prinsip di dalam memancang tiang ini adalah seperti yang ada di alam, yaitu energi yang diberikan (E_1) akan menjadi energi yang digunakan oleh tiang masuk ke dalam tanah (E_2), ditambah dengan energi yang hilang sewaktu tiang dipancang (E_0). Untuk memancang tiang baik secara konvensional (tenaga manusia) maupun

mesin. digunakan alat pukul ("hammer") dengan tinggi jatuh H cm. Maka energi yang diberikan oleh "hammer" kepada tiang ($E = G \cdot H$), bila G berat "hammer". Bila diketahui massa "hammer" = M, maka energi yang diberikan kepada tiang dapat ditulis : $E = M \cdot H$ (Nm).

Jika tidak ada energi yang hilang, berarti seluruh energi yang diberikan digunakan untuk memasukkan tiang sedalam e cm ke tanah, maka perlawanan tanah terhadap tiang sebesar p, diperoleh

$$p = \frac{M \cdot H}{e} \quad (\text{Sander, 1850}) \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

dengan :

p = perlawanan tiang

M = massa "hammer"

H = tinggi jatuh "hammer"

e = masuknya tiang ke dalam tanah

Hasil yang diperoleh dengan formula tersebut di atas lebih besar dari kenyataan kapasitas dukung tiang, sehingga formula tersebut telah diperbaiki. Salah satu rumus pancang yang dapat dipakai adalah rumus Amerika yang merupakan pembaharuan dari Engineering News Formula.

$$Pa = \frac{1}{F} \cdot \frac{M \cdot H}{e + 0,25} - \frac{M + r^2 \cdot M'}{M + M'} \quad \dots \dots \dots (2.2)$$

dengan :

Pa = kapasitas dukung ijin tiang (ton)

F = angka keamanan, F = 6

M = massa "hammer" (ton)

M' = massa tiang (ton)

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

= $1/10$ x penurunan total pada 10 pukulan terakhir

r = koefisien kelentingan tiang, diambil 0.25

2.2.3. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

Alat yang sering dipakai untuk menguji kapasitas dukung tanah di Indonesia adalah alat sondir ("Cone Penetration Test"). Alat ini dibedakan menurut bentuk ujungnya, yaitu konis biasa dan bikonis. Konis biasa berfungsi untuk mengukur tegangan pada ujung konis, sedangkan bikonis merupakan pengembangan dari konis biasa. Selain dapat mengukur tegangan pada ujungnya, bikonis juga dapat mengukur tegangan akibat lekatan yang terjadi pada sisi-sisinya. Metode pengujian dengan menggunakan alat ini memiliki kelebihan yaitu tingkat keakuratannya cukup baik, karena penyelidikan tanah langsung dilakukan di lapangan sehingga kondisi tanah masih asli. Dengan demikian diharapkan hasilnya akan mendekati kondisi yang sesungguhnya.

Cara menentukan nilai kapasitas dukung berdasarkan hasil penyondiran menurut Wesley untuk tiang desak :

$$P_a = \frac{A_p \cdot q_c}{SF_1} + \frac{K \cdot q_f}{SF_2} \dots\dots\dots (2.3)$$

dengan : P_a = kapasitas dukung tiang desak (kg)

A_p = luas penampang tiang (cm^2)

q_c = nilai perlawanan ujung konis (kg/cm)

K = keliling penampang tiang (cm)

q_f = nilai lekatan tanah pada kedalaman tertentu (kg/cm)

SF = angka keamanan

untuk tanah pasir, $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$

untuk tanah lempung, $SF_1 = 5$ dan $SF_2 = 10$

Sedangkan untuk tiang tarik :

$$T_{ult} = K \cdot q_f \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$T_a = \frac{T_{ult}}{SF} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

dengan : T_{ult} = kapasitas tahanan tiang tarik ultimit

T_a = kapasitas tahanan tarik ijin

2.2.4. Kapasitas Dukung Maksimum Satu Tiang Terhadap Gaya Lateral

Gaya lateral yang bekerja pada suatu konstruksi bangunan perlu diperhitungkan. Untuk menentukan kapasitas dukung maksimum satu tiang terhadap gaya lateral perlu ditinjau karakteristik tanah dimana tiang dipancang. Dua jenis tanah yang ditinjau dalam hal ini adalah tanah kohesif dan tanah non kohesif.

Peninjauan tanah kohesif dilakukan apabila kapasitas dukung maksimum satu tiang mengandalkan lekatan yang terjadi antara permukaan tiang dengan tanah di sekitarnya. Sedangkan untuk tanah non kohesif apabila kapasitas dukung

maksimumnya didasarkan pada gesekan antara butir-butir tanah dengan permukaan tiang.

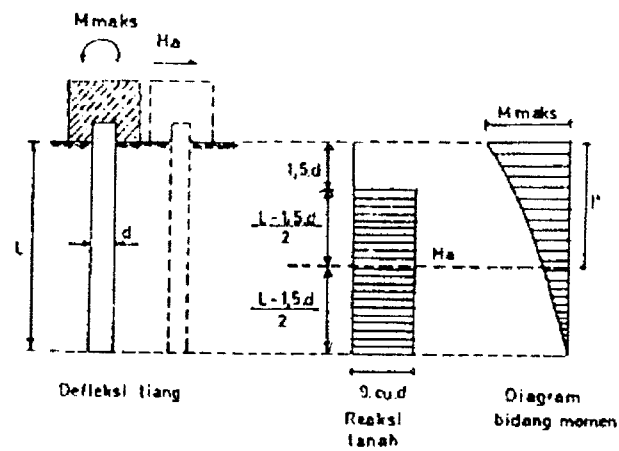
Broms (1964) mengemukakan teorinya tentang kapasitas dukung satu tiang terhadap gaya lateral untuk tiang terjepit ujungnya untuk jenis tanah kohesif dan tanah non-kohesif.

a. Tiang dipancang pada tanah kohesif

Jika tiang dipancang pada tanah kohesif, maka perlawanan ultimit tanah bertambah dari permukaan sebesar $2 cu$ menjadi $8 - 12 cu$ pada kedalaman sekitar $3 D$ di bawah permukaan tanah. Dalam hal ini cu adalah tegangan geser tanpa drainasi dan D adalah lebar tiang. 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 $9 cu$ 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-olah tergeser ke samping, sedangkan kondisi tiang adalah seimbang (stabil) maka timbul momen untuk mengembalikan ke posisi tersebut.



Gambar 2.3. Tiang pendek, ujung terjepit dipancang pada tanah kohesif

$$H_a = 9 \cdot c_u \cdot D (L - 1,5 \cdot D) \quad (2.6)$$

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

$$M_{maks} = 4,5 \cdot c_u \cdot D \cdot (L^2 - 2,25 \cdot D^2) \quad (2.7)$$

dengan :

H_a = gaya lateral ultimit (ton) ,

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

l' = lengan momen (m) ,

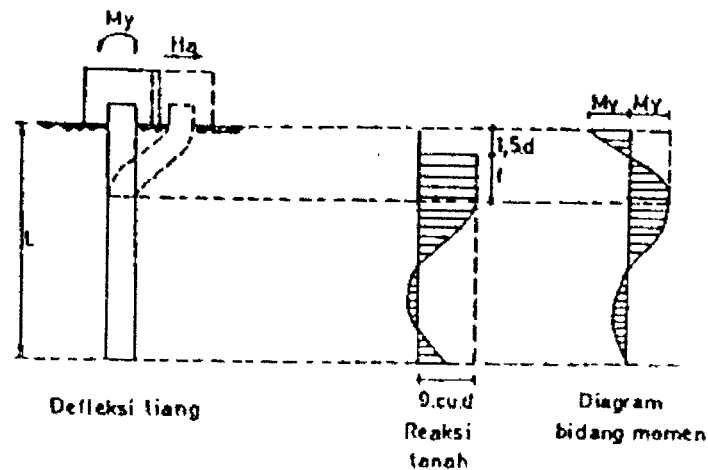
D = tebal tiang (m) ,

c_u = tegangan geser tanpa drainase (t/m²) ,

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 2.4. Tiang panjang, ujung terjepit dipasang pada tanah kohesif

$$H_a = \frac{2.M_y}{(1,5.D + 0,5.f)} \quad (2.3)$$

$$f = \frac{H_a}{9.cu.D} \quad (2.4)$$

dengan :

f = kedalaman tanah yang diijinkan untuk menahan defleksi

Jika kedua persamaan di atas disubstitusikan, maka nilai H_a dicari dengan cara "trial and error".

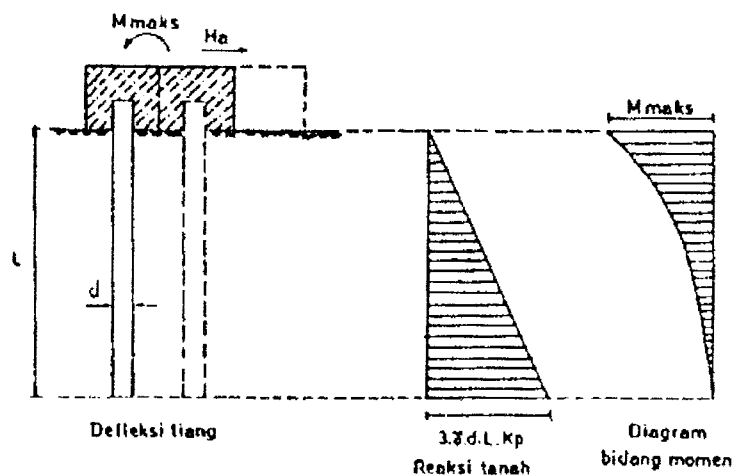
b. Tiang dipancang pada tanah non kohesif

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

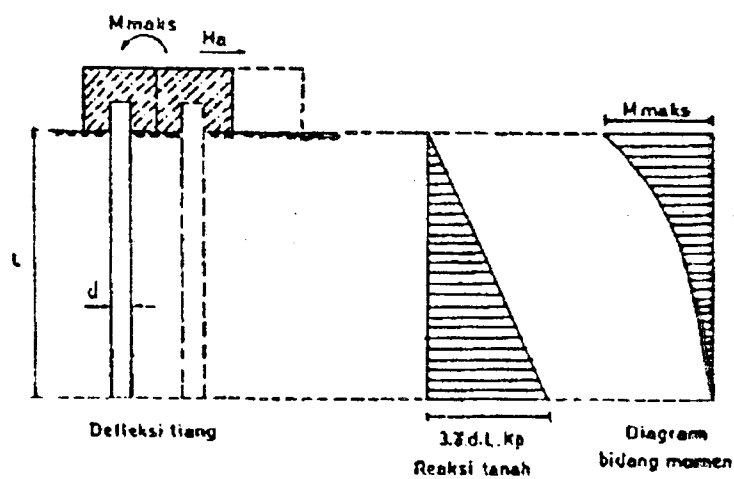


Gambar 2.5. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif

- (1) tekanan tanah aktif yang bekerja pada tiang (di belakang tiang) diabaikan,
- (2) distribusi tekanan tanah pasif sepanjang bidang tiang bagian depannya (pu) 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



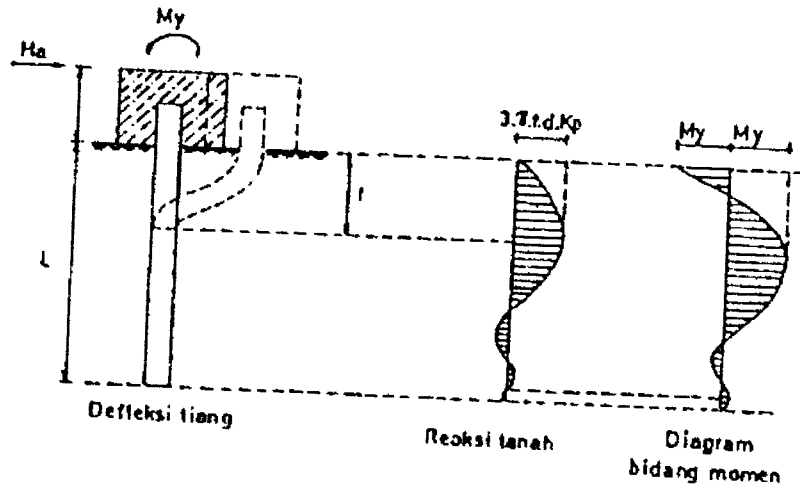
Gambar 2.5. Tiang pendek, ujung terjepit, dipancang pada tanah non kohesif

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

diperoleh $H_a = 1,5 \cdot \gamma \cdot L^2 \cdot D \cdot K_p$ (2.10)

$M_{maks} = 2/3 \cdot H_a \cdot L$ (2.11)

2) Tiang Panjang



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

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

$H_a = 3/2 \cdot \gamma \cdot D \cdot K_p \cdot f^2$ (2.12)

$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_a}{\gamma \cdot D \cdot K_p}}$ (2.13)

$2 \cdot M_y = H_a (e + 2/3 \cdot f)$ (2.14)

$H_a = \frac{2 \cdot M}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_a}{D \cdot K_p \cdot \gamma}}}$ (2.15)

dengan :

M_y = momen pada puncak pondasi tiang

K_p = koefisien tanah pasif

γ = berat jenis tanah

2.2.5. Pengaruh Kelangsingan pada Tiang

Komponen struktur tekan digolongkan menjadi dua, yaitu komponen struktur tekan pendek dan struktur tekan 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 tak dikehendaki, diperlukan evaluasi terhadap reduksi kekuatan yang harus diberikan dalam perhitungan struktur tekan. Suatu kolom digolongkan langsing apabila dimensi atau ukuran penampang lintangnya kecil dibandingkan dengan tingginya. SK SNI T-15-1991-03 memberikan analisis perkiraan dengan didasarkan pada faktor pembesar momen δ sebagai suatu evaluasi pendekatan.

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:

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \quad \dots \dots \dots (2.16)$$

dengan :

k = faktor panjang efektif,

l_u = panjang komponen struktur tekan,

$r = \text{radius girasi} = \sqrt{I / A}$,

M_{1b} , M_{2b} = momen-momen ujung terfaktor yang posisinya berlawanan.

SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 2.1 memberikan ketentuan untuk komponen struktur tekan yang ditopang dan tertahan terhadap pergerakan ke arah lateral, nilai faktor panjang efektif (k) diambil 0,7. Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 2.3 nilai radius girasi boleh diambil sama dengan 0,3 kali dimensi total dalam arah stabilitas yang ditinjau untuk komponen struktur tekan persegi, dan sama dengan 0,25 kali diameter untuk komponen struktur tekan bulat.

Komponen struktur tekan harus direncanakan dengan beban aksial rencana P dan momen rencana yang telah mengalami pembesaran (M_c).

$$M_c = \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \quad \dots\dots\dots (2.17)$$

dimana : δ_b = faktor pembesar momen untuk komponen yang ditahan terhadap goyangan ke samping.

δ_s = faktor pembesar momen untuk komponen yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping.

Karena goyangan ke samping pada tiang pancang tertahan oleh dukungan lateral tanah, maka nilai δ_s diambil sebesar nol. Dengan demikian persamaan di atas menjadi: $M_c = \delta_b \cdot M_{2b}$.

