

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA GEDUNG
KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**



Disusun Oleh:

ARDI YOGA SUTAPA PUTRA

(12.21.131)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**

2016

1950

THE NATIONAL BUREAU OF INVESTIGATION
OF THE FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION

REPORT

ACTS OF VIOLENCE AGAINST

(REDACTED)

1-8 JUNE 1950

MAINTAINED IN THE NATIONAL ARCHIVES

LANCASHIRE POLICE DEPARTMENT

BY NAME

1950

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA GEDUNG KEDOKTERAN
HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

*Disusun Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil
Institut Teknologi Nasional Malang*

Disusun Oleh :

Ardi Yoga Sutapa Putra

12.21.131

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing 1



Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc

Dosen Pembimbing 2



Mohammad Erfan ST, MT.

Malang, Agustus 2016

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Institut Teknologi Nasional Malang



Ir. A. Agus Santosa, MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA GEDUNG KEDOKTERAN
HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada hari : Sabtu

Tanggal : 13 Agustus 2016

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1*

Disusun Oleh :

**Ardi Yoga Sutapa Putra
12.21.131**

Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

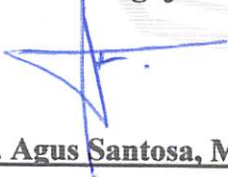
Sekretaris



(Ir. Munasih, MT)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Dosen Penguji II



(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2016



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

Jln. Bendungan Sigura-gura No.2 Malang, Telp. (0341) 551431

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Ardi Yoga Sutapa Putra
Nim : 12 21 131
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Skripsi saya dengan judul :

**“ STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA GEDUNG KEDOKTERAN HEWAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG “**

Adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip seluruh hasil karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya dan tercantum dalam daftar pustaka.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan Skripsi ini hasil duplikat atau mengambil karya orang lain, maka saya bersedia menerima sangsi atas perbuatan tersebut.

Malang, Agustus 2016

Yang Membuat Pernyataan



(Ardi Yoga Sutapa Putra)

ABSTRAKSI

“STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA GEDUNG KEDOKTERAN HEWAN BRAWIJAYA MALANG”, Oleh : Ardi Yoga Sutapa Putra (Nim : 12.21.31), Pembimbing I : Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc. Pembimbing II : Mohammad Erfan S.T., M.T. Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Kata Kunci : Pondasi Franki, Pembesaran Ujung, Daya Dukung

Pondasi merupakan elemen struktur yang sangat penting, karena tidak ada satupun bangunan gedung yang tidak menggunakan pondasi. Oleh karena itu pondasi harus mempunyai daya dukung yang cukup aman untuk menahan beban bangunan di atasnya. Berbagai macam jenis pondasi diklasifikasikan berdasarkan fungsinya untuk digunakan pada setiap gedung. Banyak faktor yang mempengaruhi mengenai jenis pondasi yang akan dipilih untuk digunakan, diantaranya fungsi bangunan, kondisi tanah dimana gedung dibangun dan berat bangunan itu sendiri.

Pondasi yang direncanakan ini adalah pondasi tiang Franki. Alasan Penulis merencanakan pondasi Franki adalah untuk lebih meningkatkan daya dukung di ujung bawah pondasi atau tahanan ujung pondasi karena pembesaran ujung yang ada pada pondasi Franki itu sendiri dirasa mampu untuk meningkatkan daya dukung pada ujung tiang pondasi.

Skripsi ini merupakan pembahasan perhitungan pondasi Franki. Perhitungan tersebut meliputi perhitungan daya dukung dan perhitungan penulangan pondasi Franki yang diharapkan dapat dijadikan sebagai referensi dalam mengambil keputusan untuk memilih jenis pondasi yang sesuai, sehingga didapatkan struktur bangunan yang kuat dan aman.

Hasil perencanaan pondasi Franki untuk tiang tipe I didapatkan daya dukung 1 tiang sebesar 86,360 Ton pada kedalaman 4 m dengan diameter tiang berukuran 50 cm terdapat 4 buah tiang dalam satu pilecap. Untuk tiang tipe II dengan daya dukung 1 tiang sebesar 88,131 Ton pada kedalaman 4 m dengan diameter 50 cm dan terdapat 2 buah tiang dalam satu pilecap. Untuk tiang tipe III yaitu tipe beban paling ringan dengan daya dukung sebesar 94,354 Ton pada kedalaman 4 m dengan diameter tiang 50 cm didapat jumlah tiang sebanyak 2 buah. Terdapat perbedaan jumlah dan jarak tulangan pilecap pada tiang tipe II dan III.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, yang telah melimpahkan Rahmat dan Hidayah Nya, sehingga dapat diselesaikannya Skripsi ini, yang diberi judul ***“Studi Perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”***.

Skripsi ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

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

1. Bapak **Dr. Ir. Lalu Mulyadi, MTA.**, Selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang.
2. Bapak **Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc.**, Selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang.
3. Bapak **Ir. A. Agus Santosa, MT.**, Selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang.
4. Ibu **Ir. Munasih, MT.**, Selaku Sekretaris Jurusan.
5. Bapak **Ir. H. Sudirman Indra, M.Sc.**, Selaku Dosen Pembimbing 1.
6. Bapak **Mohammad Erfan, ST. MT.**, Selaku Dosen Pembimbing 2.
7. Bapak / Ibu Dosen Program Studi Teknik Sipil S-1.
8. Kedua Orang tua yang selalu membantu serta mendoakan saya.
9. Seluruh rekan – rekan Mahasiswa Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu penyusun mengharapkan segala masukan dan saran yang sifatnya membangun dalam penyusunan Skripsi ini. Akhir kata semoga Skripsi ini dapat bermanfaat bagi penyusun tersendiri dan bagi yang membacanya.

Malang, Agustus 2016

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	ix
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	2
1.3 Rumusan Masalah.....	2
1.4 Tujuan.....	2
1.5 Batasan Masalah.....	3
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1 Pengertian Pondasi.....	4
2.2 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi.....	5
2.3 Klasifikasi Pondasi.....	6
2.4 Pondasi Franki.....	8
2.4.1 Teori Pondasi Franki.....	8

2.4.2 Persyaratan Kedalaman Pondasi Franki.....	11
2.4.3 Daya Dukung Pondasi Franki.....	13
2.4.4 Efisiensi Berdasarkan Kelompok Tiang.....	15
2.4.5 Penulangan Tiang Franki.....	20
2.5 Bagan Alir (<i>Flowchart</i>)	25

BAB III PEMBEBANAN STRUKTUR

3.1 Data Perencanaan Struktur.....	27
3.2 Pengolahan Data.....	28
3.2.1 Data tanah.....	28
3.2.2 Data dimensi balok dan kolom.....	29
3.3 Perhitungan Pembebanan Plat dan Balok.....	30
3.3.1 Atap.....	30
3.3.2 Lantai 1-4.....	31
3.4 Perhitungan Berat Struktur.....	43
3.4.1 Berat Atap.....	44
3.4.2 Berat Lantai 4 dan 3.....	48
3.4.3 Berat Lantai 2	52
3.4.4 Berat Lantai 1	57
3.5 Beban Gempa.....	64

BAB IV PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan.....	78
---------------------------	----

4.2 Perencanaan Pondasi Franki	78
4.2.1 Perencanaan Tiang Franki Tipe I	78
4.2.2 Perencanaan Tiang Franki Tipe II	108
4.2.3 Perencanaan Tiang Franki Tipe III	134

BAB V PENUTUP

5.1 Hasil Analisa	164
5.2 Kesimpulan	165
5.3 Saran	165

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Pondasi Dangkal	6
Gambar 2.2 Pondasi Dalam	7
Gambar 2.3 Prinsip Umum Pelaksanaan Pondasi Franki	9
Gambar 2.4 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Sondir Mekanis	11
Gambar 2.5 Pondasi Tiang Franki dan Pembesaran Ujung Tiang Franki.....	15
Gambar 2.6 Ilustrasi Overlapping Zona Tegangan Disekitar Kelompok Tiang	19
Gambar 2.7 Tegangan di bawah Ujung Tiang Tunggal dan Kelompok Tiang	19
Gambar 2.8 Tiang Dipengaruhi Gesek Pada Sisi Tiang	20
Gambar 3.1 Denah Perataan Beban Plat	32
Gambar 3.2 Peta Zona Gempa Indonesia	64
Gambar 3.3 Peta Zona Gempa Indonesia (0,2-sec Spectral Respons Acceleration).....	65
Gambar 3.4 Nilai Spektral Percepatan di Permukaan dari Gempa.....	66
Gambar 4.1 Perencanaan posisi 4 tiang dalam 1 pile cap beban I.....	85
Gambar 4.2 Arah gaya M_x dan M_y pada pile cap tipe beban I.....	87
Gambar 4.3 Bidang Geser Pons Akibat Kolom.....	99
Gambar 4.4 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi.....	100
Gambar 4.5 Ekuivalen Penampang Bulat ke Penampang Segi Empat tiang Pondasi Tipe I.....	103

Gambar 4.6 Perencanaan posisi 2 tiang dalam 1 pile cap beban II.....	113
Gambar 4.7 Arah gaya M_x dan M_y pada pile cap tipe beban II.....	115
Gambar 4.8 Bidang Geser Pons Akibat Kolom.....	124
Gambar 4.9 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi.....	125
Gambar 4.10 Ekuivalen Penampang Bulat ke Penampang Segi Empat tiang Pondasi Tipe II.....	129
Gambar 4.11 Perencanaan posisi 2 tiang dalam 1 pile cap beban III.....	139
Gambar 4.12 Arah gaya M_x dan M_y pada pile cap tipe beban III.....	141
Gambar 4.13 Bidang Geser Pons Akibat Kolom.....	150
Gambar 4.14 Bidang Geser Pons Akibat Tiang Pondasi.....	151
Gambar 4.15 Ekuivalen Penampang Bulat ke Penampang Segi Empat tiang Pondasi Tipe III.....	155

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Diameter Shaft dan Beban Kerja Nominal (Tiang Franki).....	10
Tabel 2.2 Korelasi kepadatan relatif dan sudut geser tanah terhadap SPT dan Sondir.....	12
Tabel 2.3 Konsistensi tanah lempung dan korelasi terhadap SPT.....	12
Tabel 2.4 Faktor Empirik (F_b)	14
Tabel 2.5 Koefisien $K_d \text{ tg } \delta'$	21
Tabel 3.1 Data yang diperoleh dari pengujian Sondir	28
Tabel 3.2 Klasifikasi tanah dari data Sondir di lapangan	29
Tabel 3.3 Dimensi Struktur Balok dan Kolom.....	29
Tabel 3.4 Berat Balok Atap.....	44
Tabel 3.5 Berat Kolom Atap.....	45
Tabel 3.6 Berat Dinding Atap.....	46
Tabel 3.7 Total Berat Beban Mati Atap	47
Tabel 3.8 Berat Balok Lantai 4 = Lantai 3	49
Tabel 3.9 Berat Kolom Lantai 4 = Lantai 3	50
Tabel 3.10 Berat Dinding Lantai 4 = Lantai 3	50
Tabel 3.11 Total Berat Beban Mati Lantai 4 = Lantai 3	51
Tabel 3.12 Berat Balok Lantai 2.....	53
Tabel 3.13 Berat Kolom Lantai 2.....	54
Tabel 3.14 Berat Dinding Lantai 2.....	55

Tabel 3.15 Total Berat Beban Mati Lantai 2	57
Tabel 3.16 Berat Balok Lantai 1	58
Tabel 3.17 Berat Kolom Lantai 1	60
Tabel 3.18 Berat Dinding Lantai 1	61
Tabel 3.19 Total Berat Beban Mati Lantai 1	62
Tabel 3.20 Total Beban Seluruh Lantai	63
Tabel 3.21 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	67
Tabel 3.22 Faktor Keutamaan Gempa	68
Tabel 3.23 Korelasi Data <i>CPT</i> ke <i>N-SPT</i>	68
Tabel 3.24 Klasifikasi Situs	69
Tabel 3.25 Klasifikasi Situs F_a	69
Tabel 3.26 Klasifikasi Situs F_v	70
Tabel 3.27 Kategori Design Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	71
Tabel 3.28 Kategori Design Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	71
Tabel 3.29 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung	72
Tabel 3.30 Faktor R , C_d dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	73
Tabel 3.31 Gaya Gempa Lateral Dibagi ke Setiap Dinding Geser	77

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi merupakan bagian dari struktur gedung yang sangat penting peranannya yang berfungsi untuk meneruskan atau menghantarkan beban pada struktur di atasnya ke dalam tanah tanpa terjadi penurunan yang berlebih. Untuk menentukan pondasi yang memadai harus sesuai dengan kondisi tanahnya sehingga pondasi tersebut dapat berfungsi optimal dengan keadaan di lapangan.

Melalui pengajuan skripsi ini penulis akan merencanakan pondasi Franki pada proyek pembangunan Gedung Perkuliahan Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang. Gedung dengan ketinggian 5 lantai dengan fungsi sebagai gedung perkuliahan, pastinya memerlukan pondasi yang cukup kuat untuk menahan struktur dan beban di atasnya yaitu dengan menggunakan pondasi yang tergolong dalam jenis pondasi dalam.

Tiang Franki merupakan salah satu jenis pondasi dalam dari beton yang dicor ditempat pengerjaan (*cast in place pile*) dengan bagian ujung bawahnya yang diperbesar sehingga daya dukung tiang semakin besar. Selain itu tiang Franki juga mampu memanfaatkan tahanan selimut tiang untuk mendapatkan daya dukung friksi pada sekeliling permukaan selimut tiang.

Dengan demikian, tiang Franki dikatakan sesuai pada kondisi tanah yang memiliki daya dukung berdasarkan tahanan ujung yang terletak di kedalaman tanah keras dan tahanan lekatan tanah di sepanjang kedalaman pondasi.

1.2 Identifikasi Masalah

Tiang Franki dipilih untuk direncanakan pada gedung Gedung Perkuliahan Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang untuk meningkatkan daya dukung pada pondasi karena adanya pembesaran pada ujung tiang yang dapat berfungsi meningkatkan daya dukung pondasi.

Pada pondasi tiang Franki selain dapat meningkatkan daya dukung pada ujung tiang juga dapat dimanfaatkannya tahanan selimut tiang karena pada prinsip pelaksanaannya menggunakan prinsip yang sama pada tiang bor pile yang memiliki permukaan selimut tiang yang kasar.

Gedung Perkuliahan Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang. Mempunyai luas total bangunan $\pm 1256 \text{ m}^2$ dan konstruksi bangunan yang digunakan adalah konstruksi beton bertulang.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas didapat rumusan masalah yang akan dibahas yaitu :

1. Berapa nilai daya dukung pondasi tiang Franki?
2. Berapa tulangan yang diperlukan pada struktur tiang Franki?
3. Berapa jumlah tiang Franki yang diperlukan?

1.4 Tujuan

Tujuan dilakukannya analisa ini adalah sebagai berikut :

1. Untuk mengetahui nilai daya dukung tiang Franki.
2. Untuk mengetahui tulangan yang diperlukan pada struktur tiang Franki.
3. Untuk mengetahui jumlah tiang Franki yang diperlukan.

1.5 Batasan Masalah

Batasan Masalah pada analisa ini adalah mengenai perencanaan pondasi tiang Franki pada Gedung Perkuliahan Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang, yang meliputi :

1. Menganalisa daya dukung tiang Franki.
2. Perhitungan berdasarkan hasil data tes tanah yang ada.
3. Analisa struktur menggunakan program bantu Etabs.

Peraturan yang digunakan :

1. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI-2847 – 2013)
2. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727 : 2013)
3. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983
4. Pedoman Perencanaan Untuk Rumah dan Gedung 1987

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Pengertian Pondasi

Pondasi adalah suatu konstruksi pada bagian dasar struktur / bangunan bawah (*sub structure*) yang berfungsi meneruskan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah dibawahnya secara merata tanpa mengakibatkan :

- a. Keruntuhan geser tanah
- b. Penurunan tanah/pondasi yang berlebihan.

Secara umum jenis-jenis pondasi dibagi menjadi dua kelompok yang berbeda berdasarkan kedalaman pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

1. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

Disebut Pondasi dangkal karena kedalaman masuknya ke tanah relatif dangkal, hanya beberapa meter masuknya ke dalam tanah. Salah satu tipe yang sering digunakan ialah pondasi menerus yang biasa pada rumah-rumah, dibuat dari beton atau pasangan batu, meneruskan beban dari dinding dan kolom bangunan ke tanah keras. Pondasi dangkal dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi Setempat (*Single Footing*)
- Pondasi Menerus (*Continuous Footing*)
- Pondasi Cakar Ayam
- Pondasi Sarang Laba-laba

2. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Digunakan untuk menyalurkan beban bangunan melewati lapisan tanah yang lemah di bagian atas ke lapisan bawah yang lebih keras. Pondasi dalam dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi tiang pancang
- Pondasi tiang bor
- Pondasi caison

(Sumber : Joetata Hadihardaja, 1997, "Rekayasa Pondasi 1 Konstruksi Penahan Tanah", hal :1)

2.2 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi

Dalam menentukan tipe pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah yang akan dibangun, harus mempertimbangkan beberapa faktor di bawah ini :

1. Keadaan tanah pondasi

Keadaan tanah dimana pondasi tersebut akan dibangun merupakan hal yang paling penting dan harus diperhatikan dalam pemilihan pondasi, tentunya erat hubungannya dengan daya dukung yang diberikan tanah untuk menopang beban di atasnya.

2. Batasan – batasan akibat konstruksi di atasnya

Dalam hal ini berhubungan dengan kondisi beban dan kegunaan atau fungsi bangunan tersebut.

3. Batasan – batasan dari sekelilingnya

Ditinjau dari segi pelaksanaan, ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik dan sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, meskipun jenis pondasi yang sesuai telah dipilih. Khususnya bila pekerjaan konstruksi dalam kota ada beberapa metode yang kadang dilarang, ditinjau dari segi gangguan umum.

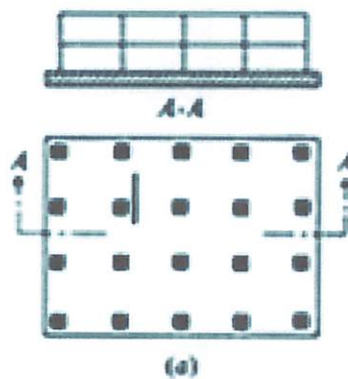
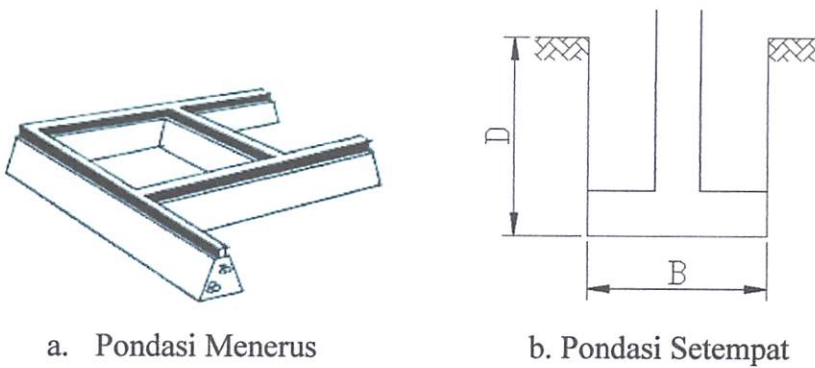
2.3 Klasifikasi Pondasi

Berdasarkan kedalaman lapisan tanah keras mempunyai daya dukung cukup guna menopang beban bangunan, pondasi dapat digolongkan menjadi :

Pondasi dangkal, secara umum yang dinamakan pondasi dangkal adalah pondasi yang mempunyai perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi kurang dari empat atau $\frac{D}{B} < 4$.

(Sumber : Braja M. Das, "Mekanika Tanah" Jilid 2 hal : 115)

Diantaranya: pondasi setempat, pondasi menerus (lajur) dan pondasi rakit.

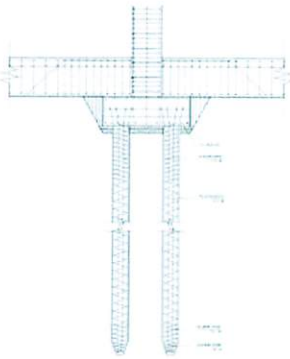


c. Pondasi Rakit

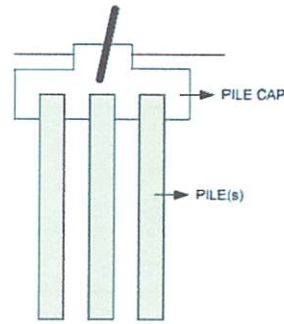
Gambar 2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dalam, merupakan pondasi di mana letak tanah keras sebagai landasan pondasi cukup dalam. pondasi dalam pada umumnya mempunyai kedalaman $\frac{D}{B} > 4$, di mana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B). (Sumber : Braja M. Das, "Mekanika Tanah" Jilid 2 hal : 115)

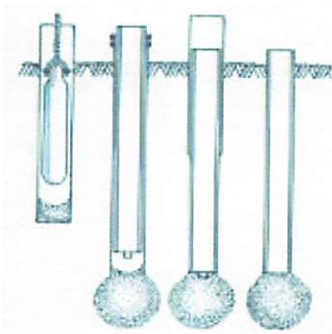
Diantaranya : pondasi tiang pancang, tiang bor, tiang Franki, dan pondasi sumuran.



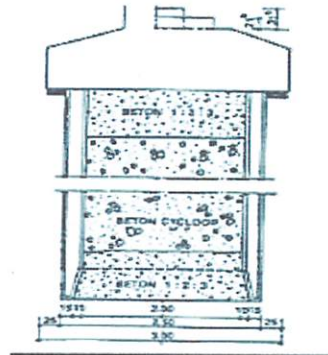
a. Pondasi Tiang Pancang



b. Pondasi Tiang bor



c. Pondasi Tiang Franki



d. Pondasi Sumuran

Gambar 2.2 Pondasi Dalam

2.4 Pondasi Franki

2.4.1 Teori Pondasi Franki

Tiang Franki adalah salah satu jenis pondasi dalam dari beton yang dicor ditempat pengerjaan (*cast in place pile*) dengan bagian ujung bawahnya yang diperbesar sehingga daya dukung tiang semakin besar. Tiang Franki pertama kali dikembangkan oleh seorang engineer dari Belgia yang bernama Edgard Frankignoul pada tahun 1909. Sejak saat itu penggunaan tiang pancang Franki semakin berkembang hingga sekarang.

Tiang Franki menggabungkan keunggulan dari tiang bor dan tiang pancang, yaitu dapat dimanfaatkannya secara maksimal kekuatan friksi tanah dan relatif ekonomis karena beton yang digunakan sesuai dengan kedalaman pondasi.

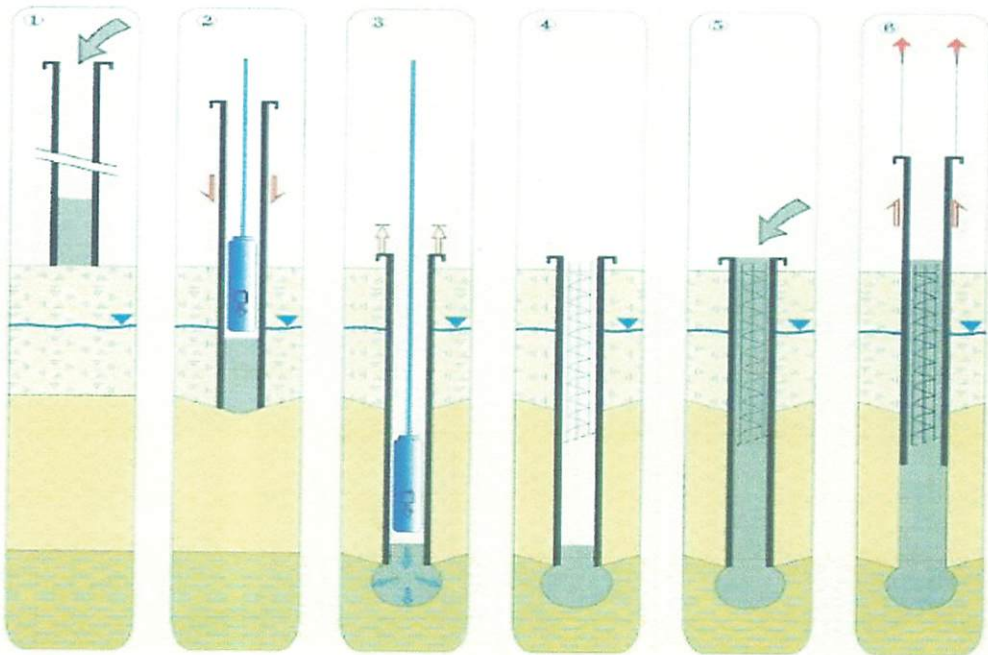
Fitur terpenting dari tiang Franki adalah dasar / kaki yang membesar mencapai 30% dari diameter tiang. Sehubungan dengan pemadatan lubang secara mekanis, tiang Franki dapat memastikan penggunaan material konstruksi secara optimal, termasuk tanah dan efisiensi kekuatan maksimal tiang pada kedalaman kurang dari yang ditentukan untuk tiang dengan diameter yang sama.

Langkah-langkah dalam pelaksanaan pondasi Franki (*Sumber : Pondasi Tiang Pancang, jilid II. Ir. Sardjono HS, hal:57*)

1. Meletakkan pipa baja (*casing*) pada posisi yang ditentukan kemudian diisi dengan campuran beton agregat kering didalamnya
2. Campuran beton tersebut ditumbuk dengan internal drop hammer yang bekerja didalam casing untuk membentuk suatu sumbatan (*plug*). Tumbukan yang terus menerus pada sumbatan (*plug*) tersebut mengakibatkan casing masuk ke dalam tanah, untuk menghindari penggunaan alat drop hammer yang dapat menimbulkan getaran yang mengganggu lingkungan sekitar, pemancangan tiang Franki juga dapat dilakukan dengan alat pemancangan dengan metode tekan tanpa adanya bunyi pukulan dan meredam getaran akibat tumbukan tersebut. Ada pula

dalam pelaksanaannya untuk tiang Franki, titik yang ditentukan di bor seperti halnya pondasi bored pile.

3. Setelah mencapai kedalaman yang direncanakan, casing baja di tahan sambil terus di tumbuk sampai beton yang ada di dalam casing keluar ke ujung dasar casing dan membentuk pembesaran pada kaki tiang Franki.
4. Selanjutnya adukan beton dimasukkan sebagian di lanjutkan dengan memasukkan rangkaian tulangan ke dalam lubang casing dan di atur pada posisi perletakan. Setelah tulangan masuk pengecoran dilanjutkan.
5. Pada saat pengecoran dilanjutkan, pipa besi pelahan-lahan ditarik sampai pipa baja keluar dari lubang dan adukan beton terisi penuh dalam lubang.



Gambar 2.3 Prinsip Umum Pelaksanaan pondasi Franki.

Tiang Franki dapat dibuat untuk beban kerja sampai 135 ton. Beberapa tipe ukuran diameter shaft beserta nilai beban kerja nominalnya dapat dilihat pada tabel yang memperlihatkan tahapan-tahapan dalam pemasangan tiang tiang Franki.

Tabel 2.1 Diameter Shaft dan Beban Kerja Nominal (Tiang Franki)

Diameter Nominal Shaft		Beban Kerja Nominal	
Mm	In	(KN)	Ton
275	11	400	40
350	14	600	60
375	15	800	80
425	17	1000	100
475	19	1.350	135

(Sumber : Pondasi Tiang Pancang, jilid II. Ir. Sardjono HS, hal:57)

Kelebihan penggunaan tiang Franki : *(Sumber : Hary C. Herdiyatmo, "Teknik Pondasi 2", hal : 53)*

1. Panjang Tiang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah
2. Pembesaran ujung tiang menambah kapasitas daya dukung pondasi
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan.
4. Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup hingga tidak dipengaruhi air tanah
5. Tidak ada tanah yang terangkat keluar sehingga friksi tanah dapat dimanfaatkan secara maksimal, juga lebih bersih dalam pelaksanaannya.
6. Gangguan suara dan getaran dapat direduksi dengan menggunakan cara tertentu.

Kekurangan penggunaan tiang Franki :

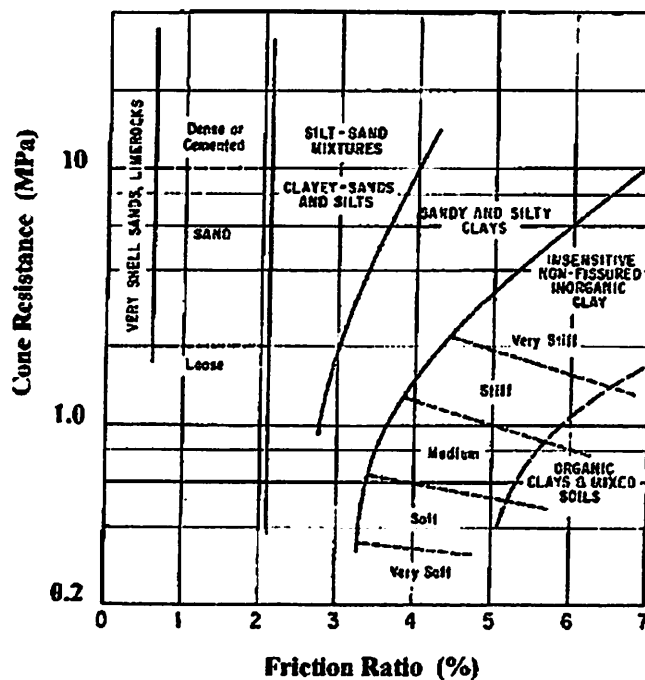
1. Pemancangan menimbulkan suara keras, getaran yang timbul dan deformasi serta kenaikan permukaan tanah akibat pemancangan dapat merugikan bangunan disekitarnya.
2. Gangguan tanah dapat mengakibatkan rekonsolidasi dan timbulnya gaya gesek dinding negatif pada tiang sehingga mengurangi kapasitas dukungnya.
3. Pemancangan dapat mengakibatkan terangkatnya tiang yang lebih dulu dipancaPfng.
4. Mutu beton tidak dapat diketahui setelah selesai pelaksanaan

5. Mutu beton dapat berkurang akibat pengaruh air pada penarikan pipa selubung

2.4.2 Persyaratan Kedalaman Pondasi Franki

Pada dasarnya prinsip pelaksanaan pondasi Franki digolongkan sama halnya dengan pondasi tiang bor dimana bagian ujung tiang terletak pada kedalaman tanah yang cukup untuk menahan beban pondasi yaitu pada tanah keras. Namun, dalam hal ini pondasi Franki juga mempertimbangkan pada metode pelaksanaan untuk membentuk pembesaran pada ujung tiang Franki. Apabila ujung tiang terletak pada lapisan tanah yang terlalu keras akan mempersulit proses pembentukan pelebaran tersebut. Sehingga ujung tiang Franki cukup berada pada lapisan tanah dengan kategori tanah padat.

Berikut adalah klasifikasi tanah berdasarkan uji sondir mekanis menurut Schmertmann (1978).



Gambar 2.4 Klasifikasi tanah berdasarkan hasil uji sondir mekanis

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 22)

Berikut adalah tabel-tabel korelasi empiris yang sering digunakan untuk interpretasi hasil uji SP T dan tahanan kerucut statis atau Sondir.

Tabel 2.2 Korelasi kepadatan relatif dan sudut geser tanah pasir terhadap SPT dan Sondir. (Sumber : *Mekanika Tanah II (2011)*, hal :30)

Kondisi Tanah Pasir	Kerapatan Relatif (Dr)	Nilai SPT (N) (blow/ft)	Nilai tahanan konus (q_c) (kg/cm ²)	ϕ (°)
Sangat tidak padat	< 0,2	< 4	< 20	< 30°
Tidak padat	0,2 – 0,4	4 - 10	20 - 40	30 - 45
Agak padat	0,4 – 0,6	10 – 30	40 – 120	35 - 40
Padat	0,6 – 0,8	30 – 50	120 – 200	40 - 45
Sangat padat	> 0,8	> 50	> 200	> 45°

Tabel 2.3 Konsistensi tanah lempung dan korelasi terhadap SPT

(Sumber : *Principles Of Foundation Engineering – 2nd ed (1990)* , hal : 87)

Kondisi Tanah Lempung	Nilai SPT (N) (blow/ft)	Kuat Tekan Bebas (q_u) (kN/m ²)	Nilai Tahanan Konus (q_c) (kg/cm ²)
Sangat Lunak	0 – 2	0 – 25	0 – 20
Lunak	2 – 5	25 – 50	10 – 20
Sedang	5 – 10	50 – 100	20 – 40
Kaku	10 – 20	100 – 200	40 – 75
Sangat Kaku	20 – 30	200 – 400	75 – 150
Keras	> 30	> 400	> 150

2.4.3 Daya Dukung Pondasi Franki

2.4.3.1 Daya Dukung Berdasarkan Data Sondir

Metode Aoki dan De Alencar (1975) :

$$Q_{ult} = (q_b \times A_b) + ((q_s \times 0,5) \times L_s \times \odot)$$

Dimana :

Q_{ult} = Kapasitas daya dukung tiang (kg)

q_b = Tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

A_b = Luas penampang kepala tiang (cm^2)

q_s = Tahanan lekatan tanah (kg/cm^2)

L_s = Panjang tiang (cm)

\odot = Keliling tiang (cm)

0,5 = Faktor reduksi daya dukung selimut tiang bor.

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 53)

Aoki dan Alencar mengusulkan untuk memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Tahanan ujung sondir (q_b) diperoleh sebagai berikut :

$$q_b = \frac{q_{ca}(\text{base})}{F_b}$$

dimana :

$q_{ca}(\text{base})$ = perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang, 1,5D dibawah ujung tiang

F_b = Faktor empirik yang tergantung pada tipe tanah.

Faktor F_b dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 2.4 Faktor Empirik (F_b)

Tipe Tiang	F_b
Bored Pile	3,5
Baja	1,75
Baja Pratekan	1,75

(Sumber : Skripsi terdahulu “Analisa Daya Dukung Pondasi Bored Pile Pada Proyek Pembangunan Gedung Crystal Square Jl. Imam Bonjol No.6 Medan”, Universitas Sumatra Utara, 2009)

Untuk tiang bor dengan desakan tanah yang kecil, maka daya dukung selimut hanya di ambil separuh berdasarkan formula berikut :

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 43)

untuk tiang pancang : $Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + 0,2 \cdot N \cdot A_s$

Sedangkan untuk tiang bor : $Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + 0,1 \cdot N \cdot A_s$

Untuk nilai q_s pada rumus daya dukung tiang Franki diambil dari nilai rata-rata JHL (kg/cm) pada data sondir sepanjang kedalaman tiang, dan satuan JHL (kg/cm) dikonversikan ke dalam satuan (kg/cm^2) dengan persamaan berikut :

$$q_s = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_{s1}} = \frac{kg/cm}{cm} = \dots (kg/cm^2)$$

Dimana :

JHL_1 = Bacaan jumlah hambatan lekat sebelumnya.

JHL_2 = Bacaan jumlah hambatan lekat berikutnya.

L_{s1} = Interval bacaan per satuan panjang. (diambil : 20cm)

Sedangkan untuk nilai (A_b) yaitu pembesaran pada ujung tiang Franki menurut Joseph, E. Bowles, yaitu :

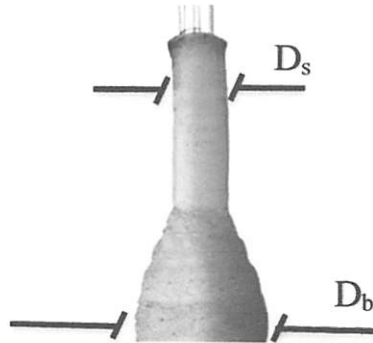
$$D_b/D_s < 3$$

(Sumber : Uplift Capacity of Enlarged Base Pile in Sand (2012), hal : 2721)

Dimana :

D_b = Diameter ujung bawah tiang Franki

D_s = Diameter tiang Franki



Gambar 2.5 Pondasi Tiang Franki dan Pembesaran Ujung Tiang Franki.

Faktor Aman

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan $d < 2m$

$$Q_a = \frac{Q_u}{2,5}$$

2.4.4 Efisiensi Berdasarkan Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

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

Meskipun beberapa formula sering digunakan untuk menentukan nilai efisiensi ini tetapi belum ada suatu peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya.

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 76)

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa faktor diantaranya :

1. Jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang.
2. Modus pengalihan beban (gesekan selimut atau pada tahanan ujung)
3. Prosedur pelaksanaan konstruksi

4. Urutan instalasi tiang
5. Jangka waktu setelah pemancangan
6. Interaksi antara *pile cap* dengan tanah di permukaan

2.4.4.1 Formula Feld :

Dalam metode ini kapasitas pondasi individual tiang berkurang sebesar 1/16 akibat adanya tiang yang berdampingan baik dalam arah tegak lurus maupun dalam arah diagonal. Ilustrasi hasil perhitungan formula ini ditunjukkan sebagai berikut, untuk kelompok tiang berjumlah 3 buah tiang :

$$E_g = 14/16 = 0,875$$



(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 77-78)

2.4.4.2 Formula Sederhana :

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

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 76)

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

Dimana :

- E_g = Efisiensi kelompok tiang
- m = jumlah tiang pada deretan baris
- n = jumlah tiang pada deretan kolom
- s = jarak antar tiang
- D = diameter tiang
- p = keliling dari penampang tiang

2.4.4.3 Formula Converse-Labarre

$$E_g = 1 - \left[\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n} \right] \cdot \theta$$

Dimana :

$$\theta = \tan^{-1}(D/s) \dots \text{dalam derajat}$$

2.4.4.4 Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}]$$

2.4.4.5 Formula Seiler-Keeney

$$E_g = \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam meter.

Untuk mendapatkan efisiensi kelompok tiang juga dilakukan beberapa tahapan untuk mendapatkan daya dukung kelompok tiang, dinyatakan dalam beberapa persamaan sebagai berikut :

- a. menentukan jumlah tiang dalam satu *pile cap* dinyatakan dalam persamaan :

$$n = \frac{P}{Q_{iztn}}$$

Dimana :

n = Jumlah tiang

P = Beban yang bekerja (kg)

Q_{iztn} = Daya dukung pondasi yang diijinkan (kg)

- b. Menentukan daya dukung kelompok tiang

$$Q_{pg} = \eta \times n \times Q_{izin}$$

Dimana :

Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang

Q_{izin} = Daya dukung satu tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

c. Jarak tiang Pondasi

Pada umumnya kisaran jarak tiang adalah 2D-3D (D = diameter tiang). Ketentuan tersebut berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut :

1. Bila $S < 2,5 D$ maka kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang yang terlalu berdekatan.
2. Bisa $S > 3 D$ tidak ekonomis sebab akan memperbesar ukuran atau dimensi *pile cap*.
3. $S < \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{m+n-2}$ konstruksi akan lebih efisien, ($\eta < 1$)

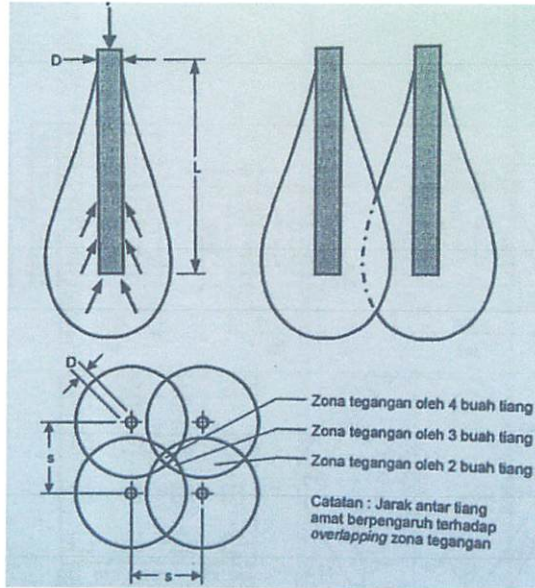
Dimana :

S = Jarak minimum sumbu tiang (cm)

D = Diametr tiang (cm)

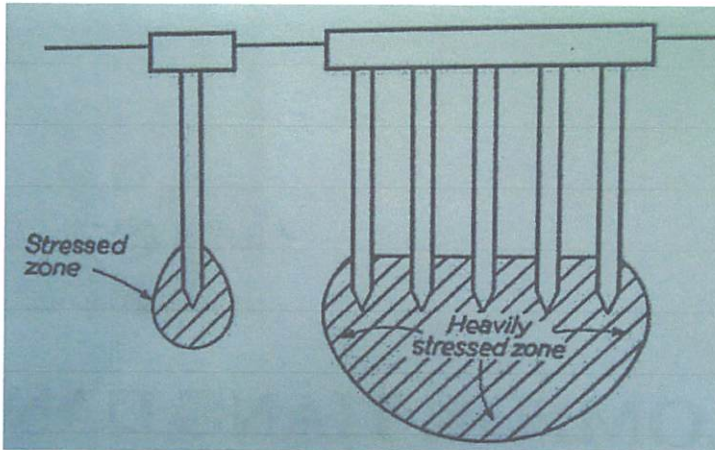
m = Jumlah tiang pada deretan baris

n = Jumlah tiang dalam deretan kolom



Gambar 2.6 Ilustrasi *overlapping* zona tegangan disekitar kelompok tiang

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 76)



Gambar 2.7 Tegangan di bawah ujung tiang tunggal dan kelompok tiang

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 76)

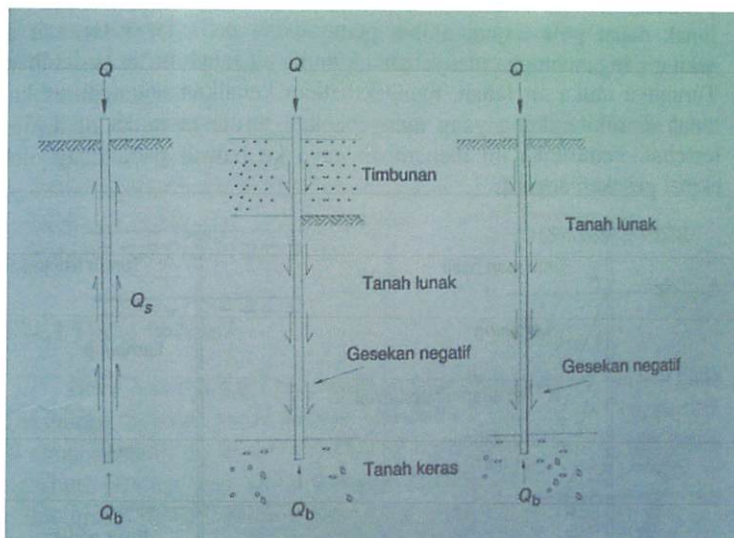
Beban akibat negatif friction

Pada keadaan ini baik tahanan ujung tiang Q_b dan tahanan gesek tiang Q_s akan bekerja keatas, yaitu sebagai gaya perlawanan beban Q yang bekerja pada tiang. Dalam kondisi tertentu, sebagian atau seluruh tanah disepanjang dinding

tiang bergerak kebawah relatif terhadap tiang (artinya tanah bergerak kebawah sedang tiang diam)

Gaya gesek dinding negatif bergantung pada beberapa faktor, yaitu :

1. Gesekan relatif antar tanah timbunan dengan tiang .
2. Gerakan relatif antara tanah yang mampat dengan tiang.
3. Kompresi (pemendekan) elastis tiang akibat beban struktur.
4. Karakteristik tanah (tipe, kuat geser, kompresibilitas, kedalaman lapisan, kekuatan tanah pendukung tiang).
5. Kecepatan konsolidasi lapisan tanah yang mampat



Gambar 2.8 Tiang dipengaruhi gesek pada sisi tiang (a)Positif, (b) dan (c) Negatif.

(Sumber : Hary Christady Hardiyatmo, *Teknik Pondasi II*, 2011 hal : 231)

Untuk tiang tunggal :

$$C_u = P_o \cdot K_d \cdot \tan \phi_d'$$

Dimana :

C_u = gaya gesek dinding negatif persatuan luas tiang tunggal (kN/m^2)

P_o = tekanan overbuden efektif tanah rata-rata dengan memperhitungkan pengaruh beban akibat timbunan.

φ = gesekan

Kd = koefisien yang tergantung dari kondisi tanah.

δ' = sudut gesek pada kondisi terdrainase, antara dinding tiang dan tanah.

Bila $\varphi d' = \delta'$, maka : $Cu = Po' \cdot Kd \operatorname{tg} \delta'$

Gaya gesek dinding negatif total tiang tunggal, dinyatakan oleh persamaan

$$Q_{neg} = As \times Cu$$

Dimana :

As = luas selimut dinding tiang yang dipengaruhi oleh gaya gesek dinding negatif (m^2)

Tabel 2.5 Koefisien $Kd \operatorname{tg} \delta'$ (Sumber : Hary Christady Hardiyatmo, 2011 : 236)

Macam Tanah	$Kd \operatorname{tg} \delta'$
Urugan Batu	0,40
Pasir dan kerikil	0,35
Lanau atau lempung <i>terkonsolidasi normal</i> berplastisitas rendah sampai sedang ($PI < 50\%$)	0,30
Lempung <i>terkonsolidasi normal</i> berplastisitas tinggi	0,20

Untuk tiang Kelompok :

$$Q_{neg} = \frac{1}{n} \{ 2D(L + B)Cu + \gamma \cdot L \cdot B \cdot D \}$$

Dimana :

Q_{neg} = gaya gesek negatif pada masing-masing tiang dalam kelompok tiang (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompoknya

D = kedalaman tiang sampai titik netral (m)

- L = panjang area kelompok tiang (m)
- B = lebar area kelompok tiang (m)
- C_u = kohesi tak terdrainase rata-rata pada lapisan sedalam D (kN/m^2)
- γ = berat volume tanah sedalam D di sekitar kelompok tiang yang mengalami gesekan negatif (kN/m^3)

2.4.5 Penulangan Tiang Franki

2.4.5.1 Tulangan Pokok

Perhitungan tulangan tiang Franki diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat, Persamaan-persamaan Whitney pada kondisi keruntuhan tekan yang disarankan berdasarkan asumsi-asumsi :

1. Transformasi kolom bulat menjadi kolom segi empat ekuivalen.
2. Tebal penampang segi empat ekuivalen diambil sebesar $0,8h$ dimana h adalah diameter kolom bulat.
3. Lebar kolom segi empat ekuivalen diambil sebesar $A_g / 0,8h$.

Penampang bulat ditransformasikan menjadi kolom segi empat ekuivalen. Agar kehancuran kolom ditentukan oleh gaya tekan.

(Sumber : Istimawan Dipohusodo, "Struktur Beton Bertulang" hal : 317)

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

- a. $d' = \text{tebal selimut beton} + \phi \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \times \phi \text{ tul. pokok}$
- b. $d_{\text{efektif}} = D_{\text{tiang}} - (2 \times d')$

- Luas Penampang (A_g)

$$A_g = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

- Luas tulangan penampang baja (A_{st})

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times \text{jumlah tul. pokok} \times D \text{ tul. Pokok}$$

- Pemeriksaan P_{ub} dan M_{ub}

Tebal penampang segi empat ekuivalen = $0,8h$

$$\text{Lebar kolom segi empat ekuivalen} = \frac{A_g}{0,8 h}$$

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

a. Jarak antar lapis tulangan

$$d-d' = \frac{2}{3} d_{\text{efektif}}$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} A_{st}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = \text{Tebal penampang segi empat ekuivalen} - d'$$

- Jarak serat tekan terhadap tepi ke garis netral (c_b)

$$c_b = \frac{600d}{600+fy}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = \beta \times c_b$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s' = \frac{0,003 \times 200000 \times c_b \times d'}{c_b}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

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

- Beban ultimate beton (M_{ub})

$$M_{ub} = 0,85 \times f'c \times L_{ek} \times a_b \left(\frac{0,8h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + ((A_s' \times f_s') \times (\frac{1}{2} \times (d-d')) + (A_s \times f_y) + (\frac{1}{2} \times (d-d'))) \times 10^{-6}$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

$$e = \frac{Mx}{p \max}$$

2.4.5.2 Tulangan Spiral

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times \phi \text{ tul. Spiral}$$

$$d_c = \phi \text{ tiang franki} - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$d_s = \phi \text{ tul. spiral}$$

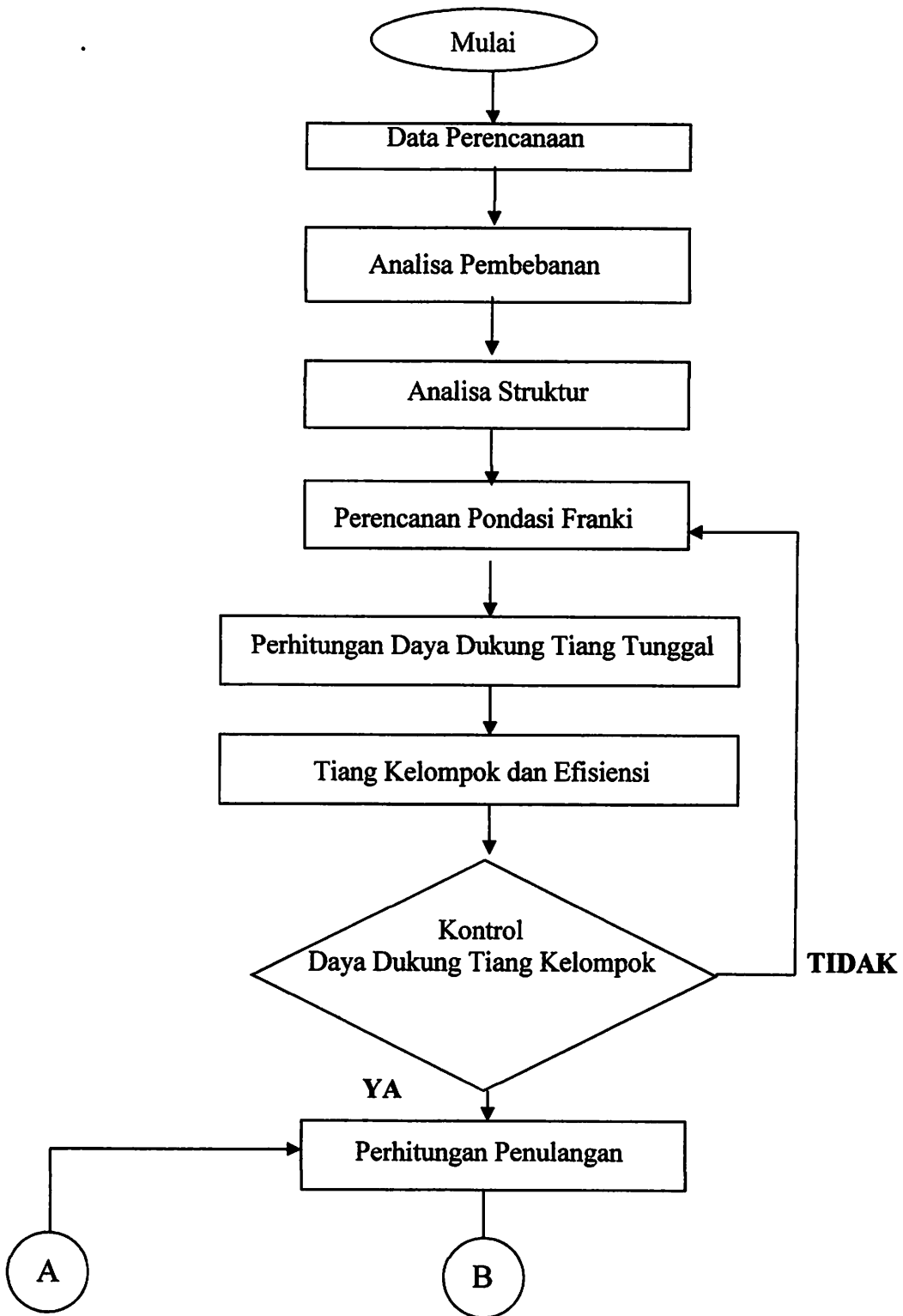
$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times d_c^2$$

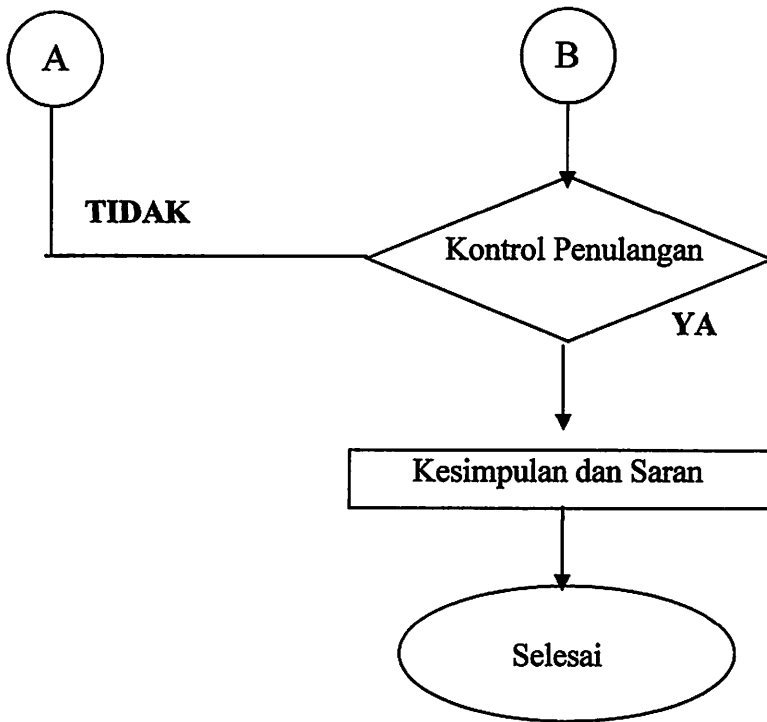
$$ps = 0,45 \times \left| \frac{Ag}{Ac} - 1 \right| \times \frac{fc}{fy}$$

- Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{maks} = \frac{4 \times A_{spiral} \times (dc - ds)}{dc^2 \times ps}$$

2.5 Bagan Alir (Flowchart)





BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data Perencanaan Struktur

Sebagai objek studi adalah proyek pekerjaan “Studi perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”.

Spesifikasi Umum

Nama Pekerjaan	: Pembangunan Gedung Perkuliahan Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang.
Lokasi Gedung	: Kota Malang
Fungsi Bangunan	: Gedung perkuliahan
Struktur Bawah	: Pondasi Franki
Struktur Atas	: Portal beton bertulang
Lantai Tingkat	: Plat beton bertulang
Konstruksi Atap	: Plat beton bertulang & atap baja.
Jumlah Lantai	: 5 lantai
Tinggi Tiap Lantai	: 5 m
Tinggi Gedung	: 25 m
Tebal Plat Lantai	: 12 cm
Tebal Plat Atap	: 10 cm
Beban Guna Atap	: 100 kg/m ² (PPURG 1987, hal 7)
Beban Guna Lantai	: 250 kg/m ² (PPURG 1987, tabel 2, hal 12)
Dimensi Kolom	: K1 = 60/60 cm K2 = 45/45 cm

K3 = 30/30 cm

Dimensi Balok : B1 = 40/65 cm

B2 = 25/50 cm

B3 = 25/50 cm

B4 = 25/40 cm

B5 = 30/80 cm

Mutu Bahan : Beton : $f_c' = 30$ Mpa

Baja : Untuk Balok : $f_y = 390$ Mpa

Untuk Kolom : $f_y = 390$ Mpa

Koefisien Reduksi Beban Hidup Untuk Peninjauan gempa : 0,5

(PPURG 1987 Tabel 4 hal 17)

3.2 Pengolahan Data

3.2.1 Data tanah

Penyelidikan tanah pada proyek pembangunan Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang dilakukan dengan Uji Cone Penetration Test / Sondir. Dari hasil pengujian sondir tersebut dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.1 Data yang diperoleh dari pengujian sondir.

Kode titik	Kedalaman (m)	qc maks (kg/cm ²)	JP (kg/cm ²)	JHL (kg/cm)
S1	3,80	200	250	1214
S2	4,40	200	250	1610
S3	4,00	180	200	1002
S4	4,20	150	200	1410
S5	3,80	165	220	1300

Dari data yang diperoleh dari pengujian sondir di lapangan, diklasifikasikan jenis tanah berdasarkan nilai tahanan ujung (q_c) dan rasio gesekan (F_r) sebagai berikut.

Tabel 3.2 Klasifikasi tanah dari data sondir di lapangan.

Kode Titik	Kedalaman	qc (kg/cm ²)	Friction ratio (%)	Jenis Tanah
S1	3,80	200	2,5	Pasir berlempung
S2	4,40	200	2,5	Pasir berlempung
S3	4,00	180	2,5	Pasir berlempung
S4	4,20	150	2,5	Pasir berlempung
S5	3,80	165	2,5	Pasir berlempung

(Sumber : Manual Pondasi Tiang, edisi 3. Hal : 22)

3.2.2 Data Dimensi Balok dan Kolom

Tabel 3.3 Dimensi struktur balok dan kolom.

Lantai 1-5			
Balok		Kolom	
Dimensi (cm)	Lajur / Line	Dimensi (cm)	Titik Kolom
40/65	Line 2,3,4,5,6,7,8,10 lajur C-C'-D-D'-E-E'-F	60/60	A5,A7,B5,B7 C 2-10, D 2-10 E 2-10, F 2-10
25/50	Line C,D,E,F, Line C'' lajur 9-9'-10 Line D lajur 9-9'-10 Line D'' lajur 9-9'	45/45	B 1-4, B 8-11, G 1-11, C1,D1,E1,F1, C11, D11, E11,F11
25/50	Line 1,11,G Line B lajur 1-2-3-4-5 Line B lajur 7-8-9-10-11		
25/40	Line C' lajur 2-3-4-5-6-7-8-9 Line D' lajur 2-3-4-5-6-7-8-9 Line E' lajur 3-4-5-6-7-8-9 Line A' lajur 5-7, line 6 lajur A-B	30/80	C''9, D''9 C''9', D9',D''9',
30/80	Line A,A',B lajur 5-6-7		

Analisa Pembebanan dan Statika

1. Perencanaan dimensi balok, kolom dan plat lantai sesuai dengan keadaan di proyek.
2. Perataan beban plat dihitung dengan cara manual.
3. Berat sendiri plat, balok dan kolom akan dihitung menggunakan program bantu analisa struktur Etabs.

3.3 Perhitungan Pembebanan Plat dan Balok

Berat sendiri plat, balok dan kolom akan dianalisa menggunakan program analisa struktur Etabs.

3.3.1 Atap

Pada bagian atap terdapat plat atap, roof tank atau tandon air

Pembebanan untuk plat atap

a. Beban Mati (q_d)

- BJ plafond *fibercement* (3mm) = $5,5 \text{ kg/m}^2 = 5,5 \text{ kg/m}^2$
- BJ penggantung galvalum = $8,5 \text{ kg/m}^2 = \underline{8,5 \text{ kg/m}^2} +$
 $q_d = 14 \text{ kg/m}^2$

Dalam perhitungan pembebanan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight.

b. Beban Hidup (q_l)

- Beban orang = $\underline{100 \text{ kg/m}^2}$
 $q_l = 100 \text{ kg/m}^2$

3.3.2 Lantai 1-4

3.3.2.1 Pembebanan Plat

Pada gedung tersebut adalah keseluruhan difungsikan sebagai gedung kuliah.

a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung	= 5,5 + 8,5	= 14 kg/m ²
- Berat Spesi	= 0,03 x 1 x 2100	= 63 kg/m ²
- Berat ME		= 35 kg/m ²
- Berat Keramik	= 0,01 x 1 x 2400	= <u>24 kg/m²</u> +
		qd = 136 kg/m ²

Dalam perhitungan pembebanan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight.

b. Beban Hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut (*PPURG 1987, tabel 2, hal 12*)

Beban ruang kuliah = 250 kg/m²

3.3.2.2 Pembebanan balok

a. Pada B1 balok induk 40/65

Beban mati

- Tinggi dinding = 5 – 0,65	= 4,35 m
- Panjang dinding	= 1 m (merata per 1 meter)
- Berat jenis dinding	= 250 kg/m ²
Maka beban mati (qd) 4,35 x 250	= 1088 kg/m

b. Pada B2 dan B3 balok 25/50

Beban mati

- Tinggi dinding = $5 - 0,50$ = 4,5 m
 - Panjang dinding = 1 m (merata per 1 meter)
 - Berat jenis dinding = 250 kg/m^2
- Maka beban mati (qd) $4,5 \times 250$ = 1125 kg/m

c. Pada B4 balok 25/40

Beban mati

- Tinggi dinding = $5 - 0,40$ = 4,6 m
 - Panjang dinding = 1 m (merata per 1 meter)
 - Berat jenis dinding = 250 kg/m^2
- Maka beban mati (qd) $4,60 \times 250$ = 1150 kg/m

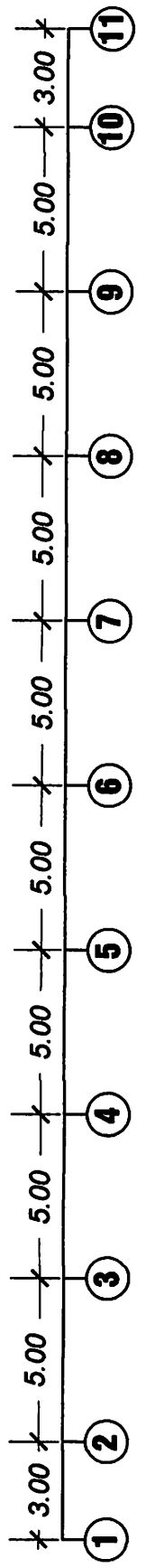
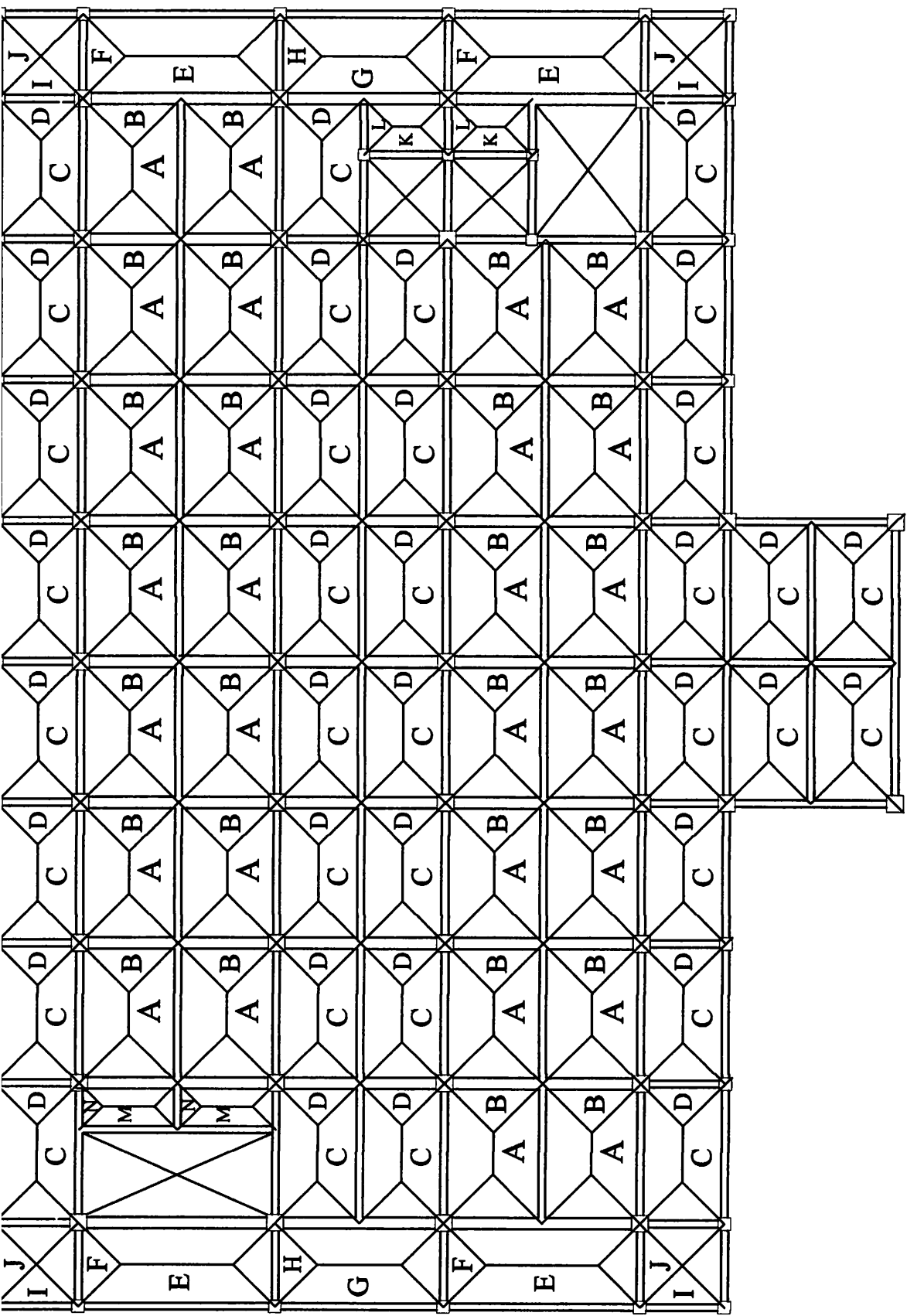
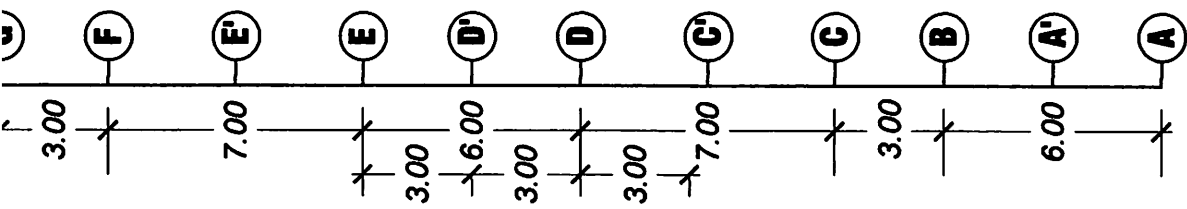
a. Pada B5 balok 30/80

Beban mati

- Tinggi dinding = $5 - 0,80$ = 4,20 m
 - Panjang dinding = 1 m (merata per 1 meter)
 - Berat jenis dinding = 250 kg/m^2
- Maka beban mati (qd) $4,20 \times 250$ = 1050 kg/m

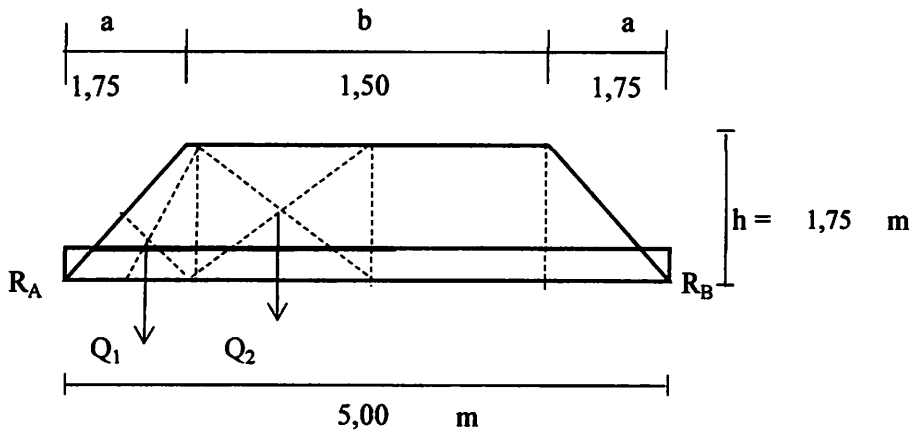
3.3.2.3 Perataan Beban Plat Lantai

Pada perhitungan analisa struktur kali ini untuk perataan beban plat dilakukan dengan cara meshing yang terdapat pada program bantu analisa struktur Etabs, namun untuk perhitungan manual dengan menggunakan skema sistem perataan metode amplop juga disertakan sebagai berikut.



Gambar 3.1 Denah Perataan Beban Plat

1. Perataan Beban Tipe A



$$a = 1,75$$

$$b = 1,50$$

$$Q_1 = 1,75 \times 1,75 \times 0,50 = 1,53 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,75 \times 0,75 = 1,31 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_A &= 1/2 \times 5,7 \\ &= 2,84 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_a \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - (Q_2 \cdot b/4) \\ &= 7,11 - 2 - 0,49 \\ &= 4,58 \end{aligned}$$

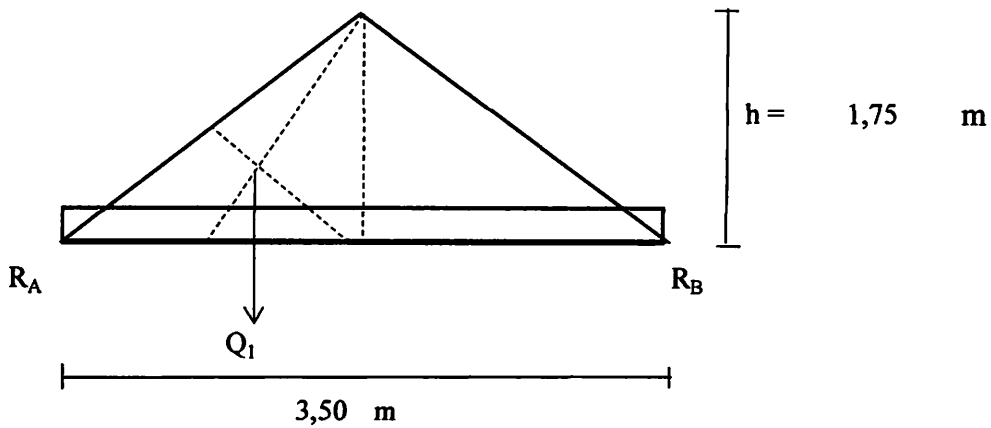
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot h_a \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times h_a \times 25,0 = 3,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$4,6 = 3,125 \text{ ha}$$

$$h_a = 4,58 / 3,1 = 1,46 \text{ m}$$

2. Perataan Beban Tipe B



$$Q_1 = 0,50 \times 1,8 \times 1,75 = 1,53 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = 1/2 \times 3,06 = 1,53 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1,3 \cdot 1/2 L) \\ &= 1,53 \times 1,8 - 1,53 \times 0,58 \\ &= 2,68 - 0,9 \\ &= 1,79 \text{ m} \end{aligned}$$

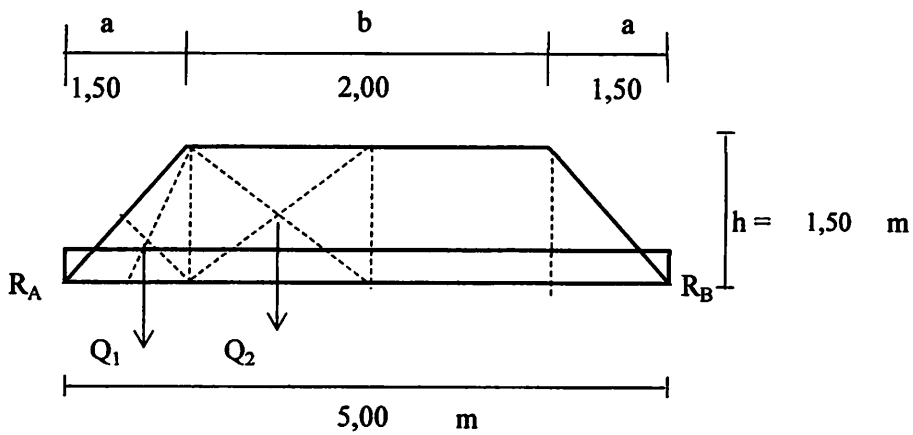
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot ha \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times ha \times 12,25 = 1,53 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,79 = 1,531 \text{ ha}$$

$$ha = 1,786 / 1,5 = 1,17 \text{ m}$$

3. Perataan Beban Tipe C



$$a = 1,50$$

$$b = 2,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,50 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 1,00 = 1,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_A &= 1/2 \times 5,3 \\ &= 2,63 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_a \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - (Q_2 \cdot b/4) \\ &= 6,56 - 1,7 - 0,75 \\ &= 4,13 \end{aligned}$$

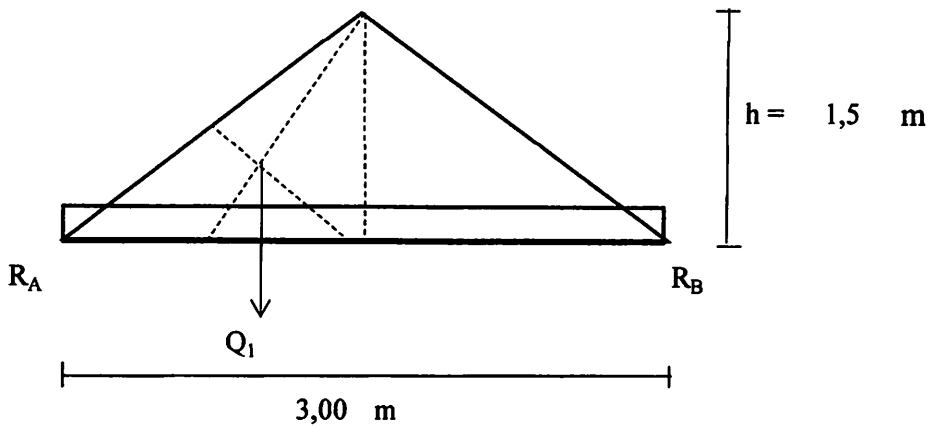
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot h_a \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times h_a \times 25,0 = 3,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$4,1 = 3,125 \text{ ha}$$

$$h_a = 4,13 / 3,1 = 1,32 \text{ m}$$

4. Perataan Beban Tipe D=F=H=I=J



$$Q_1 = 0,50 \times 1,5 \times 1,50 = 1,13 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = 1/2 \times 2,25 = 1,13 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_a \cdot 1/2 L - 1,3 \cdot 1/2 L) \\ &= 1,13 \times 1,5 - 1,13 \times 0,50 \\ &= 1,69 - 0,6 \\ &= 1,13 \text{ m} \end{aligned}$$

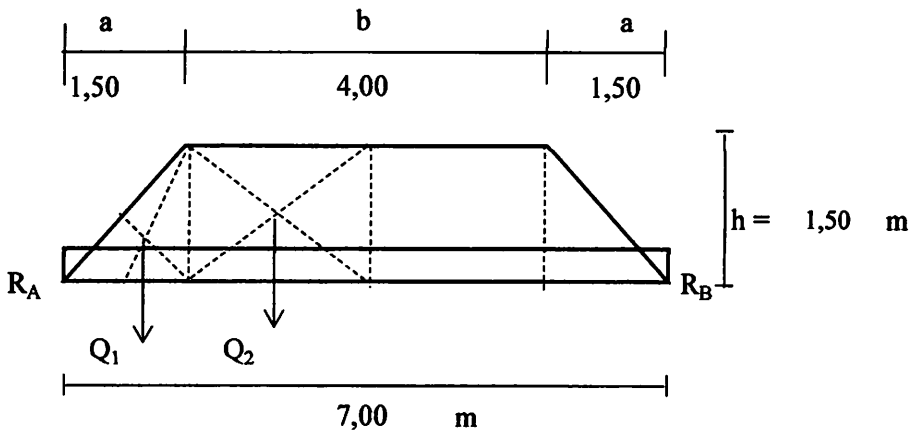
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot ha \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times ha \times 9,00 = 1,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,13 = 1,13 \text{ ha}$$

$$ha = 1,13 / 1,13 = 1,00 \text{ m}$$

5. Perataan Beban Tipe E



$$a = 1,50$$

$$b = 4,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,50 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 2,00 = 3,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_A &= 1/2 \times 8,3 \\ &= 4,13 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_a \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - (Q_2 \cdot b/4) \\ &= 14,438 - 2,8 - 3 \\ &= 8,63 \end{aligned}$$

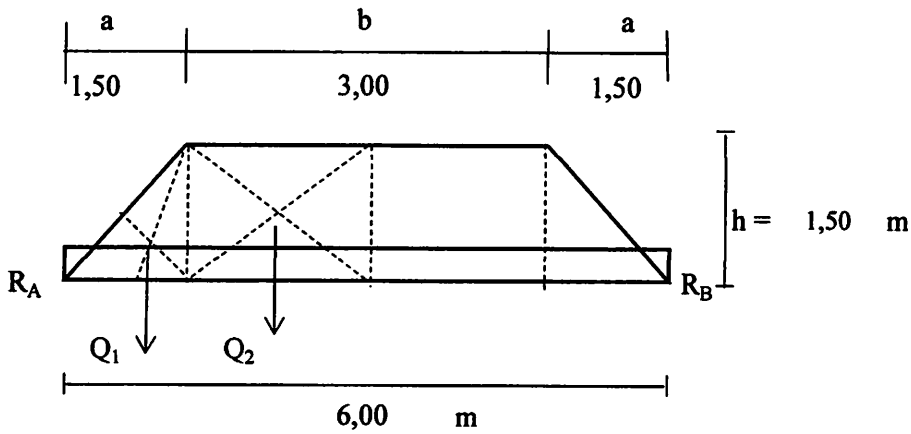
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot h_a \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times h_a \times 49,0 = 6,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$8,63 = 6,13 \text{ ha}$$

$$ha = 8,63 / 6,1 = 1,41 \text{ m}$$

6. Perataan Beban Tipe G



$$a = 1,50$$

$$b = 3,00$$

$$Q_1 = 1,50 \times 1,50 \times 0,50 = 1,13 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}$$

$$R_A = 1/2 \times 6,8$$

$$= 3,38$$

$$M_{\max 1} = R_a \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - (Q_2 \cdot b/4)$$

$$= 10,13 - 2,3 - 1,69$$

$$= 6,19$$

$$M_{\max 2} = 1/8 \cdot h_a \cdot L^2$$

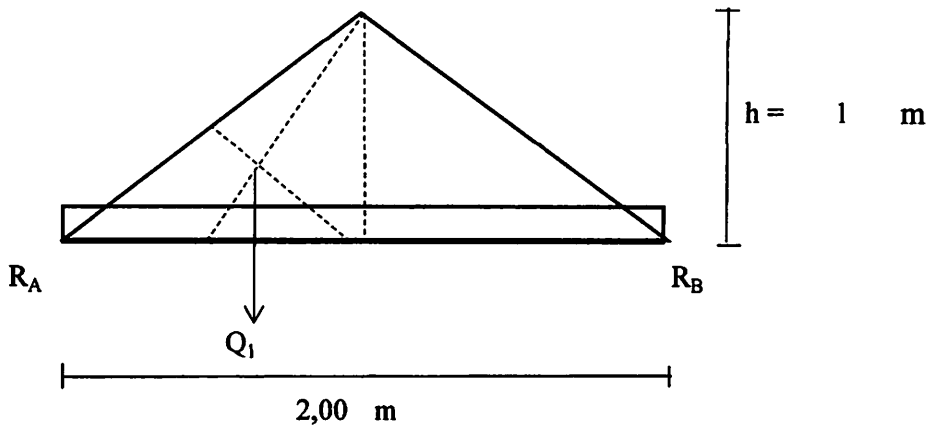
$$= 1/8 \times h_a \times 36,0 = 4,50 \text{ ha}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$6,19 = 4,5 \text{ ha}$$

$$h_a = 6,19 / 4,5 = 1,38 \text{ m}$$

7. Perataan Beban Tipe L



$$Q_1 = 0,50 \times 1 \times 1,00 = 0,5 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = 1/2 \times 1 = 0,50 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \zeta a \cdot 1/2 L - 1,3 \cdot 1/2 L) \\ &= 0,50 \times 1 - 0,5 \times 0,33 \\ &= 0,5 - 0,2 \\ &= 0,33 \text{ m} \end{aligned}$$

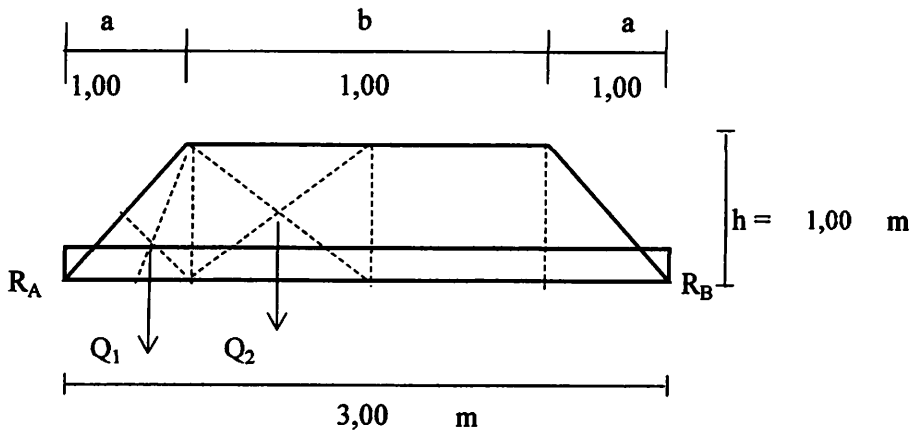
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot ha \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times ha \times 4,00 = 0,5 ha \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,33 = 0,5 ha$$

$$ha = 0,33 / 0,5 = 0,67 \text{ m}$$

8. Perataan Beban Tipe K



$$a = 1,00$$

$$b = 1,00$$

$$Q_1 = 1,00 \times 1,00 \times 0,50 = 0,50 \text{ m}$$

$$Q_2 = 1,00 \times 0,50 = 0,50 \text{ m}$$

$$R_A = \frac{1}{2} \times 2 = 1,00$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_A \cdot \frac{1}{2} \cdot L - Q_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2}\right) - \left(Q_2 \cdot \frac{b}{4}\right) \\ &= 1,50 - 0,4 - 0,13 \\ &= 0,96 \end{aligned}$$