Faktor pembesaran momen (δ_b) dapat ditentukan dengan rumus :

$$\delta = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P}{\phi P_c}\right)} \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

dimana :

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_{1b} / M_{2b}) \dots\dots\dots (2.19)$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2} \dots\dots\dots (2.20)$$

ϕ = angka reduksi (0,7)

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.11 ayat 5.4, bila perhitungan menunjukkan bahwa pada kedua ujung suatu komponen struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen, atau jika eksentrisitas ujung yang diperoleh dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$ mm, maka M_{2b} dalam persamaan di atas harus didasarkan pada suatu eksentrisitas minimum $(15+0,03h)$ mm.

Perencanaan dengan menggunakan cara perkiraan pembesaran momen tersebut, dapat digunakan bila rasio kelangsingan tidak melebihi 100. Untuk semua komponen struktur tekan dengan $k l_u/r$ lebih besar dari 100, maka perencanaan harus memperhitungkan efek defleksi. Perhitungan akan lebih terjamin ketepatannya apabila menggunakan alat bantu komputer untuk memecahkan sekumpulan persamaan secara simultan.

BAB III

TINJAUAN PONDASI TIANG PANCANG

BETON BERTULANG

3.1. Pengertian

Beton bertulang adalah suatu sistem struktur yang terdiri dari semen, air, pasir dan agregat lainnya dengan proporsi tertentu, dan diberi baja tulangan yang kemudian dibentuk sesuai dimensi struktur yang diinginkan. Fungsi baja tulangan adalah untuk menambah kekuatan tarik pada beton, karena beton meskipun memiliki kekuatan tekan yang tinggi akan tetapi kekuatannya rendah. Dengan demikian diharapkan kerusakan akibat tarik dapat dihindari.

Pondasi tiang pancang beton bertulang adalah tiang pancang yang terbuat dari beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan ("bekisting") tertentu, kemudian setelah cukup kuat/keras lalu diangkat dan dipancang ke dalam tanah dengan menggunakan alat pemancang.

3.2. Dasar Perencanaan

Jika seluruh panjang tiang tertanam di dalam tanah, maka tiang itu direncanakan sebagai kolom pendek, karena tanah di sekitar dinding luar tiang biasanya menahan tekukan ("buckling"). Adapun jika tanah pondasi sangat lembek, pemeriksaan terhadap kemungkinan tekuk perlu dilakukan.

3.3. Penulangan Pondasi Tiang Pancang Beton Bertulang

Dalam perencanaan pondasi tiang ini digunakan penulangan simetris, dimana penulangan pada sisi-sisinya sama jumlahnya. Tujuan utamanya mencegah kesalahan atau kekeliruan penempatan tulangan yang dipasang. Penulangan simetris juga diperlukan apabila ada kemungkinan terjadinya gaya bolak-balik pada struktur, misalnya karena arah gaya lateral tanah atau gempa.

Menurut SK SNI T-15-1991-03 jumlah luas penampang tulangan pokok memanjang dibatasi dengan rasio penulangan ρ_g antara 0,01 dan 0,08.

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \dots\dots\dots (3.1)$$

dimana : A_g = luas penampang tiang (mm^2)

A_{st} = luas penampang tulangan (mm^2)

Pengikat tulangan pokok memanjang pada pondasi ini menggunakan tulangan spiral, karena menurut hasil dari berbagai eksperimen menunjukkan tulangan spiral lebih tangguh daripada tulangan sengkang (Istimawan D.,1994). Jumlah minimum batang tulangan pokok memanjang pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segiempat atau lingkaran, dan 6 untuk batang tulangan yang dikelilingi oleh spiral.

Adapun rasio penulangan spiral ρ_s adalah sebagai berikut :

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{D_s . s} \leq \rho_s \text{ min} \dots\dots\dots (3.2)$$

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9.3 :

$$\rho_s \text{ min} = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_{sy}} \dots\dots\dots (3.3)$$

dimana :

$$\rho_s = \frac{\text{volume tulangan spiral satu putaran}}{\text{volume inti kolom setinggi s}}$$

A_{sp} = luas penampang batang tulangan spiral (mm^2)

D_s = diameter inti kolom (dari tepi ke tepi luar spiral) (mm)

s = jarak spasi tulangan spiral (mm)

A_g = luas penampang tiang (mm^2)

A_c = luas penampang lintang inti kolom (tepi luar ke tepi luar spiral)
(mm^2)

f_{sy} = tegangan luluh tulangan baja spiral (MPa)

f_c' = kuat tekan beton (MPa)

3.4. Kekuatan Pondasi Tiang Pancang Terhadap Beban Aksial

Kondisi pembebanan aksial pada pondasi tiang pancang jika tanpa eksentrisitas yang merupakan keadaan khusus, kuat beban aksial nominal atau teoritis adalah sebagai berikut :

$$P_o = 0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \dots\dots\dots (3.4)$$

dimana : A_g = luas penampang tiang (mm^2)

A_{st} = luas penampang tulangan (mm^2)

P_o = kuat beban aksial nominal atau teoritis tanpa eksentrisitas (KN)

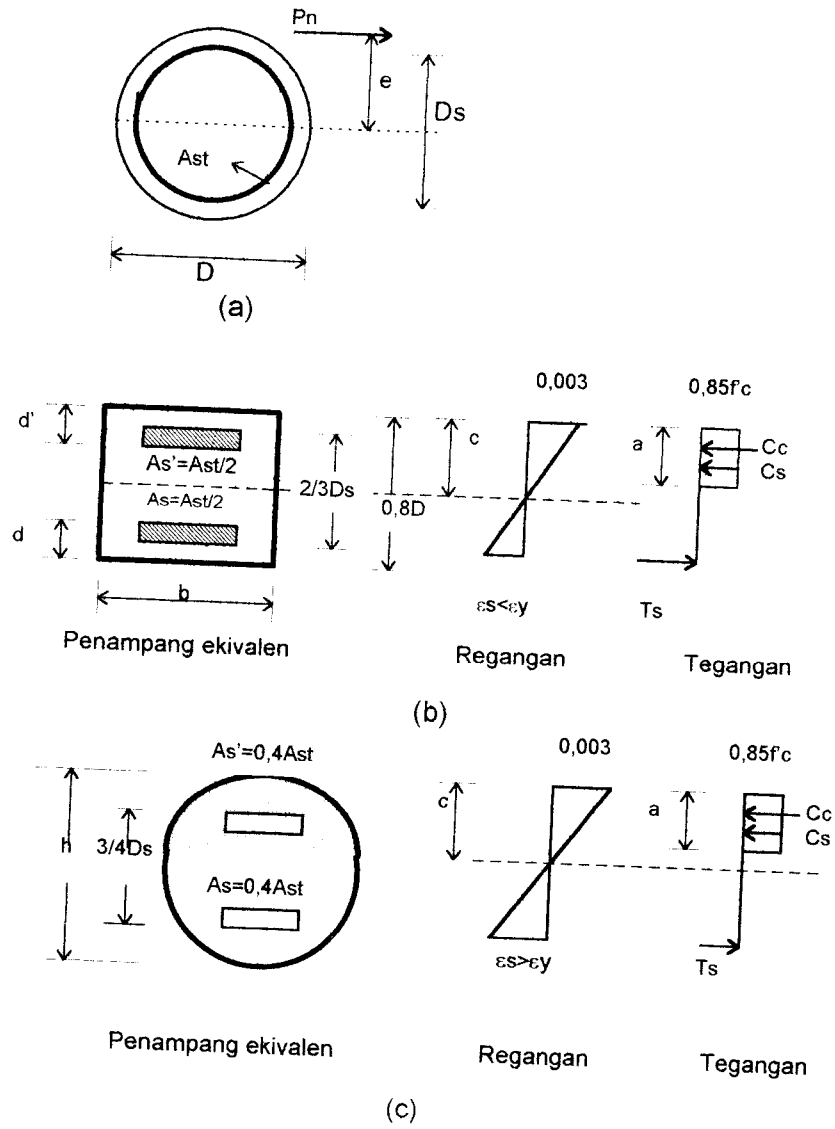
f_y = tegangan luluh baja tulangan (MPa)

SK SNI T-15-1991-03 menentukan bahwa di dalam praktek tidak ada tiang yang terbebani tanpa eksentrisitas, maka diberikan faktor reduksi kekuatan untuk memperhitungkan eksentrisitas minimum sebesar 15 % untuk tulangan dengan pengikat spiral.

Apabila menurut hitungan suatu struktur tekan secara teoritik hanya mendukung gaya aksial sentris, eksentrisitas tambahan atau eksentrisitas awal minimum tertentu tetap harus diperhitungkan. Eksentrisitas minimum dapat ditimbulkan oleh kekangan di ujung komponen karena menggunakan hubungan monolit dengan komponen struktur lain.

Tiang dengan penampang bundar tidak mengenal istilah beban uniaksial, yaitu beban yang bekerja secara bersamaan terhadap sumbu lentur x dan y , seperti halnya pada tiang berpenampang persegi atau bujursangkar. Dalam hal ini digunakan istilah beban eksentris, yaitu beban yang bekerja pada suatu eksentrisitas tertentu, tanpa membedakan arah x maupun arah y .

Whitney mengasumsikan bahwa penampang bundar dapat ditransformasikan menjadi penampang segiempat ekuivalen untuk keadaan "balanced" dan keruntuhan tekan (Nawy, 1990). Tetapi untuk keruntuhan tarik, tetap digunakan penampang aktual namun masih memakai pengelompokan tulangan tekan dan tarik. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 3.1.



Gambar 3.1. Penampang ekuivalen berdasarkan asumsi Whitney

(a) penampang aktual, (b) penampang segiempat ekuivalen (keruntuhan tekan)

(c) penampang ekuivalen (keruntuhan tarik)

a. Keruntuhan balanced

Pada keadaan ini penampang tiang bundar ditransformasikan menjadi penampang persegi ekivalen, dengan ketentuan sebagai berikut:

1. tinggi dalam arah lentur sebesar $0,8.D$ dimana D adalah diameter luar penampang,
2. lebar segiempat ekivalen diperoleh dengan membagi luas bruto penampang dengan $0,8.D$, jadi $b = A_g / 0,8D$,
3. luas tulangan total A ekivalen didistribusikan pada dua lapis sejajar dengan jarak $2D_s / 3$ dalam arah lentur, dimana D_s adalah diameter lingkaran tulangan (terjauh) as ke as.

Selanjutnya untuk menghitung tinggi garis netral tinggi blok tegangan aksial tekan dan momen pada keadaan "balanced" diuraikan di bawah ini.

Untuk $E_s = 2.10^5$ Mpa,

$$c_b = \frac{600 d}{600 + f_y} \quad \dots \dots \dots (3.5)$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b \quad \dots \dots \dots (3.6)$$

dimana jika $f'_c < 30$ MPa ; $\beta_1 = 0,85$

jika $30 < f'_c < 55$ Mpa ; $\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30)$

jika $f'_c > 55$ Mpa ; $\beta_1 = 0,65$

$$P_{nb} = 0,85 f'_c \cdot b \cdot a_b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \quad \dots \dots \dots (3.7)$$

$$M_{nb} = P_{nb} \cdot e_b$$

$$M_{nb} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (y - c_b/2) + A'_s \cdot f'_s \cdot (y - d') + A_s \cdot f_y \cdot (d - y) \quad \dots \dots \dots (3.8)$$

b. Keruntuhan Tekan

Terjadinya keruntuhan tekan diawali dengan hancurnya beton. Eksentrisitas gaya yang terjadi lebih kecil daripada eksentrisitas "balanced" e_b dan beban tekan P melampaui kekuatan berimbang P_{nb} .

Persamaan keruntuhan tekan dapat diperoleh dengan menganggap A_s' menjadi $0,5 A_{st}$, $(d-d')$ menjadi $2D_s/3$ dan d menjadi $0,5.(h + 2D_s/3)$, serta menggantikan h menjadi $0,8.D$.

$$P_n = \frac{A_{st} \cdot F_y}{\frac{3 \cdot e}{D_s} + 1} + \frac{A_g \cdot f_c}{\frac{9,6 \cdot D \cdot e}{(0,8D + 0,67 \cdot D_s)^2} + 1,18} \quad \dots \dots \dots (3.9)$$

c. Keruntuhan tarik

Apabila keruntuhannya berupa keruntuhan tarik maka digunakan penampang bundar aktual untuk menghitung C_c , tetapi 40 % dari luas tulangan A_{st} dikelompokkan sejajar berjarak $0,75D_s$.

Dengan menganggap tulangan tekan telah leleh dan daerah tekan beton mempunyai luas A , Whitney (Park, 1974) berasumsi bahwa jarak pusat penampang terhadap pusat berat luasan A , diberikan sebagai berikut :

$$x = 0,211h + 0,293 \left(0,785h - \frac{2A}{h} \right) \quad \dots \dots \dots (3.10)$$

Bila diasumsikan juga bahwa tulangan tekan telah leleh dan $A_s' = A_s$ maka dari persamaan 3.7 diperoleh :

$$P_n = 0,85 \cdot f_c A \text{ atau } A = \frac{P_n}{0,85 f_c} \quad \dots \dots \dots (3.11)$$

Sehingga,

$$x = 0,211 + 0,293 \left(0,785h - \frac{P_n}{0,85hf_c} \right) \dots\dots\dots (3.12)$$

Dari beberapa asumsi mengenai keruntuhan tarik, maka momen yang terjadi terhadap tulangan baja tarik dapat ditulis sebagai berikut :

$$P_n (e + 0,375D_s) = P_n (x + 0,375D_s) + 0,4.A_{st}.f_y \dots\dots\dots (3.13)$$

Substitusikan harga x pada persamaan 3.13, sehingga didapatkan persamaan kuadrat dalam P_n . Dengan menggunakan rumus ABC diperoleh :

$$P_n = 0,85h^2f_c \left[\sqrt{\left(\frac{0,85e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{m\rho_g D_s}{2,5h}} - \left(\frac{0,85e}{h} - 0,38 \right) \right] \dots\dots(3.14)$$

dimana :

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}, m = \frac{f_y}{0,85f_c}, \text{ dan}$$

e = eksentrisitas gaya tekan terhadap sumbu lentur penampang bundar.

3.5. Kapasitas Momen Retak

Akibat pengangkatan pada tiang pancang akan terjadi momen akibat berat sendiri. Momen yang terjadi tersebut harus lebih kecil dari momen retak penampang tiang. Adapun besarnya momen retak tersebut dapat dinyatakan dengan rumus di bawah ini.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{C} \dots\dots\dots (3.15)$$

dimana :

f_r = tegangan retak (MPa)

$$= 0,7\sqrt{f_c}$$

I_g = momen inersia penampang (mm^4)

C = jarak garis netral ke tepi serat terluar (mm)

BAB IV

TINJAUAN PONDASI TIANG PANCANG

BETON PRATEGANG

4.1. Pengertian

Beton Prategang adalah suatu sistem struktur beton khusus, dengan cara memberikan tegangan awal tertentu pada struktur sebelum digunakan untuk mendukung beban luar sesuai rencana. Tujuan memberikan tegangan awal atau prategangan adalah untuk menimbulkan tegangan tekan terlebih dahulu, sehingga diharapkan sewaktu beban bekerja tegangan tarik total akan berkurang atau bahkan hilang. Melalui cara ini retak-retak yang terjadi pada kondisi beban kerja dapat dikurangi seminimum mungkin.