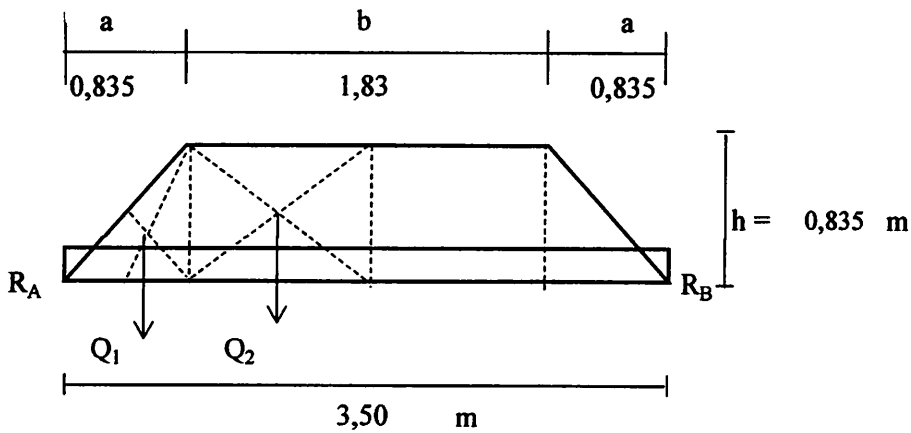
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \cdot h \cdot a \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times h \cdot a \times 9,0 = 1,13 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,0 = 1,13 \text{ ha}$$

$$h \cdot a = \frac{0,96}{1,1} = 0,85 \text{ m}$$

9. Perataan Beban Tipe M



$$a = 0,84$$

$$b = 1,83$$

$$Q_1 = 0,84 \times 0,84 \times 0,50 = 0,35 \text{ m}$$

$$Q_2 = 0,84 \times 0,92 = 0,76 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} R_A &= 1/2 \times 2,2 \\ &= 1,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= R_a \cdot 1/2 \cdot L - Q_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - (Q_2 \cdot b/4) \\ &= 1,95 - 0,4 - 0,35 \\ &= 1,18 \end{aligned}$$

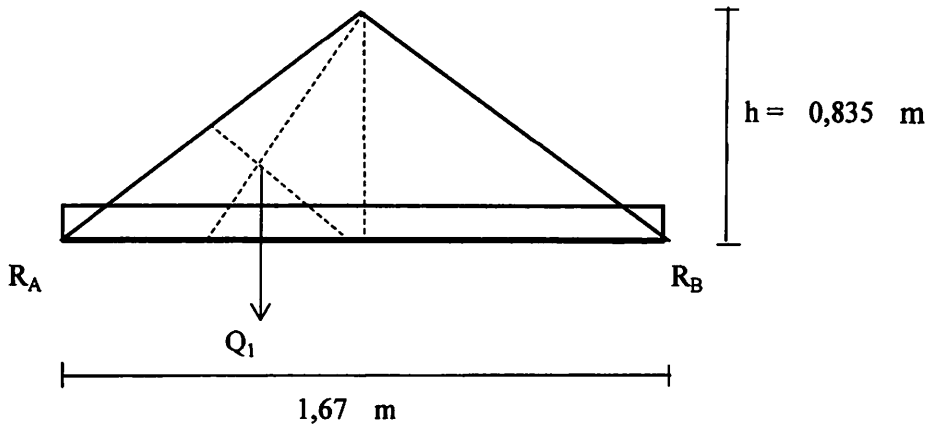
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot h_a \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times h_a \times 12,3 = 1,53 h_a \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$1,2 = 1,53 h_a$$

$$h_a = 1,18 / 1,5 = 0,77 \text{ m}$$

10. Perataan Beban Tipe N



$$Q_1 = 0,50 \times 0,8 \times 0,84 = 0,35 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = 1/2 \times 0,7 = 0,35$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \lambda a \cdot 1/2 L - 1,3 \cdot 1/2 L) \\ &= 0,35 \times 0,8 - 0,35 \times 0,28 \\ &= 0,29 - 0,1 \\ &= 0,19 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= 1/8 \cdot ha \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times ha \times 2,79 = 0,35 \text{ ha} \end{aligned}$$

$$M_{\max 1} = M_{\max 2}$$

$$0,19 = 0,35 \text{ ha}$$

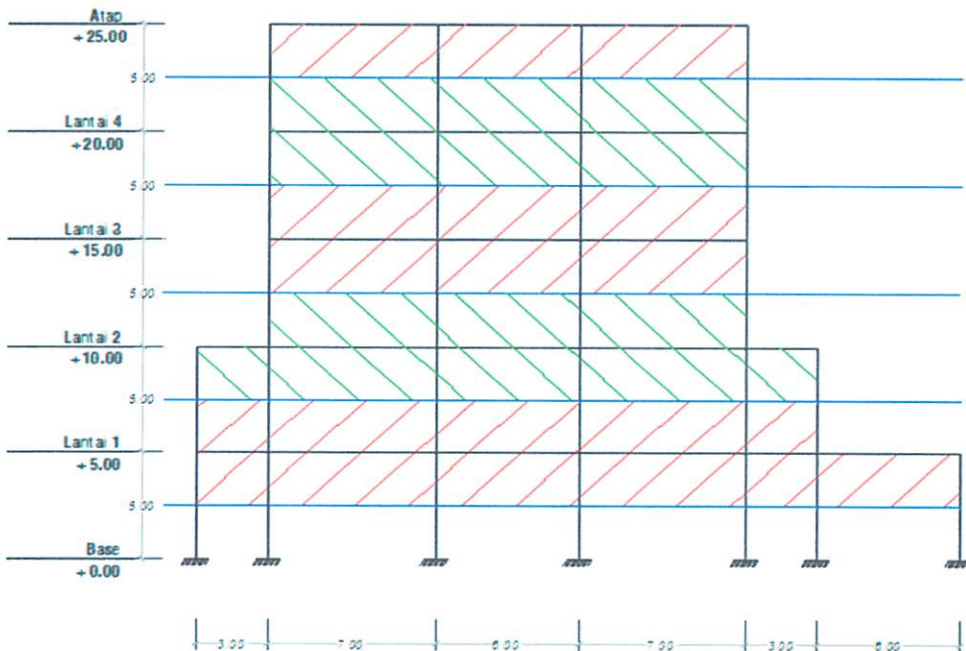
$$ha = 0,19 / 0,3 = 0,56 \text{ m}$$

3.4 Perhitungan Berat Struktur

Besarnya beban yang bekerja pada struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung (PPURG) 1987. Adapun beban - beban yang bekerja pada struktur yakni sebagai berikut :

- Berat penutup lantai : 24,0 Kg/m²
tebal keramik, 1 cm : 24,0 Kg/m² x 1,0 cm = 24,0 Kg/m²
- Berat spesi (adukan) : 21,0 Kg/m²
tebal spesi 3cm, maka : 21,0 Kg/m² x 3,0 cm = 63 Kg/m²
- Berat plafon : 5,5 Kg/m²
- Berat penggantung : 8,5 Kg/m²
- Berat ME ; 35,0 Kg/m²
- Berat beton bertulang : 2400,0 Kg/m³
- Berat volum bata merah : 1700,0 Kg/m³
- Tebal dinding : 0,15 cm
- Beban hidup atap : 100,0 Kg/m² (PPURG 1987, hal 7)
- Beban hidup lantai : 250,0 Kg/m² (PPURG 1987, tabel 2 hal 12)

Berikut perincian perhitungan berat perlantai, yakni :



3.4.1 Berat Atap

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\text{Luas} = 40 \times 20$$

$$= 800,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Maka berat plat} = 800,0 \times 0,10 \times 2400$$

$$= 192000,0 \text{ Kg}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$= 5,5 + 8,5$$

$$= 14 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafon} = \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2$$

$$= 800,0 \times 14$$

$$= 11200,0 \text{ Kg}$$

- Berat ME = Luas plat x berat

$$= 800,0 \times 35,0$$

$$= 28000 \text{ Kg}$$

- Berat balok = $L \times A \text{ balok} \times \text{BJ Beton}$

dimana, L : Panjang bentang balok

BJ : Berat jenis beton bertulang

A : Luas penampang Balok

Tabel 3.4 Berat Balok Atap

Balok	Panjang bentang (L) m	BJ Beton (Kg/m ³)	A (m ²)	Berat Kg
B1(line 2)	20	2400	0,26	12480
line 3	20	2400	0,26	12480
line 4	20	2400	0,26	12480
line 5	20	2400	0,26	12480
line 6	20	2400	0,26	12480

line 7	20	2400	0,26	12480
line 8	20	2400	0,26	12480
line 9	7	2400	0,26	4368
line 10	20	2400	0,26	12480
B2 (line C)	40	2400	0,125	12000
line C''	5	2400	0,125	1500
line D	40	2400	0,125	12000
line D'	5	2400	0,125	1500
line E	40	2400	0,125	12000
line F	40	2400	0,125	12000
B3 (line 2')	7	2400	0,125	2100
B4 (Line C')	35	2400	0,10	8400
line D'	35	2400	0,10	8400
line E'	35	2400	0,10	8400
Total berat				182508,0

- Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w \times A$

dimana, H : Tinggi Kolom (1/2 x tinggi lantai 5)

\sum : Jumlah Kolom

BJ : Berat beton bertulang

A : Luas Penampang Kolom

Tabel 3.5 Berat Kolom Atap

Kolom	Tinggi Kolom (h) m	BJ Beton (Kg/m ³)	Luas (A) (m ²)	Σ Kolom (buah)	Berat Kg
K1 (line C)	2,5	2400	0,36	9	19440
line D	2,5	2400	0,36	9	19440
line E	2,5	2400	0,36	9	19440
line F	2,5	2400	0,36	9	19440

K3 (line C')	2,5	2400	0,09	2	1080
Line D	2,5	2400	0,09	1	540
Line D'	2,5	2400	0,09	2	1080
Total berat					80460,0

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0,15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b.kolom)

Tabel 3.6 Berat Dinding Atap

Dinding	t (m)	h (m)	Bv (kg/m ³)	L (m)	Berat
Line C	0,15	2,0	1700	35,20	17952
Line C'	0,15	2,0	1700	4,550	2320,5
Line D	0,15	2,0	1700	30,500	15555
Line D'	0,15	2,0	1700	2,700	1377
Line E	0,15	2,0	1700	32,555	16603,05
Line E'	0,15	2,0	1700	1,755	895,05
Line F	0,15	2,0	1700	35,200	17952
Line 2	0,15	1,85	1700	18,200	8585,85
Line 2'	0,15	2,0	1700	6,850	3493,5
Line 4	0,15	1,85	1700	12,800	6038,4
Line 5	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
Line 6	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
Line 7	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
Line 8	0,15	1,85	1700	12,800	6038,4
Line 9	0,15	2,0	1700	8,650	4411,5
	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2

Line 9'	0,15	2,0	1700	5,400	2754
Line 10	0,15	1,85	1700	18,200	8585,85
Total Berat dinding					124638,9

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 3.7 Total Berat Beban Mati Atap

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	192000,00
Berat Plafon	11200,00
Berat ME	28000,00
Berat balok	182508,00
Berat kolom	80460,00
Berat dinding	124638,90
Total berat ($\sum w$ dead)	618806,90

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Tebal genangan air : 0,05 m

Berat jenis air : 1000 Kg/m³

Koefisien reduksi : 0,5 (PPURG 1987 Tabel 4)

- Beban plat atap = Luasan x beban guna atap x koef. Reduksi

$$\begin{aligned}
 WL1 &= 800,0 \times 100 \times 0,5 \\
 &= 40000,0 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

- Beban air Hujan = Luasan x tebal genangan air x berat jenis air

$$\begin{aligned}
 WL2 &= 800 \times 0,05 \times 1000 \\
 &= 40000,0 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Total beban hidup = Nilai total dari WL1 dan WL2

$$= 80000,0 \text{ Kg}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 618806,90 + 80000,0 \\ &= 698806,90 \text{ Kg}\end{aligned}$$

3.4.2 Berat Lantai 4 = Lantai 3

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas plat} &= 40 \times 20 \\ &= 800,00 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Luas void} = 62,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Luas total} &= \text{Luas plat} - \text{Luas Void} \\ &= 800 - 62,5 \\ &= 737,50 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka berat plat} &= 800,0 \times 0,12 \times 2400 \\ &= 230400,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung
= 5,5 + 8,5
= 14 kg/m²

$$\begin{aligned}\text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 737,5 \times 14 \\ &= 10325,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Keramik = Luas Plat x Keramik per m²
= 737,5 x 87,0
= 64162,5 Kg

- Berat ME = Luas plat x berat
= 737,5 x 35,0
= 25812,5 Kg

- Berat balok = $L \times \sum \text{balok} \times w$

dimana, L : Panjang bentang balok

BJ : Berat jenis beton bertulang

A : Luas penampang Balok

Tabel 3.8 Berat Balok Lantai 4 = Lantai 3

Balok	Panjang bentang (L) m	BJ Beton (Kg/m ³)	A (m ²)	Berat Kg
B1(line 2)	20	2400	0,26	12480
line 3	20	2400	0,26	12480
line 4	20	2400	0,26	12480
line 5	20	2400	0,26	12480
line 6	20	2400	0,26	12480
line 7	20	2400	0,26	12480
line 8	20	2400	0,26	12480
line 9	7	2400	0,26	4368
line 10	20	2400	0,26	12480
B2 (line C)	40	2400	0,125	12000
line C''	5	2400	0,125	1500
line D	40	2400	0,125	12000
line D'	5	2400	0,125	1500
line E	40	2400	0,125	12000
line F	40	2400	0,125	12000
B3 (line 2')	7	2400	0,125	2100
B4 (Line C')	35	2400	0,10	8400
line D'	35	2400	0,10	8400
line E'	35	2400	0,10	8400
Total berat				182508,0

- Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w \times A$

dimana, H : Tinggi Kolom (1/2 x tinggi lantai 5)

\sum : Jumlah Kolom

BJ : Berat beton bertulang

A : Luas Penampang Kolom

Tabel 3.9 Berat Kolom Lantai 4 = Lantai 3

Kolom	Tinggi Kolom (h) m	BJ Beton (Kg/m ³)	Luas (A) (m ²)	Σ Kolom (m ²)	Berat Kg
K1 (line C)	5	2400	0,36	9	38880
line D	5	2400	0,36	9	38880
line E	5	2400	0,36	9	38880
line F	5	2400	0,36	9	38880
K3 (line C')	5	2400	0,09	2	2160
Line D	5	2400	0,09	1	1080
Line D'	5	2400	0,09	2	2160
Total berat					160920

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0,15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b.kc

Tabel 3.10 Berat Dinding Lantai 4 = Lantai 3

Dinding	t (m)	h (m)	Bv (kg/m ³)	L (m)	Berat
Line C	0,15	4,5	1700	35,20	40392
Line C'	0,15	4,5	1700	4,475	5135,0625
Line D	0,15	4,5	1700	30,500	34998,75
Line D'	0,15	4,6	1700	2,700	3167,1

Line E	0,15	4,5	1700	32,555	37356,8625
Line E'	0,15	4,6	1700	1,755	2058,615
Line F	0,15	4,5	1700	35,200	40392
Line 2	0,15	4,35	1700	18,200	20188,35
Line 2'	0,15	4,5	1700	6,850	7860,375
Line 4	0,15	4,35	1700	12,800	14198,4
Line 5	0,15	4,35	1700	6,400	7099,2
Line 6	0,15	4,35	1700	6,400	7099,2
Line 7	0,15	4,35	1700	6,400	7099,2
Line 8	0,15	4,35	1700	12,800	14198,4
Line 9	0,15	4,5	1700	8,650	9925,875
	0,15	4,35	1700	6,400	7099,2
Line 9'	0,15	4,5	1700	5,400	6196,5
Line 10	0,15	4,35	1700	18,200	20188,35
Total Berat dinding					284653,44

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 3.11 Total Berat Beban Mati Lantai 4 = Lantai 3

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	230400,00
Berat Plafon	10325,00
Berat Keramik +spesi	64162,50
Berat ME	25812,50
Berat balok	182508,00
Berat kolom	160920,00
Berat dinding	284653,44
Total berat ($\sum w$ dead)	958781,44

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5 (PPURG 1987 Tabel 4)

$$\begin{aligned}\text{Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi} \\ &= 800,0 \times 100 \times 0,5 \\ &= 40000,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}\Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\ &= 958781,44 + 40000,0 \\ &= 998781,44 \text{ Kg}\end{aligned}$$

3.4.3 Berat Lantai 2

a. Beban Mati (W_{dead})

- Berat plat lantai = Luas plat x tebal plat x berat volum beton

$$\begin{aligned}\text{Luas} &= 46 \times 26 \\ &= 1196,00 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Luas void} = 62,5 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Luas total} &= \text{Luas plat} - \text{Luas Void} \\ &= 1196 - 62,5 \\ &= 1133,50 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Maka berat plat} &= 1196,0 \times 0,12 \times 2400 \\ &= 344448,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat plafon = Berat Plafon + Berat penggantung

$$\begin{aligned}&= 5,5 + 8,5 \\ &= 14 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\ &= 1133,5 \times 14 \\ &= 15869,0 \text{ Kg}\end{aligned}$$

- Berat Keramik = Luas Plat x Keramik per m²
= 1133,5 x 87,0
= 98614,5 Kg
- Berat ME = Luas plat x berat
= 1133,5 x 35,0
= 39672,5 Kg
- Berat balok = L x \sum balok x w
dimana, L : Panjang bentang balok
BJ : Berat jenis beton bertulang
A : Luas penampang Balok

Tabel 3.12 Berat Balok Lantai 2

Balok	Panjang bentang (L) m	BJ Beton (Kg/m ³)	A (m ²)	Berat Kg
B1(line 2)	20	2400	0,26	12480
line 3	20	2400	0,26	12480
line 4	20	2400	0,26	12480
line 5	20	2400	0,26	12480
line 6	20	2400	0,26	12480
line 7	20	2400	0,26	12480
line 8	20	2400	0,26	12480
line 9	7	2400	0,26	4368
line 10	20	2400	0,26	12480
B2 (line C)	46	2400	0,125	13800
line C''	5	2400	0,125	1500
line D	46	2400	0,125	13800
line D'	5	2400	0,125	1500
line E	46	2400	0,125	13800
line F	46	2400	0,125	13800

B3 (line 2')	7	2400	0,125	2100
line 1	26	2400	0,125	7800
line 2	6	2400	0,125	1800
line 3	6	2400	0,125	1800
line 4	6	2400	0,125	1800
line 5	6	2400	0,125	1800
line 6	6	2400	0,125	1800
line 7	6	2400	0,125	1800
line 8	6	2400	0,125	1800
line 9	6	2400	0,125	1800
line 10	6	2400	0,125	1800
line 11	26	2400	0,125	7800
line B	46	2400	0,125	13800
line G	46	2400	0,125	13800
B4 (Line C')	35	2400	0,10	8400
line D'	35	2400	0,10	8400
line E'	35	2400	0,10	8400
Total berat				249108,0

- Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w \times A$

dimana, H : Tinggi Kolom (1/2 x tinggi lantai 5)

\sum : Jumlah Kolom

BJ : Berat beton bertulang

A : Luas Penampang Kolom

Tabel 3.13 Berat Kolom Lantai 2

Kolom	Tinggi Kolom (h) m	BJ Beton (Kg/m ³)	Luas (A) (m ²)	Σ Kolom (m ²)	Berat Kg
K1 (line C)	5	2400	0,36	9	38880

line D	5	2400	0,36	9	38880
line E	5	2400	0,36	9	38880
line F	5	2400	0,36	9	38880
K2 (Line B)	2,5	2400	0,2025	11	13365
line G	2,5	2400	0,2025	11	13365
K3 (line C')	5	2400	0,09	2	2160
Line D	5	2400	0,09	1	1080
Line D'	5	2400	0,09	2	2160
Total berat					187650

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$
dimana, t : tebal dinding (0,15 m)
 h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)
 B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)
 L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b.kolom)

Tabel 3.14 Berat Dinding Lantai 2

Dinding	t (m)	h (m)	Bv (kg/m ³)	L (m)	Berat
Line B	0,15	2,0	1700	41,50	21165
Line C	0,15	2,0	1700	30,15	15376,5
	0,15	2,5	1700	35,20	22440
Line C'	0,15	2,0	1700	4,475	2282,25
	0,15	2,5	1700	4,475	2852,8125
Line D	0,15	2,0	1700	28,575	14573,25
	0,15	2,5	1700	30,500	19443,75
Line D'	0,15	2,1	1700	2,700	1445,85
	0,15	2,5	1700	2,700	1721,25
Line E	0,15	2,0	1700	40,675	20744,25
	0,15	2,5	1700	32,555	20753,8125

Line E'	0,15	2,1	1700	1,755	939,8025
	0,15	2,5	1700	1,755	1118,8125
Line F	0,15	2,0	1700	11,275	5750,25
	0,15	2,5	1700	35,200	22440
Line G	0,15	2,0	1700	41,500	21165
Line 1	0,15	2,0	1700	20,675	10544,25
Line 2	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
	0,15	2,5	1700	18,200	11602,5
Line 2'	0,15	2,0	1700	6,850	3493,5
	0,15	2,5	1700	6,850	4366,875
Line 3	0,15	1,85	1700	8,875	4186,78125
Line 4	0,15	1,85	1700	15,275	7205,98125
	0,15	2,5	1700	12,800	8160
Line 5	0,15	2,5	1700	6,400	4080
Line 6	0,15	1,85	1700	15,275	7205,98125
	0,15	2,50	1700	6,400	4080
Line 7	0,15	2,50	1700	6,400	4080
Line 8	0,15	1,85	1700	15,275	7205,98125
	0,15	2,50	1700	12,800	8160
Line 9	0,15	2,0	1700	8,650	4411,5
	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
	0,15	2,5	1700	15,050	9594,375
Line 9'	0,15	2,0	1700	5,400	2754
	0,15	2,5	1700	5,400	3442,5
Line 10	0,15	1,85	1700	20,675	9753,43125
	0,15	2,5	1700	18,200	11602,5
Line 11	0,15	2,0	1700	20,675	10544,25
Total Berat dinding					336725,396

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 3.15 Total Berat Beban Mati Lantai 2

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	344448,00
Berat Plafon	15869,00
Berat Keramik	98614,50
Berat ME	39672,50
Berat balok	249108,00
Berat kolom	187650,00
Berat dinding	336725,40
Total berat ($\sum w$ dead)	1272087,40

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5 (PPURG 1987 Tabel 4)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna atap} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 1196,0 \times 250 \times 0,5 \\
 &= 149500,0 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
 \sum W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 1272087,40 + 149500,0 \\
 &= 1421587,40 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

3.4.4 Berat Lantai 1

a. Beban Mati (W_{dead})

$$\begin{aligned}
 \text{- Berat plat lantai} &= \text{Luas plat} \times \text{tebal plat} \times \text{berat volum beton} \\
 \text{Luas} &= (46 \times 26) + (6,0 \times 10) \\
 &= 1256,00 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Void} &= 62,5 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas total} &= 1256 - 62,5 \\
 &= 1193,50 \text{ m}^2 \\
 \text{Maka berat plat} &= 1193,5 \times 0,12 \times 2400 \\
 &= 343728,0 \text{ Kg} \\
 - \text{ Berat plafon} &= \text{Berat Plafon} + \text{Berat penggantung} \\
 &= 5,5 + 8,5 \\
 &= 14 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat plafon} &= \text{Luas Plafon} \times \text{berat plafon per m}^2 \\
 &= 1193,5 \times 14 \\
 &= 16709,0 \text{ Kg} \\
 - \text{ Berat Keramik} &= \text{Luas Plat} \times \text{Keramik per m}^2 \\
 &= 1193,5 \times 87,0 \\
 &= 103834,5 \text{ Kg} \\
 - \text{ Berat ME} &= \text{Luas plat} \times \text{berat} \\
 &= 1193,5 \times 35,0 \\
 &= 41772,5 \text{ Kg} \\
 - \text{ Berat balok} &= L \times \sum \text{ balok} \times w \\
 &\text{dimana, } L : \text{ Panjang bentang balok} \\
 &\quad \text{BJ} : \text{ Berat jenis beton bertulang} \\
 &\quad A : \text{ Luas penampang Balok}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.16 Berat Balok Lantai 1

Balok	Panjang bentang (L) m	BJ Beton (Kg/m ³)	A (m ²)	Berat Kg
B1(line 2)	20	2400	0,26	12480
line 3	20	2400	0,26	12480
line 4	20	2400	0,26	12480
line 5	20	2400	0,26	12480

line 6	20	2400	0,26	12480
line 7	20	2400	0,26	12480
line 8	20	2400	0,26	12480
line 9	7	2400	0,26	4368
line 10	20	2400	0,26	12480
B2 (line C)	46	2400	0,125	13800
line C''	5	2400	0,125	1500
line D	46	2400	0,125	13800
line D'	5	2400	0,125	1500
line E	46	2400	0,125	13800
line F	46	2400	0,125	13800
B3 (line 2')	7	2400	0,125	2100
line 1	26	2400	0,125	7800
line 2	6	2400	0,125	1800
line 3	6	2400	0,125	1800
line 4	6	2400	0,125	1800
line 5	6	2400	0,125	1800
line 6	6	2400	0,125	1800
line 7	6	2400	0,125	1800
line 8	6	2400	0,125	1800
line 9	6	2400	0,125	1800
line 10	6	2400	0,125	1800
line 11	26	2400	0,125	7800
line B	46	2400	0,125	13800
line G	46	2400	0,125	13800
B4 (Line A')	10	2400	0,10	2400
Line C'	35	2400	0,10	8400
line D'	35	2400	0,10	8400

line E'	35	2400	0,10	8400
B5 (Line 5)	6	2400	0,24	3456
line 7	6	2400	0,24	3456
Total berat				258420,0

- Berat Kolom = $H \times \sum \text{kolom} \times w \times A$

dimana, H : Tinggi Kolom (1/2 x tinggi lantai 5)

\sum : Jumlah Kolom

BJ : Berat beton bertulang

A : Luas Penampang Kolom

Tabel 3.17 Berat Kolom Lantai 1

Kolom	Tinggi Kolom (h) m	BJ Beton (Kg/m ³)	Luas (A) (m ²)	Σ Kolom (m ²)	Berat Kg
K1 (line C)	5	2400	0,36	9	38880
Line A	5	2400	0,36	2	8640
Line B	2,5	2400	0,36	3	6480
line D	5	2400	0,36	9	38880
line E	5	2400	0,36	9	38880
line F	5	2400	0,36	9	38880
K2 (Line B)	5	2400	0,2025	8	19440
	2,5	2400	0,2025	2	2430
line G	5	2400	0,2025	11	26730
K3 (line C')	5	2400	0,09	2	2160
Line D	5	2400	0,09	1	1080
Line D'	5	2400	0,09	2	2160
Total berat					224640

- Berat Dinding = $t \times h \times B_v \text{ Bata merah} \times L$

dimana, t : tebal dinding (0,15 m)

h : tinggi dinding (m) (tinggi lantai - h balok)

B_v : berat volum bata merah (1700 Kg/m³)

L : Panjang bentang dinding (panjang bentang - b.kolom)

Tabel 3.18 Berat Dinding Lantai 1

Dinding	t (m)	h (m)	Bv (kg/m ³)	L (m)	Berat
Line B	0,15	2,0	1700	41,50	21165
Line C	0,15	2,5	1700	31,20	19890
	0,15	2,0	1700	35,20	17952
Line C'	0,15	2,5	1700	4,475	2852,8125
	0,15	2,0	1700	4,475	2282,25
Line D	0,15	2,5	1700	29,100	18551,25
	0,15	2,0	1700	31,710	16172,1
Line D'	0,15	2,5	1700	2,700	1721,25
	0,15	2,1	1700	2,700	1445,85
Line E	0,15	2,5	1700	41,575	26504,0625
	0,15	2,0	1700	36,400	18564
Line E'	0,15	2,5	1700	1,755	1118,8125
	0,15	2,1	1700	11,155	5973,5025
Line F	0,15	2,5	1700	41,575	26504,0625
	0,15	2,0	1700	36,400	18564
Line G	0,15	2,5	1700	46,000	29325
Line 1	0,15	2,5	1700	21,200	13515
Line 2	0,15	2,50	1700	6,400	4080
	0,15	1,85	1700	18,200	8585,85
Line 2'	0,15	2,5	1700	6,850	4366,875
	0,15	1,85	1700	6,850	3231,4875

Line 3	0,15	2,50	1700	8,875	5657,8125
	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
Line 4	0,15	2,50	1700	15,275	9737,8125
	0,15	1,85	1700	12,800	6038,4
Line 6	0,15	2,50	1700	15,275	9737,8125
	0,15	1,85	1700	12,800	6038,4
Line 7	0,15	1,85	1700	3,050	1438,8375
Line 8	0,15	2,50	1700	15,275	9737,8125
	0,15	1,85	1700	12,800	6038,4
Line 9	0,15	2,5	1700	15,050	9594,375
	0,15	2,00	1700	8,650	4411,5
	0,15	1,85	1700	6,400	3019,2
Line 9'	0,15	2,5	1700	5,400	3442,5
	0,15	1,85	1700	5,400	2547,45
Line 10	0,15	2,50	1700	20,675	13180,3125
	0,15	1,85	1700	18,200	8585,85
Line 11	0,15	2,5	1700	20,675	13180,3125
Total Berat dinding					377771,153

Dengan demikian, total berat beban mati untuk atap, yakni :

Tabel 3.19 Total Berat Beban Mati Lantai 1

Keterangan	Berat (w) dalam satuan kg
Berat plat atap	343728,00
Berat Plafon	16709,00
Berat Keramik	103834,50
Berat ME	41772,50
Berat balok	258420,00
Berat kolom	224640,00

Berat dinding	377771,15
Total berat (Σw dead)	1366875,15

b. Beban Hidup (W_{live})

Diketahui :

Koefisien reduksi : 0,5 (PPURG 1987 Tabel 4)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat atap} &= \text{Luasan} \times \text{beban guna lantai} \times \text{koef. Reduksi} \\
 &= 1256,0 \times 250 \times 0,5 \\
 &= 157000,0 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Maka total beban yang terjadi pada atap adalah :

$$\begin{aligned}
 \Sigma W &= W_{dead} + W_{live} \\
 &= 1366875,15 + 157000,0 \\
 &= 1523875,15 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

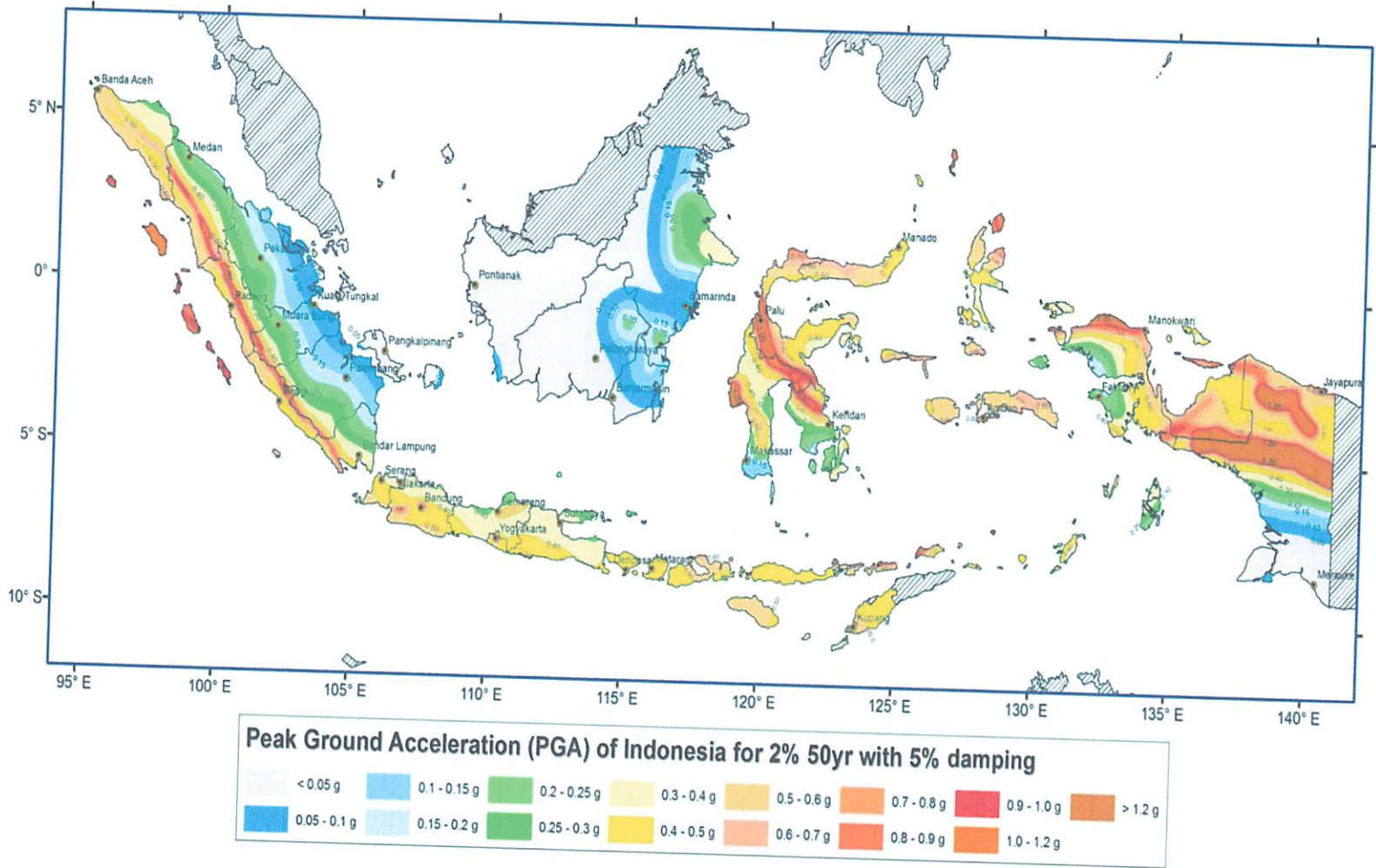
Dengan demikian, total berat struktur untuk masing-masing lantai yakni :

Tabel 3.20 Total Beban seluruh Lantai

Lantai	Berat (Kg)
Atap	698806,90 Kg
Lantai 4	998781,44 Kg
Lantai 3	998781,44 Kg
Lantai 2	1272087,40 Kg
Lantai 1	1366875,15 Kg
TOTAL	5335332,33 Kg

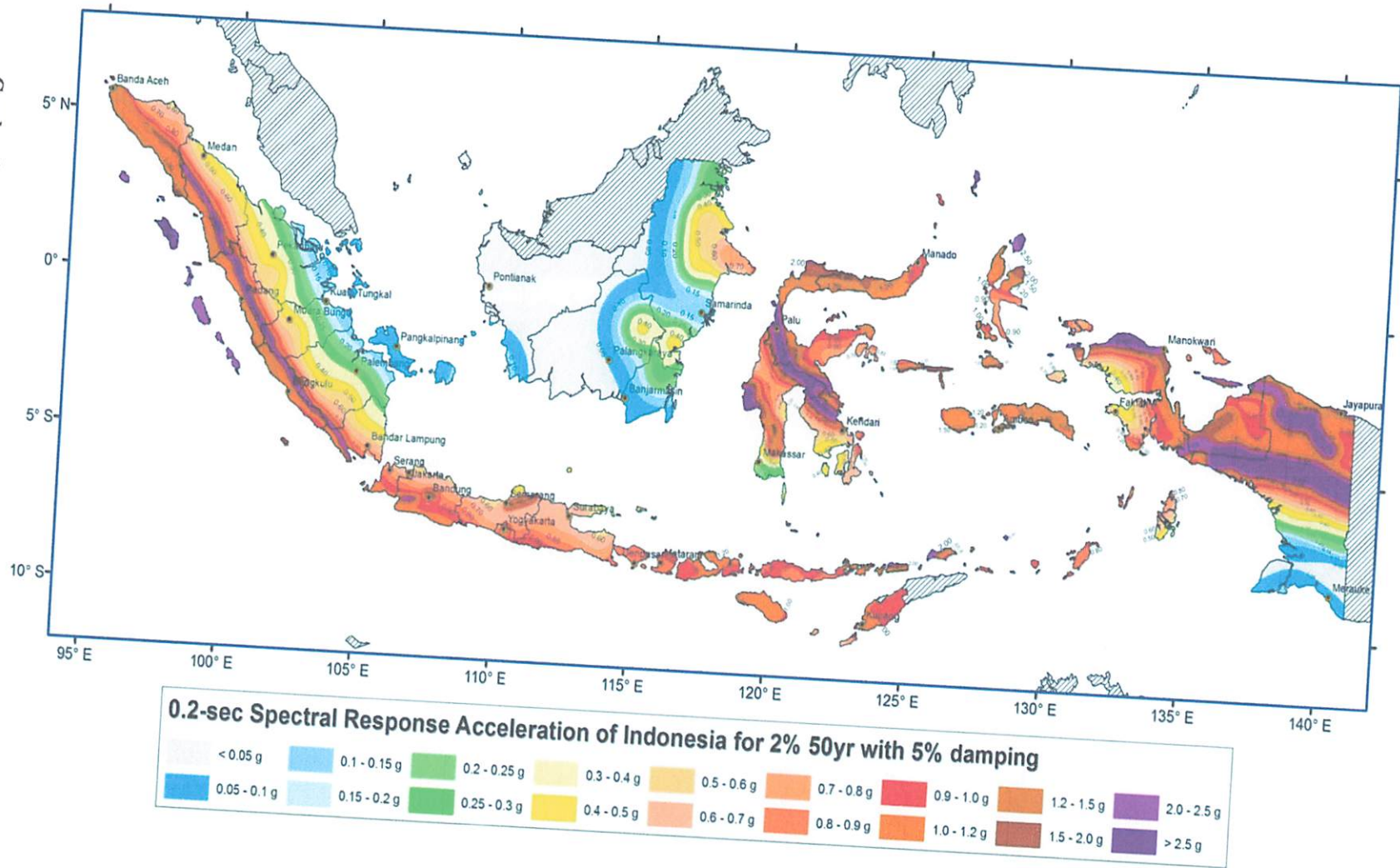
3.5 Beban Gempa

3.5.1 Peta Zonasi Gempa Indonesia



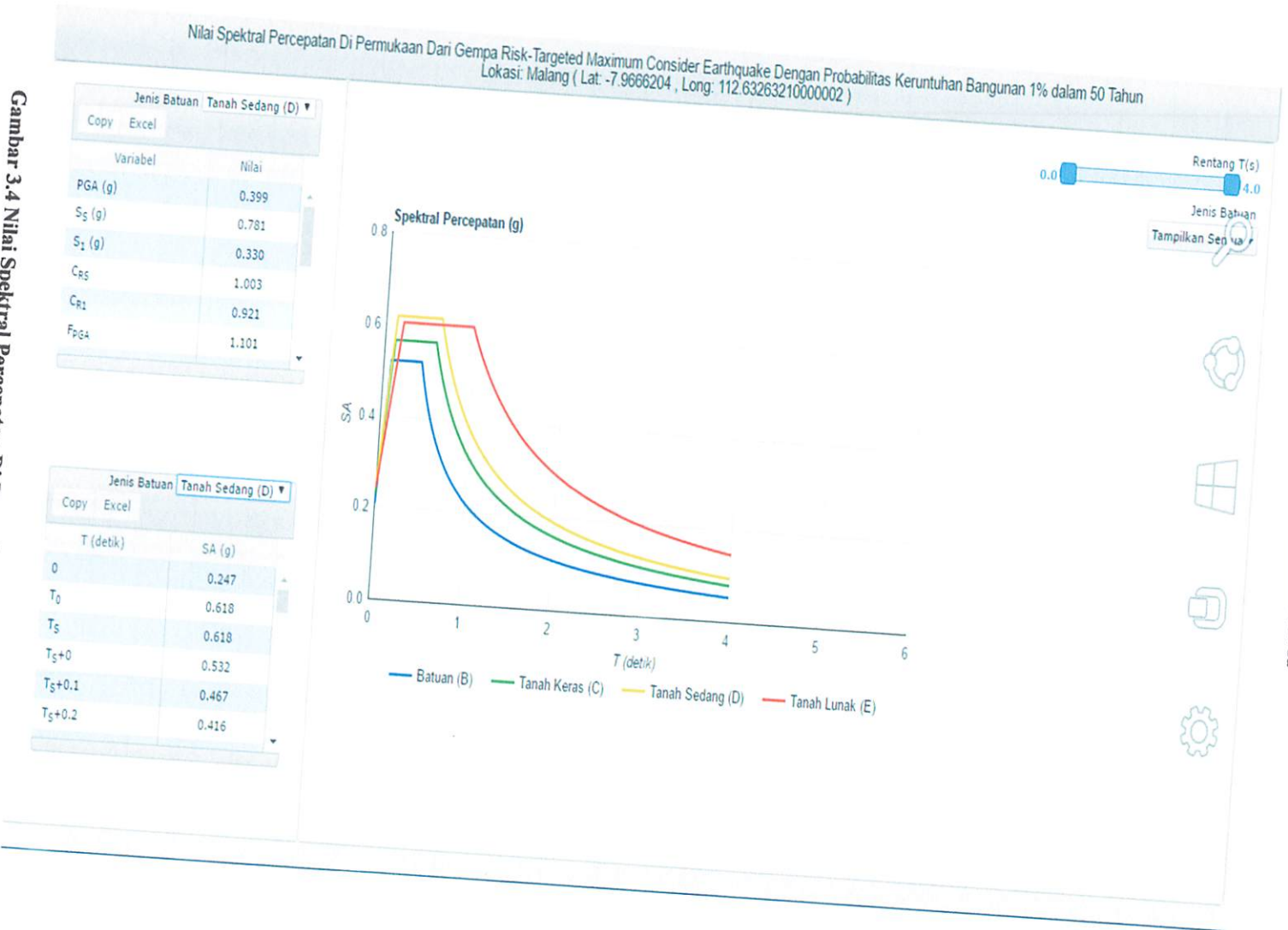
Gambar 3.2 Peta Zona Gempa Indonesia

Gambar 3.3 Peta Zona Gempa Indonesia (0,2-sec Spectral Respsns Acceleration)



3.5.2 Menentukan Nilai S_s dan S_1

- Lokasi Gedung = Malang
- Data didapat dari = Puskim.Pu.Co. Id



Gambar 3.4 Nilai Spektral Percepatan Di Permukaan Dari Gempa.

- Maka didapat data :
- S_s ~ 0,781 g
- S_1 ~ 0,330 g

3.5.3 Menentukan Kategori Resiko bangunan dan faktor Keutamaan I_e

Tabel 3.21 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 14 dari 138)

Lanjutan Tabel

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	IV
Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

Tabel 3.22 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	
III	1,0
IV	1,25
	1,50

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 15 dari 138)

3.5.4 Menentukan Korelasi Data CPT ke N-SPT

Untuk menentukan hubungan atau korelasi antara nilai q_c dan nilai N dapat dilakukan dengan persamaan sebagai berikut :

$$q_c = 4 N$$

perhitungan rata - rata nilai N ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 3.23 Korelasi Data CPT ke N-SPT

Kedalaman (m)	Nilai q_c (kg/cm ²)	$N = q_c/4$	Nilai SPT (N) (blows/ft)
0,2	25	(25/4)	6,25
0,4	20	(20/4)	5
0,6	25	(25/4)	6,25
0,8	30	(30/4)	7,5
1	30	(30/4)	7,5
1,2	35	(35/4)	8,75
1,4	40	(40/4)	10
1,6	50	(50/4)	12,5

1,8	60	(60/4)	15
2	50	(50/4)	12,5
2,2	40	(40/4)	10
2,4	60	(35/4)	15
2,6	70	(30/4)	17,5
2,8	70	(40/4)	17,5
3	60	(60/4)	15
3,2	70	(70/4)	17,5
3,4	85	(85/4)	21,25
3,6	90	(90/4)	22,5
3,8	110	(110/4)	27,5
4	135	(135/4)	33,75
4,2	150	(155/4)	37,5
4,4	200	(200/4)	50
4,6	250	(250/4)	62,5

Rata - rata $N = 19,0761$

3.5.5 Menentukan Kategori Design Seismik (KDS)

Menentukan Koefisien Situs F_a dan F_v

Tabel 3.24 : Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_z (m/detik)	\bar{N} atau $\bar{N}_{0,6}$	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25 kPa$		
Keterangan: N/A = tidak dapat dipakai			

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 16 dari 138)

Tabel 3.25 Klasifikasi Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _a) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S .				
	S . 0,25	S . 0,5	S . 0,75	S . 1,0	S . 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S . dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 3.26 Klasifikasi Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode 1 detik, S _i				
	S _i 0,1	S _i 0,2	S _i 0,3	S _i 0,4	S _i 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_i dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Maka dari Hasil Interpolasi diata didapat :

Untuk S_s = 0,781 g

Untuk S₁ = 0,330 g

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,781 g berada diantara nilai

$S_s = 1,000$ $F_a = 1,100$ Maka untuk mendapatkan nilai F_a dari S_s
 $S_s = 0,750$ $F_a = 1,200$ harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai
 $S_s = 0,781$ $F_a = \dots\dots\dots?$ berikut :

$$F_a = 1,100 + \left[\frac{0,781 - 1,000}{0,750 - 1,000} \right] \times 1,200 - 1,100 = 1,188$$

S₁ = 0,330 g

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,330 g berada diantara nilai

$S_1 = 0,400$ $F_v = 1,600$ Maka untuk mendapatkan nilai F_v dari S₁
 $S_1 = 0,300$ $F_v = 1,800$ harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai
 $S_1 = 0,330$ $F_v = \dots\dots\dots?$ berikut :

$$F_v = 1,600 + \left[\frac{0,330 - 0,400}{0,300 - 0,400} \right] \times 1,800 - 1,600 = 1,740$$

Menentukan Nilai S_{DS} dan S_{D1}

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= 2/3 \times F_a \times S_s \\
 &= 0,66667 \times 1,188 \times 0,781 \\
 &= 0,618 \text{ g}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= 2/3 \times F_v \times S_1 \\
 &= 0,66667 \times 1,740 \times 0,330 \\
 &= 0,383 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.27 Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

$S_{DS} = 0,618 \text{ g}$

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 24 dari 138)

Tabel 3.28 Kategori Design Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

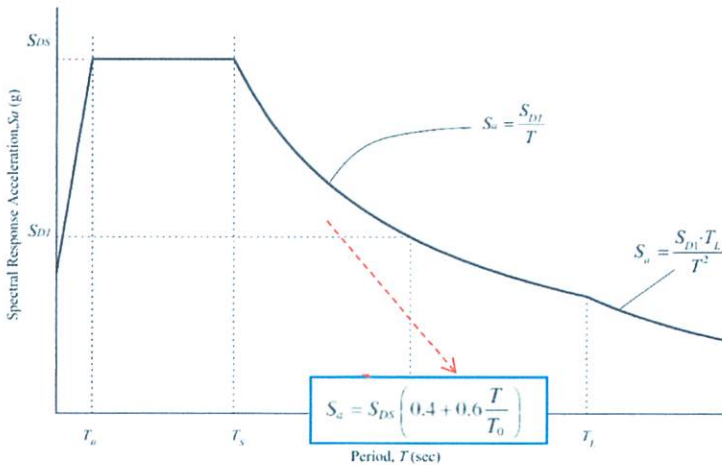
Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

$S_{D1} = 0,383 \text{ g}$

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 25 dari 138)

Kesimpulan Jenis tanah yang berada di Kota Malang adalah Tanah Sedang dengan Kategori D.

3.5.6 Membuat Spectrum Respons Design



$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times (S_{D1}/S_{DS}) \\
 &= 0,2 \times \frac{0,383}{0,618} \\
 &= 0,124 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= S_{D1}/S_{DS} \\
 &= \frac{0,383}{0,618} \\
 &= 0,619 \text{ Detik}
 \end{aligned}$$

3.5.7 Menentukan Perkiraan Periode Fundamental Alami

untuk struktur dengan ketinggian < 12 tingkat dimana sistem penahan gaya seismik terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m.

$$T_a = 0,1 N \quad \longrightarrow \quad N = \text{Jumlah Tingkat}$$

Untuk Struktur dengan Ketinggian > 12 Tingkat :

$$T_a = C_t h_n^x$$

Dimana :

h_n = Ketinggian struktur dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan Koefisien C_t dan x ditentukan dari tabel

Batas periode maksimum.

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

Tabel 3.29 Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
> 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2012 (Hal : 56 dari 138)

$$S_{D1} = 0,383 g \quad \text{Maka Koefisien } C_u = 1,4$$

$$T_a = 0,1 N \quad \longrightarrow \quad N = \text{Jumlah Tingkat}$$

$$\begin{aligned} T_a &= 0,1 \times 5 \\ &= 0,5 \end{aligned}$$

$$T_{max} = C_u \cdot T_a$$

$$\begin{aligned} T_{max1} &= 1,4 \times 0,500 \\ &= 0,700 \text{ Detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{max2} &= 1,4 \times 0,500 \\ &= 0,700 \text{ Detik} \end{aligned}$$

3.5.8 Batasan Penggunaan Prosedur Analisis Gaya Lateral Ekuivalen (ELF)

Kontrol :

$$\begin{aligned} T_s &= S_{D1}/S_{DS} \\ &= 0,61907 \end{aligned}$$

$$S_{DS} = 0,618 g$$

$$S_{D1} = 0,383 g$$

$$3,5 T_s = 2,16676$$

$T < 3.5 T_s$, Sehingga digunakan prosedur analisa gempa statik

3.5.9 Menentukan faktor R, C_d dan Ω₀

Tabel 3.30 Faktor R, C_d dan Ω₀ untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R ^s	Faktor kuantitas lebih sistem, s ₀	Faktor pembesaran defleksi, C _d ^h	Batasan sistem struktur dan batasan tinggistruktur, h _n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. Sistem dinding penumpu	7.1.1	7.1.2	7.1.3	7.1.4	7.1.5	7.1.6	7.1.7	7.1.8
1. Dinding geser beton bertulang khusus	5	2½	5	TB	TB	48	48	30
2. Dinding geser beton bertulang biasa	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
3. Dinding geser beton polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
4. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
5. Dinding geser pracetak menengah	4	2½	4	TB	TB	12 ^h	12 ^h	12 ^h
6. Dinding geser pracetak biasa	3	2½	3	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5	2½	3½	TB	TB	48	48	30
8. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	2½	2½	TB	TB	TI	TI	TI
9. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	1½	TB	48	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser batu bata ringan (AAC) bertulang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser batu bata ringan (AAC) polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka ringan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang ditujukan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka ringan (baja canal dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20

B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10 ^f	10 ^f	TI ^f
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12 ^h	12 ^h	12 ^h
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	30
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI
13. Dinding geser petat baja dan beton komposit	6½	2½	5½	TB	TB	48	48	30
14. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
15. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
16. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	2½	4	TB	TB	48	48	30
17. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	2½	4	TB	TB	TI	TI	TI
18. Dinding geser batu bata bertulang biasa	2	2½	2	TB	48	TI	TI	TI
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22

24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dan semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{NJ}	TI ^N	TI ^I
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^N	TI ^N	TI ^I
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan	3½	3 ^o	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI ^{N4}
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
F. Sistem Interaktif dinding geser-rangka dengan rangka pemikul momen beton bertulang biasa dan dinding geser beton bertulang biasa								
G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :								
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2½	1½	2½	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1½	1½	1½	10	10	TI	TI ^{NJ}	TI ^{NJ}
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2½	1½	2½	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1½	1½	1½	10	10	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1½	1	10	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1½	1½	1½	10	10	10	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever								
	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI

Dari Tabel diatas maka di dapat nilai Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya dengan menggunakan dinding geser beton bertulang Khusus Sebagai Berikut :

$$\begin{aligned} R &= 8,00 \\ Cd &= 4,00 \\ \Omega_0 &= 5,50 \end{aligned}$$

3.5.10 Menghitung Nilai Base Shear

$$V = C_s \cdot W \quad \text{-----> Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012}$$

Keterangan :

$$\begin{aligned} C_s &= \text{Koefisien Respons Seismik} \\ W &= \text{Berat Seismik Efektif} \end{aligned}$$

Koefisien respons seismik C_s -----> Pasal 7.8.1 SNI 1726-2012

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)}$$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)}$$

C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

Untuk $S1 \geq 0,6$ g, nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)}$$

$$S_1 = 0,330 \text{ g}$$

$$V = C_s \cdot W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0,618 \text{ g}}{8,00 / 1,5} = 0,11594$$

$$C_{s \text{ Maks}} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,33} = 0,10254$$

$$C_{s \text{ Min}} = \frac{0,5 \times S_1}{(R/I_e)} = \frac{0,5 \times 0,33}{5,33} = 0,03094$$

$$C_{sX} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,33} = 0,10254$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T \times (R/I_e)} = \frac{0,3828}{0,70 \times 5,33} = 0,10254$$

Kontrol :

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 \times S_{DS} \times 1,50 \\ &= 0,044 \times 0,618 \text{ g} \times 1,00 \\ &= 0,0272071 \geq 0,01 \quad \text{-----> OK} \end{aligned}$$

Kesimpulan :

Nilai C_s yang dipakai adalah = 0,10254

Maka Nilai V_x dan V_y adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_x &= C_s \cdot W \\ &= 0,1025 \times 5335332,33 \\ &= 547062,111 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= C_s \cdot W \\ &= 0,1025 \times 5335332,33 \\ &= 547062,111 \text{ Kg} \end{aligned}$$

3.5.11 Menghitung Gaya Gempa lateral F_x

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad \text{-----> Pasal 7.8.3 SNI 1726-2012}$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral design total atau geser di dasar struktur

w_i & w_x = Bagian berat seismik sfektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i & h_x = Tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

K = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 detik atau kurang , $K = 1$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 2,5 detik atau lebih , $K = 2$

Untuk struktur yang mempunyai dengan perioda sebesar 0,5 dan 2,5 detik k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

$$T_x = 0,700 \text{ Detik}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,700 g ^{de}_{ra}

$T_x = 0,500$ $K_x = 1,000$ Maka untuk mendapatkan nilai K dari T_x
 $T_x = 2,500$ $K_x = 2,000$ harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai
 $T_x = 0,700$ $K_x = \dots\dots\dots?$ berikut :

$$\begin{aligned} K_x &= 1,000 + \left[\frac{0,700 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right] \times 2,000 - 1,000 \\ &= 1,100 \end{aligned}$$

$$T_y = 0,700 \text{ Detik}$$

Melalui Interpolasi Didapat :

Untuk nilai S_s 0,700 g berada diantara nilai

$T_y = 0,500$ $K_y = 1,000$ Maka untuk mendapatkan nilai K dari T_y
 $T_y = 2,500$ $K_y = 2,000$ harus di interpolasi terlebih dahulu sebagai
 $T_y = 0,700$ $K_y = \dots\dots\dots?$ berikut :

$$K_y = 1,000 + \left[\frac{0,700 - 0,500}{2,500 - 0,500} \right] \times 2,000 - 1,000$$

$$= 1,100$$

$$V_x = 547062,111 \text{ Kg} = 547,062 \text{ Ton}$$

$$V_y = 547062,111 \text{ Kg} = 547,062 \text{ Ton}$$

3.5.12 Gaya Gempa Lateral

3.31 Gaya gempa lateral dibagi ke setiap dinding geser

Lantai	Weight (Wi) Kg	Tinggi (hi) m	$W_i \times h_i^{K_x}$	$W_i \times h_i^{K_y}$	F_x (kg)	F_y (kg)
Lantai 5	698806,90	25,0	24104115,2	24104115,2	139184,7	139184,7
Lantai 4	998781,44	20,0	26952773,3	26952773,3	155633,8	155633,8
Lantai 3	998781,44	15,0	19641328,0	19641328,0	113415,2	113415,2
Lantai 2	1272087,40	10,0	16014631,49	16014631,49	92473,50	92473,50
Lantai 1	1366875,15	5,0	8027787,23	8027787,23	46354,96	46354,96
Total	5335332,33		94740635,2	94740635,2	547062,11	547062,11

3.6 Analisa Struktur dengan Program Bantu Etabs

Setelah melalui perhitungan analisa pembebanan, kemudian data perencanaan dan hasil perhitungan digunakan sebagai input pada program bantu Etabs. Setelah didapatkan hasil analisa struktur tersebut, diambil tiga klasifikasi data pada output *support reactions* sebagai data perencanaan pondasi tiang Franki. Data tersebut diambil berdasarkan klasifikasi beban berat, beban sedang dan beban ringan. Hasil perhitungan tersebut dilampirkan dan perencanaan pondasi dibahas pada Bab berikutnya.

BAB IV
PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan program bantu Etabs pada bab sebelumnya, diambil 3 tipe sebagai perencanaan dengan gaya - gaya yang bekerja pada masing-masing node, dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.1 Beban - beban yang bekerja pada kolom

Tipe Tiang	Beban Kolom	Kolom (Node)	Fx (kg)	Fz (kg)	Momen X (kg m)	Momen Y (kg m)
I	Berat	10	9728,51	248073,2	25233,01	23855,10
II	Sedang	4	8943,91	133049	31994,98	30496,26
III	Ringan	100	4376,62	94354	19741,736	15434,04

Sumber : Output hasil analisa struktur menggunakan Etabs

4.2 Perencanaan Pondasi Franki

4.2.1 Perencanaan Tiang Franki Tipe I (Beban Berat)

4.2.1.1 Perhitungan Daya Dukung

(Berdasarkan pada data sondir di titik S4 yang terdekat)

berdasarkan data sondir yang dilakukan dilapangan didapatkan nilai qc :

1. 0,0 m → qc = 0 kg/cm²
2. 0,2 m → qc = 25 kg/cm²
3. 0,4 m → qc = 20 kg/cm²
4. 0,6 m → qc = 25 kg/cm²
5. 0,8 m → qc = 30 kg/cm²
6. 1,0 m → qc = 30 kg/cm²

7. 1,2 m → qc = 35 kg/cm²
8. 1,4 m → qc = 40 kg/cm²
9. 1,6 m → qc = 50 kg/cm²
10. 1,8 m → qc = 60 kg/cm²
11. 2,0 m → qc = 50 kg/cm²
12. 2,2 m → qc = 40 kg/cm²
13. 2,4 m → qc = 35 kg/cm²
14. 2,6 m → qc = 30 kg/cm²
15. 2,8 m → qc = 40 kg/cm²
16. 3,0 m → qc = 60 kg/cm²
17. 3,2 m → qc = 70 kg/cm²
18. 3,4 m → qc = 85 kg/cm²
19. 3,6 m → qc = 90 kg/cm²
20. 3,8 m → qc = 110 kg/cm²
21. 4,0 m → qc = 135 kg/cm²
22. 4,2 m → qc = 150 kg/cm²
23. 4,4 m → qc = 200 kg/cm²
24. 4,6 m → qc = 250 kg/cm²

Menentukan tahanan ujung sondir (qb) yang akan digunakan, dilakukan

dengan persamaan berikut :

- diambil nilai qca rata-rata 1,5 D diatas dan 1,5 D dibawah ujung tiang.

tiang direncanakan kedalaman 4 m.

$$q_{ca} \text{ (base)} = \frac{70+85+90+110+135+150+200+250}{8}$$

$$= 136,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca} \text{ (base)}}{F_b}$$

$$= \frac{136,25}{3,5}$$

$$= 39 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk nilai tahanan lekatan tanah (q_s) diambil dari nilai rata-rata JHL pada data sondir sepanjang kedalaman tiang :

1.	0,0	m	→	JHL	=	0	kg/cm
2.	0,2	m	→	JHL	=	30	kg/cm
3.	0,4	m	→	JHL	=	60	kg/cm
4.	0,6	m	→	JHL	=	110	kg/cm
5.	0,8	m	→	JHL	=	170	kg/cm
6.	1,0	m	→	JHL	=	230	kg/cm
7.	1,2	m	→	JHL	=	300	kg/cm
8.	1,4	m	→	JHL	=	370	kg/cm
9.	1,6	m	→	JHL	=	440	kg/cm
10.	1,8	m	→	JHL	=	500	kg/cm
11.	2,0	m	→	JHL	=	570	kg/cm
12.	2,2	m	→	JHL	=	640	kg/cm
13.	2,4	m	→	JHL	=	690	kg/cm
14.	2,6	m	→	JHL	=	730	kg/cm
15.	2,8	m	→	JHL	=	790	kg/cm
16.	3,0	m	→	JHL	=	850	kg/cm
17.	3,2	m	→	JHL	=	930	kg/cm
18.	3,4	m	→	JHL	=	1000	kg/cm
19.	3,6	m	→	JHL	=	1100	kg/cm
20.	3,8	m	→	JHL	=	1200	kg/cm
21.	4,0	m	→	JHL	=	1310	kg/cm
22.	4,2	m	→	JHL	=	1410	kg/cm

$$23. \quad 4,4 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{JHL} \quad = \quad 1510 \quad \text{kg/cm}$$

$$24. \quad 4,6 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{JHL} \quad = \quad 1610 \quad \text{kg/cm}$$

perhitungan nilai q_s untuk masing - masing kedalaman, didapat dengan melakukan persamaan sebagai berikut :

$$q_s = \frac{\text{JHL2} - \text{JHL1}}{L_s}$$

hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.2 Perhitungan nilai (q_s) sepanjang tiang pada data sondir di titik S4

kedalaman (m)	nilai q_s (kg/cm ²)	nilai q_s didapat dari
1,0	3,5	(300 - 230) / 20
1,2	3,5	(370 - 300) / 20
1,4	3,5	(440 - 370) / 20
1,6	3	(500 - 440) / 20
1,8	3,5	(570 - 500) / 20
2,0	3,5	(640 - 570) / 20
2,2	2,5	(690 - 640) / 20
2,4	2	(730 - 690) / 20
2,6	3	(790 - 730) / 20
2,8	3	(850 - 790) / 20
3,0	4	(930 - 850) / 20
3,2	3,5	(1000 - 930) / 20
3,4	5	(1100 - 1000) / 20
3,6	5	(1200 - 1100) / 20
3,8	5,5	(1300 - 1200) / 20
4,0	5	(1400 - 1300) / 20

$$\Sigma q_s = 59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rata-rata } q_s = 3,7 \text{ kg/cm}^2$$

Pondasi tiang Franki Tipe I direncanakan dengan data-data sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Gaya Vertikal (Fz)} &= 248073,2 \text{ kg} \\ \text{Gaya Horizontal (Fx)} &= 9728,51 \text{ kg} \\ \text{Momen (X)} &= 25233,01 \text{ kg m} \\ \text{Momen (Z)} &= 23855,1 \text{ kg m} \\ \text{Diameter Tiang (D)} &= 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m} \\ \text{Diameter Franki (Db)} &= 130 \% \times D = 65,0 \text{ cm} \\ \text{Luas Pembesaran ujung Tiang Franki (Ab)} &= \frac{1}{4} \pi \cdot (130\% \cdot D)^2 \\ &= 3316,63 \text{ cm}^2 \\ &= 0,332 \text{ m}^2 \\ \text{Keliling Tiang } (\odot) &= \pi \cdot D = 157 \text{ cm} = 1,57 \text{ m} \\ \text{Rencana panjang Tiang (L)} &= 300 \text{ cm} = 3 \text{ m} \\ \text{Luas selimut (As) tiang} &= \odot \cdot L = 4,7 \text{ m}^2 \\ \text{Tahanan ujung sondir (qb)} &= 39 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Tahanan lekatan tanah (qs)} &= 3,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

1. Daya dukung pondasi tiang Franki.

daya dukung dihitung berdasarkan data sondir.

$$\begin{aligned} \text{Quit} &= [q_b \times A_b] + [(q_s \times 0,5) \times L_s \times \odot] \\ &= 39 \times 3316,6 + [(3,7 \times 0,5) \times 300 \times 157] \\ &= 129111,47 + 86841 \\ &= 215952,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

- daya dukung tiang yang di ijinan (Qizin)

$$\begin{aligned} Q_{izin} &= \frac{Q_{ult}}{2,5} \\ &= \frac{215952,10}{2,5} \\ &= 86380,84 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Perencanaan Tiang Franki

a.) Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{izin} \text{ 1 tiang}} \\ n &= \frac{248073,2}{86380,84} = 2,87185 \approx 3 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b.) Jarak antar As tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$1,3 \leq 1,5 \leq 1,5 \quad \mathbf{OK}$$

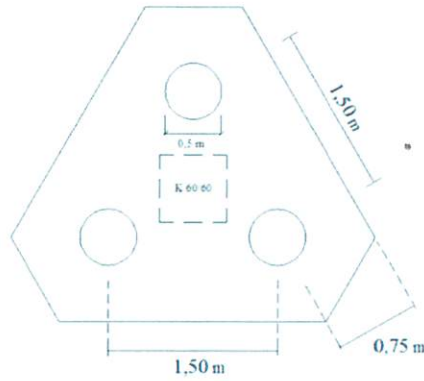
c.) Jarak tiang ke tepi pile cap

$$S \geq 1,25 D$$

$$0,75 \geq 0,625$$

- maka digunakan jarak antar tiang = 1,50 m

- Jarak tiang ke tepi pile cap = 0,75 m



Gambar 4.1 Perencanaan posisi 3 tiang dalam 1 pile cap tipe beban I.

- Berdasarkan formula Feld.

didapatkan nilai efisiensi kelompok tiang sebesar 0,875.

d.) Daya dukung tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= \eta \times n \times Q_{izin} \\
 &= 0,875 \times 3 \times 86380,84 \\
 &= 226749,703 \text{ kg} < 248073,2 \text{ kg (tidak aman)}
 \end{aligned}$$

Kontrol ΣV dimana, $\Sigma V = (V + \text{berat pile cap}) < Q_{pg}$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= 248073,2 + \left[(0,5 \times 4,1 \times 3,6) - (0,74385) \right] \times (2400) \\
 &= 259571,96 \text{ kg} > 226749,70 \text{ kg (NO)}
 \end{aligned}$$

Karena daya dukung kelompok tiang menggunakan 3 buah tiang tidak aman, maka dicoba menggunakan 4 buah tiang.

a.) Jarak antar tiang (S)

$$S = \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m + n - 2}$$

$$S = \frac{1,57 \times 0,5 \times 2 \times 2}{2 + 2 - 2} = 1,57 \text{ m}$$

b.) Kontrol jarak antar As tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$1,3 \leq 1,5 \geq 1,5 \quad \text{OK}$$

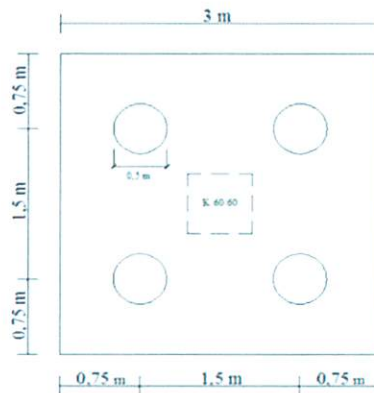
Jarak tiang ke tepi pile cap

$$S \geq 1,25 D$$

$$0,75 \geq 0,625$$

- maka digunakan jarak antar tiang = 1,50 m

- Jarak tiang ke tepi pile cap = 0,75 m



Gambar 4.1 Perencanaan posisi 4 tiang dalam 1 pile cap tipe beban I.

c.) Efisiensi kelompok tiang

- Bersarkan formula sederhana

$$\begin{aligned} E_g &= \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot S + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \\ &= \frac{2 \cdot (2 + 2 - 2) \cdot 1,5 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 2 \cdot 2} \\ &= 1,168 \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Feld, $\eta = 0,875$

- Berdasarkan Formula Converse - Lebarre

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \times \theta \\ &= 1 - \left[\frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \right] \times \theta \rightarrow \tan D/S \\ &= \arctan 0,5/1,5 \\ &= 18^\circ \\ &= 0,795 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \frac{D}{\pi.S.m.n} [(m).(n-1) + (n).(m-1) + (m-1) + (n-1). \sqrt{2}] \\ &= 1 - \frac{0,5}{\pi.1,5.2.2} [(2).(2-1) + (2).(2-1) + (2-1) + (2-1). \sqrt{2}] \\ &= 0,799 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Berdasarkan Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} \eta &= \left[1 - \frac{(36.S).(m+n-2)}{(75.S^2 - 7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{(m+n)} \\ &= \left[1 - \frac{(36.1,5).(2+2-2)}{(75.1,5^2 - 7).(2+2-1)} \right] + \frac{0,3}{(2+2)} \\ &= 0,852 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai efisien ini, diambil harga η yang terkecil untuk perhitungan selanjutnya

d.) Daya dukung tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 Q_{pg} &= \eta \times n \times Q_{izin} \\
 &= 0,7952 \times 4 \times 86380,84 \\
 &= 274767,852 \text{ kg} > 248073,2 \text{ kg (aman)}
 \end{aligned}$$

Kontrol ΣV dimana, $\Sigma V = (V + \text{berat pile cap}) < Q_{pg}$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= 248073,2 + \left[3 \times 3 \times 0,75 \times \left(2400 \right) \right] \\
 &= 264273,2 \text{ kg} < 274767,85 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

e.) P maximum tiang

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \times \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dimana :

$$\Sigma V = 259571,96 \text{ kg}$$

$$M_x = 25233,01 \text{ kg m}$$

$$M_y = 23855,1 \text{ kg m}$$

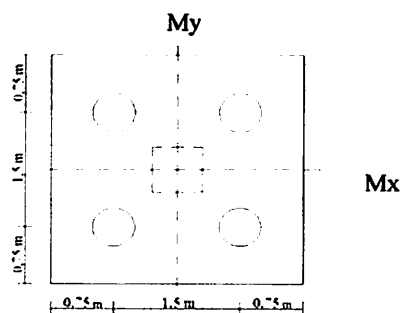
$$n = 4 \text{ tiang}$$

$$n_x = 2 \text{ tiang}$$

$$n_y = 2 \text{ tiang}$$

$$X_{max} = Y_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = \Sigma Y^2 = \left(0,75^2 \right) + \left(0,75^2 \right) = 1,125 \text{ m}^2$$



Gambar 4.2 Arah gaya M_x dan M_y pada pile cap tipe beban I

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{259571,96}{4} \pm \frac{23855,1 \times 0,75}{2 \times 1,125} \pm \frac{-25233 \times 0,75}{2 \times 1,125} \\
 &= 64892,99 + 7951,70 + [-8411]
 \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 64434 \text{ kg} < Q_{\text{izin}} = 86380,84 \text{ kg (aman)}$$

Jadi pondasi Franki tipe beban I pada (node 10) digunakan 4 buah tiang dengan kedalaman 4 meter dan diameter tiang 50 cm, aman untuk digunakan.

f.) P maximum tiang

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{\max}}{n_y \times \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dimana :

$$\Sigma V = 259571,96 \text{ kg}$$

$$M_x = 25233,01 \text{ kg m}$$

$$M_y = 23855,1 \text{ kg m}$$

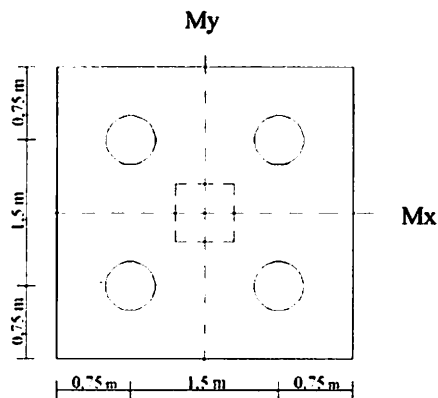
$$n = 4 \text{ tiang}$$

$$n_x = 2 \text{ tiang}$$

$$n_y = 2 \text{ tiang}$$

$$X_{\max} = Y_{\max} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = \Sigma Y^2 = (0,75^2) + (0,75^2) = 1,125 \text{ m}^2$$



Gambar 4.2 Arah gaya Mx dan My pada pile cap tipe beban I

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{259571,96}{4} \pm \frac{23855,1 \times 0,75}{2 \times 1,125} \pm \frac{-25233 \times 0,75}{2 \times 1,125} \\ &= 64892,99 + 7951,70 + [-8411] \\ P_{\max} &= 64434 \text{ kg} < Q_{\text{izin}} = 86380,84 \text{ kg (aman)} \end{aligned}$$

Jadi pondasi Franki tipe beban I pada (node 10) digunakan 4 buah tiang dengan kedalaman 4 meter dan diameter tiang 50 cm, aman untuk digunakan.

4.2.1.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap Tipe Beban I

Diketahui :

$$P = \Sigma V = 259572 \text{ kg} = 259,572 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 64434 \text{ kg} = 64,434 \text{ ton}$$

$$M_x = 25233,01 \text{ kgm} = 25,233 \text{ tm}$$

$$M_y = 23855,1 \text{ kgm} = 23,855 \text{ tm}$$

Direncanakan :

$$\text{Ukuran pile cap} = 3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$$

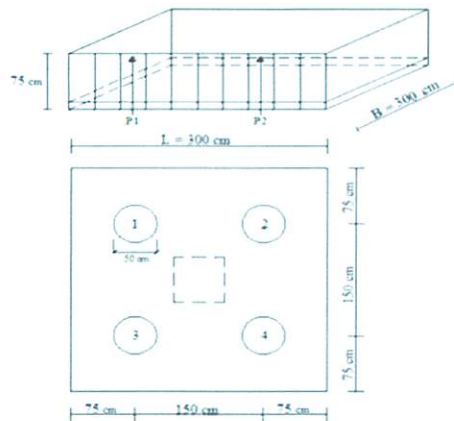
$$\text{Tebal pile cap} = 75 \text{ cm} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 390 \text{ Mpa}$$

- Penulangan pile cap arah x



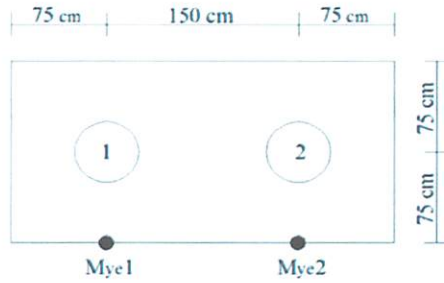
Perhitungan Momen

Pada bagian bawah pile cap diasumsikan sebagai plat lajur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.3 P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel :209)

Y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
mye	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{259,572}{4} \pm \frac{23,855 \times 0,75}{2 \times 1,125} \pm \frac{25,233 \times (-0,75)}{2 \times 1,125} \\
 &= 64,893 + 7,9517 + (-8,411) = 64,434 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{259,572}{4} \pm \frac{23,855 \times 0,75}{2 \times 1,125} \pm \frac{25,233 \times 0,75}{2 \times 1,125} \\
 &= 64,893 + 7,9517 + 8,411 = 81,256 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$(y/L)1 = \frac{0,75}{(0,75 + 0,75)} = 0,5$$

$$M_{ye} = 0,21 \text{ [dari tabel 4.3]}$$

$$(y/L)2 = \frac{0,75}{(0,75 + 0,75)} = 0,5$$

$$M_{ye} = 0,21 \text{ [dari tabel 4.3]}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe1} &= [P1 \times 0,21] + [P2 \times 0,21] \\
 &= 64,434 \times 0,21 + 81,256 \times 0,21 \\
 &= 30,595 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe2} &= [P1 \times 0,21] + [P2 \times 0,21] \\
 &= 64,434 \times 0,21 + 81,256 \times 0,21 \\
 &= 30,595 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= \text{Mxe1} + \text{Mxe2} \\
&= 30,595 + 30,595 \\
&= 61,190 \text{ tm} = 61190 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = \frac{61190}{0,8} = 76487 \text{ kgm} = 74957 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

direncanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{bxd^2} \\
&= \frac{74957 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 1,58 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
&= \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29
\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}
\rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
&= 0,0337
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{max}} &= 0,75 \times \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,0337 \\
&= 0,0253
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,29} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,58}{390}} \right] \\ &= 0,00418 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned} - \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00418 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2 \\ &= 2881,7 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok } D \ 22 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{2881,7}{379,94} = 7,5846 \approx 8 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\ &= \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$- \text{Digunakan jarak tulangan pokok, } s = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \text{As ada} &= \frac{1000}{120} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 3166,167 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 2881,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D 22 - 120 mm

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50\% \times \text{As perlu} \\
 &= 0,5 \times 2881,7 \\
 &= 1440,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan tekan D 22

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2} \\
 &= \frac{1440,84}{379,94} = 3,7923 \approx 4 \text{ buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

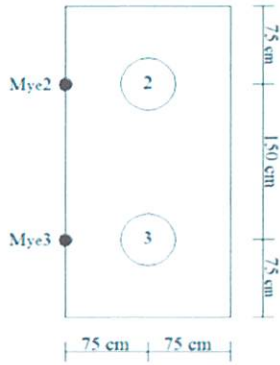
Maka digunakan jarak tulangan : 250 mm

$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1519,760 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 1440,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 250 mm

Momen arah (y) yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$P2 = \frac{259,572}{4} \pm \frac{23,855 \times 0,75}{2 \times 1,125} \pm \frac{25,233 \times 0,75}{2 \times 1,125}$$

$$= 64,893 + 7,9517 + 8,411 = 81,256 \text{ ton}$$

$$P3 = \frac{259,572}{4} \pm \frac{23,855 \times [-0,75]}{2 \times 1,125} \pm \frac{25,233 \times 0,75}{2 \times 1,125}$$

$$= 64,893 + [-7,9517] + 8,411 = 65,352 \text{ ton}$$

$$(y/L)2 = \frac{0,75}{[0,75 + 0,75]} = 0,5$$

$$Mye = 0,21 \text{ [dari tabel 4.3]}$$

$$(y/L)3 = \frac{0,75}{[0,75 + 0,75]} = 0,5$$

$$Mye = 0,21 \text{ [dari tabel 4.3]}$$

$$Mxe2 = [P2 \times 0,21] + [P3 \times 0,21]$$

$$= 81,256 \times 0,21 + 65,352 \times 0,21$$

$$= 30,788 \text{ tm}$$

$$Mxe3 = [P2 \times 0,21] + [P3 \times 0,21]$$

$$= 81,256 \times 0,21 + 65,352 \times 0,21$$

$$= 30,788 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Mxe2} + \text{Mxe3} \\
 &= 30,788 + 30,788 \\
 &= 61,575 \text{ tm} = 61575 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = \frac{61575}{0,8} = 76969 \text{ kgm} = 75430 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

direncanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{bxd^2} \\
 &= \frac{75430 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 1,59 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0337 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,29} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,59}{390}} \right] \\ &= 0,0042 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned} - \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00421 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2 \\ &= 2900,5 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok } D \ 22 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 379,94 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{2900,5}{379,94} = 7,634 \approx 8 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\ &= \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$- \text{Digunakan jarak tulangan pokok, } s = 120 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \text{As ada} &= \frac{1000}{120} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 3166,167 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 2900,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = D 22 - 120 mm

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50\% \times \text{As perlu} \\
 &= 0,5 \times 2900,5 \\
 &= 1450,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan tekan D 22

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2} \\
 &= \frac{1450,24}{379,94} = 3,817 \approx 4 \text{ buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak tulangan : 250 mm

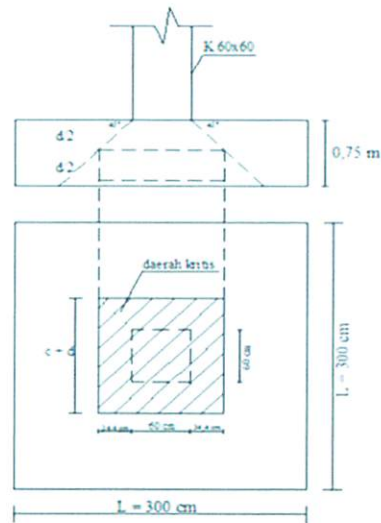
$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1519,760 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 1450,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 250 mm

4.2.1.3 Kontrol Geser Pons

1. Geser pons akibat kolom



Gambar 4.3 Bidang geser pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar}$$

$$= 750 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = 4 (c + d)$$

$$= 4 (600 + 689)$$

$$= 5156 \text{ mm}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$V_C = \left(\sqrt{\frac{f_c'}{3}} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left(\sqrt{\frac{30}{3}} \right) \times 5156 \times 689 \times 10^{-3} = 11233,9 \text{ kN}$$

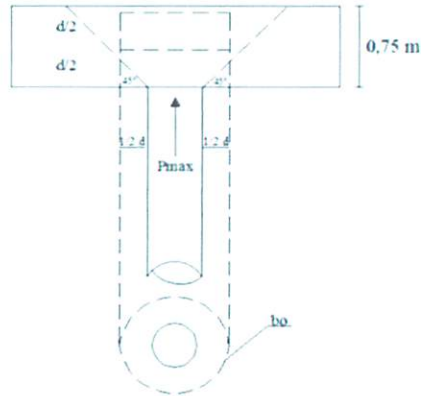
$$\phi V_C = 0,6 \times V_C$$

$$= 0,6 \times 11234 = 6740,4 \text{ kN}$$

$$\text{Maka } V = 248073,2 \text{ kg} = 2431,12 \text{ kN} < 6740,36 \text{ kN (OK)}$$

karena $V < \phi V_C$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons

2. Geser pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.4 Bidang geser pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar}$$

$$= 750 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$b_o = \pi \times (c + d)$$

$$= \pi \times (500 + 689)$$

$$= 2259 \text{ mm}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$VC = \left(\sqrt{\frac{f_c'}{3}} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left(\sqrt{\frac{30}{3}} \right) \times 2259 \times 689 \times 10^{-3} = 4921,93 \text{ kN}$$

$$\phi VC = 0,6 \times VC$$

$$= 0,6 \times 4921,9 = 2953,2 \text{ kN}$$

$$P_{max} = 64434 \text{ kg} = 631,45 \text{ kN} < 2953,16 \text{ kN (OK)}$$

karena $P_{max} < \phi VC$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons.