Tiang pancang beton prategang adalah suatu jenis pondasi tiang pancang yang menggunakan beton prategang sebagai strukturnya dan dipancang dengan menggunakan alat pemancang.

4.2. Dasar Perencanaan

Suatu komponen struktur beton prategang sangat jarang dimanfaatkan untuk menahan tekanan atau diprategangkan untuk keperluan tekan. Sebenarnya beton dapat memikul beban tekan dengan lebih baik tanpa diprategangkan dengan baja. Dan sukar membayangkan bahwa kawat baja dapat menambah kekuatan suatu komponen struktur yang mengalami tekanan aksial. Akan tetapi, banyak komponen

struktur tekan, di samping menahan beban tekan langsung juga menahan beban transversal. Lenturan akibat beban transversal ini mungkin akan lebih besar dari tegangan tekan aksial pada titik-titik tertentu, sehingga menimbulkan sedikit tarikan pada beton. Dengan demikian sebaiknya kita memperkuat tiang yang demikian terhadap kemungkinan tarikan. Dengan kata lain, beberapa komponen struktur tekan sebenarnya merupakan struktur komponen lentur.

Komponen struktur yang dibuat sebagai pracetak, mungkin akan menahan lenturan pada saat diangkat dan dipancang, atau memikul gaya lateral akibat gempa setelah pembangunan selesai. Oleh karena itu sebaiknya komponen tersebut diberi gaya prategang agar mampu menahan sejumlah lenturan dan mengurangi lendutan akibat gaya transversal.

4.3. Tegangan-Tegangan Ijin

Pertimbangan-pertimbangan utama dalam perencanaan tiang pancang beton prategang adalah tegangan-tegangan yang timbul selama penanganan dan pemancangan yang sifatnya sementara. Selain itu juga tegangan-tegangan yang disebabkan oleh beban permanen (beban mati dan beban hidup), beban berulang (beban hidup) dan beban tidak tetap seperti angin, gempa dan lain-lain.

Tegangan - tegangan yang diijinkan pada beton dan baja untuk kondisi-kondisi beban yang berlainan seperti yang ditetapkan oleh SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.11.4 dan 3.11.5 pada pemancangan tiang beton prategang disusun dalam tabel di bawah ini.

Tabel 4.1. Tegangan-tegangan yang diperkenankan pada beton dan baja

Tegangan Beton	
<p>1. Tegangan beton sesaat sesudah pemindahan gaya pratekan (sebelum kehilangan tegangan yang merupakan fungsi waktu) tidak boleh melampaui nilai berikut :</p> <p>(1) serat terluar mengalami tegangan tekan</p> <p>(2) serat terluar mengalami tegangan tarik kecuali seperti yang diijinkan dalam (3)</p> <p>(3) serat terluar pada ujung komponen struktur yang didukung sederhana mengalami tegangan tarik</p> <p>Bila tegangan tarik terhitung melampaui nilai tersebut di atas, maka harus dipasang tulangan tambahan (non pratekan atau pratekan) dalam daerah tarik untuk memikul gaya tarik total dalam beton, yang dihitung berdasarkan asumsi suatu penampang utuh.</p>	<p>$0,60 f_{ci}$</p> <p>$0,25 \sqrt{f_{ci}}$</p> <p>$0,50 \sqrt{f_{ci}}$</p>
<p>2. tegangan beton pada tingkat beban kerja (sesudah memperhitungkan semua kehilangan pratekan yang mungkin terjadi) tidak boleh melampaui nilai berikut :</p> <p>(1) serat terluar mengalami tegangan tekan</p> <p>(2) tegangan pada serat terluar dalam daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan</p> <p>(3) tegangan pada serat terluar dalam daerah tarik yang pada awalnya mengalami tekan dari komponen.</p>	<p>$0,45 f_c$</p> <p>$0,50 \sqrt{f_c}$</p> <p>$\sqrt{f_c}$</p>
<p>3. tegangan ijin beton yang dicantumkan di atas boleh dilampaui bila dapat ditunjukkan dengan pengujian atau analisis bahwa kemampuan strukturnya tidak berkurang.</p>	

Tegangan Baja	
1. akibat gaya penjangkaran tendon tetapi tidak lebih besar dari $0,85 f_{pu}$ atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau jangkar,	$0,94 f_{py}$
2. sesaat setelah pemindahan gaya pratekan tetapi tidak lebih besar dari $0,74 f_{pu}$,	$0,82 f_{py}$
3. tendon pasca tarik, pada daerah jangkar dan sambungan, sesaat setelah penjangkaran tendon.	$0,70 f_{pu}$

Tegangan lentur yang timbul di bawah kondisi-kondisi penanganan yang berlainan, seperti pengangkatan dari tempat percetakan, penyimpanan dan pengangkutan, harus diselidiki. Analisis tegangan umumnya didasarkan atas berat tiang pancang ditambah kelonggaran 50 % untuk tumbukan dengan tegangan tarik dibatasi sampai $0,5\sqrt{f'_c}$.

Pada saat pemancangan, tiang pancang juga akan mengalami tegangan lentur. Tegangan lentur yang terjadi tersebut adalah berupa tegangan dinamik. Tegangan dinamik yang timbul selama pemancangan tiang merupakan fungsi kompleks dari tiang pancang dan sifat-sifat tanah yang dipengaruhi oleh tahanan pemancangan, berat pemukul dan tinggi pukulan, material pelindung dan parameter-parameter lainnya. Tegangan pancang merupakan tekanan dan tarikan berganti-ganti yang mencapai nilai kira-kira sebesar 7 - 28 N/mm² (tekan) dan 10

N/mm² (tarik) atau bahkan lebih tinggi pada kondisi-kondisi tertentu. Tegangan tarik mungkin timbul pada tiang pancang yang lebih panjang dari 12 m, pada kondisi pemancangan yang lunak ujungnya. Di dalam hal tiang pancang lebih pendek, tegangan pancang tarik jarang sekali timbul.

Untuk menahan tegangan pancang, maka oleh berbagai pihak yang berwenang di seluruh dunia ditetapkan nilai prategang efektif minimum. Untuk tiang pancang lebih pendek dari 12 m nilainya berkisar antara 2,8 sampai 4,9 N/mm² dan untuk tiang pancang dengan panjang antara 12 m - 52 m nilainya berkisar antara 4,9 sampai 8,4 N/mm² (N. Krishna Raju, 1989).

4.4. Kapasitas Tiang Pancang Beton Prategang.

4.4.1. 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 :

$$P_n = (0,85.f'_c - 0,6.f_{pe}).A_g \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

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

$$P' = (0,33.f'_c - 0,27.f_{pe}).A_g \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

di mana : $h'/r < 50$

h' = panjang efektif bebas tiang (mm)

r = radius girasi penampang transformasi tiang

f_{pe} = tegangan prategang efektif (MPa)

A_g = luas penampang tiang (mm^2)

Sedangkan untuk tiang dengan $h'/r > 50$, prosedur desain didasarkan pada kekuatan batas tiang di bawah kombinasi beban aksial dan lentur (T.Y. Lin, 1982).

4.4.2. Kapasitas Momen Tiang

Pada suatu penampang tiang pancang beton prategang yang dibebani oleh gaya prategang efektif (P_e) 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 dan momen yang mengakibatkan retak, diperlihatkan dalam rumus teori elastis berikut ini :

$$f_{ctu}' = -\frac{P_e}{A_g} + \frac{M' \cdot C}{I_t} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

Jika $f_{pe} = \frac{P_e}{A_g}$, maka :

$$f_{ctu}' = -f_{pe} + \frac{M' \cdot C}{I_t}$$

$$\text{Jadi : } M' = (f_{ctu}' + f_{pe}) \frac{I_t}{C} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

dimana :

P_e = gaya prategang efektif total (MPa)

A_g = luas beton (mm^2)

M' = momen yang mengakibatkan retak (N.m)

C = jarak antara sumbu netral penampang terhadap serat terluar (mm^2)

I_t = momen inersia penampang transformasi (mm^4)

f_{ctu} = tegangan tarik ijin (MPa)

f_{pe} = gaya prategang efektif setelah kehilangan (MPa)

4.4.3. Kapasitas Kombinasi Antara Beban Aksial dan Momen

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

Tegangan pada serat terluar penampang dapat dihitung dengan cara elastis biasa sebagai berikut :

$$f_c = - \frac{P_e}{A_g} - \frac{P}{A_t} \pm \frac{M.C}{I_t} \dots\dots\dots (4.5)$$

dimana :

A_g = luas penampang tiang (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)

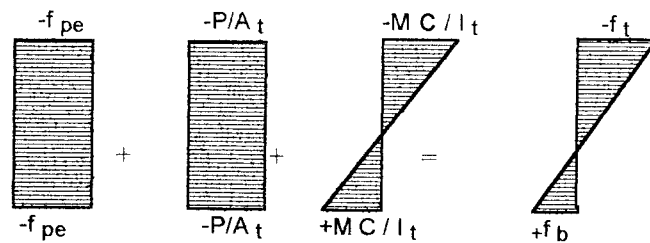
Jika $f_{pe} = P_e / A_g$, rumus di atas dapat disederhanakan menjadi :

$$f_c = -f_{pe} - \frac{P}{A_t} \pm \frac{M.C}{I_t} \dots\dots\dots (4.6)$$

dimana :

f_{pe} = tegangan beton prategang efektif per satuan luas penampang (Mpa)

Tegangan yang terjadi pada penampang tersebut dapat digambarkan dalam bentuk pola tegangan seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 4.1. Pola tegangan penampang tiang pancang beton prategang

Tegangan yang terjadi harus lebih kecil daripada tegangan tekan ijin (f_{ccu}) maupun tegangan tarik ijin (f_{ctu}) sesuai dengan tabel 4.1, sehingga momen batas (M) dapat ditentukan dengan cara sebagai berikut :

1. Untuk serat tarik

$$f_c \leq f_{ctu}$$

$$-f_{pe} - \frac{P}{A_t} + \frac{M.C}{I_t} \leq f_{ctu} \dots\dots\dots (4.7)$$

maka :

$$M \leq (f_{ctu} + f_{pe} + \frac{P}{A_t}) \frac{I_t}{C} \dots\dots\dots (4.8)$$

2. Untuk serat tekan

$$f_c \leq f_{ccu}$$

$$\left| -f_{pe} - \frac{P}{A_t} - \frac{M.C}{I_t} \right| \leq | -f_{ccu} | \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

maka :

$$M \leq (f_{ccu} - f_{pe} - \frac{P}{A_t}) \frac{I_t}{C} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

Momen yang digunakan dalam perencanaan adalah momen yang terkecil antara momen yang dibatasi oleh tegangan tarik ijin (M_1) dan momen yang dibatasi oleh tegangan tekan ijin (M_2).

4.5. Penulangan Tiang Pancang Beton Prategang

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

$$A_{ps} = \frac{P_e}{f_{pse}} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

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

P_e = gaya prategang efektif (N),

$$= f_{pe} \cdot A_g$$

f_{pe} = tegangan pada seluruh penampang akibat gaya prategang efektif / nilai prategang efektif (MPa)

A_g = Luas penampang bruto (mm^2)

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 SK SNI T-15-1991-03, yaitu nilai terkecil antara $0,82 f_{py}$ dan $0,74 f_{pu}$.

Hal lain yang perlu diperhatikan dalam merencanakan jumlah tulangan prategang adalah batas minimum dari nilai prategang efektif (f_{pe}). Dengan demikian gaya prategang yang memenuhi syarat adalah,

$$P_{e \text{ min}} = f_{pe \text{ min}} \cdot A_g \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

sehingga luas baja prategang yang diperlukan adalah,

$$A_{ps \text{ perlu}} = \frac{P_{e \text{ min}}}{f_{pse}} = \frac{f_{pe \text{ min}} \cdot A_g}{f_{pse}} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

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

$$A_{ps \text{ min}} = 0,005 \cdot A_g \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

Tulangan pengikat yang digunakan pada tiang pancang beton prategang umumnya berupa ikatan spiral. Ikatan spiral dipasang sepanjang seluruh tiang pancang dengan jarak yang semakin dekat ke arah kepala dan ujung tiang pancang untuk melawan gaya pemecah yang timbul selama pemancangan.

BAB V

ANALISA DAN PERHITUNGAN

5.1. Data Perencanaan

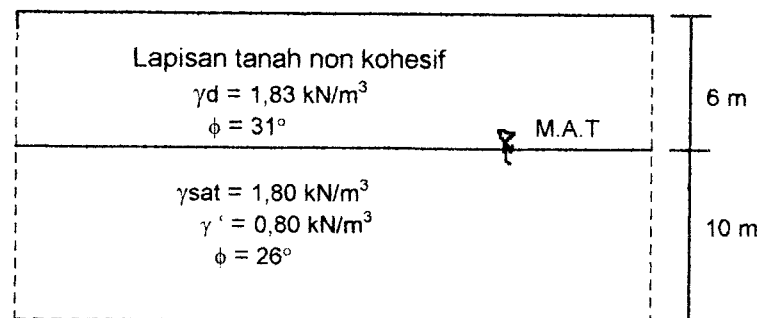
5.1.1. Gaya-gaya yang Terjadi

Gaya-gaya yang terjadi pada pondasi pada dasarnya merupakan gaya-gaya yang disalurkan oleh kolom dasar suatu 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) = 1500 KN
2. Momen yang terjadi = 150 kNm
3. Gaya geser/lateral (H) = 50 KN