4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Tiang Franki Tipe Beban I

Perhitungan tiang Franki diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

1. Data Perencanaan :

$$\begin{aligned}P_{\max} &= 64434 \text{ kg} \\M_x &= 25233 \text{ kg} \\M_y &= 23855 \text{ kg} \\D_{\text{tiang}} &= 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm} \\ \text{Tebal selimut} &= 50 \text{ mm} \\f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\f_y &= 390 \text{ Mpa} \\D_{\text{tul. Pokok}} &= 22 \text{ mm} \\ \emptyset \text{ sengkang} &= 12 \text{ mm} \\f_y \text{ Sengkang} &= 260 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. pokok}} \\ &= 50 + 12 + [0,5 \times 22] \\ &= 73 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - [2 \times d'] \\ &= 500 - [2 \times 73] \\ &= 354 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Luas penampang tiang (A_g)

$$\begin{aligned}A_g &= \left[\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right] \\ &= \left[\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right] \\ &= 196250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja (Ast)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1% dari luas tiang.

(sumber : Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 297)

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1\% \times A_g \\ &= 0,01 \times 196250 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tul.pokok}^2} \\ &= \frac{1962,5}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} \\ &= 5,1653 \approx 6 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{Sada} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 = A_{st} = 1962,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s'} = 0,5 \times A_{st} \\ &= 0,5 \times 1962,5 \\ &= 981,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} \\ &= \frac{3,14 \times 354}{6} \\ &= 185,26 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan moment ultimate beton (M_{ub})

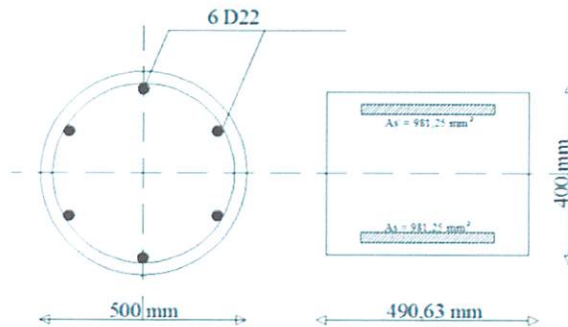
(sumber : Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 327)

Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\ &= 0,8 \times 500 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} l_{ek} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tiang}^2}{t_{ek}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2}{400} \\ &= 490,63 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.5 Ekuivalen penampang bulat ke penampang segi empat tiang pondasi tipe I

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned} d-d' &= \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} \\ &= 0,6667 \times 354 \\ &= 236 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} db &= \text{tek} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 400 - 73 \\ &= 327 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_{\text{balanced}} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 327}{600 + 390} = 198,18 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 198,182 \\ &= 168,455 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (198,182 - 73)}{198,182} \\ &= 378,99 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= \left[0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek} \right] + \left[A_s' \times f_s' \right] \\ &\quad - \left[A_s \times f_y \right] \times 10^{-3} \\ &= \left[0,85 \times 30 \times 168,45 \times 490,63 \right] + \left[981,25 \times 379 \right] \\ &\quad - \left[981,25 \times 390 \right] \times 10^{-3} \\ &= 2096,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= \left[0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left\{ \frac{t_{ek}}{2} - \left(\frac{1}{2} \times a_b \right) \right\} \right] + \\ &\quad \left[A_{s'} \times f_s' \times \left(\frac{1}{2} \times (d-d') \right) \right] + \left[A_s \times f_y \times \right. \\ &\quad \left. \left(\frac{1}{2} \times (d-d') \right) \right] \times 10^{-6} \\ &= \left[0,9 \times 30 \times 490,63 \times 168,45 \times (200 - 84) \right] + \\ &\quad \left[981,25 \times 378,991 \times 118 \right] + \left[981,25 \times 390 \times (118) \right] \\ &= \left[243993834,8 + 43882400,23 + 45157125 \right] \times 10^{-6} \\ &= 333,033 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{333,033}{2096,722} = 0,159 \text{ m} = 159 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_x}{P} \\ &= \frac{25233,01}{64433,69} \\ &= 0,3916 \text{ m} = 391,612 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oleh karena nilai $e < e_b$, maka eksentrisitas dan kehancuran yang terjadi pada tiang ditentukan oleh gaya tekan.

6. Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{1962,5}{196250} \\ &= 0,01\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned}D_s &= D_{tiang} - (2 \times d') \\ &= 500 - (2 \times 73) \\ &= 354 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 30} \\ &= 15,294\end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{A_s' \times f_y}{\frac{3x_e}{D_s} + 1} + \frac{A_g \times f_c'}{\left[\frac{9,6 \times h \times e}{0,85 \cdot h + 0,67 D_s} \right]^2 + 1,18} \\ &= \frac{981,25 \times 390}{\frac{1174,8}{354} + 1} + \frac{196250 \times 30}{\left[\frac{9,6 \times 500 \times 391,612}{425 + 237,18} \right]^2 + 1,18} \\ &= 1461976,2 \text{ N} = 1461,98 \text{ kN}\end{aligned}$$

kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 1462,0 \\ &= 1023,4 \text{ kN} > P_{\max} = 631,45 \text{ kN (aman)}\end{aligned}$$

dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran pondasi dan tulangan dapat digunakan.

4.2.1.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan tulangan spiral ϕ 12 mm

$$A_g = 196250 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{1}{4} \pi 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}D_c &= D - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 500 - (2 \times 50) = 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_c &= \frac{1}{4} \pi (D_c)^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi 400^2 \\ &= 125600\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,45 \left(\frac{196250}{125600} - 1 \right) \frac{30}{260} = 0,0292\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{4 A_{sp} [D_c - d_s]}{[D_c^2] \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 113,04 [400 - 12]}{[400]^2 \times 0,0292} \\ &= 37,542 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan spiral ϕ 12 - 40

syarat $25 < S < 75$ (SNI-2847-2013, Pasal 7.10)

4.2.2 Perencanaan Tiang Franki Tipe II (Beban Sedang)

4.2.2.1 Perhitungan Daya Dukung

(Berdasarkan pada data sondir di titik S3 yang terdekat)

berdasarkan data sondir yang dilakukan dilapangan didapatkan nilai q_c :

1.	0,0 m	→	q_c	=	0	kg/cm ²
2.	0,2 m	→	q_c	=	25	kg/cm ²
3.	0,4 m	→	q_c	=	30	kg/cm ²
4.	0,6 m	→	q_c	=	20	kg/cm ²
5.	0,8 m	→	q_c	=	29	kg/cm ²
6.	1,0 m	→	q_c	=	30	kg/cm ²
7.	1,2 m	→	q_c	=	30	kg/cm ²
8.	1,4 m	→	q_c	=	40	kg/cm ²
9.	1,6 m	→	q_c	=	55	kg/cm ²
11.	2,0 m	→	q_c	=	65	kg/cm ²
12.	2,2 m	→	q_c	=	60	kg/cm ²
13.	2,4 m	→	q_c	=	50	kg/cm ²
14.	2,6 m	→	q_c	=	45	kg/cm ²
15.	2,8 m	→	q_c	=	60	kg/cm ²
16.	3,0 m	→	q_c	=	70	kg/cm ²
17.	3,2 m	→	q_c	=	85	kg/cm ²
18.	3,4 m	→	q_c	=	60	kg/cm ²
19.	3,6 m	→	q_c	=	90	kg/cm ²
20.	3,8 m	→	q_c	=	130	kg/cm ²
21.	4,0 m	→	q_c	=	180	kg/cm ²
22.	4,2 m	→	q_c	=	200	kg/cm ²
23.	4,4 m	→	q_c	=	250	kg/cm ²
24.	4,6 m	→	q_c	=	250	kg/cm ²

Menentukan tahanan ujung sondir (q_b) yang akan digunakan, dilakukan

dengan persamaan berikut :

- diambil nilai q_{ca} rata-rata 1,5 D diatas dan 1,5 D dibawah ujung tiang.

tiang direncanakan kedalaman 4 m.

$$q_{ca} \text{ (base)} = \frac{85+60+90+130+180+200+250+250}{8}$$

$$= 155,625 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca} \text{ (base)}}{F_b}$$

$$= \frac{155,625}{3,5}$$

$$= 44 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk nilai tahanan lekatan tanah (q_s) diambil dari nilai rata-rata JHL pada

data sondir sepanjang kedalaman tiang :

1.	0,0 m	→	JHL	=	0	kg/cm
2.	0,2 m	→	JHL	=	20	kg/cm
3.	0,4 m	→	JHL	=	50	kg/cm
4.	0,6 m	→	JHL	=	70	kg/cm
5.	0,8 m	→	JHL	=	92	kg/cm
6.	1,0 m	→	JHL	=	112	kg/cm
7.	1,2 m	→	JHL	=	142	kg/cm
8.	1,4 m	→	JHL	=	232	kg/cm
9.	1,6 m	→	JHL	=	322	kg/cm
10.	1,8 m	→	JHL	=	402	kg/cm
11.	2,0 m	→	JHL	=	452	kg/cm
12.	2,2 m	→	JHL	=	492	kg/cm
13.	2,4 m	→	JHL	=	512	kg/cm
14.	2,6 m	→	JHL	=	532	kg/cm
15.	2,8 m	→	JHL	=	592	kg/cm

16.	3,0 m	→	JHL	=	672	kg/cm
17.	3,2 m	→	JHL	=	742	kg/cm
18.	3,4 m	→	JHL	=	812	kg/cm
19.	3,6 m	→	JHL	=	862	kg/cm
20.	3,8 m	→	JHL	=	962	kg/cm
21.	4,0 m	→	JHL	=	1002	kg/cm
22.	4,2 m	→	JHL	=	1102	kg/cm
23.	4,4 m	→	JHL	=	1202	kg/cm
24.	4,6 m	→	JHL	=	1302	kg/cm

perhitungan nilai q_s untuk masing - masing kedalaman, didapat dengan melakukan persamaan sebagai berikut :

$$q_s = \frac{JHL_1 - JHL_2}{LS}$$

hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.4 Perhitungan rata-rata JHL pada data sondir di titik S3

kedalaman (m)	nilai q_s (kg/cm ²)	nilai q_s didapat dari
1,0	1,5	(142 - 112) / 20
1,2	4,5	(232 - 142) / 20
1,4	4,5	(322 - 232) / 20
1,6	4	(402 - 232) / 20
1,8	2,5	(452 - 402) / 20
2,0	2	(492 - 452) / 20
2,2	1	(512 - 492) / 20
2,4	1	(532 - 512) / 20
2,6	3	(592 - 532) / 20

2,8	4	(672 - 592) / 20
3,0	3,5	(742 - 672) / 20
3,2	3,5	(812 - 742) / 20
3,4	2,5	(862 - 812) / 20
3,6	5	(962 - 862) / 20
3,8	2	(1002 - 962) / 20
4,0	5	(1102 - 1002) / 20

$$\Sigma q_s = 49,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rata-rata } q_s = 3,09 \text{ kg/cm}^2$$

Pondasi tiang Franki Tipe II direncanakan dengan data-data sebagai berikut :

$$\text{Gaya Vertikal (Fz)} = 133049 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya Horizontal (Fx)} = 8943,91 \text{ kg}$$

$$\text{Momen (X)} = 31994,98 \text{ kg m}$$

$$\text{Momen (Y)} = 30496,26 \text{ kg m}$$

$$\text{Diameter Tiang (D)} = 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Diameter Franki (Db)} = 130 \% \times D = 65,0 \text{ cm}$$

$$\text{Luas Pembesaran ujung Tiang Franki (Ab)} = 1/4 \pi \cdot (130\% \cdot D)^2$$

$$= 3316,63 \text{ cm}^2$$

$$= 0,332 \text{ m}^2$$

$$\text{Keliling Tiang } (\odot) = \pi \cdot D = 157 \text{ cm} = 1,57 \text{ m}$$

$$\text{Rencana panjang Tiang (L)} = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Luas selimut (As) tiang} = \odot \cdot L = 4,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Tahanan ujung sondir (qb)} = 44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tahanan lekatan tanah (qs)} = 3,1 \text{ kg/cm}^2$$

1. Daya dukung pondasi tiang Franki.

daya dukung dihitung berdasarkan data sondir.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= [q_b \times A_b] + [(q_{s1} \times 0,5) \times L_s \times \pi] \\ &= 44 \times 3316,6 + [(3,1 \times 0,5) \times 300 \times 157] \\ &= 147471,36 + 72857,8 \\ &= 220329,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

- daya dukung tiang yang di ijin (Qizin)

$$\begin{aligned} Q_{izin} &= \frac{Q_{ult}}{2,5} \\ &= \frac{220329,17}{2,5} \\ &= 88131,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Perencanaan Tiang Franki

a.) Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{izin} \text{ 1 tiang}} \\ n &= \frac{133049}{88131,67} = 1,50966 \approx 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b.) Jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\ S &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2}{1 + 2 - 2} = 1,57 \text{ m} \end{aligned}$$

c.) Kontrol jarak antar tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

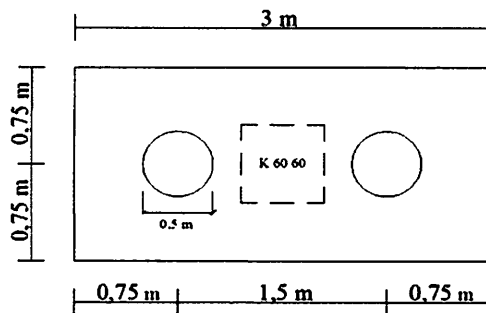
$$1,25 \leq 1,57 \geq 1,5$$

Jarak tiang ke tepi pile cap

$$S \geq 1,25 D$$

$$0,75 \geq 0,625$$

- maka digunakan jarak antar tiang = 1,50 m
- Jarak tiang ke tepi pile cap = 0,75 m



Gambar 4.6 Perencanaan posisi 2 tiang dalam 1 pile cap tipe beban II

d.) Efisiensi kelompok tiang

- Bersarkan formula sederhana

$$E_g = \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot S + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$= \frac{2 \cdot (1 + 2 - 2) \cdot 1,5 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 1 \cdot 2}$$

$$= 1,592$$

- Berdasarkan Formula Feld , $\eta = 0,875$

- Berdasarkan Formula Converse - Lebarre

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

$$= 1 - \left[\frac{(2-1) \cdot 1 + (1-1) \cdot 2}{90 \cdot 1 \cdot 2} \right] \times \theta \rightarrow \text{arc tan } D/S$$

$$= \text{arc tan } 0,5/1,5$$

$$= 18,43^\circ$$

$$= 0,898 < 1 \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Los Angeles

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} [(m) \cdot (n-1) + (n) \cdot (m-1) + (m-1) + (n-1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 1 - \frac{0,5}{\pi \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2} [(1) \cdot (2-1) + (2) \cdot (1-1) + (1-1) + (2-1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,863 < 1 \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Seiler-Keeney

$$\eta = \left[1 - \frac{(36 \cdot S) \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot S^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{(m+n)}$$

$$= \left[1 - \frac{(36 \cdot 1,5) \cdot (1+2-2)}{(75 \cdot 1,5^2 - 7) \cdot (1+2-1)} \right] + \frac{0,3}{(1+2)}$$

$$= 0,9331 < 1 \text{ (OK)}$$

Dari ketiga nilai efisien ini, diambil harga η yang terkecil untuk perhitungan selanjutnya

e.) Daya dukung tiang kelompok

$$Q_{pg} = \eta \times n \times Q_{izin}$$

$$= 0,863 \times 2 \times 88131,67$$

$$= 152069,23 \text{ kg} > 133049 \text{ kg (aman)}$$

Kontrol ΣV dimana, $\Sigma V = (V + \text{berat pile cap}) < Q_{pg}$

$$\Sigma V = 133049 + \left[3 \times 1,5 \times 0,75 \times \left[2400 \right] \right]$$

$$= 141149 \text{ kg} < 152069,2 \text{ kg (OK)}$$

f.) P maximum tiang

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{n_y \times \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dimana :

$$\Sigma V = 141149 \text{ kg}$$

$$M_x = 31994,98 \text{ kg m}$$

$$M_y = 30496,26 \text{ kg m}$$

$$n = 2 \text{ tiang}$$

$$n_x = 2 \text{ tiang}$$

$$n_y = 1 \text{ tiang}$$

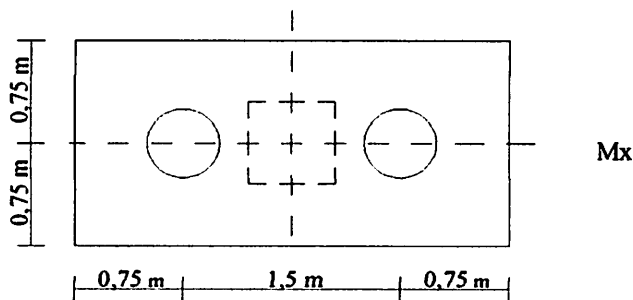
$$X_{max} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 0 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = [0,75^2] + [0,75^2] = 1,125 \text{ m}^2$$

M_y



Gambar 4.7 Arah gaya M_x dan M_y pada pile cap tipe beban II

$$\begin{aligned} P_{max} &= \frac{141149}{2} \pm \frac{30496,26 \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{31995,0 \times 0,75}{2 \times 1,125} \\ &= 70574,50 + 0,00 + (10665) \end{aligned}$$

$$P_{max} = 59909,51 \text{ kg} < Q_{izin} = 88131,67 \text{ kg (aman)}$$

Jadi pondasi Franki tipe beban II pada (node 4) digunakan 2 buah tiang dengan kedalaman 4 meter dan diameter tiang 50 cm, aman untuk digunakan.

4.2.2.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap Tipe Beban II

Diketahui :

$$P = \Sigma V = 141149 \text{ kg} = 141,149 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 59909,51 \text{ kg} = 59,9095 \text{ ton}$$

$$M_x = 31994,98 \text{ kgm} = 31,995 \text{ tm}$$

$$M_y = 30496,26 \text{ kgm} = 30,4963 \text{ tm}$$

Direncanakan :

$$\text{Ukuran pile cap} = 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$$

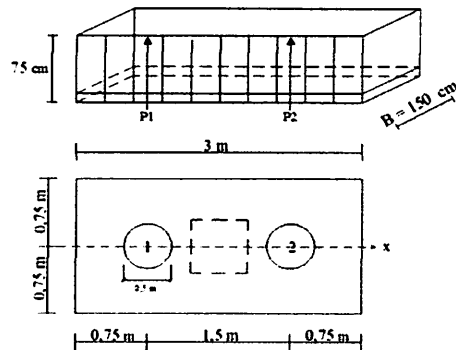
$$\text{Tebal pile cap} = 75 \text{ cm} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 390 \text{ Mpa}$$

- Penulangan pile cap arah x



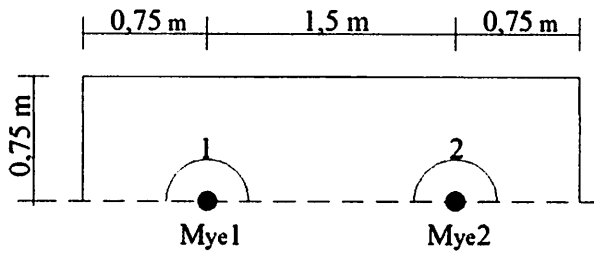
Perhitungan Momen

Pada bagian bawah pile cap diasumsikan sebagai plat lajur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.5 P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel :209)

Y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
m_{ye}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$P1 = \frac{141,15}{2} \pm \frac{30,4963 \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{31,995 \times [-0,75]}{2 \times 1,125}$$

$$= 70,575 + 0 + [-10,6650] = 59,910 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{141,15}{2} \pm \frac{30,4963 \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{31,995 \times 0,75}{2 \times 1,125}$$

$$= 70,575 + 0 + 10,6650 = 81,239 \text{ ton}$$

$$(y/L)1 = \frac{0}{[0 + 0,75]} = 0$$

$$M_{ye} = 0,32 \text{ [dari tabel 4.5]}$$

$$(y/L)2 = \frac{0}{[0 + 0,75]} = 0$$

$$M_{ye} = 0,32 \text{ [dari tabel 4.5]}$$

$$M_{xe1} = [P1 \times 0,32] + [P2 \times 0,32]$$

$$= 59,910 \times 0,32 + 81,239 \times 0,32$$

$$= 45,168 \text{ tm}$$

$$M_{xe2} = [P1 \times 0,32] + [P2 \times 0,32]$$

$$= 59,910 \times 0,32 + 81,239 \times 0,32$$

$$= 45,168 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
 \mu &= M_{x1} + M_{x2} \\
 &= 45,168 + 45,168 \\
 &= 90,335 \text{ tm} = 90335 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{\mu}{\phi} = \frac{90335}{0,8} = 112919,2 \text{ kgm} = 110660,8 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

direncanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b d^2} \\
 &= \frac{110661 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 2,33 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
 &= \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,0337
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0337 \\
 &= 0,0253
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,33}{390}} \right) \\ &= 0,0063 \end{aligned}$$

$$p_{min} < \rho < p_{max}$$

$$\begin{aligned} - \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0063 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2 \\ &= 4325,9 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok } D \ 22 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{4325,9}{379,94} = 11,3858 \approx 12 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\ &= \frac{1000}{12} = 83 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$- \text{ Digunakan jarak tulangan pokok } S = 80 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \text{As ada} &= \frac{1000}{80} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 4749,250 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 4325,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) : D 22 - 80 mm

$$\begin{aligned} - \text{Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50\% \times \text{As perlu} \\ &= 0,5 \times 4325,9 \\ &= 2162,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan tekan D 22

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2} \\
 &= \frac{2162,96}{379,94} = 5,6929 \approx 6 \text{ buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Jarak tulangan } S &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{6} = 166,667 \text{ mm} \approx 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

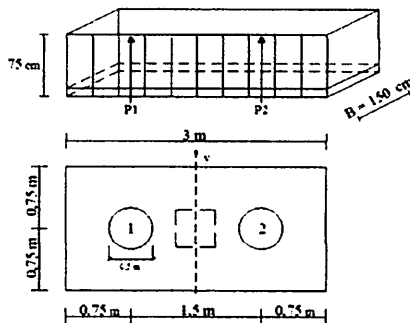
Maka digunakan jarak tuluanga S 160 mm

$$\begin{aligned}
 - \text{ As ada} &= \frac{1000}{160} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 2374,625 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 2163,0 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 160 mm

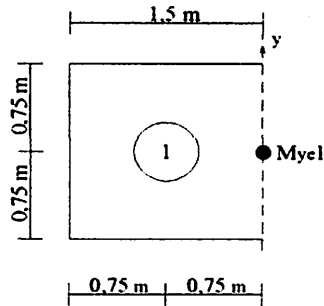
- Penulangan pile cap arah Y



Perhitungan Momen

Pada bagian bawah pile cap diasumsikan sebagai plat lajur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

Momen arah (Y) yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$P1 = \frac{141,15}{2} \pm \frac{30,4963}{1} \times \frac{0,75}{1,125} \pm \frac{(31,995) \times (-0,75)}{2 \times 1,125}$$

$$= 70,575 + 20,331 + -10,6650 = 39,579 \text{ ton}$$

$$(y/L)1 = \frac{0,75}{(0,75 + 0,75)} = 0,5$$

$$Mye = 0,21 \text{ [dari tabel 4.5]}$$

$$Mxe1 = P1 \times Mye1$$

$$= 39,579 \times 0,21$$

$$= 8,312 \text{ tm}$$

$$Mu = Mxe1$$

$$= 8,312$$

$$= 8,312 \text{ tm} = 8312 \text{ kgm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{8312}{0,8} = 10389,4 \text{ kgm} = 10181,61 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

direncanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2}$$

$$= \frac{10181,61 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,0337$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0337$$

$$= 0,0253$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,29} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,21}{390}} \right]$$

$$= 0,005523$$

$$\rho_{min} > \rho < \rho_{max}$$

$$- \text{ As perlu} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2$$

$$= 2473,3$$

Dicoba tulangan pokok D 22 = $\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380 \text{ mm}^2$

- Jumlah Tulangan (n) = $\frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2}$
 = $\frac{2473,3}{379,94} = 6,5098 \approx 7$ buah tulangan

- Jarak tulangan S = $\frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}}$
 = $\frac{1000}{7} = 143 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$

- Digunakan jarak tulangan pokok S = 140 mm

- As ada = $\frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$
 = 2713,857 mm² > As perlu 2473,3 mm²

(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) : D 22 - 140 mm

- Tulangan tekan = As tekan = 50% x As perlu
 = 0,5 x 2473,3
 = 1236,67 mm²

Dicoba tulangan tekan D 22

- Jumlah tulangan (n) = $\frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2}$
 = $\frac{1236,67}{379,94} = 3,2549 \approx 4$ buah tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{- Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak tuluanga S 250 mm

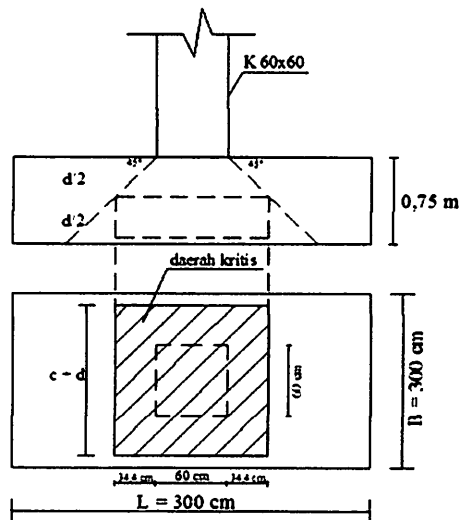
$$\begin{aligned}
 \text{- As ada} &= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1519,760 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 1236,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 250 mm

4.2.2.3 Kontrol Geser Pons

1. Geser pons akibat kolom



Gambar 4.8 Bidang geser pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar} \\
 &= 750 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 (c + d) \\ &= 4 (600 + 689) \\ &= 5156 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} VC &= \left(\sqrt{\frac{f_c'}{3}} \right) \times b_o \times d \\ &= \left(\sqrt{\frac{30}{3}} \right) \times 5156 \times 689 \times 10^{-3} = 11234 \text{ kN} \end{aligned}$$

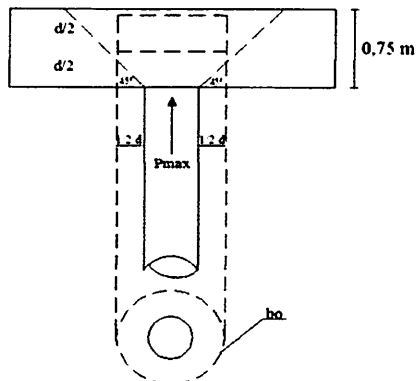
$$\phi VC = 0,6 \times VC$$

$$= 1 \times 11233,9 = 6740,36 \text{ kN}$$

$$\text{Maka } V = 133049 \text{ kg} = 1303,9 \text{ kN} < 6740 \text{ kN (OK)}$$

karena $V < \phi VC$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons.

2. Geser pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.9 Bidang geser pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan terluar} \\ &= 750 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= \pi \times (c + d) \\ &= \pi \times (500 + 689) \\ &= 2259 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} VC &= \left(\sqrt{\frac{f_c'}{3}} \right) \times b_o \times d \\ &= \left(\sqrt{\frac{30}{3}} \right) \times 2259 \times 689 \times 10^{-3} = 4921,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi VC &= 1 \times VC \\ &= 1 \times 4921,93 = 4921,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 59909,51 \text{ kg} = 587,1 \text{ kN} < 4921,93 \text{ kN (OK)}$$

karena $P_{\max} < \phi VC$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons.

4.2.2.4 Perhitungan Penulangan Tiang Franki Tipe Beban II

Perhitungan tiang Franki diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

1. Data Perencanaan :

$$P_{max} = 59910 \text{ kg}$$

$$M_x = 31995 \text{ kg}$$

$$M_y = 30496 \text{ kg}$$

$$D_{tiang} = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$D \text{ tul. Pokok} = 22 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ sengkang} = 12 \text{ mm}$$

$$f_y \text{ sengkang} = 260 \text{ Mpa}$$

2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ tul. pokok} \\ &= 50 + 12 + [0,5 \times 22] \\ &= 73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d \text{ efektif} &= D_{tiang} - [2 \times d'] \\ &= 500 - [2 \times 73] \\ &= 354 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Luas penampang tiang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= \left[\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tiang}^2 \right] \\ &= \left[\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right] \\ &= 196250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1% dari luas tiang.

(sumber : *Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 297*)

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 1\% \times A_g \\
 &= 0,01 \times 196250 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tul.pokok}^2} \\
 &= \frac{1962,5}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} \\
 &= 5,1653 \approx 6 \text{ buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sada} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 1962,5 \text{ mm}^2 = A_{st} = 1962,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s = A_{s'} &= 0,5 \times A_{st} \\
 &= 0,5 \times 1962,5 \\
 &= 981,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} \\
 &= \frac{3,14 \times 354}{6} \\
 &= 185,26 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

5. Pemeriksaan beban ultimate beton (Pub) dan moment ultimate beton (Mub)

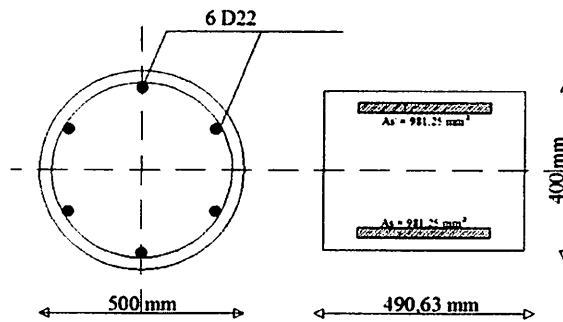
(sumber : Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 327)

Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned}
 tek &= 0,8 \times D_{tiang} \\
 &= 0,8 \times 500 \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 l_{ek} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,1 \times 500^2}{400} \\
 &= 490,63 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.10 Ekuivalen penampang bulat ke penampang segi empat tiang pondasi tipe II

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d-d' &= \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} \\
 &= 0,6667 \times 354 \\
 &= 236 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 400 - 73 \\
 &= 327 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}
 c_{\text{balanced}} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 327}{600 + 390} = 198,18 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 198 \\ &= 168,455 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (198,182 - 73)}{198,182} \\ &= 378,99 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= [0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [A_s' \times f_s'] \\ &\quad - [A_s \times f_y] \times 10^{-3} \\ &= [0,85 \times 30 \times 168,45 \times 490,63] + [981,25 \times 379] \\ &\quad - [981,25 \times 390] \times 10^{-3} \\ &= 2096,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= [1 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \{l_{ek}/2 - (1/2 \times a_b)\}] + \\ &\quad [A_s' \times f_s' \times (1/2 \times [d-d'])] + [A_s \times f_y \times \\ &\quad (1/2 \times [d-d'])] \times 10^{-6} \\ &= [0,85 \times 30 \times 490,625 \times 168,45 \times (200 - 84)] + \\ &\quad [981,25 \times 379 \times 118] + [981,3 \times 390 \times (118)] \\ &= [243993834,8 + 43882400,23 + 45157125] \times 10^{-6} \\ &= 333,033 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{333,033}{2096,722} = 0,159 \text{ m} = 159 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_x}{P} \\ &= \frac{31994,98}{59909,51} = 0,53406 \text{ m} = 534,06 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oleh karena nilai $e < e_b$, maka eksentrisitas dan kehancuran yang terjadi pada tiang ditentukan oleh gaya tekan.

6. Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{1962,5}{196250} \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{tiang} - \left[2 \times d' \right] \\ &= 500 - \left[2 \times 73 \right] \\ &= 354 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 30} \\ &= 15,294 \end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned}
 P_n &= \frac{A_s' \times f_y}{3x_e + 1} + \frac{A_g \times f_c'}{9,6 \times h \times e} + 1,18 \\
 &= \frac{981,25 \times 390}{1602,2 + 1} + \frac{196250 \times 30}{[0,85 \cdot h + 0,67D_s]^2} + 1,18 \\
 &= \frac{386687,5}{354} + \frac{5887500}{[425 + 237,2]^2} + 1,18 \\
 &= 1077,494 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}
 \phi \times P_n &= 0,7 \times 1077,49 \\
 &= 754,246 \text{ kN} > P_{max} = 587,11 \text{ kN (aman)}
 \end{aligned}$$

dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran pondasi dan tulangan dapat digunakan.

4.2.2.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan tulangan spiral ϕ 12 mm

$$A_g = 196250 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{1}{4} \pi 12^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 D_c &= D - [2 \times \text{selimut beton}] \\
 &= 500 - [2 \times 50] = 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_c &= \frac{1}{4} \pi (D_c)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \pi 400^2 \\
 &= 125600
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \\
 &= 0,45 \left(\frac{196250}{125600} - 1 \right) \frac{30}{260} = 0,029
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{4 \text{ Asp } (D_c - d_s)}{(D_c^2) \times \rho_s} \\
 &= \frac{4 \times 113 (400 - 12)}{(400)^2 \times 0,02921} \\
 &= 37,542 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan spiral \emptyset 12 - 40

syarat $25 < S < 75$ (SNI-2847-2013, Pasal 7.10)

4.2.3 Perencanaan Tiang Franki Tipe III (Beban Ringan)

4.2.3.1 Perhitungan Daya Dukung

(Berdasarkan pada data sondir di titik S5 yang terdekat)

berdasarkan data sondir yang dilakukan dilapangan didapatkan nilai qc :

1.	0,0 m	→	qc	=	0	kg/cm ²
2.	0,2 m	→	qc	=	20	kg/cm ²
3.	0,4 m	→	qc	=	25	kg/cm ²
4.	0,6 m	→	qc	=	20	kg/cm ²
5.	0,8 m	→	qc	=	30	kg/cm ²
6.	1,0 m	→	qc	=	40	kg/cm ²
7.	1,2 m	→	qc	=	50	kg/cm ²
8.	1,4 m	→	qc	=	60	kg/cm ²
9.	1,6 m	→	qc	=	65	kg/cm ²
10.	1,8 m	→	qc	=	70	kg/cm ²
11.	2,0 m	→	qc	=	80	kg/cm ²
12.	2,2 m	→	qc	=	95	kg/cm ²
13.	2,4 m	→	qc	=	100	kg/cm ²
14.	2,6 m	→	qc	=	120	kg/cm ²
15.	2,8 m	→	qc	=	150	kg/cm ²
16.	3,0 m	→	qc	=	140	kg/cm ²
17.	3,2 m	→	qc	=	130	kg/cm ²
18.	3,4 m	→	qc	=	145	kg/cm ²
19.	3,6 m	→	qc	=	150	kg/cm ²
20.	3,8 m	→	qc	=	165	kg/cm ²
21.	4,0 m	→	qc	=	200	kg/cm ²
22.	4,2 m	→	qc	=	200	kg/cm ²
23.	4,4 m	→	qc	=	200	kg/cm ²

$$24. \ 4,6 \text{ m} \rightarrow q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Menentukan tahanan ujung sondir (q_b) yang akan digunakan, dilakukan dengan persamaan berikut :

- diambil nilai q_{ca} rata-rata 1,5 D diatas dan 1,5 D dibawah ujung tiang.
tiang direncanakan kedalaman 4 m.

$$q_{ca} \text{ (base)} = \frac{130+145+150+165+200+200+200+200}{8}$$

8

$$= 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca} \text{ (base)}}{F_b}$$

F_b

$$= \frac{137,5}{3,5}$$

3,5

$$= 39 \text{ kg/cm}^2$$

Untuk nilai tahanan lekatan tanah (q_s) diambil dari nilai rata-rata JHL pada data sondir sepanjang kedalaman tiang :

$$1. \ 0,0 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 0 \text{ kg/cm}$$

$$2. \ 0,2 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 20 \text{ kg/cm}$$

$$3. \ 0,4 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 40 \text{ kg/cm}$$

$$4. \ 0,6 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 60 \text{ kg/cm}$$

$$5. \ 0,8 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 80 \text{ kg/cm}$$

$$6. \ 1,0 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 120 \text{ kg/cm}$$

$$7. \ 1,2 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 160 \text{ kg/cm}$$

$$8. \ 1,4 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 220 \text{ kg/cm}$$

$$9. \ 1,6 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 290 \text{ kg/cm}$$

$$10. \ 1,8 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 400 \text{ kg/cm}$$

$$11. \ 2,0 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 500 \text{ kg/cm}$$

$$12. \ 2,2 \text{ m} \rightarrow \text{JHL} = 590 \text{ kg/cm}$$

- 13. 2,4 m → JHL = 690 kg/cm
- 14. 2,6 m → JHL = 760 kg/cm
- 15. 2,8 m → JHL = 840 kg/cm
- 16. 3,0 m → JHL = 920 kg/cm
- 17. 3,2 m → JHL = 1010 kg/cm
- 18. 3,4 m → JHL = 1090 kg/cm
- 19. 3,6 m → JHL = 1190 kg/cm
- 20. 3,8 m → JHL = 1300 kg/cm
- 21. 4,0 m → JHL = 1400 kg/cm
- 22. 4,2 m → JHL = 1500 kg/cm
- 23. 4,4 m → JHL = 1600 kg/cm
- 24. 4,6 m → JHL = 1700 kg/cm

perhitungan nilai q_s untuk masing - masing kedalaman, didapat dengan melakukan persamaan sebagai berikut :

$$q_s = \frac{JHL_1 - JHL_2}{Ls}$$

hasil perhitungannya ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4.6 Perhitungan rata-rata JHL pada data sondir di titik S5

kedalaman (m)	nilai q_s (kg/cm ²)	nilai q_s didapat dari
1,0	2	(160 - 120) / 20
1,2	3	(220 - 160) / 20
1,4	3,5	(290 - 220) / 20
1,6	5,5	(400 - 290) / 20
1,8	5	(500 - 400) / 20
2,0	4,5	(590 - 500) / 20

2,2	5	(690 - 590) / 20
2,4	3,5	(760 - 690) / 20
2,6	4	(840 - 760) / 20
2,8	4	(920 - 840) / 20
3,0	4,5	(1010 - 920) / 20
3,2	4	(1090 - 1010) / 20
3,4	5	(1190 - 1090) / 20
3,6	5,5	(1300 - 1190) / 20
3,8	5	(1400 - 1300) / 20
4,0	5	(1500 - 1400) / 20

$$\Sigma q_s = 69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{rata-rata } q_s = 4,31 \text{ kg/cm}^2$$

Pondasi tiang Franki Tipe III direncanakan dengan data-data sebagai berikut :

$$\text{Gaya Vertikal (Fz)} = 94354 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya Horizontal (Fx)} = 4376,62 \text{ kg}$$

$$\text{Momen (X)} = 19741,736 \text{ kg m}$$

$$\text{Momen (Y)} = 15434,04 \text{ kg m}$$

$$\text{Diameter Tiang (D)} = 50 \text{ cm} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Diameter Franki (Db)} = 130 \% \times D = 65,0 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas Pembesaran ujung Tiang Franki (Ab)} &= 1/4 \pi \cdot (130\% \cdot D)^2 \\ &= 3316,63 \text{ cm}^2 \\ &= 0,332 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Keliling Tiang } (\odot) = \pi \cdot D = 157 \text{ cm} = 1,57 \text{ m}$$

$$\text{Rencana Panjang Tiang (L)} = 300 \text{ cm} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Luas selimut (As) tiang} = \odot \cdot L = 4,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Tahanan ujung sondir (qb)} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tahanan lekatan tanah (qs)} = 4,3 \text{ kg/cm}^2$$

1. Daya dukung pondasi tiang Franki.

daya dukung dihitung berdasarkan data sondir.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= [q_b \times A_b] + \left[(q_s \times 0,5) \times L_s \times \pi \right] \\ &= 39 \times 3316,6 + \left[(4,3 \times 0,5) \times 300 \times \pi \right] \\ &= 130295,98 + 101559,4 \\ &= 231855,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

- daya dukung tiang yang di ijin (Qizin)

$$\begin{aligned} Q_{izin} &= \frac{Q_{ult}}{2,5} \\ &= \frac{231855,36}{2,5} \\ &= 92742,14 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Perencanaan Tiang Franki

a.) Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{izin} \text{ 1 tiang}} \\ n &= \frac{94354}{92742,14} = 1,0174 \approx 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b.) Jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 D}{m + n - 2} \\ S &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 1 \times 2}{1 + 2 - 2} = 1,57 \text{ m} \end{aligned}$$

c.) Kontrol jarak antar tiang

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

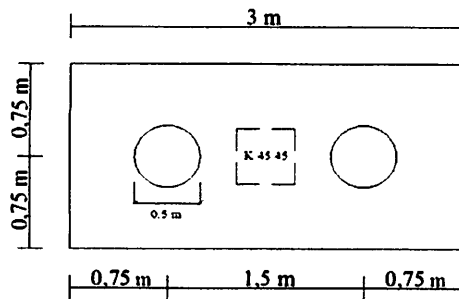
$$1,25 \leq 1,57 \geq 1,5$$

Jarak tiang ke tepi pile cap

$$S \geq 1,25 D$$

$$0,75 \geq 0,625$$

- maka digunakan jarak antar tiang = 1,50 m
- Jarak tiang ke tepi pile cap = 0,75 m



Gambar 4.11 Perencanaan posisi 2 tiang dalam 1 pile cap tipe beban III

d.) Efisiensi kelompok tiang

- Bersarkan formula sederhana

$$E_g = \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot S + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$= \frac{2 \cdot (1+2-2) \cdot 1,5 + 4 \cdot 0,5}{1,57 \cdot 1 \cdot 2}$$

$$= 1,592$$

- Berdasarkan Formula Feld , $\eta = 0,875$
- Berdasarkan Formula Converse - Lebarre

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

$$= 1 - \left[\frac{(2-1) \cdot 1 + (1-1) \cdot 2}{90 \cdot 1 \cdot 2} \right] \times \theta \rightarrow \text{arc tan } D/S$$

$$= \arctan 0,5/1,5$$

$$= 18,43^\circ$$

$$= 0,898 < 1 \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Los Angeles

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m \cdot n} [(m) \cdot (n - 1) + (n) \cdot (m - 1) + (m - 1) + (n - 1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 1 - \frac{0,5}{\pi \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 2} [(1) \cdot (2 - 1) + (2) \cdot (1 - 1) + (1 - 1) + (1 - 1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,863 < 1 \text{ (OK)}$$

- Berdasarkan Formula Seiler-Keeney

$$\eta = \left[1 - \frac{(36 \cdot S) \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot S^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{(m+n)}$$

$$= \left[1 - \frac{(36 \cdot 1,5) \cdot (1+2-2)}{(75 \cdot 1,5^2 - 7) \cdot (1+2-1)} \right] + \frac{0,3}{(1+2)}$$

$$= 0,933 < 1 \text{ (OK)}$$

Dari ketiga nilai efisien ini, diambil harga η yang terkecil untuk perhitungan selanjutnya

e.) Daya dukung tiang kelompok

$$Q_{pg} = \eta \times n \times Q_{izin}$$

$$= 0,863 \times 2 \times 92742,14$$

$$= 160024,5 \text{ kg} > 94354 \text{ kg (aman)}$$

Kontrol ΣV dimana, $\Sigma V = (V + \text{berat pile cap}) < Q_{pg}$

$$\Sigma V = 94354 + \left[3 \times 1,5 \times 0,75 \times \left[2400 \right] \right]$$

$$= 102454 \text{ kg} < 160024,5 \text{ kg (OK)}$$

f.) P maximum tiang

$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{\max}}{n_y \times \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{\max}}{n_x \times \Sigma Y^2}$$

dimana :

$$\Sigma V = 102454 \text{ kg}$$

$$M_x = 19741,736 \text{ kg m}$$

$$M_y = 15434,04 \text{ kg m}$$

$$n = 2 \text{ tiang}$$

$$n_x = 2 \text{ tiang}$$

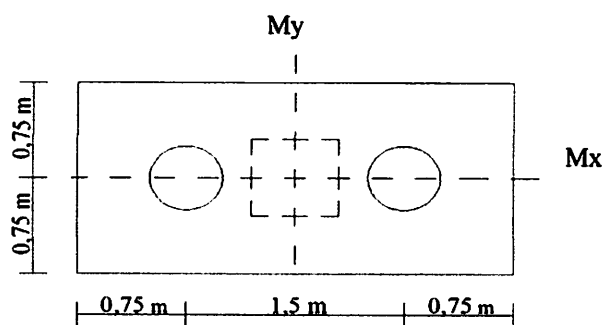
$$n_y = 1 \text{ tiang}$$

$$X_{\max} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0,75 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = 0 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = [0,75^2] + [0,75^2] = 1,125 \text{ m}^2$$



Gambar 4.12 Arah gaya Mx dan My pada pile cap tipe beban III

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{102454}{2} \pm \frac{15434,04 \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{19741,7 \times 0,75}{2 \times 1,125} \\ &= 51227,00 + 0,00 + (6581) \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 44646,42 \text{ kg} < Q_{\text{izin}} = 92742,14 \text{ kg (aman)}$$

Jadi pondasi Franki tipe beban III pada (node 100) digunakan 2 buah tiang dengan kedalaman 4 meter dan diameter tiang 50 cm, aman untuk digunakan.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

PERPUSTAKAAN PUSAT

Jln. Bendungan Sigura-gura No.2 Malang 65145

Telp. (0341) 551431 Pes. 163-146-147 Fax. (0341) 553015 Website : library.itn.ac.id/lib

FORM TANDA TERIMA

Telah terima 1 (satu) exp. Karya Ilmiah : PKN/TA/Skripsi/Tesis dalam bentuk tercetak dan CD format PDF dari:

Nama : **ARDI YOGA SUTAPA PUTRA**

NIM : Pembuatan sistem informasi izin

Pembuatan sistem informasi izin

Fakultas / Jurusan : **FTSP / TEKNIK SIPIL S-1**

Judul : **STUDI PERENCANAAN PONDASI FRANKI PADA BUDUNG
KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

Lampiran : (.....)

Malang, 17-09-2016

Mahasiswa

(ARDI YOGA SP)

Penerima,

FORM VERIFIKASI DATA BEBAS PINJAM

Bagian Data L.1

Layanan CD-ROM

Layanan Sirkulasi

4.2.3.2 Perhitungan Penulangan Pile Cap Tipe Beban III

Diketahui :

$$P = \Sigma V = 102454 \text{ kg} = 102,45 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 44646,42 \text{ kg} = 44,646 \text{ ton}$$

$$M_x = 19741,736 \text{ kgn} = 19,742 \text{ tm}$$

$$M_y = 15434,04 \text{ kgn} = 15,434 \text{ tm}$$

Direncanakan :

$$\text{Ukuran pile cap} = 3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}$$

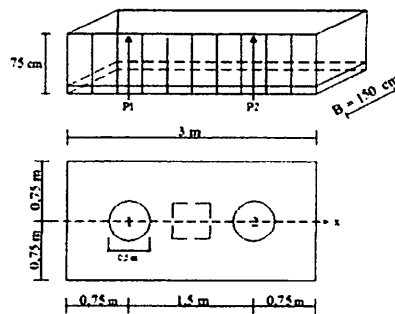
$$\text{Tebal pile cap} = 75 \text{ cm} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 390 \text{ Mpa}$$

- Penulangan pile cap arah x



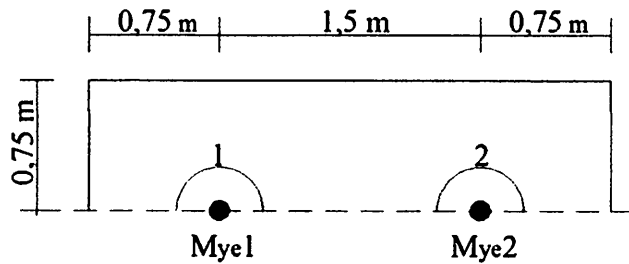
Perhitungan Momen

Pada bagian bawah pile cap diasumsikan sebagai plat lajur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel : 209) didapat nilai Mye (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.7 P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel :209)

Y/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
mye	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$P1 = \frac{102,45}{2} \pm \frac{[15,434] \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{19,74 \times [-0,75]}{2 \times 1,125}$$

$$= 51,227 + 0 + [-6,5806] = 44,646 \text{ ton}$$

$$P2 = \frac{102,45}{2} \pm \frac{[15,434] \times 0}{1 \times 0} \pm \frac{19,74 \times 0,75}{2 \times 1,125}$$

$$= 51,227 + 0 + 6,5806 = 57,808 \text{ ton}$$

$$(y/L)1 = \frac{0}{[0 + 0,75]} = 0$$

$$Mye = 0,32 \text{ [dari tabel 4.7]}$$

$$(y/L)2 = \frac{0}{[0 + 0,75]} = 0$$

$$Mye = 0,32 \text{ [dari tabel 4.7]}$$

$$Mxe1 = [P1 \times 0,32] + [P2 \times 0,32]$$

$$= 44,646 \times 0,32 + 57,808 \times 0,32$$

$$= 32,785 \text{ tm}$$

$$Mxe2 = [P1 \times 0,32] + [P2 \times 0,32]$$

$$= 44,646 \times 0,32 + 57,808 \times 0,32$$

$$= 32,785 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu} &= \text{Mxe1} + \text{Mxe2} \\
&= 32,785 + 32,785 \\
&= 65,571 \text{ tm} = 65571 \text{ kgm}
\end{aligned}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = \frac{65571}{0,8} = 81963,2 \text{ kgm} = 80323,936 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

direncanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
R_n &= \frac{M_n}{bxd^2} \\
&= \frac{80324 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 1,69 \text{ Mpa}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\
&= \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29
\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\begin{aligned}
\rho_b &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
&= 0,0337
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
&= 0,75 \times 0,0337 \\
&= 0,0253
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,69}{390}} \right) \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned} - \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,004 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2 \\ &= 3095,6 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba tulangan pokok } D 22 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} - \text{Jumlah Tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2} \\ &= \frac{3095,6}{379,94} = 8,1476 \approx 9 \text{ buah tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\ &= \frac{1000}{9} = 111,11 \text{ mm} \approx 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$- \text{ Digunakan jarak tulangan pokok, } s = 110 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} - \text{As ada} &= \frac{1000}{110} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 3454,000 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 3095,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) : D 22 - 110 mm

$$\begin{aligned}
 \text{- Tulangan tekan} &= \text{As tekan} = 50\% \times \text{As perlu} \\
 &= 0,5 \times 3095,6 \\
 &= 1547,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba tulangan tekan D 22

$$\begin{aligned}
 \text{- Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2} \\
 &= \frac{1547,8}{379,94} = 4,0738 \approx 5 \text{ buah tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Jarak tulangan (s)} &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

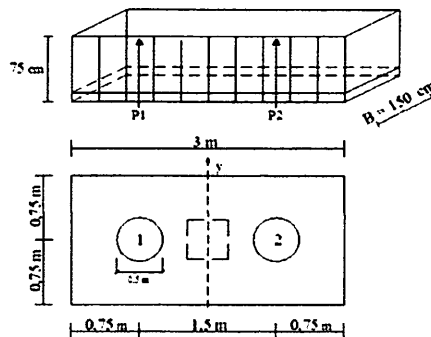
Maka digunakan jarak tulangan S 200 mm

$$\begin{aligned}
 \text{- As ada} &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1899,700 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 1547,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 200 mm

- Penulangan pile cap arah Y

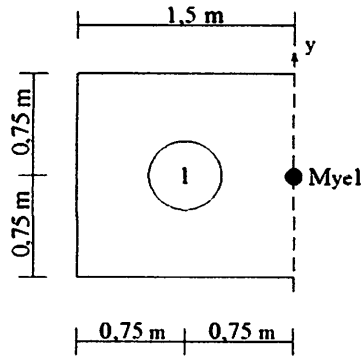


Perhitungan Momen

Pada bagian bawah pile cap diasumsikan sebagai plat lajur yang dijepit pada

bagian sisinya. Dari tabel P2.3 (Pelat :Stiglat/Wipel : 209) didapat nilai Mye (dengan cara interpolasi)

Momen arah (Y) yang terjadi akibat reaksi dari tiang :



$$P1 = \frac{102,45}{2} \pm \frac{[15,434] \times 0,75}{1 \times 1,125} \pm \frac{19,74 \times [-0,75]}{2 \times 1,125}$$

$$= 51,227 + [10,289] + [-6,5806] = 54,936 \text{ ton}$$

$$(y/L)1 = \frac{0,75}{[0,75 + 0,75]} = 0,5$$

$$Mye = 0,21 \text{ [dari tabel 4.7]}$$

$$Mxe1 = P1 \times Mye1$$

$$= 54,936 \times 0,21$$

$$= 11,537 \text{ tm}$$

$$Mu = Mxe1$$

$$= 11,537$$

$$= 11,537 \text{ tm} = 11537 \text{ kgm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{11537}{0,8} = 14420,6 \text{ kgm} = 14132,23 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

lirencanakan tulangan pokok D 22

$$d = 750 - 50 - 0,5 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b x d^2}$$

$$= \frac{14132,23 \times 10^4}{1000 \times 689^2} = 0,30 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'}$$

$$= \frac{0,85}{0,85 \times 30} = 0,03$$

$$\rho_{min} = \frac{1}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,0337$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0337$$

$$= 0,0253$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{0,03} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,03 \times 0,30}{390}} \right]$$

$$= 0,0007633$$

$$\rho_{min} > \rho < \rho_{max}$$

$$\text{- As perlu} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0036 \times 1000 \times 689 \text{ mm}^2$$

$$= 2473,3$$

Dicoba tulangan pokok $D 22 = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380 \text{ mm}^2$

- Jumlah Tulangan (n) = $\frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \pi d^2}$
 $= \frac{2473,3}{379,94} = 6,5098 \approx 7 \text{ buah tulangan}$

- Jarak tulangan $S = \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}}$
 $= \frac{1000}{7} = 142,86 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$

- Digunakan jarak tulangan pokok, $S = 140 \text{ mm}$

- As ada = $\frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2$
 $= 2713,857 \text{ mm}^2 > \text{As perlu } 2473,3 \text{ mm}^2$
(OK)

Maka digunakan tulangan tarik (bawah) = $D 22 - 140 \text{ mm}$

- Tulangan tekan = As tekan = $50\% \times \text{As perlu}$
 $= 0,5 \times 2473,3$
 $= 1236,7 \text{ mm}^2$

Dicoba tulangan tekan $D 22$

- Jumlah tulangan (n) = $\frac{\text{As tekan}}{\frac{1}{4} \pi 22^2}$
 $= \frac{1236,7}{379,94} = 3,2549 \approx 4 \text{ buah tulangan}$

$$\begin{aligned}
 \text{- Jarak tulangan } S &= \frac{b}{\Sigma \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka digunakan jarak tulangan $S = 250 \text{ mm}$

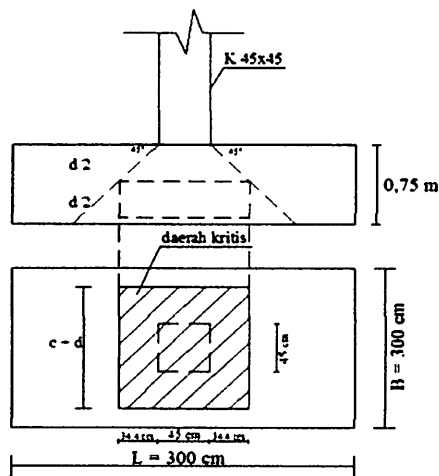
$$\begin{aligned}
 \text{- As ada} &= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 1519,760 \text{ mm}^2 > \text{As tekan } 1236,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

(OK)

Maka digunakan tulangan tekan (atas) = D 22 - 250 mm

4.2.3.3 Kontrol Geser Pons

1. Geser pons akibat kolom



Gambar 4.13 Bidang geser pons akibat kolom

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{diameter tulangan terluar} \\
 &= 750 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 689 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \left[c + d \right] \\ &= 4 \left[450 + 689 \right] \\ &= 4556 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} VC &= \left[\sqrt{\frac{f_c'}{3}} \right] \times b_o \times d \\ &= \left[\sqrt{\frac{30}{3}} \right] \times 4556 \times 689 \times 10^{-3} = 9927 \text{ kN} \end{aligned}$$

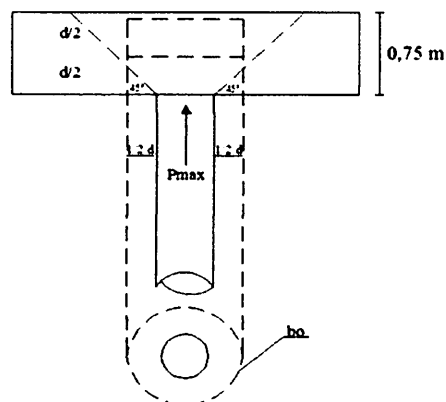
$$\phi VC = 0,6 \times VC$$

$$= 1 \times 9927 = 9927 \text{ kN}$$

$$\text{Maka } V = 94354 \text{ kg} = 924,7 \text{ kN} < 9927 \text{ kN (OK)}$$

karena $V < \phi VC$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons.

2. Geser pons akibat tiang pondasi



Gambar 4.14 Bidang geser pons akibat tiang pondasi

- Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal pile cap} - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan terluar}$$

$$= 750 - 50 - 1/2 \times 22 = 689 \text{ mm}$$

- Bidang kritis geser pons

$$\begin{aligned} b_o &= \pi \times (c + d) \\ &= \pi \times (500 + 689) \\ &= 2259 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} VC &= \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 2259 \times 689 \times 10^{-3} = 4922 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi VC &= 1 \times VC \\ &= 1 \times 4922 = 2953,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 44646,42 \text{ kg} = 437,5 \text{ kN} < 2953 \text{ kN (OK)}$$

karena $P_{\max} < \phi VC$, maka tebal pile cap cukup, jadi tidak diperlukan tulangan geser pons.

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Tiang Franki Tipe Beban III

Perhitungan tiang Franki diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

1. Data Perencanaan :

$$\begin{aligned}P_{\max} &= 44646 \text{ kg} \\M_x &= 19742 \text{ kg} \\M_y &= 15434 \text{ kg} \\D_{\text{tiang}} &= 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm} \\ \text{Tebal selim} &= 50 \text{ mm} \\f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\f_y &= 390 \text{ Mpa} \\D_{\text{tul. Pokol}} &= 22 \text{ mm} \\ \text{\textcircled{O}} \text{ sengkang} &= 12 \text{ mm} \\f_y \text{ sengkang} &= 260 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

2. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \text{\textcircled{O}} \text{ sengkang} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. pokok}} \\ &= 50 + 12 + [0,5 \times 22] \\ &= 73 \text{ mm} \\d \text{ efektif} &= D_{\text{tiang}} - [2 \times d'] \\ &= 500 - [2 \times 73] \\ &= 354 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Luas penampang tiang (A_g)

$$\begin{aligned}A_g &= \left[\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2 \right] \\ &= \left[\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 \right] \\ &= 196250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

4. Luas tulangan penampang baja (Ast)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1% dari luas tiang.

(sumber : Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 297)

$$\begin{aligned} A_{st} &= 1\% \times A_g \\ &= 0,01 \times 196250 \\ &= 1963 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{tul.pokok}^2} \\ &= \frac{1962,5}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} \\ &= 5,165 \approx 6 \text{ buah tulangan} \\ A_{sada} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 1963 \text{ mm}^2 = A_{st} = 1963 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s = A_{s'} &= 0,5 \times A_{st} \\ &= 0,5 \times 1962,5 \\ &= 981,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi \times d \text{ efektif}}{n} \\ &= \frac{3,14 \times 354}{6} \\ &= 185,3 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

5. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan moment ultimate beton (M_{ub})

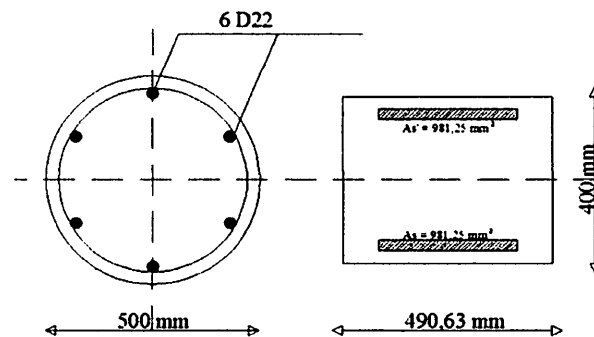
(sumber : *Istimawan Dipohusodo, Struktur Beton Bertulang, hal : 327*)

Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} \text{tek} &= 0,8 \times D_{\text{tiang}} \\ &= 0,8 \times 500 \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} l_{\text{ek}} &= \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2}{\text{tek}} \\ &= \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2}{400} \\ &= 490,6 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.15 Ekivalen penampang bulat ke penampang segi empat tiang pondasi tipe III

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned} d-d' &= \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} \\ &= 0,667 \times 354 \\ &= 236 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 400 - 73 \\ &= 327 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_{\text{balanced}} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 327}{600 + 390} = 198,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 198,18 \\ &= 168,455 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned} f_s' &= \frac{0,003 \times E_s \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (198,182 - 73)}{198,182} \\ &= 379 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= [0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [A_s' \times f_s'] \\ &\quad - [A_s \times f_y] \times 10^{-3} \\ &= [0,85 \times 30 \times 168,45 \times 490,6] + [981,3 \times 379] \\ &\quad - [981,3 \times 390] \times 10^{-3} \\ &= 2096,722 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= \left[0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left\{ \frac{l_{ek}}{2} - \left(\frac{1}{2} \times a_b \right) \right\} + \right. \\ &\quad \left. \left[A_s' \times f_s' \times \left(\frac{1}{2} \times [d-d'] \right) \right] + \left[A_s \times f_y \times \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \left(\frac{1}{2} \times [d-d'] \right) \right] \right] \times 10^{-6} \\ &= \left[0,85 \times 30 \times 490,63 \times 168,45 \times (200 - 84) + \right. \\ &\quad \left. (981,3 \times 378,99 \times 118) + (981,3 \times 390 \times 118) \right] \\ &= \left[243993834,8 + 43882400,23 + 45157125 \right] \times 10^{-6} \\ &= 333,033 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{333,033}{2096,722} = 0,159 \text{ m} = 159 \text{ mm} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_x}{P} \\ &= \frac{19741,736}{44646,42} = 0,4422 \text{ m} = 442,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oleh karena nilai $e < e_b$, maka eksentrisitas dan kehancuran yang terjadi pada tiang ditentukan oleh gaya tekan.

6. Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{1962,5}{196250} \\ &= 0,01\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned}D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 500 - (2 \times 73) \\ &= 354 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{390}{0,85 \times 30} \\ &= 15,29\end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{A_s' \times f_y}{\frac{3x_e}{D_s} + 1} + \frac{A_g \times f_c'}{\left[\frac{10 \times h \times e}{0,85 \cdot h + 0,67 D_s} \right]^2 + 1,18} \\ &= \frac{981,3 \times 390}{\frac{1327}{354} + 1} + \frac{196250 \times 30}{\left[\frac{9,6 \times 500 \times 442,18}{425 + 237,2} \right]^2 + 1,18} \\ &= 1296919,80 \text{ N} = 1296,9198 \text{ kN}\end{aligned}$$

kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 1296,92 \\ &= 907,8 \text{ kN} > P_{\max} = 437,53 \text{ kN (aman)}\end{aligned}$$

dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran pondasi dan tulangan dapat digunakan.

4.2.3.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan tulangan spiral ϕ 12 mm

$$A_g = 196250 \text{ mm}^2$$

$$A_{sp} = \frac{1}{4} \pi 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}D_c &= D - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 500 - (2 \times 50) = 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

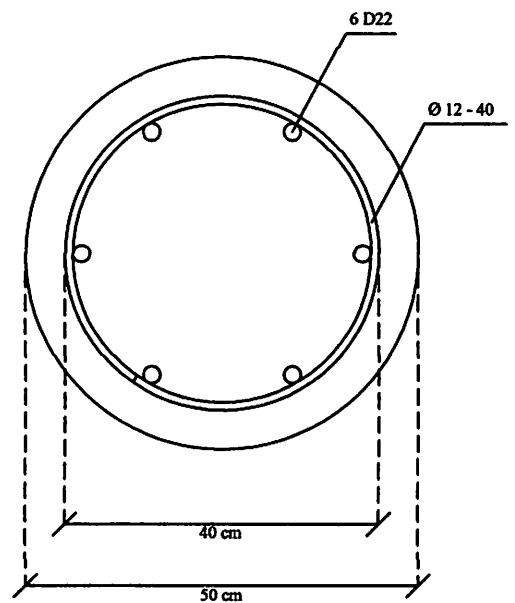
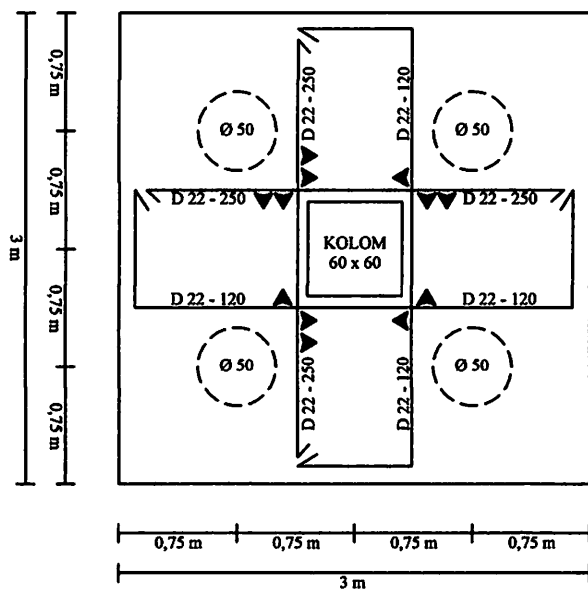
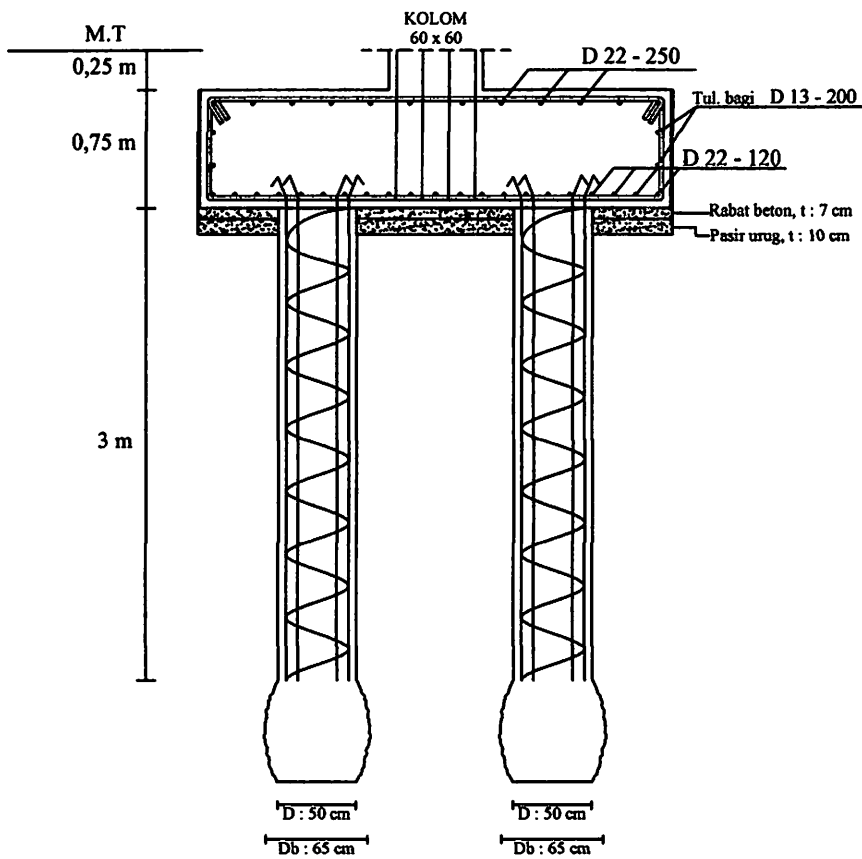
$$\begin{aligned}A_c &= \frac{1}{4} \pi (D_c)^2 \\ &= \frac{1}{4} \pi 400^2 \\ &= 125600\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \\ &= 0,45 \left(\frac{196250}{125600} - 1 \right) \frac{30}{260} = 0,029\end{aligned}$$

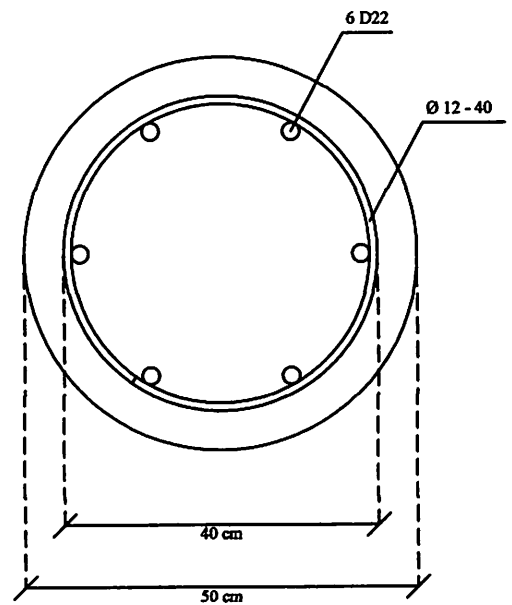
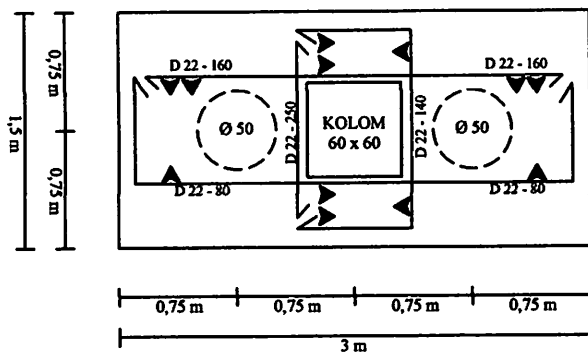
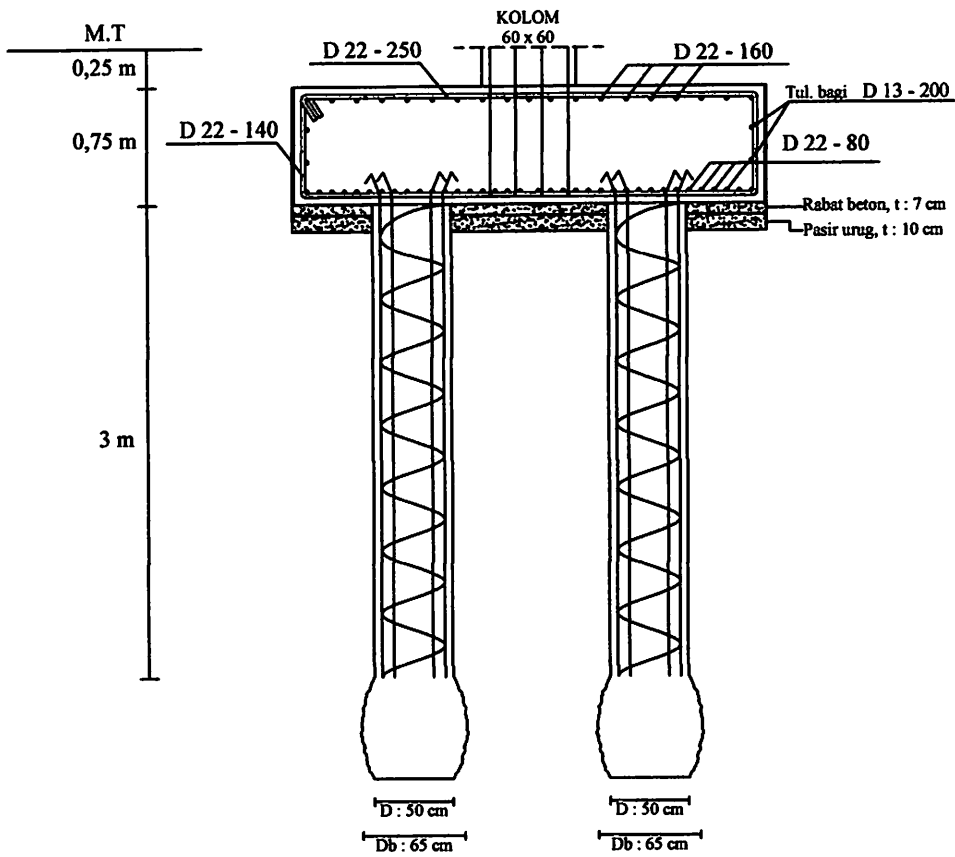
$$\begin{aligned}S &= \frac{4 A_{sp} [D_c - d_s]}{[D_c^2] \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 113,04 [400 - 12]}{[400]^2 \times 0,0292} \\ &= 37,54 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan spiral ϕ 12 - 40

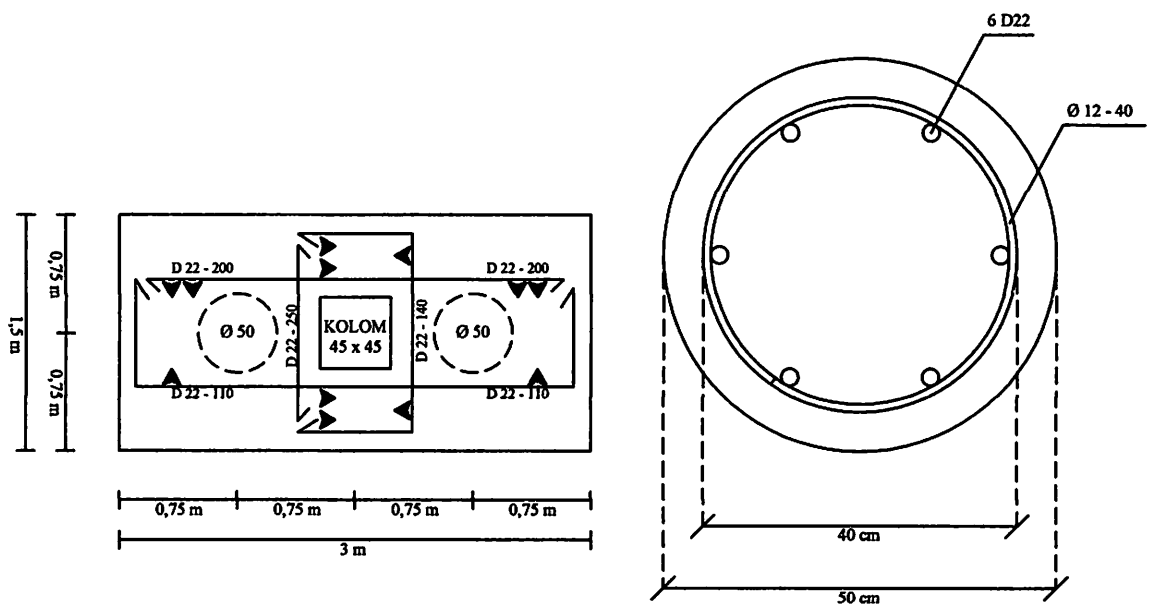
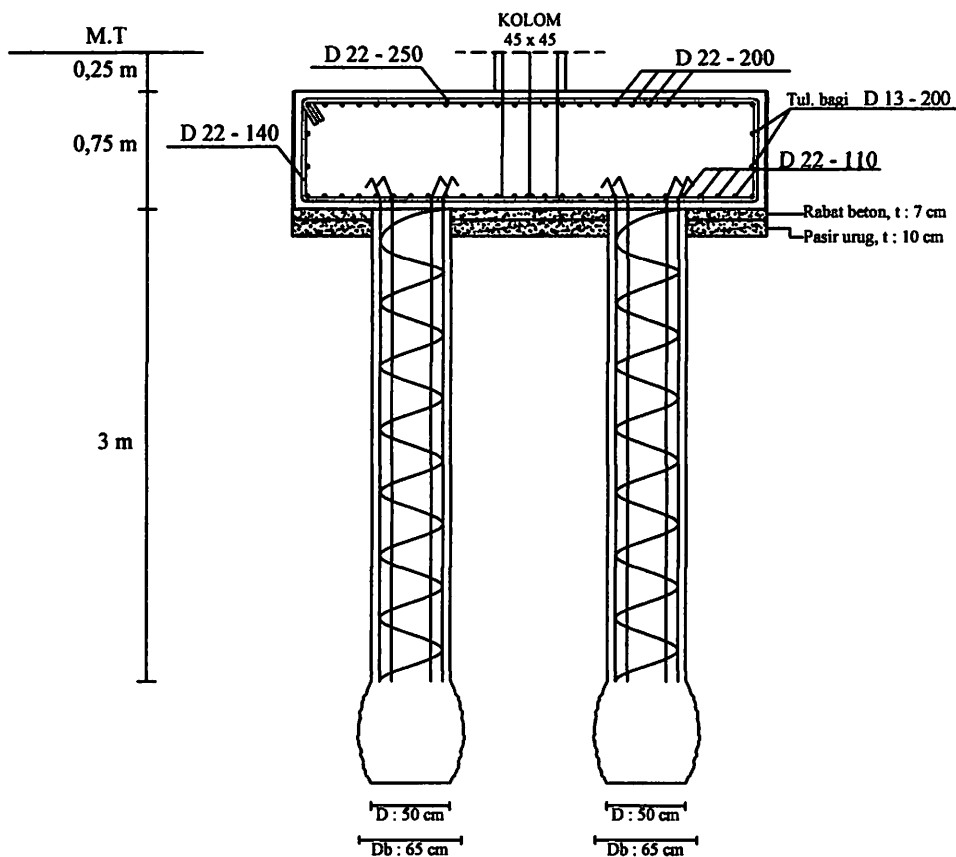
syarat $25 < S < 75$ (SNI-2847-2013, Pasal 7.10)



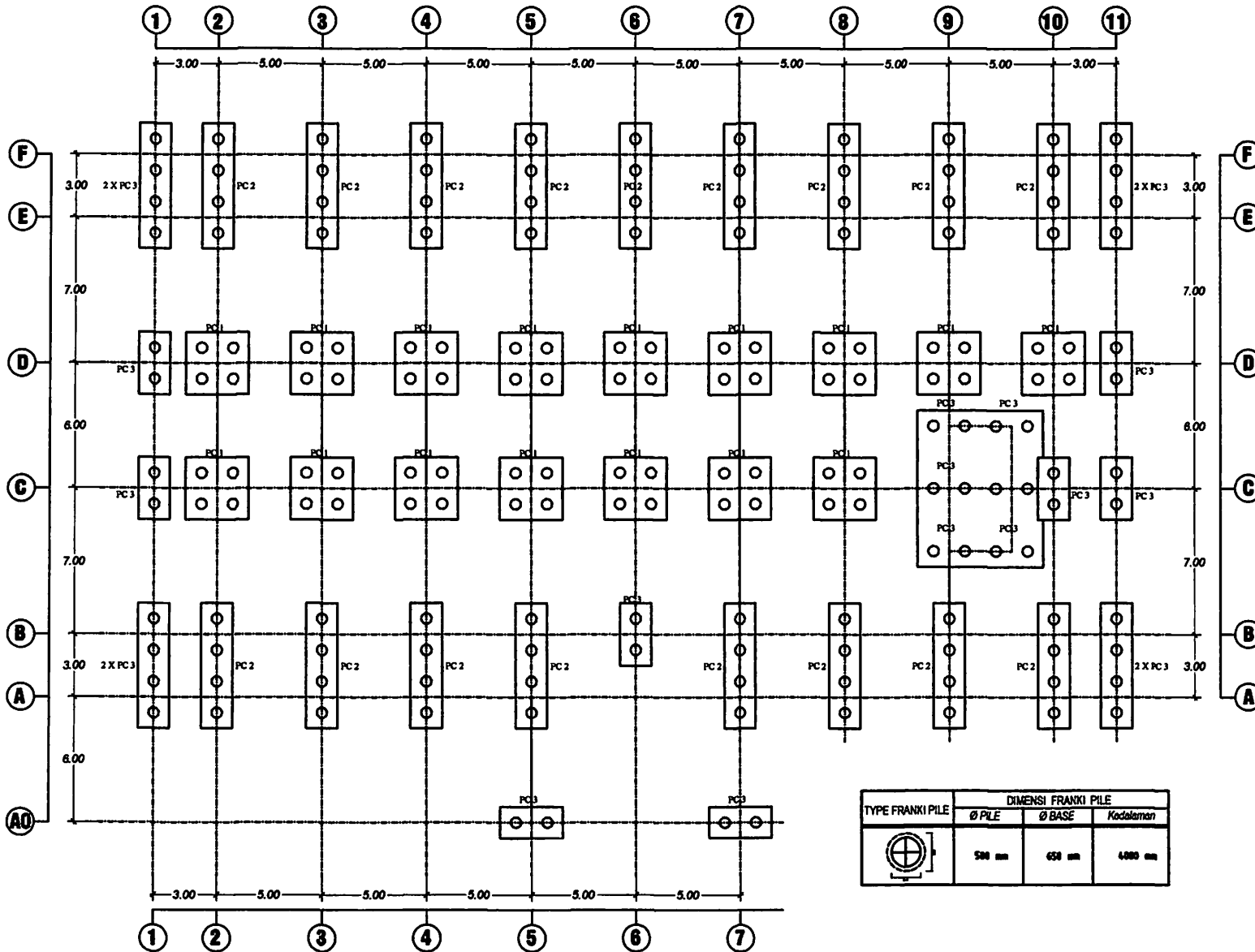
Gambar Detail Penulangan Pile Cap dan Pondasi Franki Tipe I



Gambar Detail Penulangan Pile Cap dan Pondasi Franki Tipe II



Gambar Detail Penulangan Pile Cap dan Pondasi Franki Tipe III



 **Denah Titik Tiang dan Pile Cap**

Digambar Oleh :

Ardi Yoga Sutapa Putra

(12.21.131)

Menyetujui,
 Dosen Pembimbing I

(Ir. H Sudirman Indra, M.Sc.)