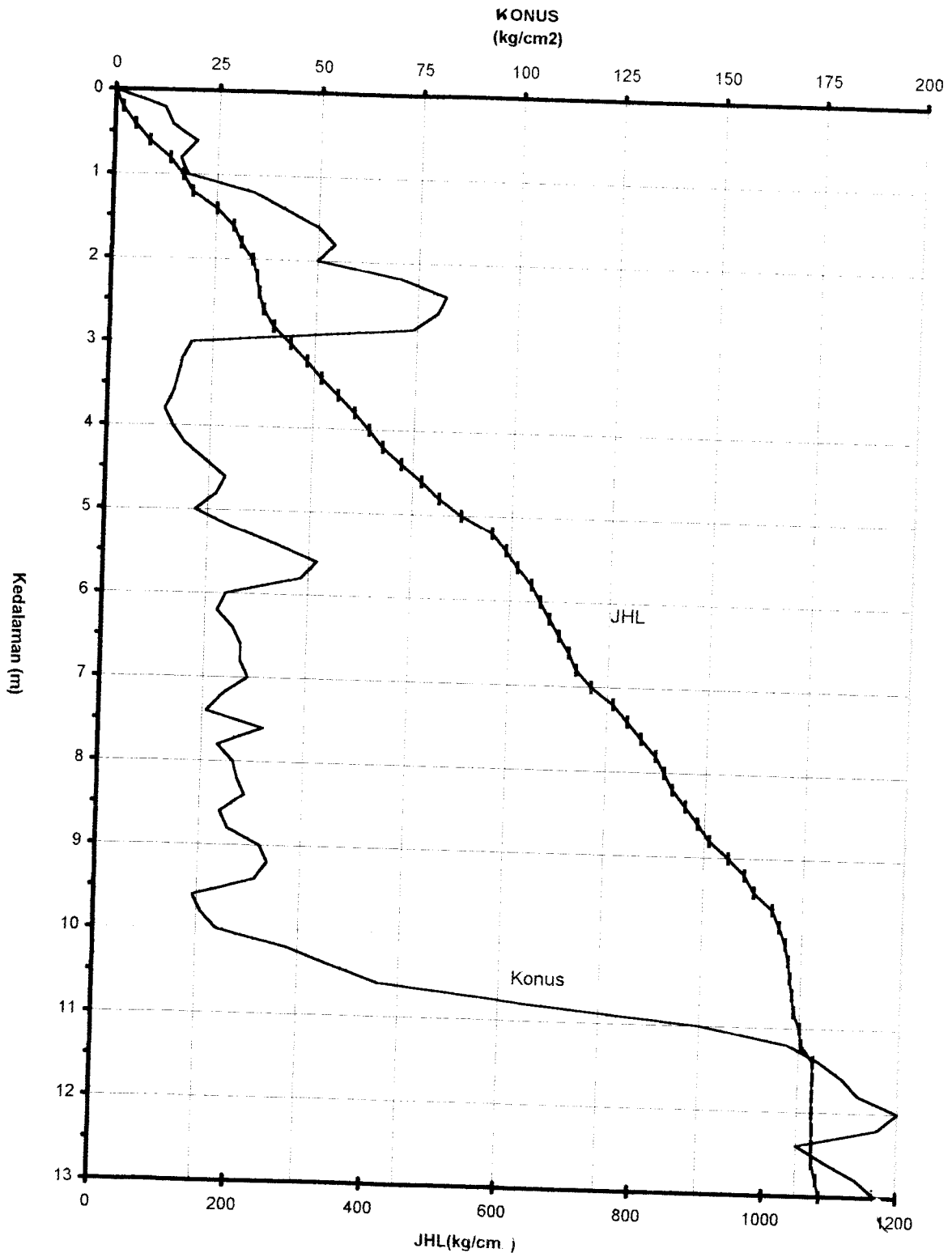
5.1.2. Data Karakteristik Tanah

Pada titik pemancangan pondasi tiang pancang, diketahui data karakteristik lapisan tanah pendukung sebagai berikut :



Gambar 5.1. Data karakteristik lapisan tanah pendukung pondasi

DATA SONDIR



Gambar 5.2. Data Sondir

5.2. Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Berdasarkan Kapasitas Dukung Tanah

5.2.1. Menentukan Efisiensi Panjang Tiang Berdasarkan Data Sondir

Untuk menentukan panjang tiang pancang 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 menentukan panjang tiang pancang.

Berdasarkan data sondir, dicoba untuk menentukan kedalaman awal yang menjadi acuan 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.

Misalnya dipakai diameter tiang pancang 500 mm, maka :

- Luas penampang tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 500^2 = 196349,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 500 = 1570,796 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Rumus kapasitas dukung tiang berdasar data sondir

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

diambil $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$.

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 (5.1) sebagai berikut.

Tabel 5.1. Nilai efisiensi akibat pertambahan kapasitas dukung tanah dan pertambahan panjang tiang

L(m)	qc(kg/cm ²)	qf(kg/cm)	P (N)	ΔL	ΔL(%)	ΔP	ΔP(%)	Ef. (%P)/(%L)
5	22	524	308609.08	-	-	-	-	1
6	30	646	399296.38	1	20	175447.44	7.84E+01	3.9189
7	36	725	463384.87	2	40	239535.93	1.07E+02	2.6752
8	33	837	478935.74	3	60	255086.80	1.14E+02	1.8992
9	40	936	555852.40	4	80	332003.46	1.48E+02	1.8539
10	30	1025	518362.72	5	100	294513.78	1.32E+02	1.3157
11	150	1050	1311614.86	6	120	1087765.92	4.86E+02	4.0495
12	200	1071	1645461.44	7	140	1421612.50	6.35E+02	4.5363
13	195	1085	1617134.74	8	160	1393285.80	6.22E+02	3.8901

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, dapat dilihat bahwa nilai efisiensi yang terbesar terdapat pada tiang pancang dengan panjang 12 m. Hal tersebut menunjukkan bahwa dengan panjang tiang 12 m maka didapatkan nilai kapasitas dukung tanah yang terbesar.

5.2.2. Menghitung Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Gaya Lateral

1. Jenis Tiang

$$L / D = 12000 / 500 = 24.$$

$L / D > 12$, maka termasuk tiang panjang.

2. Tiang terjepit poer dan rata dengan muka tanah ($e = 0$).

3. Jenis tanah termasuk non kohesif, maka untuk menentukan besarnya kapasitas dukung terhadap gaya lateral digunakan rumus sebagai berikut.

$$H_a = \frac{2.M}{e + 0,55 \sqrt{D.K_p.\gamma}}$$

$$e = 0$$

$$\phi = \frac{\phi_1.L_1 + \phi_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{31,6 + 26.10}{6 + 10} = 27,875^\circ$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1.L_1 + \gamma_2.L_2}{L_1 + L_2} = \frac{1,83.6 + 0,8.10}{6 + 10}$$

$$= 1,18625 \text{ t/m}^3 = 11,8625 \text{ kN/m}^3$$

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi / 2)$$

$$= \text{tg}^2(45^\circ + 27,875 / 2) = 2,7562$$

maka :

$$H_a = \frac{2 \cdot 150}{0 + 0,55 \sqrt{11,8625 \cdot 0,5 \cdot 2,7562}}$$

$$H_a = 228,45 \text{ kN}$$

jika diambil SF = 3, maka kapasitas dukung terhadap gaya lateral :

$$H_a' = 228,45 / 3 = 76,15 \text{ kN} > H = 50 \text{ kN} \quad (\text{aman}).$$



5.3. Gaya yang Terjadi Pada Saat Pengangkatan dan Layan

5.3.1. Rasio kelangsingan tiang

$$\begin{aligned} r &= 0,25.D \\ &= 0,25.500 \\ &= 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{k.L}{r} = \frac{0,7.12000}{125} = 67,2$$

Rasio tiang pancang lebih besar dari 22, maka tiang tersebut termasuk struktur tekan langsing, sehingga dalam analisisnya harus memperhitungkan adanya efek tekuk. Perencanaan tersebut juga menggunakan cara perkiraan momen yang diperbesar karena rasio kelangsingannya lebih kecil dari 100.

5.3.2. Momen Akibat Pengangkatan

$$\text{Berat sendiri tiang} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 23 = 4,516 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelonggaran akibat tumbukan (50\%)} &= 0,5 \cdot 4,516 = \underline{2,258 \text{ kN/m}} \\ q_{bs} &= 6,774 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jika tiang diangkat pada dua titik, maka momen yang terjadi :

$$\begin{aligned} M_{bs} &= 1/2 \cdot q_{bs} \cdot a^2 \\ &= 1/2 \cdot q_{bs} \cdot (0,207.L)^2 \\ &= 1/2 \cdot 6,774 \cdot (0,207.12)^2 \\ &= 20,8988 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.3.3. Beban Aksial dan Momen Pada Saat Layan

1. Beban aksial yang diterima saat layan.

$$\text{Beban aksial (V)} = 1500 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri tiang pancang} = 1,2 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 12 \cdot 23\right) = 65,03 \text{ kN}$$

$$P = 1565,03 \text{ kN} \quad +$$

Jadi total beban terfaktor yang diterima tiang pancang saat layan adalah 1565,03 kN, masih lebih kecil dari kapasitas dukung tiang menurut data sondir (1645,461 kN).

2. Momen yang terjadi saat layan

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

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 15 + 0,03 \cdot D \\ &= 15 + (0,03 \cdot 500) \\ &= 30 \text{ mm} = 0,03 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= P \cdot e_{\min} \\ &= 1565,03 \cdot 0,03 \\ &= 46,9509 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

Digunakan $f'_c = 35 \text{ Mpa}$, maka modulus elastisitas beton

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \sqrt{35} \\ &= 27805,57 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cr} &= \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot I}{(k \cdot L)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 \cdot 27805,57 \cdot 3067961576}{(0,7 \cdot 12000)^2} \\
 &= 11932,267 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{C_m}{1 - (P / \phi \cdot P_{cr})} \\
 &= \frac{1}{1 - (1565,03 / 0,7 \cdot 11932,267)} \\
 &= 1,2306
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= \delta \cdot M \\
 &= 1,2306 \cdot 46,9509 \\
 &= 57,777 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi momen yang terjadi pada tiang pancang pada saat layan :

$$\begin{aligned}
 M &= 57,777 \text{ kNm} + 150 \text{ kNm} \\
 &= 207,777 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 e &= M / P \\
 &= 207,777 / 1565,03 = 132,762 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5.4. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Konvensional

5.4.1. Data Struktur

Kuat tekan beton (f'_c) = 35 Mpa

Tegangan Leleh Baja (f_y) = 400 Mpa

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastisitas beton : } E_c &= 4700\sqrt{f'_c} \\
 &= 4700\sqrt{35} \\
 &= 27805,57 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (} E_s \text{)} = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.10^5}{27805,57} = 7,193$$

$$\text{Diameter penampang} = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang (} A_g \text{)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 500^2 \\
 &= 196349,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

5.4.2. Perencanaan Tulangan

Untuk perencanaan tulangan diasumsikan $\rho_g = 0.02$.

Luas tulangan baja yang diperlukan adalah

$$\begin{aligned}
 A_{st} \text{ perlu} &= \rho_g \cdot A_g \\
 &= 0,02 \cdot 196349,54 \\
 &= 3926,9908 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jika dipakai 7 tulangan diameter 29 mm, maka luas tulangan :

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 7 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 29^2 \\
 &= 4623,639 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

Cek rasio tulangan :

$$\begin{aligned}\rho_g &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{4623,639}{196349,54} \\ &= 0,0235\end{aligned}$$

$$0,01 < \rho_g < 0,08 \quad (\text{OK})$$

5.4.3. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen

1. Kapasitas Beban Aksial

Dengan menggunakan teori Whitney, penampang bundar ditransformasikan menjadi penampang persegi ekuivalen untuk menentukan eksentrisitas pada keadaan "balanced".

a) Tebal penampang ekuivalen

$$h = 0,8.D = 0,8.500 = 400 \text{ mm.}$$

b) Lebar penampang ekuivalen

$$b = A_g / 0,8.D = 196349,54 / 400 = 490,87 \text{ mm.}$$

c) Luas tulangan total A_{st} didistribusikan pada 2 lapis

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2}.A_{st} = \frac{1}{2}. 4623,639 = 2311,819 \text{ mm}^2.$$

d) Diameter inti (D_s) = 410 mm.

e) Jarak antara lapis tulangan = $2/3. D_s = 2/3. 410 = 273,333 \text{ mm.}$

f) Jarak tulangan (tekan/tarik) terhadap tepi terluar beton

$$d' = d_s = \frac{1}{2}.(500 - 273,333) = 113,333 \text{ mm}$$

g) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar daerah tekan

$$d = 0,8.D - d' = 400 - 113,333 = 286,667 \text{ mm}$$

Cek apakah eksentrisitas rencana yang diberikan lebih besar atau lebih kecil dari eksentrisitas "balanced" (e_b).

$$c_b = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \cdot 286,667}{600 + 400} = 172$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa} > 30 \text{ Mpa, maka :}$$

$$\rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) = 0,81$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b$$

$$= 0,81 \cdot 172$$

$$= 139,002 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f'_s &= 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) \\ &= 600 \left(\frac{172 - 113,333}{172} \right) \\ &= 204,651 \text{ MPa} \leq f_y \end{aligned}$$

Kapasitas beban nominal pada saat "balanced" :

$$\begin{aligned} P_{nb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b + A_s' \cdot f'_s - A_s \cdot f_y \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 490,87 \cdot 139,32 + 2311,819 \cdot 204,651 - 2311,819 \cdot 400 \\ &= 1582,948 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen tahanan nominal pada saat 'balanced' :

$$\begin{aligned} M_{nb} &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a_b \cdot (0,8.D/2 - a_b/2) + (A_s' \cdot f'_s + A_s \cdot f_y) \cdot (1/2 \cdot (2/3 \cdot D_s)) \\ &= 0,85 \cdot 35 \cdot 490,87 \cdot 133,002 \cdot (0,8 \cdot 500/2 - 139,32/2) + (2311,819 \cdot 204,651 + \\ &\quad 2311,819 \cdot 400) \cdot (1/2 \cdot 273,333) \\ &= 481,655 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{481,655}{1582,948} = 304,277 \text{ mm}$$

$e_b > e$, maka terjadi keruntuhan tekan.

Dengan demikian kapasitas beban aksial yang dapat ditahan oleh penampang adalah:

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_{st} \cdot f_y}{\frac{3 \cdot e}{D_s} + 1} + \frac{A_g \cdot f_c}{\frac{9,6 \cdot D \cdot e}{(0,8 \cdot D + 0,67 \cdot D_s)^2} + 1,18} \\ &= \frac{4623,639 \cdot 400}{\frac{3 \cdot 132,762}{410} + 1} + \frac{125663,71 \cdot 35}{\frac{9,6 \cdot 500 \cdot 132,762}{(0,8 \cdot 500 + 0,67 \cdot 410)^2} + 1,18} \\ &= 3601,901 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya beban aksial yang diijinkan adalah:

$$\begin{aligned} P' &= \phi \cdot P_n \\ &= 0,7 \cdot 3601,901 \\ &= 2521,3308 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban aksial yang diijinkan lebih besar dari beban aksial yang terjadi ($P = 1565,03 \text{ kN}$), maka penampang tersebut aman digunakan.

2. Kapasitas momen pada saat layan

$$\begin{aligned} M_n &= P_n \cdot e \\ &= 3601,901 \cdot 0,01327 \\ &= 478,196 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M' &= \phi \cdot M_n \\ &= 0,7 \cdot 478,196 = 334,737 \text{ kNm} > M = 207,777 \text{ kNm (aman)}. \end{aligned}$$

3. Kapasitas momen akibat pengangkatan

Momen yang terjadi pada saat pengangkatan (M_{bs}) = 20,8988 kNm.

Kapasitas momen retak (M_{cr}) = $(f_r \cdot I_g) / C$

Tegangan retak beton

$$f_r = 0,7 \cdot \sqrt{f_c} = 0,7 \cdot \sqrt{35} = 4,141 \text{ Mpa}$$

Momen inersia penampang

$$\begin{aligned} I_g &= (1/64) \cdot \pi \cdot D^4 \\ &= (1/64) \cdot \pi \cdot 500^4 = 3067961576 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Jarak dari garis netral penampang ke serat tepi terluar

$$C = D/2 = 500/2 = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{4,141 \cdot 3067961576}{250} \\ &= 50,8209 \text{ kNm} > M_{bs} \text{ (aman)} \end{aligned}$$

5.5. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Beton Prategang

5.5.1. Data Struktur

Kuat tekan beton (f'_c) = 35 MPa

Tegangan leleh baja (f_{py}) = 1600 MPa

Tegangan ultimit baja (f_{pu}) = 1800 MPa

Modulus elastisitas baja (E_s) = $2 \cdot 10^5$ MPa

Modulus elastisitas beton : $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$
 $= 4700 \sqrt{35}$
 $= 27805,575 \text{ MPa}$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \cdot 10^5}{27805,57} = 7,193$$

Diameter penampang = 500 mm

$$\text{Luas penampang } (A_g) = \left(\frac{1}{4}\right) \cdot \pi \cdot 500^2 = 196349,54 \text{ mm}^2$$

5.5.2. Tegangan - tegangan Ijin

Berdasarkan SK SNI T-15-1991-03 maka tegangan-tegangan yang diijinkan adalah sebagai berikut.