Menyetujui,
 Dosen Pembimbing II

(Mohammad Erfan, ST, MT.)

Judul Gambar

Skala

Denah Titik Tiang
 dan Pile Cap

1 : 200

BAB V

PENUTUP

5.1 Hasil Analisa

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang Franki pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut :

Tabel 5.1 Hasil Analisa Perhitungan Perencanaan Pondasi Franki

No.	PERHITUNGAN	TIPE I	TIPE II	TIPE III	SAT.
1.	Ptotal	264,273	141,149	102,454	Ton
2.	Pmax	64,434	71,5997	44,646	Ton
3.	Diameter tiang	50	50	50	Cm
4.	Diameter ujung tiang	65	65	65	Cm
5.	Kedalaman pondasi	4	4	4	m
6.	Jumlah tiang	4	2	2	Buah
7.	Jarak tiang	150	150	150	Cm
8.	Efisiensi Kelompok	0,795	0,863	0,863	-
9.	Daya dukung 1 tiang	86,380	88,131	94,354	Ton
10	Daya dukung kelompok tiang	274,767	152,069	160,024	Ton
11.	Luas pile cap	300 x 300	300 x 150	300 x 150	Cm
12.	Tebal pile cap	75	75	75	Cm
13.	Tulangan pokok tekan arah x dan y	D22 – 250	D22 – 160 & D22 - 250	D22 – 200 & D22 – 250	-
14.	Tulangan pokok tarik arah x dan y	D22 – 120	D22 – 80 & D22 – 140	D22 – 110 & D22 – 140	-
15.	Tulangan pokok tiang	6 D22	6 D22	6 D22	-
16.	Tulangan Spiral Tiang	Ø12 – 40	Ø12 – 40	Ø12 – 40	-

5.2 Kesimpulan

1. Dengan menggunakan pembesaran pada ujung tiang sebesar 130% dari ukuran diameter tiang, didapatkan daya dukung ujung tiang Franki sebesar 51,644 ton pada tiang tipe I, 58,988 ton pada tiang tipe II dan 72,965 ton pada tiang tipe III.
2. Dengan membandingkan antara pondasi tipe I dan pondasi tipe II, maka didapatkan diameter tiang beserta pembesaran ujung tiang yang sama dan kedalaman yang sama, namun dengan jumlah tiang yang berbeda, yaitu tiang tipe I lebih banyak 2 buah tiang.
3. Dengan membandingkan antara pondasi tipe II dan pondasi tipe III, maka didapatkan diameter tiang beserta pembesaran ujung tiang yang sama, kedalaman yang sama, jumlah tiang yang sama namun dengan jumlah tulangan dan jarak yang berbeda pada pile cap pondasi nya, yaitu pondasi tipe II menggunakan jumlah tulangan pada pile cap lebih banyak dari pondasi tipe III.

5.3 Saran

1. Dalam merencanakan sebuah bangunan struktur bawah pada gedung, bentuk dan dimensi dari konstruksi harus disesuaikan dengan beban dan konstruksi bangunan atas gedung serta kondisi pada tanah dimana bangunan tersebut didirikan, sehingga dapat memberikan kekuatan struktur yang kokoh.
2. Dalam menentukan kedalaman pondasi tiang Franki, nilai tahanan ujung sendiri (q_c) harus berada pada keadaan tanah yang tidak terlalu keras agar memudahkan untuk membentuk pembesaran pada ujung tiang pondasi.
3. Penentuan Klasifikasi Situs diperlukan data Boring *N-SPT* sampai dengan kedalaman 30 m, sebagai mana juga berdasarkan (SNI 1726 – 2012, pasal 6.1.2)

DAFTAR PUSTAKA

Hadihardaja J, 1997, *Rekayasa Pondasi 1 Konstruksi Penahan Tanah*, Gunadarma.

Sosrodarsono S. Dan Nakazawa K, 2000, *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, PT Pradnya Paramita, Jakarta.

Das Braja M, 1994, *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid II*, Erlangga, Jakarta.

Das Braja M, 1990, *Principles Of Foundation Engineering*, Second Edition, PWS-KENT Publishing, USA.

Budhu M, 2000, *Soil Mechanics & Foundations*, John Wiley & Sons, Inc., USA

Indrawahyuni H, 2011, *Mekanika Tanah II*, Bargie Media, Malang.

Surendro B, 2015, *Rekayasa Pondasi Teori dan Penyelesaian Soal*, Graha Ilmu, Yogyakarta.

Rahardjo P.P., 2005, *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, Geotechnical Engineering Center, Bandung.

Hardiyatmo H. C., 2011, *Analisis dan Perencanaan Fondasi (Bagian 2)*, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

Dipohusodo I, 1993, *Stuktur Beton Bertulang*, Departemen Pekerjaan Umum, Jakarta.

DIKTI, 1997, *Rekayasa Fundasi II, Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam*, Gunadarma, Jakarta.

K.Y.LO, A.G Stermac, march 1964, "Some Pile Loading Test In Stiff Clay". *Canadian Geotechnical Journal. Volume 1, Number 2.*
<http://www.nrcresearchpress.com>

Niroumand H., Kassim K.A., Ghafooripour A. And Nazir R, (2012). "Uplift Capacity of Enlarged Base Pile in Sand". *Department of geotechnical engineering, Faculty of civil engineering, University Teknologi Malaysia. Volume 17. <http://www.ejge.com/2012/Ppr12.228alr.pdf>*

Dickin E.A. and Leung C.F., february 1992. "The Influence of Foundation Geometry on the Uplift Behaviour of Piles With Enlarged Bases". *Canadian Geotechnical Journal. Volume 29. <http://www.nrcresearchpress.com>*

LAMPIRAN



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

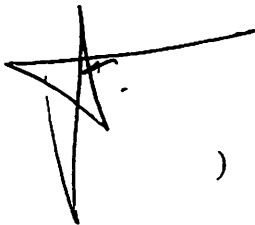
Jl. Bendungan Sigura-gura 2 Malang

Jl. Raya Karanglo Km. 2 Malang

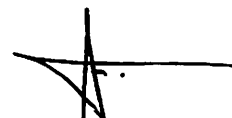
**CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016**

Nama : AROI YOGA SUTAPAP.
NIM : 12.21.131.
Judul : Studi Perencanaan Pondasi Francki Pd Gedung
Kedokteran Hewan Univ. Brawijaya
Malang.

Malang, 22/01, 2016
Disetujui,



Malang, 13 - d - 2016
Dosen Penguji,


(A. Agus Santosa)

- Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura 2 Malang
Jl. Raya Karanglo Km. 2 Malang

**CATATAN REVISI SKRIPSI
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
SEMESTER GENAP 2015/2016**

Nama : ARDI JOGA SUTATA PUTRA
NIM : 12.21.131
Judul : Perenc. Pondasi Franki.

- 9/6. Peta Zonasi gempa → warna
- Situs kelas → brief dan data sandi kelas ke N-201

Malang, 02/08 - ..., 2016
Disetujui,

Malang, 13 - 08 - ... 2016
Dosen Penguji,

(Eding I.)

- Skripsi harus dikumpulkan di Studio Sipil paling lambat tanggal 25 Agustus 2016 dengan melampirkan catatan revisi yang sudah di setujui oleh Dosen Penguji, sebagai persyaratan Yudisium.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

pile .

“Studi Perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”

Nama : Ardi Yoga Sutapa Putra
NIM : 12.21.131
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing : Ir. H Sudirman Indra, MSc.



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	3 06	leskuy. san teor pabe. 1/2 basis. dangit	X
	20. 06	gbr. Plan) sere. Pot. nel r neg. kay. ato. tuc	X
	19 06.	Hing. bel. gravit. bel. 94v.	X



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigurgura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

“Studi Perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”

Nama : Ardi Yoga Sutapa Putra
NIM : 12.21.131
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing : Ir. H Sudirman Indra, MSc.



No.	Tanggal	Keterangan	TandaTangan
	16. 06/06	Buku, gambar & perhitungan	*
	21. 06/06	Cat 3. bab gambar Atap Hewan & workshop	*
	28. 06/06	Dor Bus D.H.M. Pasar Pami 22 taman	*
	30. 07/06	Ae 7. uji	*



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigurgura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

“Studi Perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”

Nama : Ardi Yoga Sutapa Putra
NIM : 12.21.131
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing : Mohammad Erfan, ST, MT.



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	03/05 2016	- Tambah catatan beton! - lanjut!	
	19/05 2016	- cek bahan hidup gedung! lihat di sni 1727-2013! - cek bahan dinding, keramik dan plafon!	
	29/05 2016	- penero dele ditampill Lanjut!	
	15/06 2016	- Buat kelompok yang kor pile! Lanjut!	
	17/6 2016	- cek jarak setiap pile! - cek arah Momen!	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp (0341) 551431 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Judul Skripsi :

**“Studi Perencanaan Pondasi Franki Pada Gedung
Kedokteran Hewan Universitas Brawijaya Malang”**

Nama : Ardi Yoga Sutapa Putra
NIM : 12.21.131
Program Studi : TEKNIK SIPIL S-1
Dosen Pembimbing : Mohammad Erfan, ST, MT.



No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	20/6 2016	- lengkap! hitung dg gambar - cek kontrol geser pondasi	
	23/6 2016	lengkap! hit. dg gambar	
	25/6 2016	- per pondasi atas p. bawah pada tr. pile cap! - tampuk, dasar, korong di pile cap.	
	27/6 2016	- cek fy dan jarak tr. spiral pada ban pile	
	28/6 2016	- gambar detail detail	
	29/6 2016	- cek kesimpulan I	
	30/6 2016	kesimpulan detail	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
Jl. Bendungan Sigra pura No. 2, Malang

Nama Pelajaran
Pembangunan Gedung laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biosains
Universitas Brawijaya
Sumber Dana
DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015
Lokasi
Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Mengetahui / Menyetujui
Pejabat Pembuat Komitmen

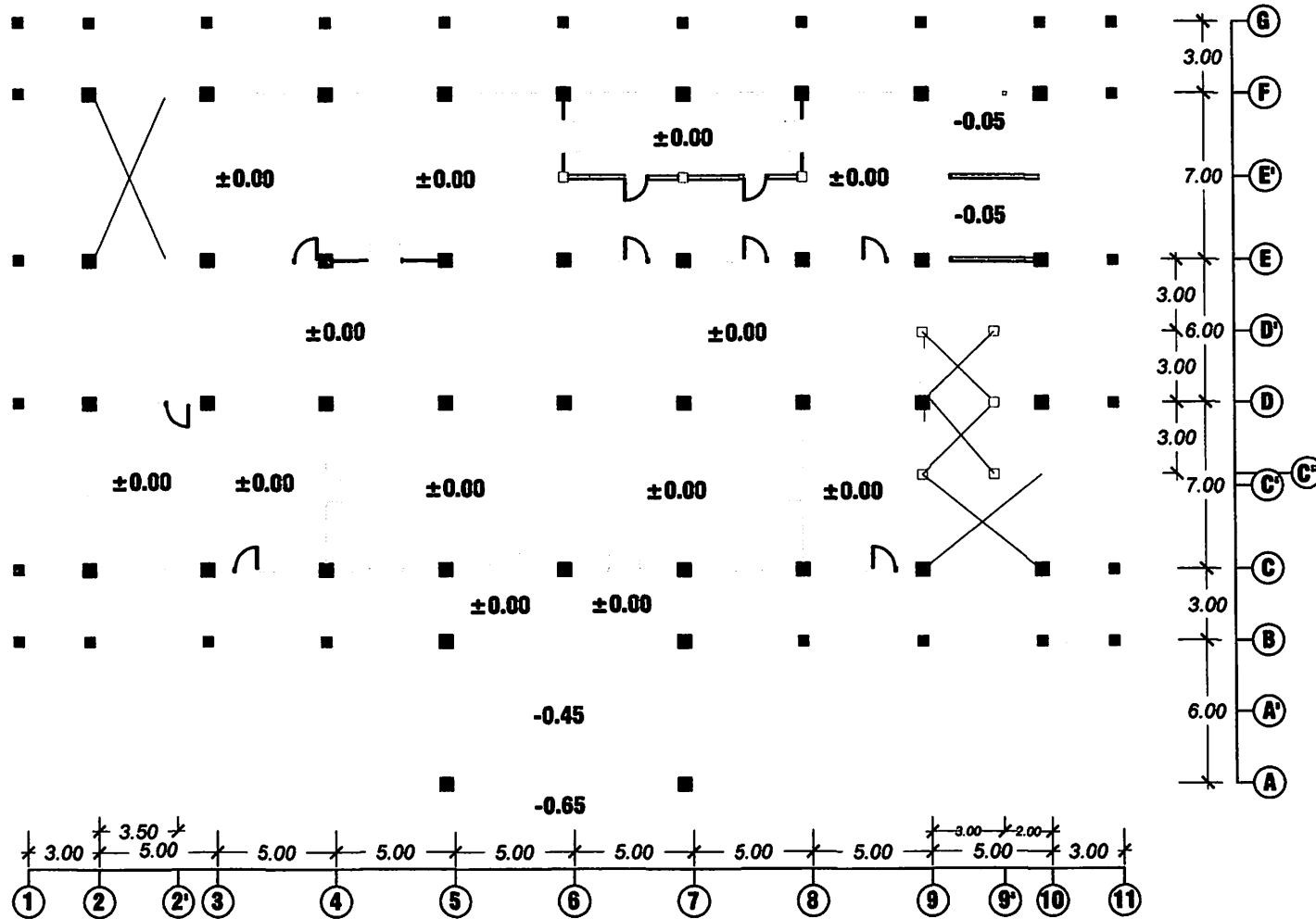
Konsultan Perencana

Direktur Utama

Judul Gambar Skala

Denah Lantai 1 1 : 200

Kode Gambar	No. Lbr	Juml. Lembar
DL		



 **Denah Lantai 1**
Skala 1 : 300



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**
Jl. Bendungan Sigitas guru No. 2, Malang

Nama Pekerjaan
Pembangunan Gedung laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biologi
Universitas Brawijaya
Sumber Dana
DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015
Lokasi
Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Mengetahui / Menyetujui
Pejabat Pembuat Komitmen

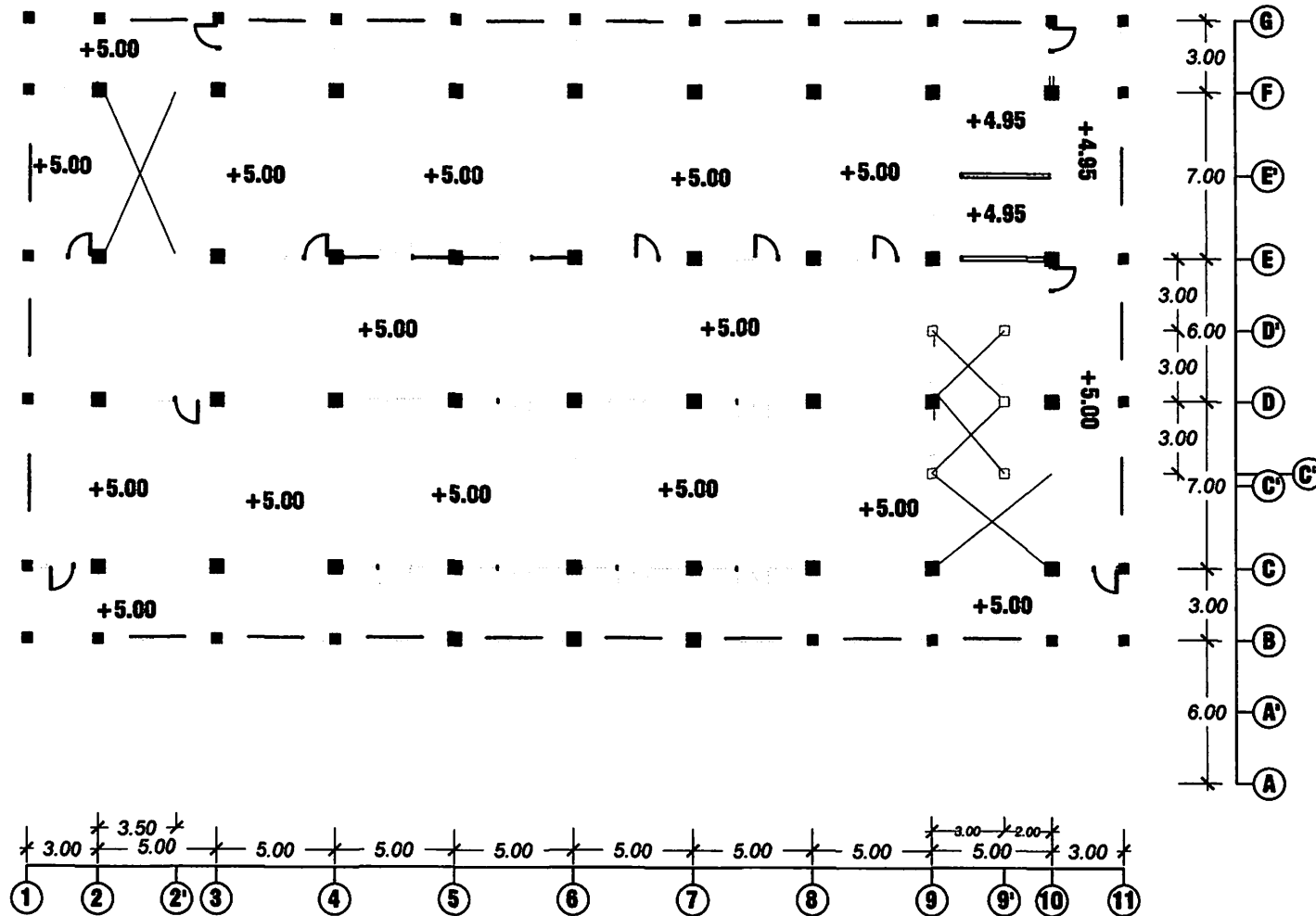
Konsultan Perencana

Direktur Utama

Judul Gambar

Denah Lantai 2

Kode Gambar	No. Lbr
DL	



Denah lantai 2
Skala 1 : 300



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG

Jl. Gedung Sate pura No. 2, Malang

Nama Pekerjaan

Pembangunan Gedung laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biosains
Universitas Brawijaya

Sumber Dana

DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015

Lokasi

Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Mengetahui / Menyetujui

Pejabat Pembuat Komitmen

Konsultan Perencana

Direktur Utama

Judul Gambar

Skala

Denah Lantai 3

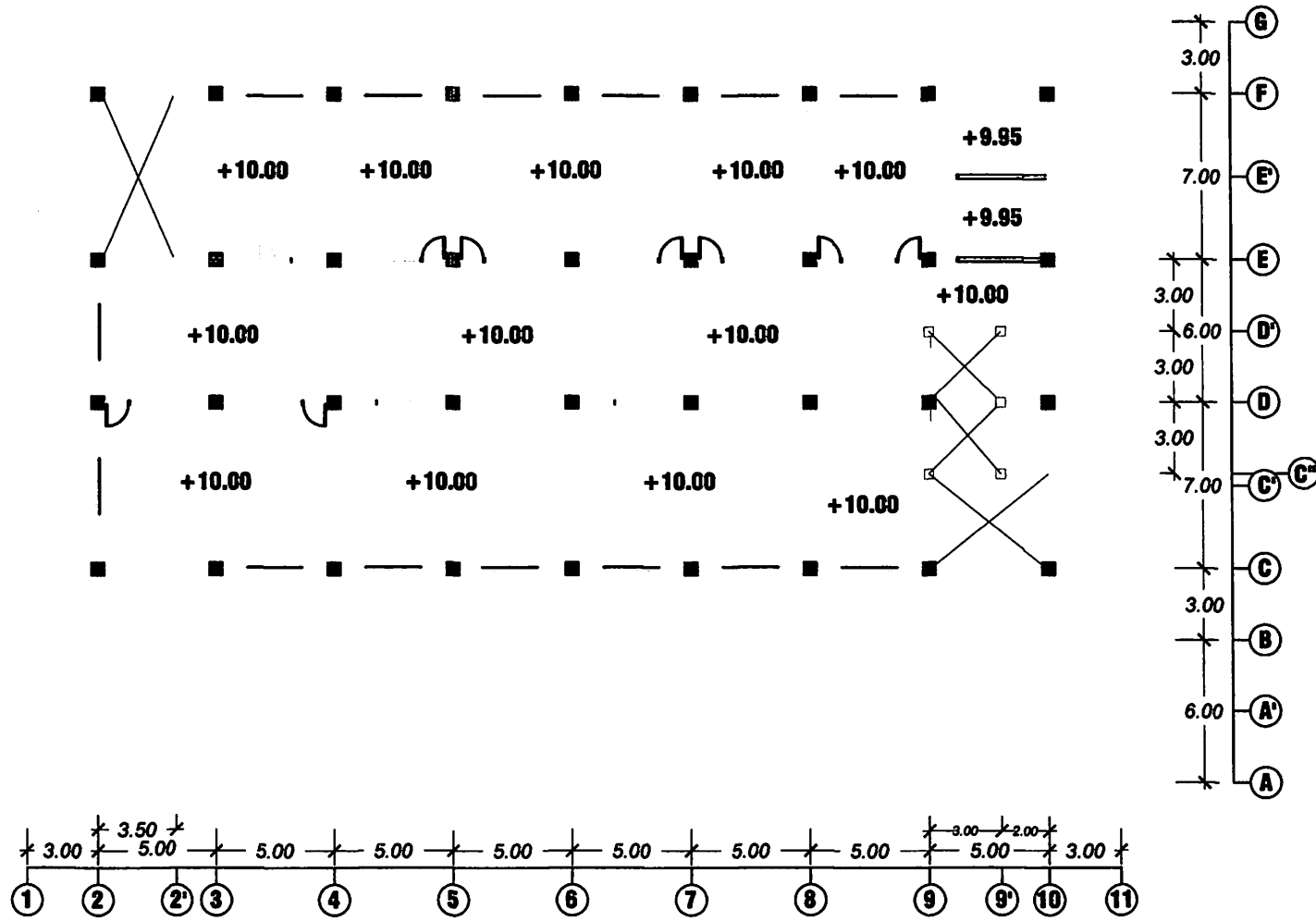
1 : 200

Kode Gambar

No. Lbr

Juml. Lembar

DL



Denah lantai 3
Skala 1 : 300



**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG**
J. Gedung Siga gasa No. 2, Malang

Nama Pekerjaan

Pembangunan Gedung Laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biosains
Universitas Brawijaya

Sumber Dana

DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015

Lokal

Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Blank area for notes.

Mengetahui / Menyetujui

Pojabat Pembuat Komitmen

Blank area for signature.

Konsultan Perencana

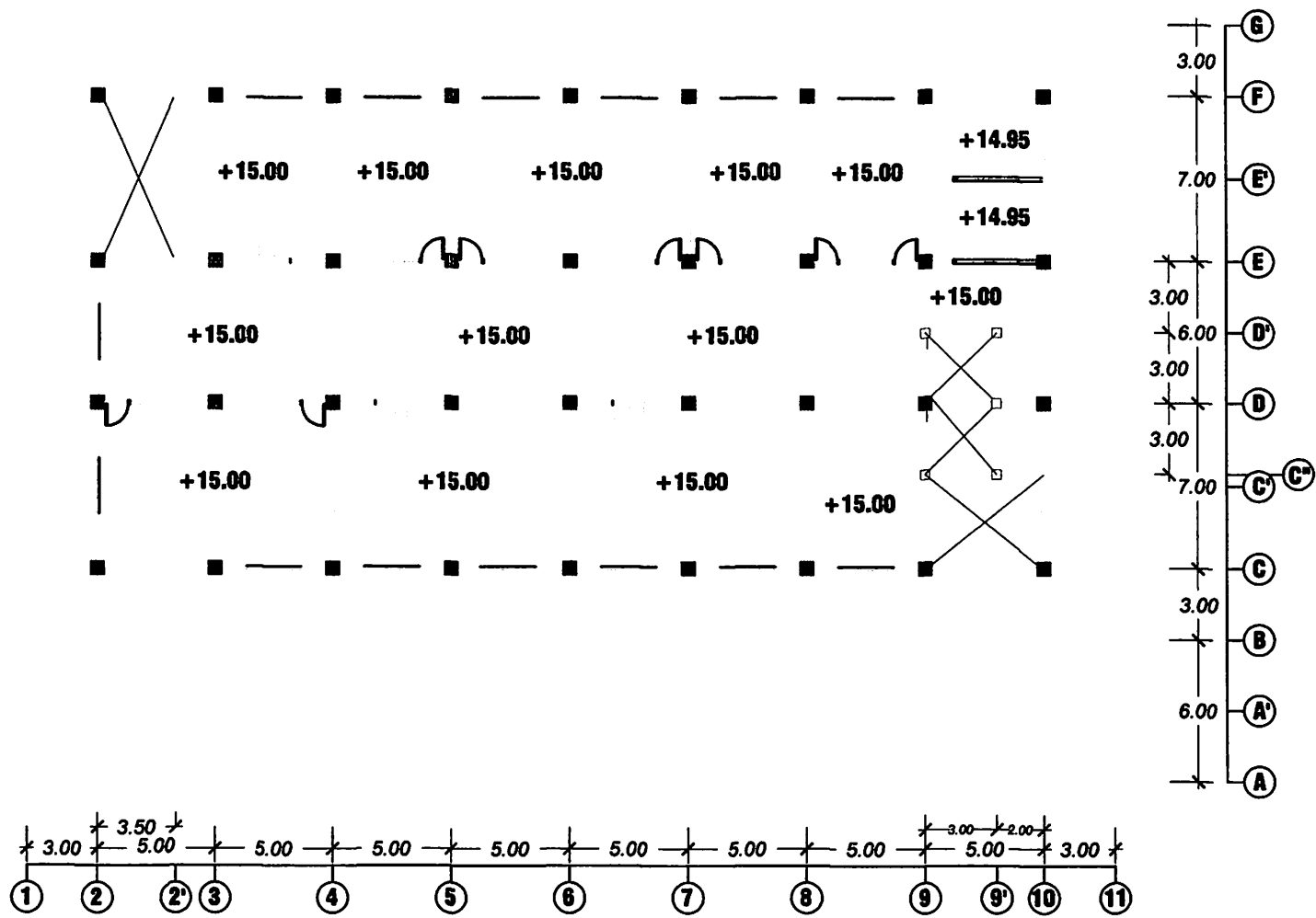
Blank area for signature.

Direktur Utama

Judul Gambar

Denah Lantai 4

Kode Gambar	No. Lbr
DL	



Denah lantai 4
Skala 1 : 300



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG

Jl. Beoengen Sigeo guru No. 2, Malang

Nama Pekerjaan

Pembangunan Gedung Laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biosains
Universitas Brawijaya

Sumber Dana

DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015

Lokasi

Kampus Universitas Brawijaya
Purwokerto Malang

Catatan

Mengetahui / Menyetujui

Pejabat Pembuat Komitmen

Konsultan Perencana

Direktur Utama

Judul Gambar

Skala

Denah Lantai 5

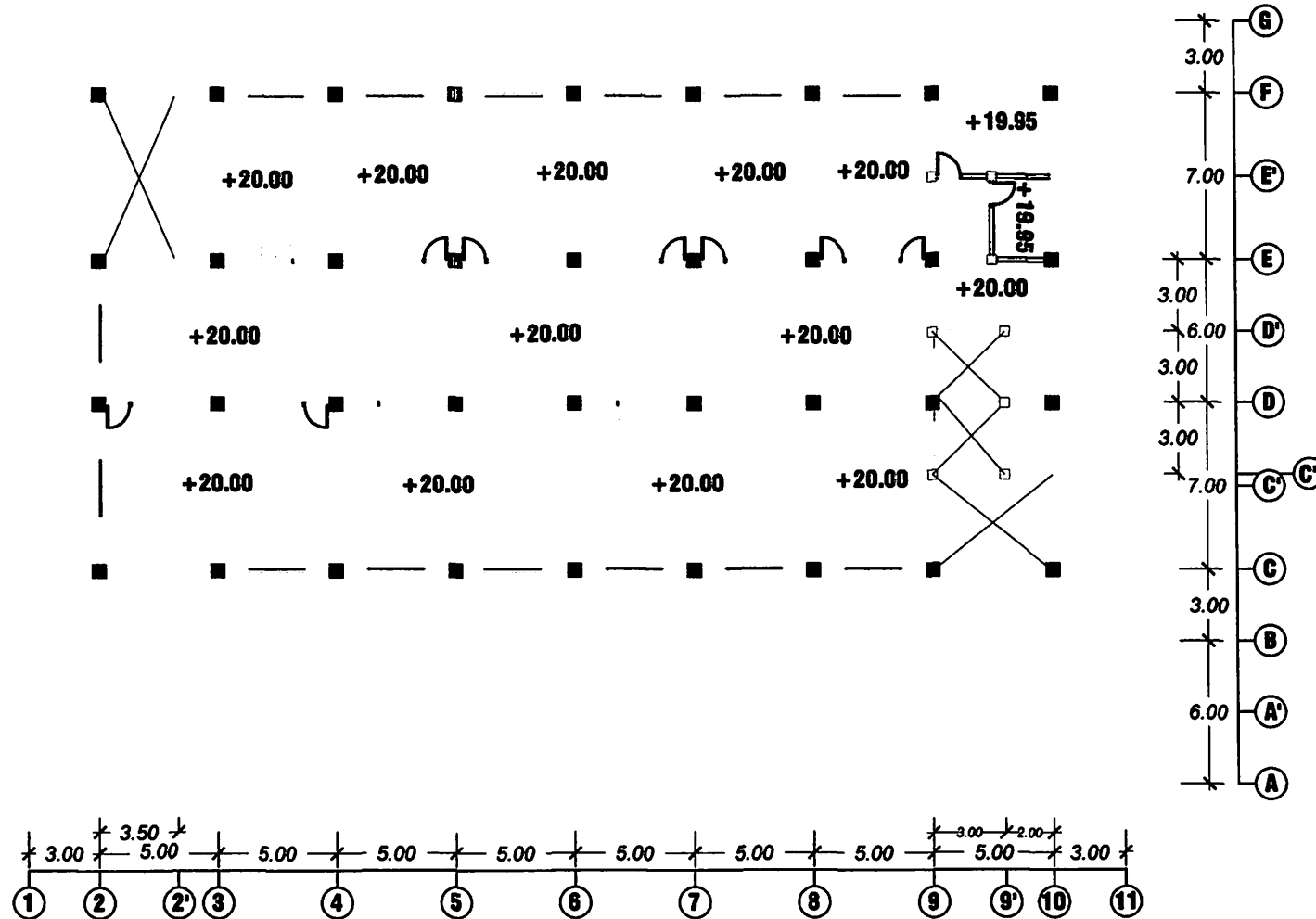
1 : 200

Kode Gambar

No. Lbr

Juml. Lembar

DL



Denah lantai 5

Skala 1 : 300



Nama Pekerjaan

Pembangunan Gedung Laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biokimia
Universitas Brawijaya

Sumber Dana

DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015

Lokasi

Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Mengetahui / Menyetujui

Pejabat Pembuat Komitmen

Konsultan Perencana

Direktur Utama

Judul Gambar

Skala

Denah Balok
LT 1

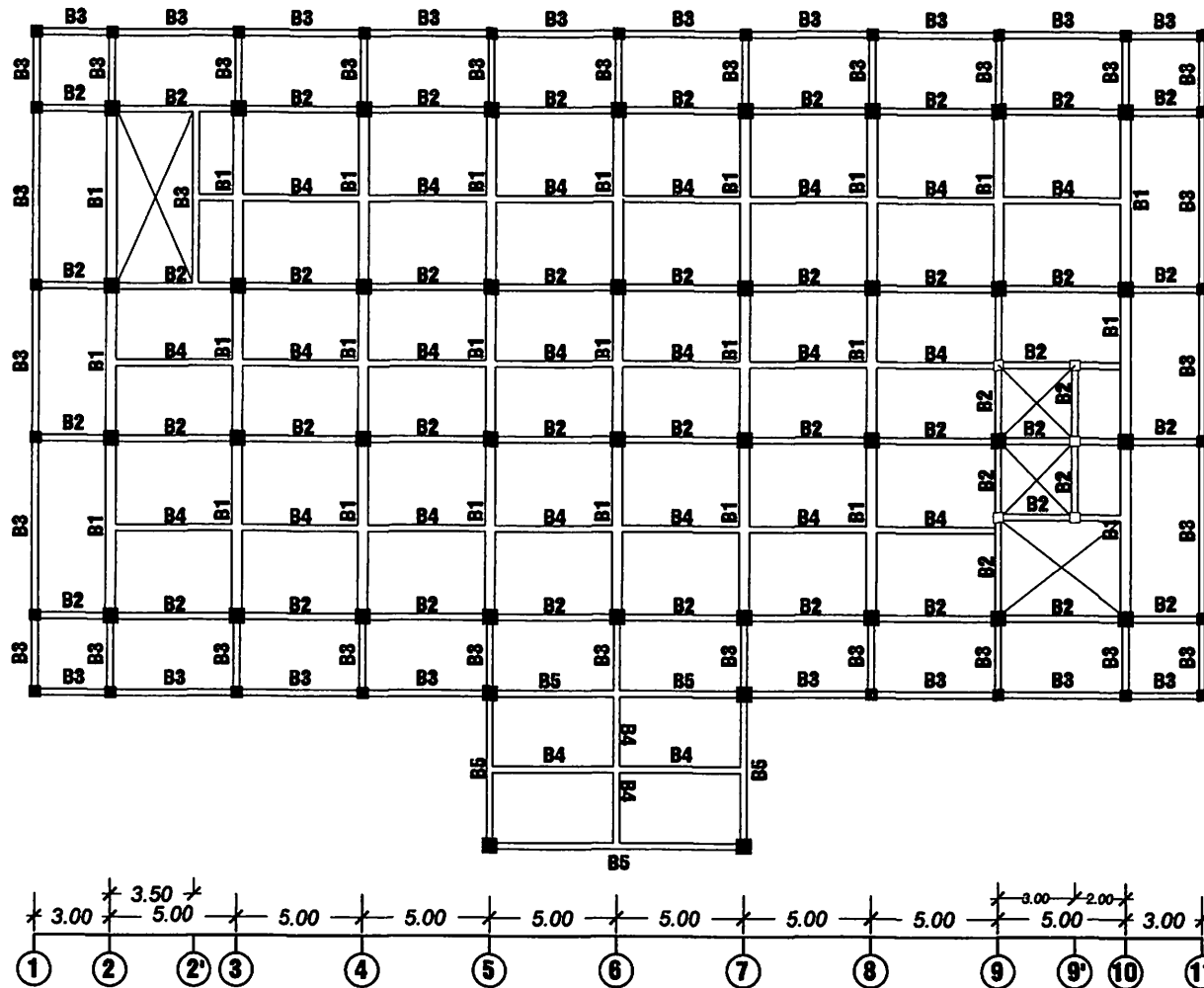
1 : 200

Kode Gambar

No. Lbr

Juml. Lembar

STR



Denah Balok Lantai 1

Skala 1 : 300

Nama Pekerjaan
Pembangunan Gedung laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biosains
Universitas Brawijaya
Sumber Dana
DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2015
Lokasi
Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

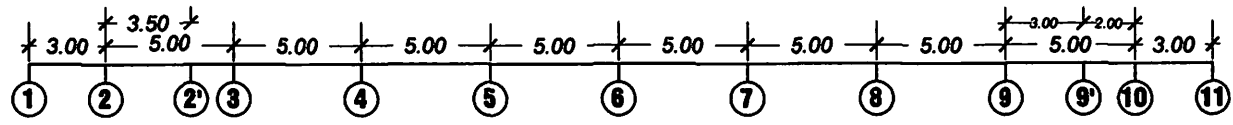
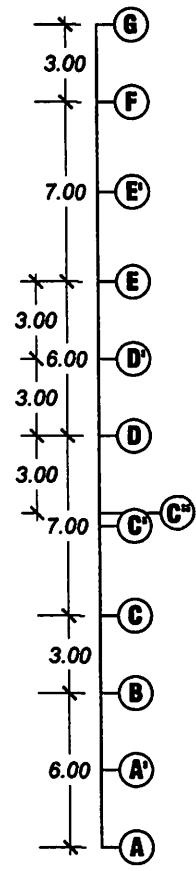
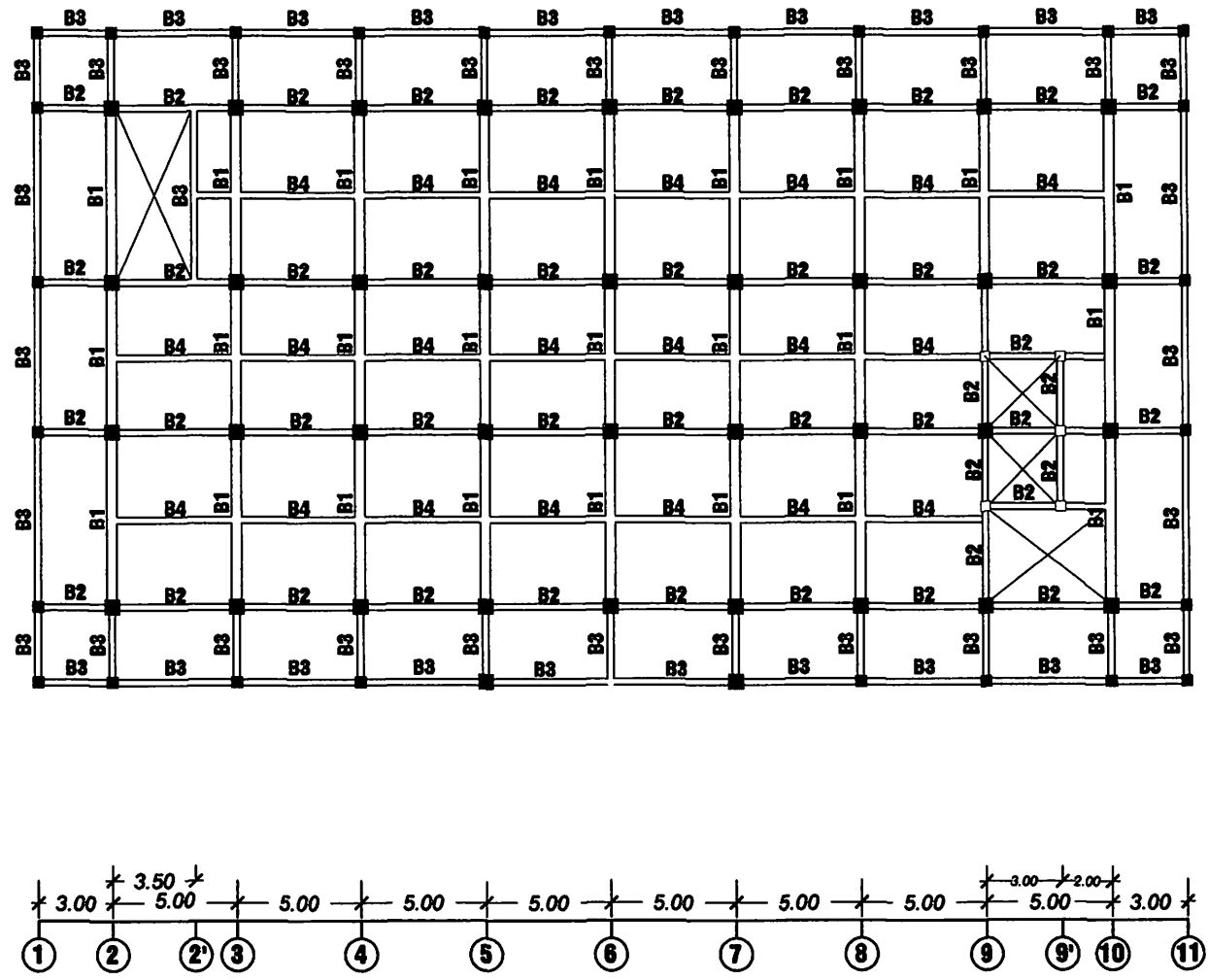
Mengetahui / Menyetujui
Pejabat Pembuat Komitmen

Konsultan Perencana

Diruktur Utama

Judul Gambar	Skala
Denah Balok LT 2	1 : 200

Kode Gambar	No. Lbr	Jumlah Lembar
STR		



Denah Balok Lantai 2
Skala 1 : 300



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI DAN
PENDIDIKAN TINGGI
**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
MALANG**
Jalan Veteran, Malang

Nama Pekerjaan
Pembangunan Gedung Laboratorium Riset
(GMP Dan GLP) Biokimia
Universitas Brawijaya
Sumber Dana
DIPA Universitas Brawijaya
Tahun Anggaran 2010
Lokasi
Kampus Universitas Brawijaya
Puncak Dieng Malang

Catatan

Blank area for notes.