1. Tegangan tekan ijin (f_{ccu}) = 0,45. f_c = 0,45. 35 = 15,75 Mpa

2. Tegangan tarik ijin

a. Saat pengangkatan

$$\begin{aligned} f_{ctu}' &= 0,5 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 0,5 \cdot \sqrt{35} = 2,958 \text{ MPa} \end{aligned}$$

b. Saat layan,

$$\begin{aligned} f_{ctu} &= \sqrt{f_c} \\ &= \sqrt{35} = 5,916 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3. Tegangan Prategang efektif

a. Nilai prategang efektif (f_{pe}) minimum untuk tiang pancang dengan panjang 12 m - 52 m antara 4,9 sampai 8,4 MPa.

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

$$\begin{aligned} f_{pse} &= 0,82 \cdot f_{py} \\ &= 0,82 \cdot 1600 = 1312 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{pse\ 2} &= 0,74 f_{pu} \\
 &= 0,74 \cdot 1800 = 1332 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan prategang yang diijinkan dipilih yang terkecil, maka $f_{pse}=1312$ MPa.

5.5.3. Perencanaan Tulangan Prategang

Luas tulangan baja prategang minimum

$$\begin{aligned}
 A_{ps\ \text{min}} &= 0,005 \cdot A_g \\
 &= 0,005 \cdot 196349,54 \\
 &= 981,7477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ps\ \text{perlu}} &= \frac{P_e\ \text{min}}{f_{pse}} = \frac{f_{pe\ \text{min}} \cdot A_g}{f_{pse}} \\
 &= \frac{4,9 \cdot 196349,54}{1312} \\
 &= 733,3176 \text{ mm}^2 < A_{ps\ \text{min}} = 981,7477 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jadi luas tulangan baja prategang yang diperlukan adalah $981,7477 \text{ mm}^2$.

Jika digunakan baja prategang jenis "Prestressing bars deformed", dengan diameter 12 mm , maka jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{ps\ \text{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} \\
 &= \frac{981,7477}{113,097} = 8,68 \approx 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jadi luas tulangan yang digunakan adalah

$$A_{ps} = 9 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 1017,976 \text{ mm}^2$$

5.5.4. Menentukan Kapasitas Beban Aksial dan Momen

1. Menentukan nilai prategang efektif

$$\begin{aligned} f_{pe} &= \frac{P_e}{A_g} = \frac{f_{pse} \cdot A_{ps}}{A_g} \\ &= \frac{1312 \cdot 1017,876}{196349,54} \\ &= 6,8014 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2. Menentukan kapasitas beban aksial dan momen pada saat layan

Beban aksial yang terjadi (P) = 1565,03 kN

Luas penampang transformasi

$$\begin{aligned} A_t &= A_g + (n - 1) \cdot A_{ps} \\ &= 196349,54 + (7,193 - 1) \cdot 1017,876 \\ &= 202653,0457 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Momen inersia penampang transformasi

$$\begin{aligned} I_t &= (1/64) \cdot \pi \cdot D^4 + (n - 1) A_{ps} \cdot y^2 \\ &= (1/64) \cdot \pi \cdot 500^4 + (7,193 - 1) \cdot 1017,876 \cdot 185,5^2 \\ &= 3305 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Beban aksial yang diijinkan:

$$\begin{aligned} |f_{ccu}| &= \left| -f_{pe} - \frac{P'}{A_t} - \frac{M_c \cdot C}{I_t} \right| \\ | -15,75 | &= \left| -6,8014 - \frac{P'}{202653,0457} - \frac{57,777 \cdot 10^6 \cdot 250}{3305 \cdot 10^6} \right| \end{aligned}$$

$$P' = 4570,1147 \text{ kN} > P = 1565,03 \text{ kN (aman)}$$

Kapasitas momen pada saat layan :

$$\begin{aligned}
 M' &= (f_{ctu} + f_{pe} + P/A_t) \cdot I_t / C \\
 &= (5,916 + 6,8014 + \frac{1565,03 \cdot 10^3}{202653,0457}) \cdot \frac{3305 \cdot 10^6}{250} \\
 &= 400,248 \text{ kNm} > M \text{ yang terjadi} = 207,777 \text{ kNm (aman)}
 \end{aligned}$$

3. Kapasitas momen pada saat pengangkatan (kapasitas momen retak)

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= (f_{ctu}' + f_{pe}) \cdot I_t / C \\
 &= (2,958 + 6,8014) \cdot 3305 \cdot 10^6 / 250 \\
 &= 129,0277 \text{ kNm} > M_{bs} \text{ (aman)}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.2. Perhitungan Gaya-gaya yang Terjadi dengan $f_c = 35$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L (mm)	D (mm)	$kL/r < 100$	A_g (mm ²)	V (kN)	H_a (kN)	M_y (kN.m)	f_c	$n = E_s/E_c$	Q_{bs} (kN/m)	Mbs (kN.m)	ϕ
12000	400	84.00	125663.71	1500	50	150	35	7.19280	2.89027	13.37526	27.875
12000	425	79.06	141862.54	1500	50	150	35	7.19280	3.26284	15.09941	27.875
12000	450	74.67	159043.13	1500	50	150	35	7.19280	3.65799	16.92806	27.875
12000	475	70.74	177205.46	1500	50	150	35	7.19280	4.07573	18.86120	27.875
12000	500	67.20	196349.54	1500	50	150	35	7.19280	4.51604	20.89884	27.875
12000	525	64.00	216475.37	1500	50	150	35	7.19280	4.97893	23.04097	27.875
12000	550	61.09	237582.94	1500	50	150	35	7.19280	5.46441	25.28760	27.875
12000	575	58.43	259672.27	1500	50	150	35	7.19280	5.97246	27.63872	27.875
12000	600	56.00	282743.34	1500	50	150	35	7.19280	6.50310	30.09433	27.875

13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
γ	K_p	H_a' (kN)	P (kN)	e min (mm)	M (kN.m) P.e	I_g (mm ⁴)	Pcr (kN)	δ	Mc (kN.m)
11.8625	2.7562	52.43	1541.620	27	41.62374	1256637062	4887.4566	1.8202	75.7629
11.8625	3.7562	59.31	1546.985	27.75	42.92883	1601495118	6228.718	1.5499	66.5362
11.8625	4.7562	65.40	1552.675	28.5	44.25124	2012889590	7828.7605	1.3953	61.7455
11.8625	5.7562	70.97	1558.690	29.25	45.59170	2498873879	9718.9062	1.2972	59.1417
11.8625	6.7562	76.15	1565.031	30	46.95093	3067961576	11932.267	1.2306	57.7766
11.8625	7.7562	81.04	1571.697	30.75	48.32967	3729126471	14503.745	1.1832	57.1818
11.8625	8.7562	85.70	1578.687	31.5	49.72866	4491802544	17470.032	1.1482	57.0999
11.8625	9.7562	90.18	1586.003	32.25	51.14861	5365883971	20869.61	1.1218	57.3779
11.8625	10.7562	94.49	1593.645	33	52.59027	6361725124	24742.749	1.1013	57.9196

Tabel 5.3. Perhitungan Gaya-gaya yang Terjadi dengan $f_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
L (mm)	D (mm)	$kL/r < 100$	Ag (mm ²)	V (kN)	Ha (kN)	My (kN.m)	f_c	$n = E_s/E_c$	Qbs (kN/m)	Mbs (kN.m)	ϕ
12000	400	84.00	125663.71	1500	50	150	40	6.7283	2.8903	13.3753	27.875
12000	425	79.06	141862.54	1500	50	150	40	6.7283	3.2628	15.0994	27.875
12000	450	74.67	159043.13	1500	50	150	40	6.7283	3.6580	16.9281	27.875
12000	475	70.74	177205.46	1500	50	150	40	6.7283	4.0757	18.8612	27.875
12000	500	67.20	196349.54	1500	50	150	40	6.7283	4.5160	20.8988	27.875
12000	525	64.00	216475.37	1500	50	150	40	6.7283	4.9789	23.0410	27.875
12000	550	61.09	237582.94	1500	50	150	40	6.7283	5.4644	25.2876	27.875
12000	575	58.43	259672.27	1500	50	150	40	6.7283	5.9725	27.6387	27.875
12000	600	56.00	282743.34	1500	50	150	40	6.7283	6.5031	30.0943	27.875

13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
γ	Kp	Ha' (kN)	P (kN)	e (mm)	M (kN.m) P.e	Ig (mm ⁴)	Pcr (kN)	δ	Mc (kN.m)
11.8625	2.7562	52.43	1541.62	27	41.6237	1256637062	5224.9109	1.7286	71.9515
11.8625	3.7562	59.31	1546.98	27.75	42.9288	1601495118	6658.7797	1.4968	64.2541
11.8625	4.7562	65.40	1552.68	28.5	44.2512	2012889590	8369.297	1.3606	60.2082
11.8625	5.7562	70.97	1558.69	29.25	45.5917	2498873879	10389.948	1.2728	58.0278
11.8625	6.7562	76.15	1565.03	30	46.9509	3067961576	12756.13	1.2125	56.9288
11.8625	7.7562	81.04	1571.70	30.75	48.3297	3729126471	15505.156	1.1693	56.5133
11.8625	8.7562	85.70	1578.69	31.5	49.7287	4491802544	18676.25	1.1373	56.5584
11.8625	9.7562	90.18	1586.00	32.25	51.1486	5365883971	22310.551	1.1130	56.9301
11.8625	10.7562	94.49	1593.64	33	52.5903	6361725124	26451.112	1.0942	57.5430

Tabel 5.4 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Konvensional dengan $f_c = 35 \text{ MPa}$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Panjang Tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	V (kN)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	f _r (MPa)	n Es/Ec	ρ _g	P (kN)	Mc (kN.m)
12000	400	125663.7062	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1541.6198	75.7629
12000	425	141862.5433	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1546.9849	66.5362
12000	450	159043.1281	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1552.6751	61.7455
12000	475	177205.4606	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1558.6904	59.1417
12000	500	196349.5409	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1565.0310	57.7766
12000	525	216475.3688	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1571.6966	57.1818
12000	550	237582.9445	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1578.6875	57.0999
12000	575	259672.2678	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1586.0035	57.3779
12000	600	282743.3389	1500	35	400	4.1413	7.1928	0.02	1593.6446	57.9196

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Mbs (kN.m)	Ast perlu (mm ²)	Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Ast (mm ²)	0,01<ρ<0,08 Ast/Ag	h _{ek} (mm) 0,8D	b _{ek} (mm) Ag/0,8D	As=As' Ast/2	Ds (mm)	2/3.Ds
13.3753	2513.2741	29	6	3963.1191	0.0315	320	392.6991	1981.5596	310	206.667
15.0994	2837.2509	29	6	3963.1191	0.0279	340	417.2428	1981.5596	335	223.333
16.9281	3180.8626	29	7	4623.6390	0.0291	360	441.7865	2311.8195	360	240.000
18.8612	3544.1092	29	7	4623.6390	0.0261	380	466.3302	2311.8195	385	256.667
20.8988	3926.9908	29	7	4623.6390	0.0235	400	490.8739	2311.8195	410	273.333
23.0410	4329.5074	29	7	4623.6390	0.0214	420	515.4175	2311.8195	435	290.000
25.2876	4751.6589	29	8	5284.1588	0.0222	440	539.9612	2642.0794	460	306.667
27.6387	5193.4454	29	8	5284.1588	0.0203	460	564.5049	2642.0794	485	323.333
30.0943	5654.8668	29	9	5944.6787	0.0210	480	589.0486	2972.3393	510	340.000

23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
ds=d' (mm)	d (mm) h ek-d'	cb (mm)	β_1	ab $\beta_1 \cdot z\beta$	fs'<fy (MPa)	Pnb (kN)	Mnb (kN.m)	eb (mm) Mnb/Pnb	e (mm)	Pn (kN)
96.6667	223.333	134	0.81	108.54	167.1642	806.6728	262.8847	325.8877	146.4453	2030.5011
100.8333	239.167	143.5	0.81	116.235	178.3972	1003.7027	304.7409	303.6166	139.9730	2373.8510
105.0000	255.000	153	0.81	123.93	188.2353	1139.2685	373.7706	328.0795	136.3746	2846.6517
109.1667	270.833	162.5	0.81	131.625	196.9231	1356.5989	425.5577	313.6946	134.1778	3215.4650
113.3333	286.667	172	0.81	139.32	204.6512	1582.9480	481.6552	304.2773	132.7620	3601.9011
117.5000	302.500	181.5	0.81	147.015	211.5702	1818.6642	542.2865	298.1785	131.8205	4008.4354
121.6667	318.333	191	0.81	154.71	217.8010	2003.8536	638.9616	318.8664	131.1849	4579.0273
125.8333	334.167	200.5	0.81	162.405	223.4414	2260.9512	711.3364	314.6182	130.7550	5033.6692
130.0000	350.000	210	0.81	170.1	228.5714	2471.3219	824.2138	333.5113	130.4680	5661.0903

34	35	36	37	38	39	40	41	42
P' (kN) 0.7.Pn	Ket. P' > P	Ig (mm4)	C (mm)	Mcr (kNm)	Ket. Mcr > Mbs	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
1421.3508	tidak aman	1256637062	200	26.0203	aman	225.7629	208.1501	tidak aman
1661.6957	aman	1601495118	212.5	31.2104	aman	216.5362	232.5926	aman
1992.6562	aman	2012889590	225	37.0484	aman	211.7455	271.7477	aman
2250.8255	aman	2498873879	237.5	43.5725	aman	209.1417	302.0108	aman
2521.3308	aman	3067961576	250	50.8209	aman	207.7766	334.7368	aman
2805.9048	aman	3729126471	262.5	58.8315	aman	207.1818	369.8757	aman
3205.3191	aman	4491802544	275	67.6426	aman	207.0999	420.4893	aman
3523.5685	aman	5365883971	287.5	77.2922	aman	207.3779	460.7242	aman
3962.7632	aman	6361725124	300	87.8184	aman	207.9196	517.0137	aman

Tabel 5.5 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Konvensional untuk $f_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Panjang Tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	V (kN)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	fr (MPa)	n	ρ_g	P (kN)	Mc (kN.m)
12000	400	125663.7062	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1541.6198	71.9515
12000	425	141862.5433	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1546.9849	64.2541
12000	450	159043.1281	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1552.6751	60.2082
12000	475	177205.4606	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1558.6904	58.0278
12000	500	196349.5409	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1565.0310	56.9288
12000	525	216475.3688	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1571.6966	56.5133
12000	550	237582.9445	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1578.6875	56.5584
12000	575	259672.2678	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1586.0035	56.9301
12000	600	282743.3389	1500	40	400	4.4272	6.7283	0.02	1593.6446	57.5430

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Mbs (kN.m)	Ast perlu (mm ²)	Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Ast (mm ²)	$0,01 < p < 0,08$ Ast/Ag	h ek (mm) 0,8D	b ek (mm) Ag/0,8D	As=As' Ast/2	Ds (mm)	2/3.Ds
13.3753	2513.2741	29	6	3963.1191	0.0315	320	392.6991	1981.5596	310	206.7
15.0994	2637.2509	29	6	3963.1191	0.0279	340	417.2428	1981.5596	335	223.3
16.9281	3180.8626	29	7	4623.6390	0.0291	360	441.7865	2311.8195	360	240.0
18.8612	3544.1092	29	7	4623.6390	0.0261	380	466.3302	2311.8195	385	256.7
20.8988	3926.9908	29	7	4623.6390	0.0235	400	490.8739	2311.8195	410	273.3
23.0410	4329.5074	29	7	4623.6390	0.0214	420	515.4175	2311.8195	435	290.0
25.2876	4751.6589	29	8	5284.1588	0.0222	440	539.9612	2642.0794	460	306.7
27.6387	5193.4454	29	8	5284.1588	0.0203	460	564.5049	2642.0794	485	323.3
30.0943	5654.8668	29	9	5944.6787	0.0210	480	589.0486	2972.3393	510	340.0

23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
ds=d' (mm)	d (mm) h ek-d'	cb (mm)	β_1	ab $\beta_1 \cdot cb$	fs'<fy (MPa)	Pnb (kN)	Mnb (kN.m)	eb (mm) Mnb/Pnb	e (mm)	Pn (kN)
96.67	223.333	134	0.77	103.18	167.1642	916.2575	279.2590	304.7823	143.9729	2250.362
100.83	239.167	143.5	0.77	110.495	178.3972	1128.3910	324.5149	287.5908	138.4978	2628.836
105.00	255.000	153	0.77	117.81	188.2353	1280.0316	397.3841	310.4487	135.3845	3142.581
109.17	270.833	162.5	0.77	125.125	196.9231	1514.4079	453.4772	299.4419	133.4632	3556.028
113.33	286.667	172	0.77	132.44	204.6512	1758.7741	514.3739	292.4616	132.2203	3991.085
117.50	302.500	181.5	0.77	139.755	211.5702	2013.4785	580.3243	288.2198	131.3951	4450.079
121.67	318.333	191	0.77	147.07	217.8010	2218.6273	682.8652	307.7872	130.8419	5077.088
125.83	334.167	200.5	0.77	154.385	223.4414	2496.6553	761.6791	305.0798	130.4726	5591.716
130.00	350.000	210	0.77	161.7	228.5714	2728.9276	881.5955	323.0557	130.2317	6283.022

34	35	36	37	38	39	40	41	42
P' (kN) 0.7.Pn	Ket. P' > P	Ig (mm ⁴)	C (mm)	Mcr (kNm)	Ket. Mcr > Mbs	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
1575.254	aman	1256637062	200	27.81685	aman	221.9515	226.7938	aman
1840.185	aman	1601495118	212.5	33.36528	aman	214.2541	254.8617	aman
2199.806	aman	2012889590	225	39.60641	aman	210.2082	297.8197	aman
2489.219	aman	2498873879	237.5	46.58099	aman	208.0278	332.2192	aman
2793.759	aman	3067961576	250	54.32978	aman	206.9288	369.3916	aman
3115.056	aman	3729126471	262.5	62.89351	aman	206.5133	409.3031	aman
3553.962	aman	4491802544	275	72.31294	aman	206.5584	465.0070	aman
3914.201	aman	5365883971	287.5	82.62880	aman	206.9301	510.6962	aman
4398.116	aman	6361725124	300	93.88186	aman	207.5430	572.7739	aman

Tabel 5.6 Tabel Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Prategang untuk $f_c = 35$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Panjang tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	P (kN)	Mbs (kN.m)	Mc (kN.m)	f_c (MPa)	fpu (MPa)	fpy (MPa)
12000	400	125663.7062	1541.6198	13.3753	75.7629	35	1800	1600
12000	425	141862.5433	1546.9849	15.0994	66.5362	35	1800	1600
12000	450	159043.1281	1552.6751	16.9281	61.7455	35	1800	1600
12000	475	177205.4606	1558.6904	18.8612	59.1417	35	1800	1600
12000	500	196349.5409	1565.0310	20.8988	57.7766	35	1800	1600
12000	525	216475.3688	1571.6966	23.0410	57.1818	35	1800	1600
12000	550	237582.9445	1578.6875	25.2876	57.0999	35	1800	1600
12000	575	259672.2678	1586.0035	27.6387	57.3779	35	1800	1600
12000	600	282743.3389	1593.6446	30.0943	57.9196	35	1800	1600

10	11	12	13	14	15	16	17	18
n=Es/Ec	fctu' (MPa) $f_c^{0.5/2}$	fccu (MPa) $0.45 f_c$	fctu (MPa) $f_c^{0.5}$	fpse1 (MPa) $0.82 fpy$	fpse2 (MPa) $0.74 fpu$	fpse (MPa)	Aps min $0.005 Ag$ (mm ²)	Aps perlu (mm ²)
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	628.3185	469.3233
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	709.3127	529.8220
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	795.2156	593.9873
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	886.0273	661.8192
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	981.7477	733.3176
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1082.3768	808.4827
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1187.9147	887.3144
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1298.3613	969.8126
7.1928	2.9580	15.75	5.9161	1312	1332	1312	1413.7167	1055.9774

19	20	21	22	23	24	25	26	27
Diameter tulang (mm)	Jumlah	Aps (mm ²)	It (mm ⁴)	fpe (MPa)	Mcr (kN.m) (fctu'+fpe).It/C	Ket. M' > Mbs	At (mm ²)	P' (kN)
12	6	678.5840	1343776712	7.0848	67.4767	aman	129866.04	2965.4695
12	7	791.6813	1721573908	7.3218	83.2822	aman	146765.27	3386.1395
12	8	904.7787	2172920169	7.4638	100.6483	aman	164646.24	3822.0722
12	8	904.7787	2683453107	6.6988	109.1106	aman	182808.58	4103.8424
12	9	1017.8760	3305200284	6.8014	129.0277	aman	202653.05	4570.1147
12	10	1130.9734	4027788280	6.8545	150.5636	aman	223479.26	5051.6469
12	11	1244.0707	4861307693	6.8701	173.7369	aman	245287.23	5548.4267
12	12	1357.1680	5816309313	6.8571	198.5670	aman	268076.94	6060.4509
12	13	1470.2654	6903804127	6.8224	225.0741	aman	291848.40	6587.7181

28	29	30	31
Ket. P' > P	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
aman	225.7629	233.1832	aman
aman	216.5362	272.3110	aman
aman	211.7455	315.2588	aman
aman	209.1417	349.9809	aman
aman	207.7766	400.2481	aman
aman	207.1818	454.7547	aman
aman	207.0999	513.6402	aman
aman	207.3779	577.0456	aman
aman	207.9196	645.1127	aman

Tabel 5.7 Hasil Perhitungan Tiang Pancang Beton Prategang untuk $f_c = 40$ MPa

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Panjang tiang (mm)	Diameter tiang (mm)	Ag (mm ²)	P (kN)	Mbs (kN.m)	Mc (kN.m)	f_c (MPa)	fpu (MPa)	fpy (MPa)
12000	400	125663.7062	1541.6198	13.3753	71.9515	40	1800	1600
12000	425	141862.5433	1546.9849	15.0994	64.2541	40	1800	1600
12000	450	159043.1281	1552.6751	16.9281	60.2082	40	1800	1600
12000	475	177205.4606	1558.6904	18.8612	58.0278	40	1800	1600
12000	500	196349.5409	1565.0310	20.8988	56.9288	40	1800	1600
12000	525	216475.3688	1571.6966	23.0410	56.5133	40	1800	1600
12000	550	237582.9445	1578.6875	25.2876	56.5584	40	1800	1600
12000	575	259672.2678	1586.0035	27.6387	56.9301	40	1800	1600
12000	600	282743.3389	1593.6446	30.0943	57.5430	40	1800	1600

10	11	12	13	14	15	16	17	18
n=Es/Ec	fctu' (MPa) $f_c \cdot 0.5/2$	fccu (MPa) $0.45 f_c$	fctu (MPa) $f_c \cdot 0.5$	fpse1 (MPa) $0.82 fpy$	fpse2 (MPa) $0.74 fpu$	fpse (MPa)	Aps min $0.005 Ag$ (mm ²)	Aps perlu (mm ²)
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	628.3185	469.3233
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	709.3127	529.8220
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	795.2156	593.9873
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	886.0273	661.8192
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	981.7477	733.3176
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1082.3768	808.4827
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1187.9147	887.3144
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1298.3613	969.8126
6.7283	3.1623	18	6.3246	1312	1332	1312	1413.7167	1055.9774

19	20	21	22	23	24	25	26	27
Diameter tulangan (mm)	Jumlah	Aps (mm ²)	It (mm ⁴)	fpe (MPa)	Mcr (kN.m) (fctu'+fpe).It/C	Ket. M' > Mbs	At (mm ²)	P' (kN)
12	6	678.5840	1337239949	7.0848	68.5140	aman	129550.805	3249.7603
12	7	791.6813	1712566221	7.3218	84.4924	aman	146397.492	3707.0486
12	8	904.7787	2160915507	7.4638	102.0538	aman	164225.927	4181.8234
12	8	904.7787	2669606933	6.6988	110.8433	aman	182388.259	4504.7804
12	9	1017.8760	3287403869	6.8014	131.0186	aman	202180.190	5014.3566
12	10	1130.9734	4005384224	6.8545	152.8425	aman	222953.867	5541.4167
12	11	1244.0707	4833589337	6.8701	176.3361	aman	244709.293	6085.9497
12	12	1357.1680	5782520746	6.8571	201.5213	aman	267446.466	6647.9522
12	13	1470.2654	6863140178	6.8224	228.4208	aman	291165.387	7227.4230

28	29	30	31
Ket. P' > P	M (kNm)	M' (kNm)	Ket. M' > M
aman	221.9515	247.2860	aman
aman	214.2541	289.2326	aman
aman	210.2082	335.3580	aman
aman	208.0278	373.6869	aman
aman	206.9288	427.9172	aman
aman	206.5133	486.8099	aman
aman	206.5584	550.5262	aman
aman	206.9301	619.2284	aman
aman	207.5430	693.0795	aman

BAB VI

PEMBAHASAN

6.1. Perbandingan Kapasitas Momen

Pada gambar 6.1 dan 6.2 diperlihatkan hubungan antara kapasitas momen dan diameter tiang pancang. Kapasitas momen yang ditinjau dalam hal ini adalah kapasitas momen retak yang dapat menahan momen yang terjadi akibat pengangkatan tiang.

Grafik menunjukkan bahwa kapasitas momen yang dapat didukung oleh tiang pancang beton prategang jauh lebih besar dibandingkan dengan tiang pancang beton konvensional. Hal ini dikarenakan adanya gaya pratekan awal yang diberikan pada struktur prategang, sehingga dapat menahan gaya tarik yang terjadi akibat pengangkatan tiang. Dengan demikian kemungkinan terjadinya retak pada tiang pancang prategang dapat dikurangi seminimum mungkin.

6.2. Perbandingan Kapasitas Beban Aksial

Hubungan antara kapasitas beban aksial dan diameter ditunjukkan pada gambar 6.3 dan 6.4. Terlihat pada grafik bahwa kapasitas beban aksial yang dapat didukung tiang pancang beton prategang lebih besar daripada tiang pancang beton konvensional. Padahal kapasitas beban aksial eksternal yang didukung oleh tiang pancang beton prategang dapat berkurang karena adanya gaya pratekan awal. Namun dengan pemakaian baja tulangan yang lebih tinggi pada tiang pancang

beton prategang, dapat meningkatkan kapasitas beban aksialnya. Selain itu pemakaian mutu baja yang lebih tinggi juga mengakibatkan luas tulangan yang digunakan pada tiang pancang beton prategang lebih sedikit dibandingkan dengan tiang pancang beton konvensional. Jumlah luas tulangan yang digunakan dapat dilihat pada gambar 6.5 dan 6.6.

6.3. Pengaruh Peningkatan Mutu Beton

Untuk masing-masing jenis tiang pancang dibuat perbandingan kapasitas beban aksial (gambar 6.7 dan gambar 6.8) dan kapasitas momen (gambar 6.9 dan gambar 6.10). Ternyata peningkatan mutu beton juga diikuti dengan peningkatan kapasitas beban aksial dan kapasitas momen untuk kedua jenis tiang pancang.

6.4. Pengaruh Kelangsingan Pada Pondasi Tiang Pancang

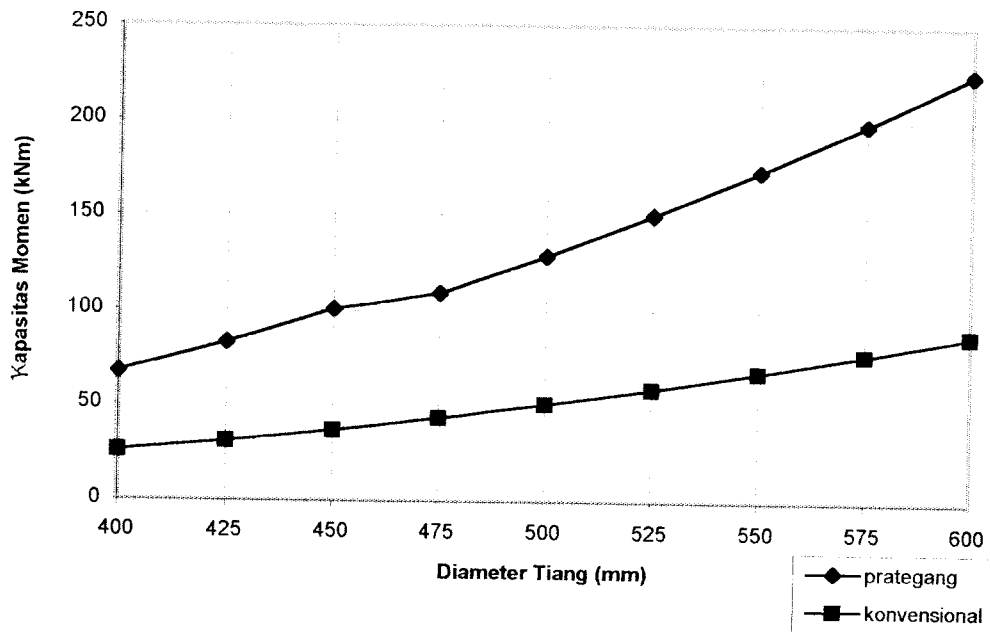
Kelangsingan atau perbedaan antara lebar penampang dengan panjang tiang pada pondasi tiang pancang mempengaruhi gaya yang terjadi pada tiang. Ini dapat dilihat pada tabel 5.2 dan 5.3. Semakin langsing tiang, gaya yang terjadi semakin besar. Hal tersebut disebabkan karena adanya efek tekuk pada tiang. Jika tiang semakin langsing maka tiang akan lebih mudah mengalami tekuk.

Tabel 6.1 Hasil perhitungan kapasitas beban aksial dan kapasitas momen untuk $f_c = 35 \text{ Mpa}$

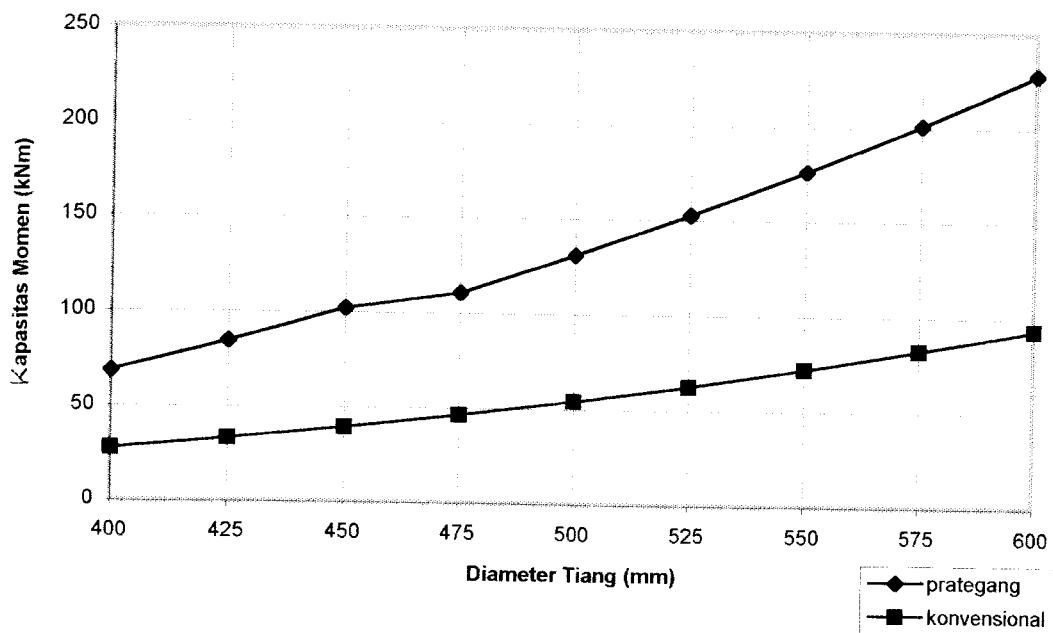
Diameter Tiang (mm)	Gaya yang terjadi		$f_c = 35 \text{ MPa}$												
	P (kN)	M (kNm)	M_{bs} (kNm)	Konvensional					Prategang						
				P'	Ket. $P' > P$	Mcr	Ket. $M_{cr} > M_{bs}$	M'	Ket. $M' > M$	P'	Ket. $P' > P$	Mcr	Ket. $M_{cr} > M_{bs}$	M'	Ket. $M' > M$
400	1541,62	225,76	13,375	1421,35	tdkaman	26,020	aman	208,15	tdkaman	2965,47	aman	67,477	aman	233,18	aman
425	1546,98	216,54	15,099	1661,69	aman	31,210	aman	232,59	aman	3386,14	aman	83,282	aman	272,31	aman
450	1552,68	221,75	16,928	1992,66	aman	37,048	aman	271,75	aman	3822,07	aman	100,65	aman	315,26	aman
475	1558,69	209,14	18,861	2250,83	aman	43,573	aman	302,01	aman	4103,84	aman	109,11	aman	349,98	aman
500	1565,03	207,77	20,899	2521,33	aman	50,821	aman	334,74	aman	4570,11	aman	129,03	aman	400,25	aman
525	1571,69	207,18	23,041	2805,90	aman	58,832	aman	369,88	aman	5051,65	aman	150,58	aman	454,75	aman
550	1578,68	207,09	25,288	3205,32	aman	67,643	aman	420,49	aman	5548,43	aman	173,74	aman	513,64	aman
575	1586,00	207,38	27,639	3523,57	aman	77,292	aman	460,72	aman	6060,45	aman	198,57	aman	577,05	aman
600	1593,64	307,92	30,094	3962,76	aman	87,818	aman	517,01	aman	6587,72	aman	225,07	aman	645,11	aman

Tabel 6.2 Hasil perhitungan kapasitas beban aksial kapasitas momen untuk $f'c = 40$ Mpa

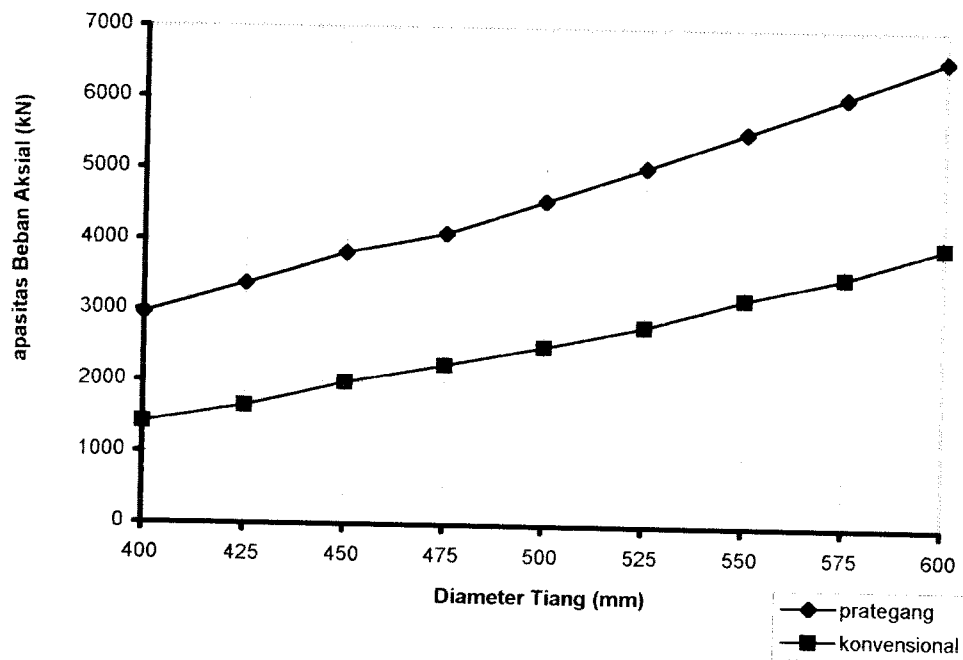
Diameter Tiang (mm)	Gaya yang terjadi		$f'c = 40$ Mpa												
	P	M	Konvensional						Prategang						
	(kN)	(kNm)	M _{bs}	P'	Ket. P' > P	Mcr	Ket. M _{cr} > M _{bs}	M'	Ket. M' > M	P'	Ket. P' > P	Mcr	Ket. M _{cr} > M _{bs}	M'	Ket. M' > M
400	1541,62	225,76	13,375	1575,25	aman	27,817	aman	226,79	aman	3249,76	aman	68,51	aman	247,29	aman
425	1546,98	216,54	15,099	1840,19	aman	33,365	aman	254,86	aman	3707,05	aman	84,49	aman	289,23	aman
450	1552,67	221,75	16,928	2199,81	aman	39,606	aman	297,82	aman	4181,82	aman	102,05	aman	335,36	aman
475	1558,69	209,14	18,861	2489,22	aman	46,581	aman	332,22	aman	4504,78	aman	110,84	aman	373,69	aman
500	1565,03	207,77	20,899	2793,76	aman	54,329	aman	369,39	aman	5014,36	aman	131,02	aman	427,92	aman
525	1571,69	207,18	23,041	3115,06	aman	62,894	aman	409,30	aman	5541,42	aman	152,84	aman	486,81	aman
550	1578,69	207,09	25,288	3553,96	aman	72,313	aman	465,01	aman	6085,95	aman	176,34	aman	550,53	aman
575	1586,00	207,38	27,639	3914,20	aman	82,629	aman	510,69	aman	6647,95	aman	201,52	aman	619,23	aman
600	1593,64	307,92	30,094	4398,12	aman	93,882	aman	572,77	aman	7227,42	aman	228,42	aman	693,08	aman



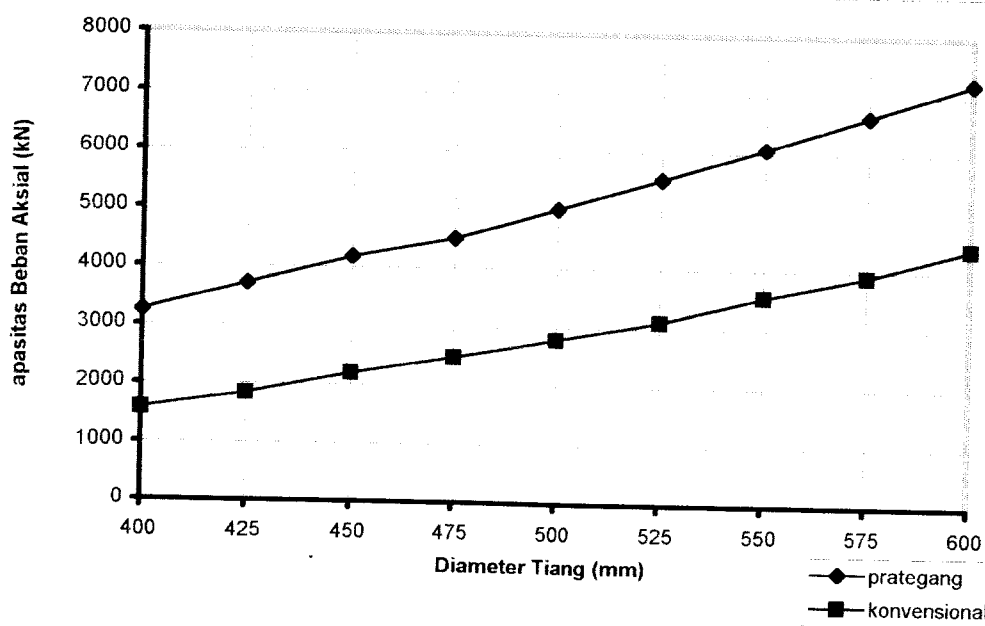
Gambar 6.1. Grafik perbandingan kapasitas momen untuk $f'_c = 35$ MPa



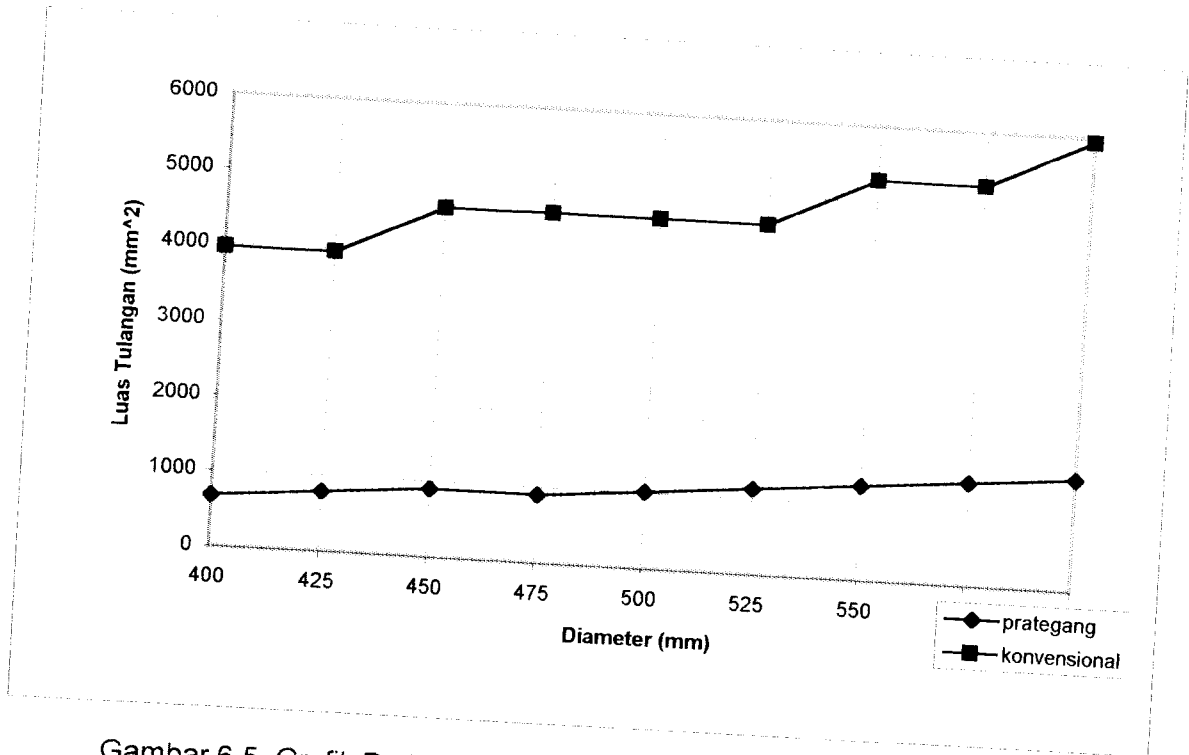
Gambar 6.2. Grafik perbandingan kapasitas momen untuk $f'_c = 40$ MPa



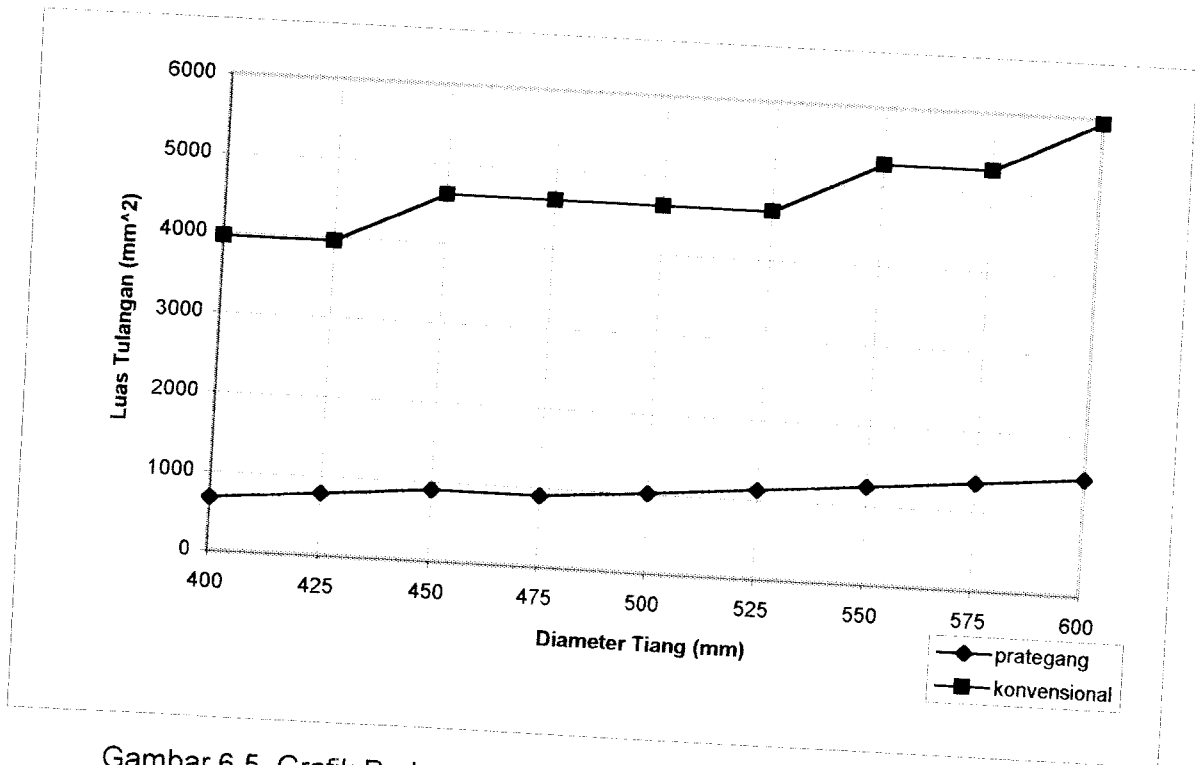
Gambar 6.3. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial untuk $f'_c = 35 \text{ MPa}$



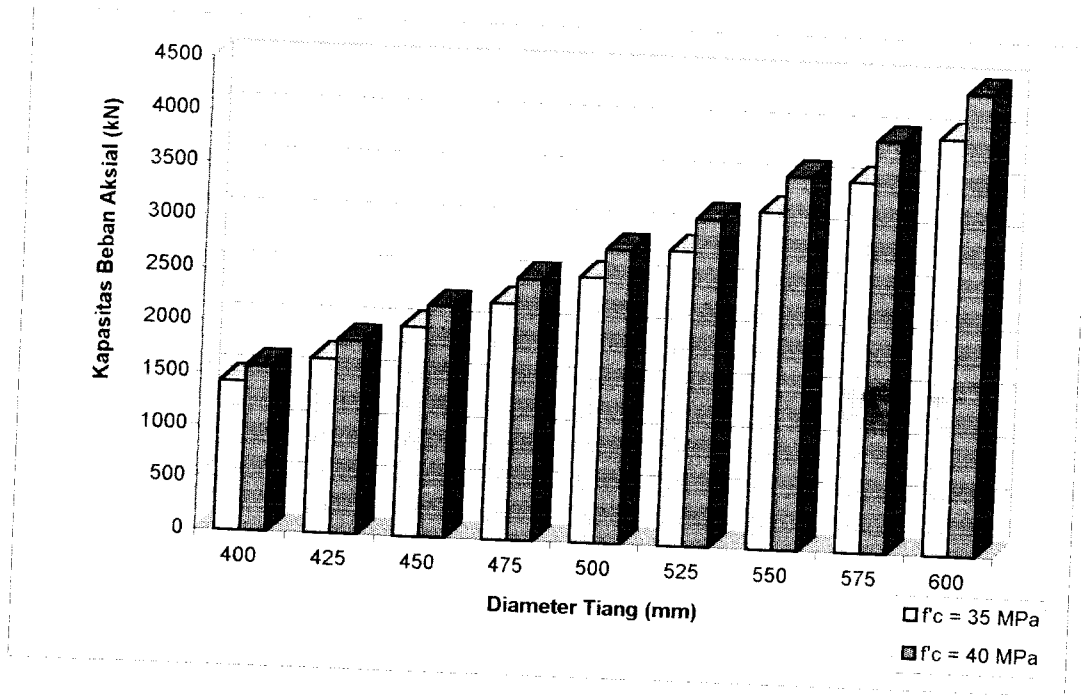
Gambar 6.4. Grafik perbandingan kapasitas beban aksial untuk $f'_c = 40 \text{ MPa}$



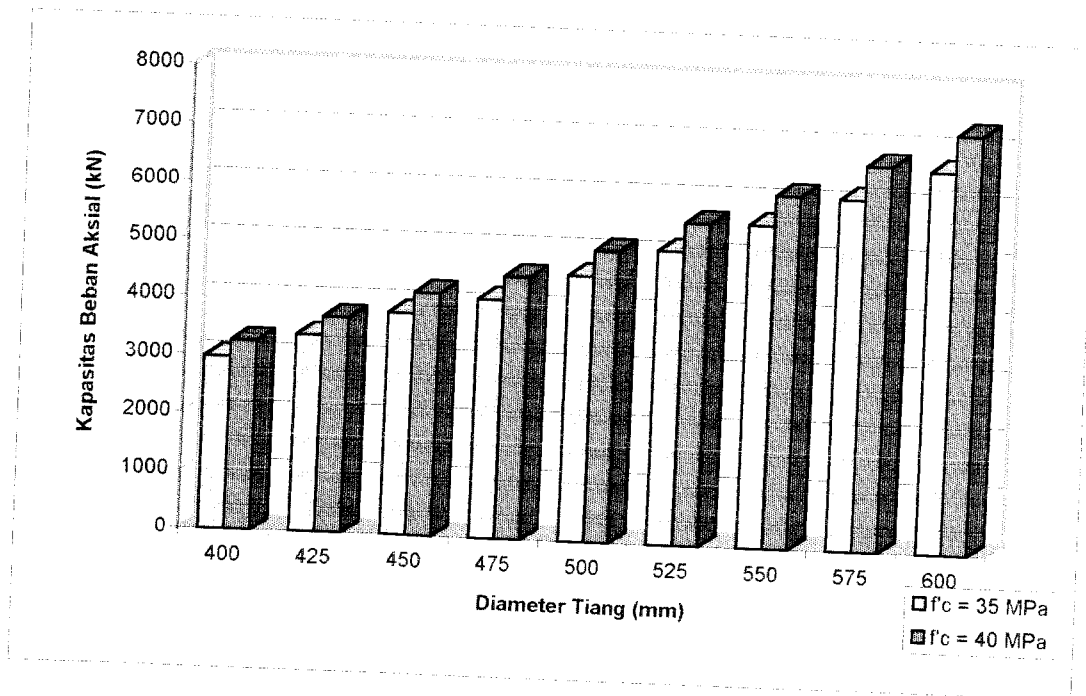
Gambar 6.5. Grafik Perbandingan luas tulangan untuk $f'c = 35 \text{ MPa}$



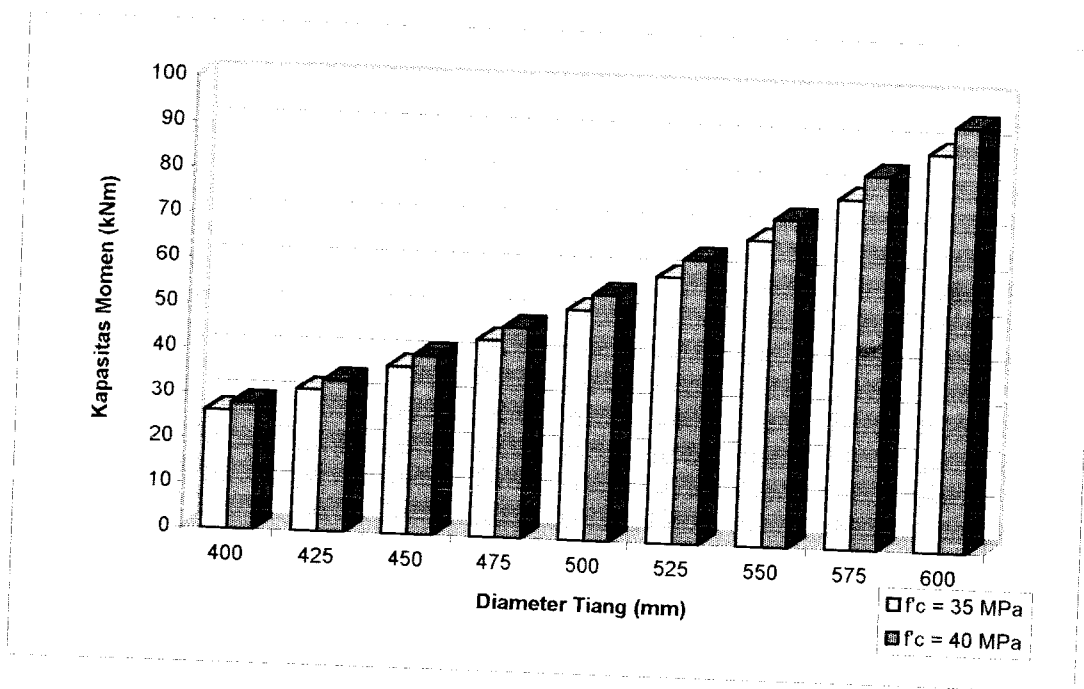
Gambar 6.5. Grafik Perbandingan Luas tulangan untuk $f'c = 40 \text{ MPa}$



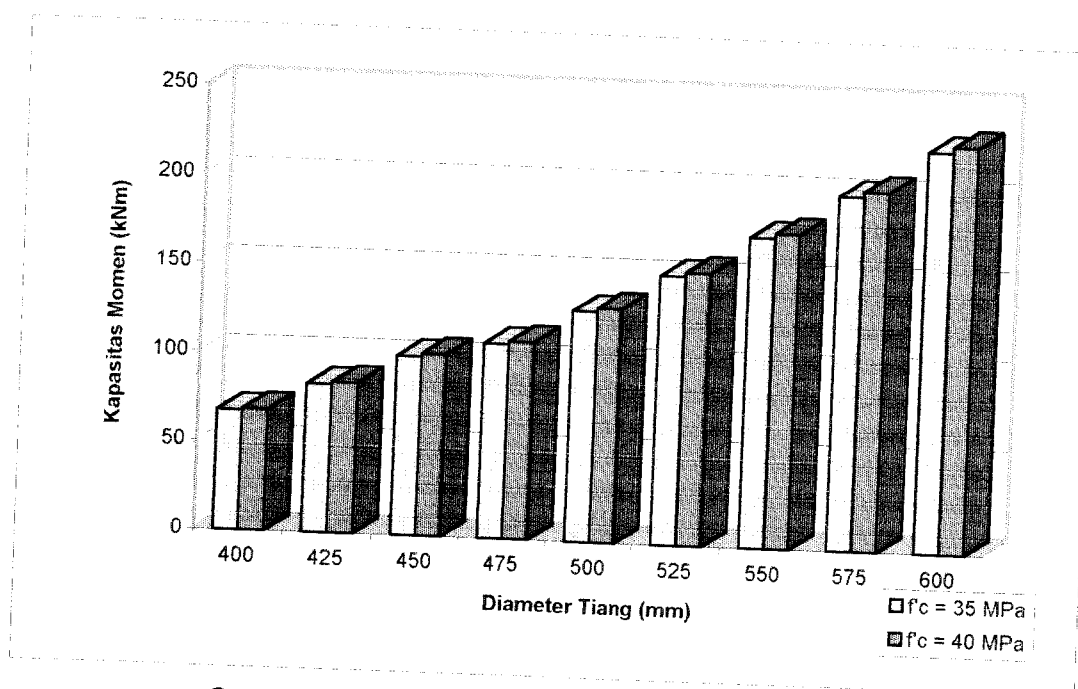
Gambar 6.7. Grafik Perbandingan Kapasitas Beban Aksial Pada Tiang Pancang Beton Konvensional



Gambar 6.8. Grafik Perbandingan Kapasitas Beban Aksial Pada Tiang Pancang Beton Prategang



Gambar 6.9. Grafik Perbandingan Kapasitas Momen Pada Tiang Pancang Beton Konvensional



Gambar 6.10. Grafik Perbandingan Kapasitas Momen Pada Tiang Pancang Beton Prategang

BAB VII

KESIMPULAN DAN SARAN

7.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil studi literatur mengenai studi komparasi pondasi tiang pancang prategang dan pondasi tiang pancang konvensional dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Dengan adanya perbedaan pemberian gaya aksial awal pada pondasi tiang pancang beton prategang mempengaruhi kapasitasnya. Hal inilah yang tidak terjadi pada pondasi tiang pancang beton konvensional.
2. Jumlah luas tulangan yang dipakai pada pondasi tiang pancang beton prategang lebih sedikit daripada tiang pancang beton konvensional. Hal ini disebabkan mutu baja tulangan pada tiang pancang beton prategang lebih tinggi.
3. Pemakaian sistem prategang pada pondasi tiang pancang ternyata menghasilkan kapasitas beban aksial maupun kapasitas momen yang lebih besar daripada pondasi tiang pancang konvensional.
4. Peningkatan mutu beton diikuti peningkatan kapasitas penampang pada kedua jenis tiang pancang.

7.2. Saran - saran

Adapun saran-saran yang kiranya perlu diperhatikan untuk membandingkan antara pondasi tiang pancang beton prategang dan konvensional antara lain :

1. Dalam perhitungan di atas penyusun hanya membandingkan dari segi kapasitas penampangnya saja, belum dikaitkan dengan segi ekonomisnya. Walaupun dimensi yang digunakan pada tiang pancang beton prategang dapat lebih kecil, namun belum tentu lebih ekonomis. Karena pada tiang pancang beton prategang menggunakan mutu baja yang lebih tinggi, juga biaya pembuatannya yang lebih mahal.
2. Sebagai alternatif yang lain, perhitungan penampang bisa lebih bervariasi. Misalnya untuk pondasi tiang pancang beton dapat dibuat penampang berbentuk segitiga, segi delapan, atau penampang bulat berongga sehingga dapat mengurangi berat sendiri.
3. Perlu diadakan perhitungan yang lebih teliti untuk jenis tanah lain yang dapat digunakan sebagai pembanding atas perhitungan yang sudah dilakukan.

DAFTAR PUSTAKA

- _____, 1991, TATA CARA PERHITUNGAN STRUKTUR BETON UNTUK BANGUNAN GEDUNG, Yayasan LPMB, Bandung.
- Bowles, Joseph E., 1988, ANALISA DAN DISAIN PONDASI, jilid 2, Erlangga, Jakarta.
- Canonica, Lucio, 1991, MEMAHAMI PONDASI, Angkasa, Bandung.
- Istimawan Dipohusodo, 1994, STRUKTUR BETON BERTULANG, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Leet, Kenneth, 1991, REINFORCED CONCRETE DESIGN, 2nd edition, Mc Graw-Hill Book Co, Singapore.
- Lin, T.Y. & Burns, Ned H., 1989, DESAIN STRUKTUR BETON PRATEGANG, jilid 2, Erlangga, Jakarta.
- Nakazawa, Kazuto & Sosrodarsono, Suyono, 1981, MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI, PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Nawy, Edward G. , 1990, BETON BERTULANG SUATU PENDEKATAN DASAR, PT Eresco, Bandung.
- Raju, N.K., 1989, BETON PRATEGANG, edisi 2, Erlangga, Jakarta.
- Sardjono H.S. , 1988, PONDASI TIANG PANCANG, jilid 2, Sinar Wijaya, Surabaya.
- Sudarmoko, 1994, PERANCANGAN DAN ANALISIS KOLOM BETON BERTULANG, Biro Penerbit, Yogyakarta.
- Suryolelono K.B., 1991, TEKNIK PONDASI, bagian 2, UGM, Yogyakarta.