Mengetahui / Menyetujui
Pejabat Pembuat Komitmen

Blank area for signature of the Commitment Making Official.

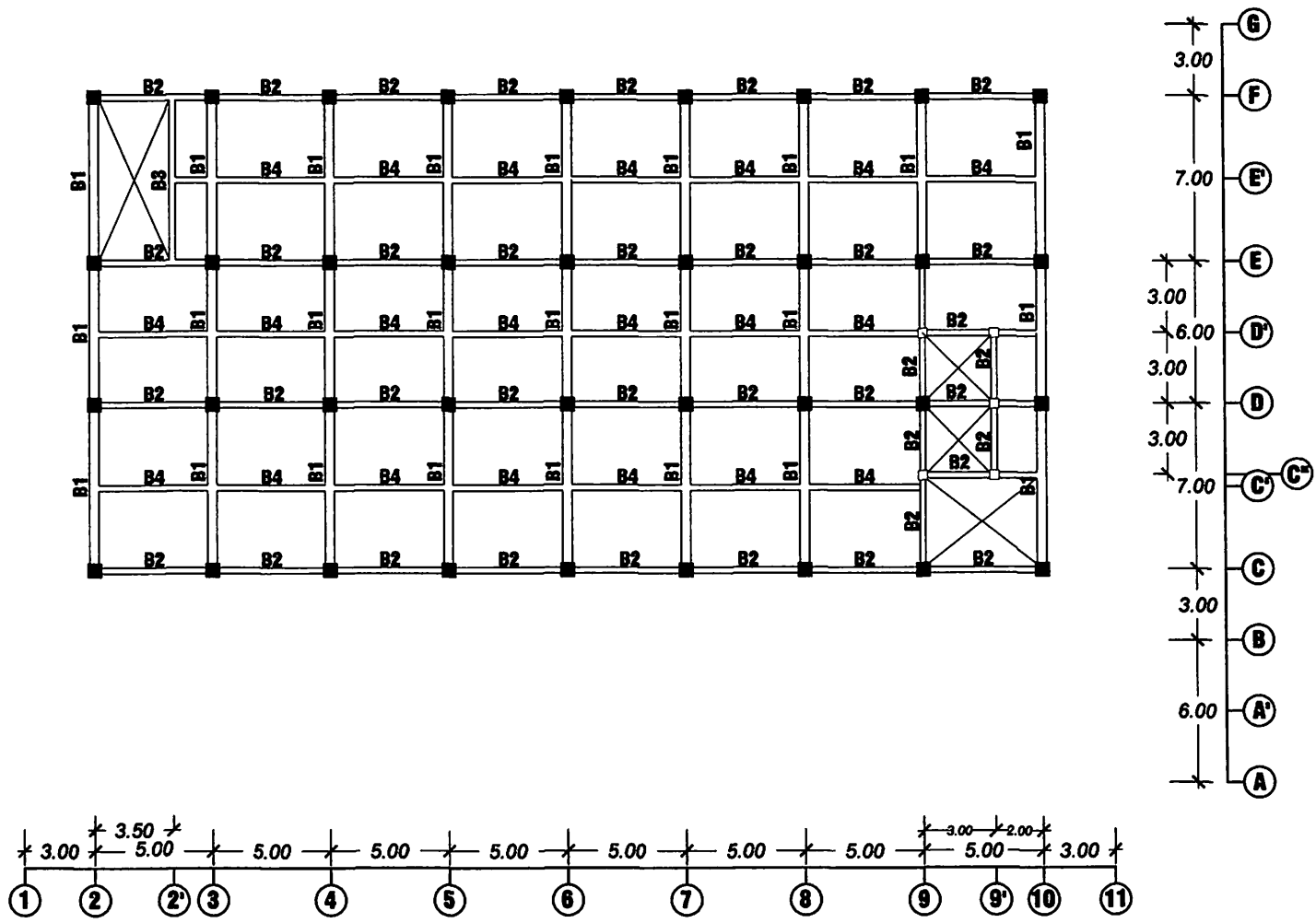
Konsultan Perencana

Blank area for signature of the Consultant.

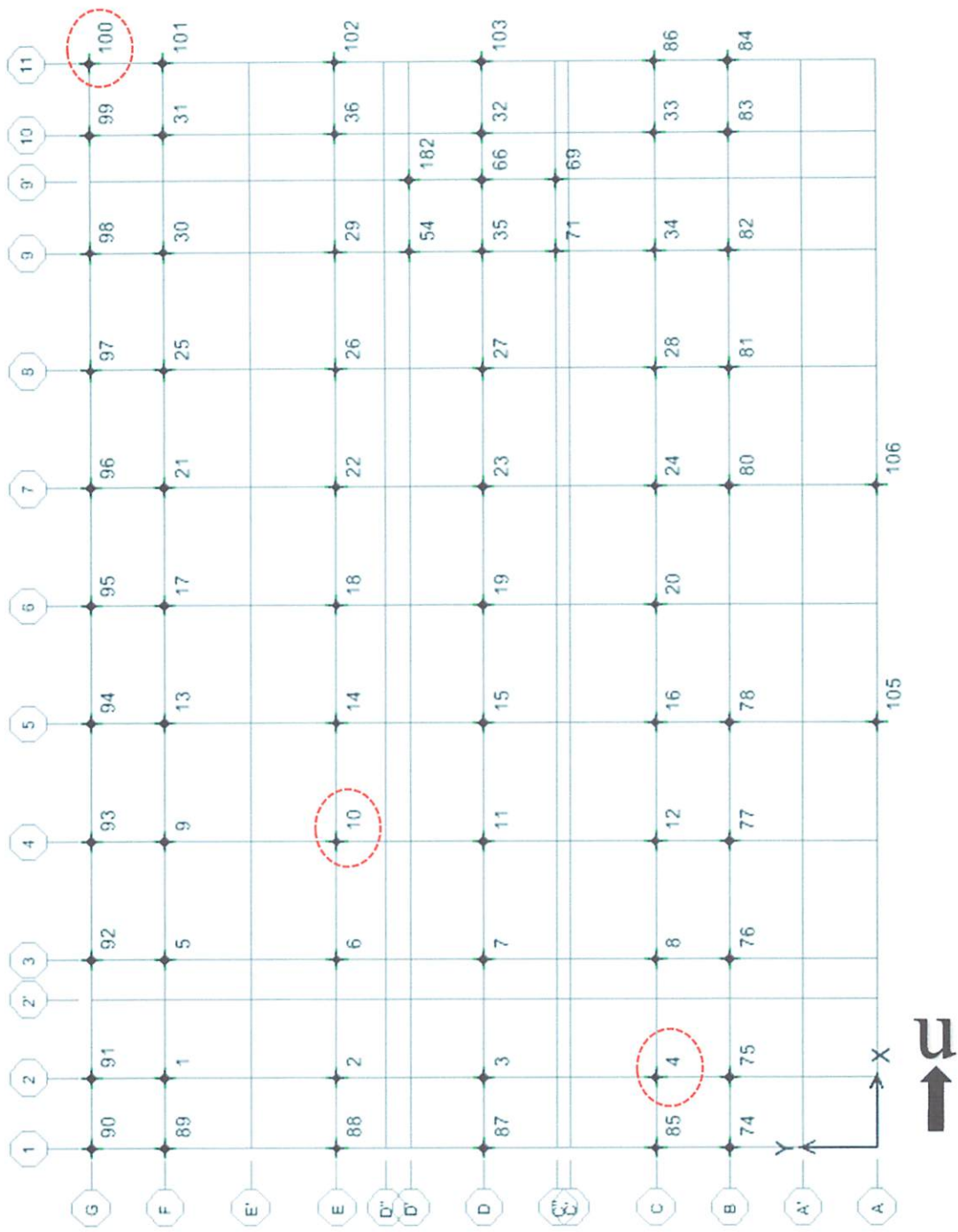
Direktur Utama

Judul Gambar	Grafis
Denah Balok LT 3-5	1 : 200

Kode Gambar	No. Lbr	Juml. Lembar
STR		



Denah Balok Lantai 3 - 5
Skala 1 : 300



Gambar Denah Nomor Titik (Point) *Support Reactions* Pada Output Program Bantu Etabs.

BASE	9	GEMPAY	-9028,5	-21584,6	13150,31	75537,05	-33014,9	4141,736
BASE	9	SENDIRI	5,48	-1951,8	139561,3	3101,315	65,827	-4,081
BASE	9	KOMBI1	7,55	-2180,87	169783,6	3459,343	87,415	-5,819
BASE	9	KOMBO2	6,61	-2499,78	174788,5	3973,72	80,347	-4,867
BASE	9	KOMB03	-7840,95	-1978,69	163025,9	2636,327	-31141,3	-1884,9
BASE	9	COMB04	2436,96	-15498,8	172496,5	49876,91	11489,01	4360,113
BASE	9	COMB05	-2423,85	10972,08	155135,7	-42685,9	-11332,4	-4369,94
BASE	9	COMBO6	7854,06	-2548,02	164606,3	4554,686	31297,92	1875,071
BASE	9	COMB7	-10563,6	-21820	175545,8	22046,47	-39331,1	3200,072
BASE	9	COMB8	-7480,26	-25876	178387	36218,64	-26542	5073,575
BASE	9	COMB9	7493,37	21349,28	149245,2	-79027,6	26698,63	-5083,4
BASE	9	COMB10	9576,74	17293,25	152086,4	-64855,5	39487,72	-3209,9
BASE	9	COMB11	-7842,65	-1117,32	108356,4	1264,684	-31163,4	-1883,73
BASE	9	COMB12	2435,25	-14637,4	117827	18505,27	11466,89	4361,285
BASE	9	COMB13	-2425,55	11833,45	100466,2	-44057,5	-11354,5	-4368,77
BASE	9	COMB14	7852,35	-1686,65	109936,8	3183,043	31275,8	1876,243
BASE	9	COMB15	-10565,3	-20958,6	120876,3	20674,82	-39353,2	3201,244
BASE	9	COMB16	-7481,96	-25014,6	123717,5	84847	-26564,1	5074,747
BASE	9	COMB17	7491,67	22210,65	94575,71	-30399,3	26676,51	-5082,23
BASE	9	COMB18	9575,04	18154,61	97416,88	-36227,1	39465,6	-3208,73

Story	Point	Load	FX kg	FY kg	FZ kg	MX kgm	MY kgm	MZ kgm
BASE	10	MATI	158	836,01	158884,1	-1436,92	67,817	-4,156
BASE	10	HIDUP	159	133,03	28317,23	-230,103	6,055	0,075
BASE	10	GEMPAX	-9633,01	7040,97	-6438,88	-24078,9	-21374,5	-3122,51
BASE	10	GEMPAY	-3583,16	-22498,2	19789,57	25012,34	-12555,3	4141,736
BASE	10	SENDIRI	220,7	969,04	187201,4	-1667,03	73,872	-4,081
BASE	10	KOMBI1	263,5	1170,41	222437,8	-2011,69	94,943	-5,819
BASE	10	KOMBO2	277,9	1216,06	248073,4	-2180,47	114,33	-4,867
BASE	10	KOMB03	-10687,4	1427,76	218476,2	-2024,78	-21053,6	-1884,9
BASE	10	COMB04	8578,61	-12654,2	231353,9	25233,01	23695,33	4360,113
BASE	10	COMB05	-8537,52	14926,66	206602,4	-24141,8	-23520,5	-4369,94
BASE	10	COMBO6	9728,51	844,72	219480,2	-984,041	21228,52	1875,071
BASE	10	COMB7	-6452,51	-19249,6	236836,1	21055,72	-23680,2	3200,072
BASE	10	COMB8	-672,7	-23474,2	235968,2	23022,34	-1255,53	5073,575
BASE	10	COMB9	713,8	25746,69	197256,9	-16206,5	1430,404	-5083,4
BASE	10	COMB10	6493,61	21522,1	201120,3	-21759,2	23855,1	-3209,9
BASE	10	COMB11	-8693,74	1043,93	142493,7	-2263,6	-41080	-1883,73
BASE	10	COMB12	8572,28	-13038	155371,5	20255,01	23668,93	4361,285
BASE	10	COMB13	-8543,85	14542,82	130620	-23480,7	-23546,9	-4368,77
BASE	10	COMB14	9722,18	460,88	143497,7	-322,861	21202,12	1876,243
BASE	10	COMB15	-6458,84	-19633,5	160853,6	25055,02	-23706,6	3201,244
BASE	10	COMB16	-679,03	-23858	164716,9	21455,12	-1281,93	5074,747
BASE	10	COMB17	707,47	25362,85	121274,5	-23545,3	1404,004	-5082,23
BASE	10	COMB18	6487,28	21138,27	125137,8	-71098	23828,7	-3208,73

Story	Point	Load	FX kg	FY kg	FZ kg	MX kgm	MY kgm	MZ kgm
BASE	11	MATI	360,14	-933,5	151584,2	1451,841	620,013	-4,156
BASE	11	HIDUP	5,32	-140,78	28312,25	216,896	12,327	0,075
BASE	11	GEMPAX	-13274,5	7033,96	6530,98	-24067,4	-50795,9	-3122,51

Story	Point	Load	FX kg	FY kg	FZ kg	MX kgm	MY kgm	MZ kgm
BASE	3	MATI	657,01	-377,64	121999,6	527,794	1104,665	-4,156
BASE	3	HIDUP	173,8	-104,67	18173,18	158,255	287,37	0,075
BASE	3	GEMPAX	-14143,1	13914,44	-955,37	-47761	-52213,8	-3122,51
BASE	3	GEMPAY	1454,52	-31731,6	-24786,9	38630,68	5585,851	4141,736
BASE	3	SENDIRI	830,81	-482,31	140172,8	686,05	1392,035	-4,081
BASE	3	KOMBI1	919,82	-528,7	170799,4	738,912	1546,531	-5,819
BASE	3	KOMBO2	1066,5	-620,64	175476,6	886,562	1785,39	-4,867
BASE	3	KOMB03	-12744,5	3837,11	156181,3	-14380,2	-48925,1	-1884,9
BASE	3	COMB04	15541,62	-23991,8	158092	31141,78	45502,54	4360,113
BASE	3	COMB05	-13617,2	22876,08	171053,4	-79558,6	-52276,6	-4369,94
BASE	3	COMB06	14668,91	-4952,79	172964,1	15963,37	42151,03	1875,071
BASE	3	COMB7	-1826,18	-28115,1	139499,2	45094	-8465,33	3200,072
BASE	3	COMB8	6659,65	-36463,8	140072,4	53750,57	22862,96	5073,575
BASE	3	COMB9	-4735,21	35348,11	189073	-52167,4	-19637	-5083,4
BASE	3	COMB10	3750,62	26999,45	189646,2	-43510,8	11691,26	-3209,9
BASE	3	COMB11	-13115,4	4055,08	101408,2	-14696,7	-45543,9	-1883,73
BASE	3	COMB12	15170,72	-23773,8	103318,9	30825,18	44883,77	4361,285
BASE	3	COMB13	-13988,1	23094,05	116280,3	-39875,2	-42895,4	-4368,77
BASE	3	COMB14	14298,01	-4734,83	118191,1	15646,78	41532,26	1876,243
BASE	3	COMB15	-2197,09	-27897,2	84726,14	44777,4	-9084,1	3201,244
BASE	3	COMB16	6288,74	-36245,8	85299,36	33433,98	22244,19	5074,747
BASE	3	COMB17	-5106,12	35566,07	134299,9	-72484	-20255,8	-5082,23
BASE	3	COMB18	3379,71	27217,41	134873,1	-43827,4	11072,49	-3208,73

Story	Point	Load	FX kg	FY kg	FZ kg	MX kgm	MY kgm	MZ kgm
BASE	4	MATI	555,26	999,46	89841,01	-1720,35	926,939	-4,156
BASE	4	HIDUP	137,53	295,63	12307,22	-495,245	228,365	0,075
BASE	4	GEMPAX	-18221,4	13226,73	958,41	-36638,3	-17594,4	-3122,51
BASE	4	GEMPAY	7409,41	-30454,7	-14155,5	6546,128	26877,24	4141,736
BASE	4	SENDIRI	692,79	1295,09	102148,2	-2215,6	1155,304	-4,081
BASE	4	KOMBI1	777,36	1399,24	125777,4	-2908,49	1297,715	-5,819
BASE	4	KOMBO2	886,36	1672,36	133049	-3075,46	1604,471	-4,867
BASE	4	KOMB03	-15194,7	5585,29	116828,2	-17234,1	-58190,6	-1884,9
BASE	4	COMB04	1248,02	-20868,2	114911,4	26042,44	26998,29	4360,113
BASE	4	COMB05	-19640,3	23858,13	125321,5	-81161,8	-74316,9	-4369,94
BASE	4	COMB06	6802,37	-2595,33	123404,7	12114,76	10871,94	1875,071
BASE	4	COMB7	2746,84	-24991,7	106248,5	31994,98	7939,605	3200,072
BASE	4	COMB8	3679,65	-32927,8	105673,4	2977,94	30496,26	5073,575
BASE	4	COMB9	-12072	35917,73	127500,8	-23097,3	-35814,9	-5083,4
BASE	4	COMB10	-1139,16	27981,69	123984,4	-35114,3	-5258,22	-3209,9
BASE	4	COMB11	-15498,8	4989,83	77568,68	-16222,7	-58697	-1883,73
BASE	4	COMB12	8943,91	-21463,6	75651,86	27053,79	26491,84	4361,285
BASE	4	COMB13	-19944,4	23262,66	86061,95	-30150,4	-74823,3	-4368,77
BASE	4	COMB14	6498,27	-3190,8	84145,14	13126,11	10365,5	1876,243
BASE	4	COMB15	2442,73	-25587,2	66988,97	1006,329	7433,159	3201,244
BASE	4	COMB16	3375,55	-33523,2	66413,93	18989,29	27989,81	5074,747
BASE	4	COMB17	-12376,1	35322,26	95299,89	-22085,9	-36321,3	-5082,23
BASE	4	COMB18	-1443,27	27386,22	94724,85	-44103	-5764,67	-3208,73

BASE	99	KOMB03	-3688,62	-4036,47	43771,16	13587,59	-11154,1	-596,393
BASE	99	COMB04	-69,07	4494,09	-8646,8	-16127,3	610,299	1379,567
BASE	99	COMB05	-596,32	-5036,11	98821,39	16993,63	-1658,93	-1382,68
BASE	99	COMB06	3023,23	3494,45	6403,43	-12721,3	10105,51	593,284
BASE	99	COMB7	-6029,46	115,47	7866,28	-786,33	-18114,3	1012,523
BASE	99	COMB8	-4943,6	2674,63	-7859,11	-9700,8	-14585	1605,311
BASE	99	COMB9	4278,2	-3216,65	58033,7	10567,13	13536,37	-1608,42
BASE	99	COMB10	5364,07	-657,49	42308,31	1652,668	17065,7	-1015,63
BASE	99	COMB11	-3582,64	-3938,52	35914,74	13432,87	-10986,3	-596,022
BASE	99	COMB12	36,9	4592,04	-16503,2	-16282	778,158	1379,938
BASE	99	COMB13	-490,34	-4938,15	50964,97	16838,91	-1491,07	-1382,31
BASE	99	COMB14	3129,2	3592,41	-1453	-12876	10273,37	593,655
BASE	99	COMB15	-5923,48	213,42	9,85	-941,051	-17946,5	1012,894
BASE	99	COMB16	-4837,62	2772,59	-15715,5	-9855,52	-14417,1	1605,682
BASE	99	COMB17	4384,18	-3118,7	50177,28	10412,41	13704,22	-1608,05
BASE	99	COMB18	5470,04	-559,53	34451,89	1497,947	17233,56	-1015,26

Story	Point	Load	FX kg	FY kg	FZ kg	MX kgm	MY kgm	MZ kgm
BASE	100	MATI	-142,36	-113,15	10512,63	180,728	-215,762	-1,315
BASE	100	HIDUP	-18,03	-16,11	610,49	22,117	-28,671	0,024
BASE	100	GEMPAX	-1372,84	-4796,43	12863,3	16913,1	-5163,12	-987,98
BASE	100	GEMPAY	-4092,89	2509,58	-5839,19	-8632,15	-14079,3	1310,471
BASE	100	SENDIRI	-160,38	-129,26	11123,12	202,845	-244,433	-1,291
BASE	100	KOMBI1	-201,35	-158,41	14717,68	253,019	-302,066	-1,841
BASE	100	KOMBO2	199,3	-161,56	94354,03	261,371	-295,418	-1,54
BASE	100	KOMB03	-2789,56	-4195,45	24337,19	1562,446	-9674,49	-596,393
BASE	100	COMB04	-43,89	5397,41	-1389,41	-19263,8	651,752	1379,567
BASE	100	COMB05	-333,83	-5701,2	13591,1	19741,74	-1226,92	-1382,68
BASE	100	COMB06	2411,85	3891,66	2114,11	-14084,5	9099,322	593,284
BASE	100	COMB7	-4193,6	918,76	11245,44	-3319,23	-14915,8	1012,523
BASE	100	COMB8	-3869,9	3796,62	3527,46	-13467,1	-12817,9	1605,311
BASE	100	COMB9	3492,19	-4100,4	22923,82	13945,07	12242,76	-1608,42
BASE	100	COMB10	4376,62	-1222,55	15205,84	3797,212	15434,04	-1015,63
BASE	100	COMB11	-2728,83	-4145,39	20572,91	14486,11	-9581,09	-596,022
BASE	100	COMB12	16,85	5447,46	-5153,69	-19340,1	745,152	1379,938
BASE	100	COMB13	-273,09	-5651,14	24076,42	19665,4	-1133,52	-1382,31
BASE	100	COMB14	2472,59	3941,72	-1650,18	-14160,8	9192,722	593,655
BASE	100	COMB15	-4632,87	968,82	7481,16	-14278,5	-14822,4	1012,894
BASE	100	COMB16	-3809,16	3846,67	-236,82	-13543,4	-12724,5	1605,682
BASE	100	COMB17	3552,92	-4050,35	19159,54	13868,74	12336,16	-1608,05
BASE	100	COMB18	4126,62	-1172,49	11441,56	3720,876	15340,64	-1015,26
BASE	101	MATI	-131,12	-670,31	21559,69	1097,678	-198,845	-1,315
BASE	101	HIDUP	-52,24	-75,21	2844,57	119,387	-84,951	0,024
BASE	101	GEMPAX	-2149,14	-5827,91	-3845,5	18610,69	-7622,26	-987,98
BASE	101	GEMPAY	-3377,35	2986,73	33225,44	-9417,43	-11334,5	1310,471
BASE	101	SENDIRI	-183,36	-745,52	24404,26	1217,065	-283,796	-1,291
BASE	101	KOMBI1	-183,57	-938,43	30183,57	1536,749	-278,384	-1,841
BASE	101	KOMBO2	-240,93	-924,71	30422,95	1508,232	-374,535	-1,54
BASE	101	KOMB03	-3371,94	-5811,48	34838,33	17222,06	-11346,2	-596,393

LAPORAN HASIL PENGUJIAN TANAH

Nomor : 152 / Lab. MT/ IX /2015



Atas permintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

**Lokasi : Gedung Perkuliahan
di Puncak Dieng Eksklusif Malang**



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 – 551431 ext. 256 Malang

LAMPIRAN



Nomor : 152/ Lab. MT/IX/2015
Lampiran : 1 (Satu) bendel
Perihal : Hasil Test Tanah

Kepada : Yth. Bpk. Pimpinan
PT. MODERNA TEKNIK PERKASA
di
tempat

Dengan hormat,

Bersama ini kami sampaikan hasil test tanah atas permintaan Bapak untuk pekerjaan Pembangunan Gedung Perkuliahan yang berlokasi di Puncak Dieng Eksklusif Malang.

Adapun test di lapangan telah kami laksanakan pada tanggal 24 Agustus 2015 pada titik-titik yang telah ditentukan.

Hasil dari test tanah tersebut dapat dilihat pada lampiran.

Demikian, atas kerjasama yang baik kami menyampaikan terima kasih.

Malang, 9 September 2015





DAFTAR ISI

PRAKATA

DAFTAR ISI

PENDAHULUAN

LOKASI

TUJUAN PEKERJAAN

LINGKUP PEKERJAAN

HASIL PENGUJIAN

LAMPIRAN



PENDAHULUAN

Untuk melaksanakan suatu pekerjaan konstruksi, diperlukan data-data spesifikasi tanah yang akan mendukung berdirinya bangunan tersebut. Laporan ini menyajikan hasil dari penyelidikan tanah yang meliputi 5 titik Test Sondir.

LOKASI

Lokasi penyelidikan dilakukan di Puncak dieng Eksklusif Malang.

TUJUAN PEKERJAAN

Melalui Test Sondir dapat diketahui perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat tanah. Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dengan gaya persatuan luas. Sedangkan hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan panjang.

LINGKUP PEKERJAAN

Penyelidikan tanah ini dilaksanakan pada tanggal 24 Agustus 2015. Test yang dilakukan secara keseluruhan adalah 5 titik test sondir.

Pekerjaan sondir ini dilaksanakan sesuai dengan Standart ASTM D-3341-86, yang menggunakan bikonus tipe Begemann dengan kapasitas maksimum 250 kg/cm^2 , yang mempunyai diameter 3,60 cm, dengan kemiringan kerucut 60° . Pada saat melakukan test, penetrometer ditusukkan ke dalam tanah dengan kecepatan 2 cm per detik. Data penetrasi dan jumlah penetrasi diperoleh dari pembacaan manometer dengan sistem hidrolis, dengan interval 20 cm. Hasil dari test sondir ini disajikan pada lampiran.

HASIL PENGUJIAN

Test sondir (penetrasi) dihentikan pada maksimum kapasitas alat pada kedalaman sebagai berikut.

No. Titik	Kedalaman
S1	4,00 m
S2	4,60 m
S3	4,40 m
S4	4,60 m
S5	4,20 m



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Daya dukung tanah keseimbangan (Q)

$$Q = P.A + f.O$$

dimana :

P = nilai konus

f = jumlah hambatan lekat

A = luas tiang

O = keliling tiang

Daya dukung yang diperbolehkan (Qa) :

$$Qa = \frac{P.A}{3} + \frac{f.O}{5}$$

angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Tabel Daya Dukung Tanah yang diijinkan (Qa) untuk tiang ϕ 50 cm

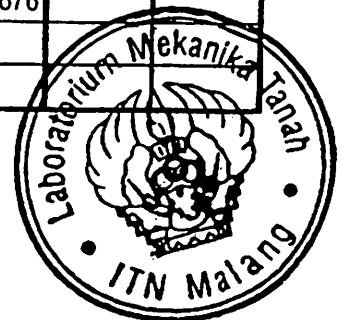
Kedalaman (m)	Titik Sondir									
	1		2		3		4		5	
	P (kg/cm ²)	Qa (kg)	P (kg/cm ²)	Qa (kg)	P (kg/cm ²)	Qa (kg)	P (kg/cm ²)	Qa (kg)	P (kg/cm ²)	Qa (kg)
1	40	32.886	35	27.606	30	23.142	30	26.847	40	29.935
2	50	47.906	45	44.510	65	56.714	50	50.606	80	68.033
3	150	123.999	45	56.442	70	66.892	60	65.940	140	120.471
4	250	163.542	100	110.319	180	149.213	135	129.447	200	174.793
4,2									250	207.502
4,4					250	195.004				
4,6			250	208.444			250	204.676		
4,8										
5										

Keterangan :

maksimal

Saran :

Melihat dari data sondir yang telah dilakukan, disarankan menggunakan pondasi strauss pile pada kedalaman 4 m dengan diameter tiang ϕ 50 cm.





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Pemintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015

No. Titik : S1

American Standard Test Material.

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman (meter)	Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Penetrasi (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL = JP - PK (kg/cm ²)	HL x (20/10) (kg/cm)	JHL (kg/cm)	Friction ratio (%)
0,00	0	0	0	0	0	0,00
0,20	30	60	30	60	60	10,00
0,40	50	75	25	50	110	5,00
0,60	25	40	15	30	140	6,00
0,80	28	45	17	34	174	6,07
1,00	40	60	20	40	214	5,00
1,20	50	75	25	50	264	5,00
1,40	45	70	25	50	314	5,56
1,60	40	65	25	50	364	6,25
1,80	55	85	30	60	424	5,45
2,00	50	80	30	60	484	6,00
2,20	50	80	30	60	544	6,00
2,40	40	70	30	60	604	7,50
2,60	45	75	30	60	664	6,67
2,80	60	90	30	60	724	5,00
3,00	150	200	50	100	824	3,33
3,20	160	210	50	100	924	3,13
3,40	155	200	45	90	1014	2,90
3,60	165	215	50	100	1114	3,03
3,80	200	250	50	100	1214	2,50
4,00	250					
4,20						
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						

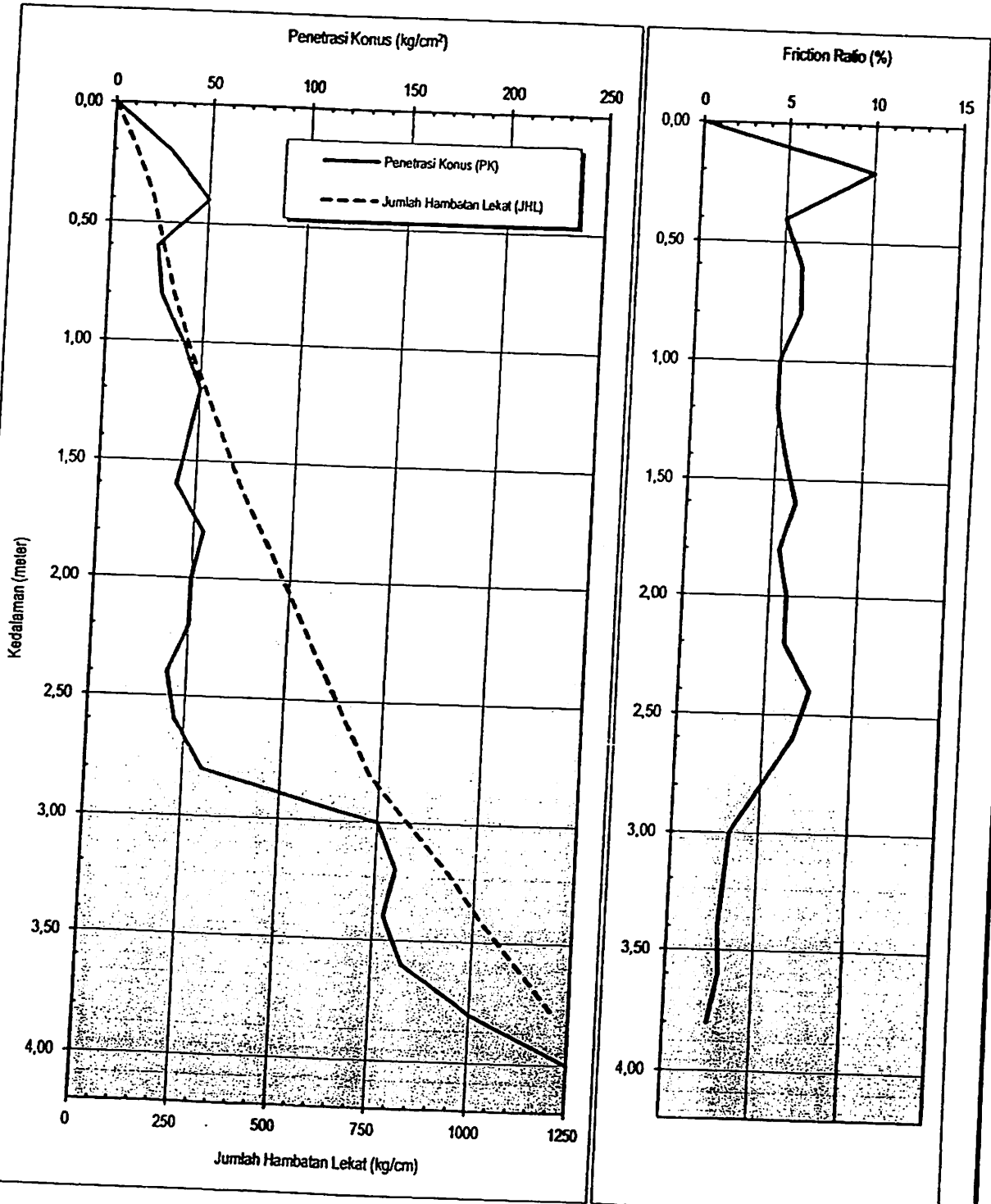


LABORATORIUM MEKANIK TANAH
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Pemintaar : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA
Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015
No. Titik : S1

PENYONDIRAN
(ASTM D 3441 - 86)





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

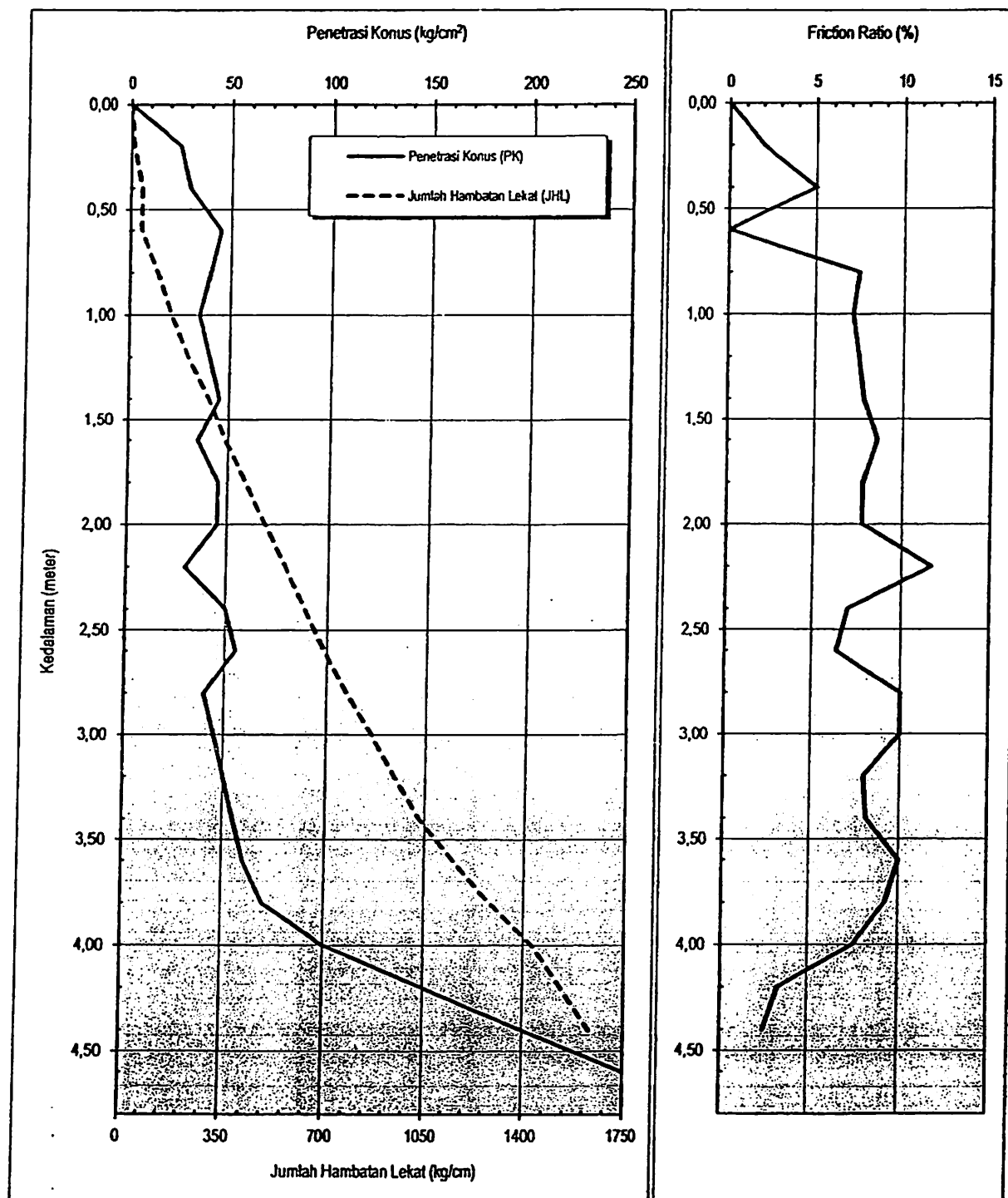
Permintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

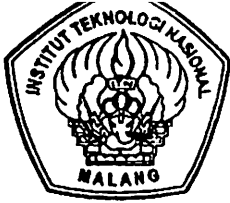
Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015

No. Titik : S2

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Pemintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Tanggal : 24 Agustus 2015

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

No. Titik : S3

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)

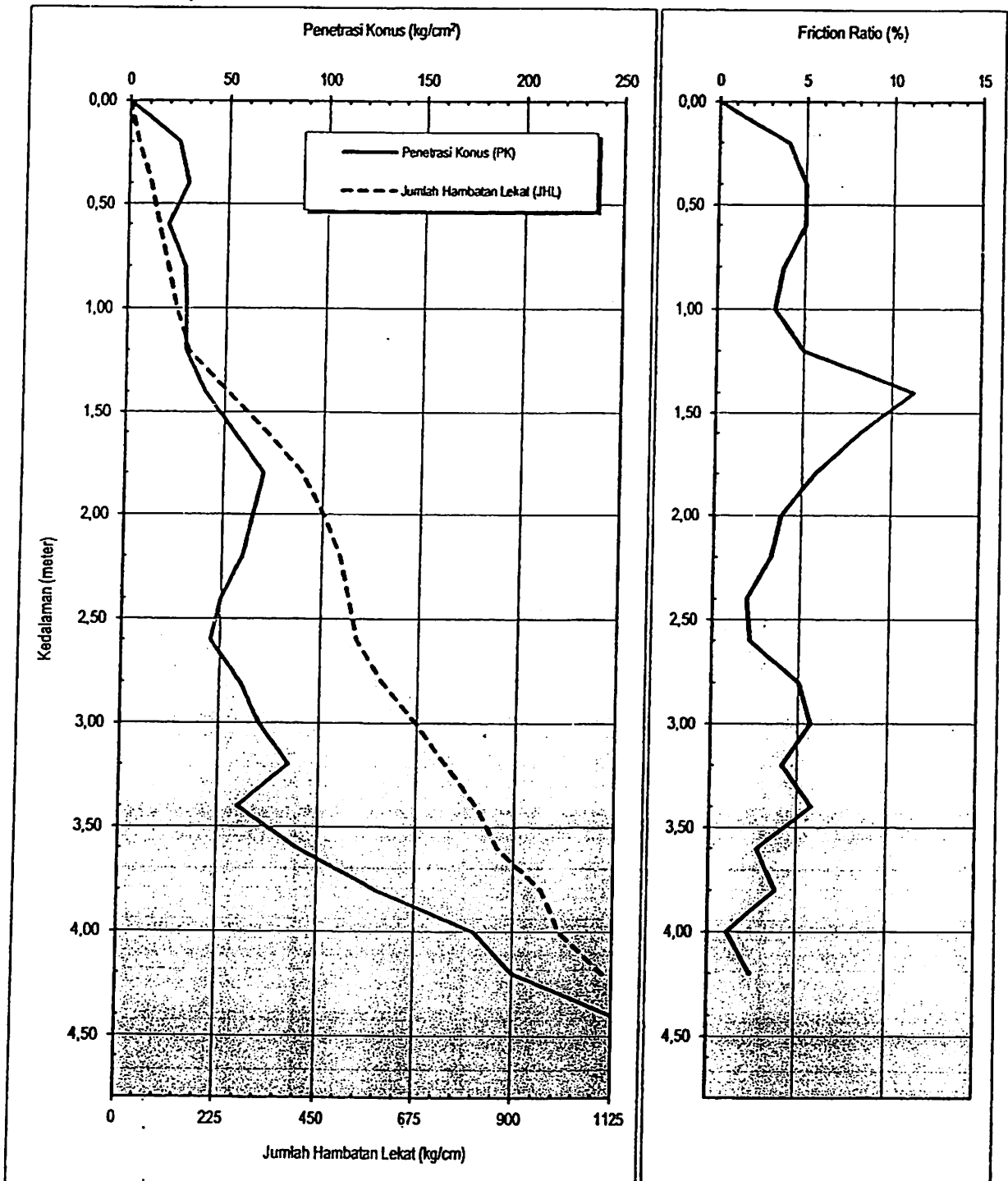
Kedalaman (meter)	Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Penetrasi (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL = JP - PK (kg/cm ²)	HL x (20/10) (kg/cm)	JHL (kg/cm)	Friction ratio (%)
0,00	0	0	0	0	0	0,00
0,20	25	35	10	20	20	4,00
0,40	30	45	15	30	50	5,00
0,60	20	30	10	20	70	5,00
0,80	29	40	11	22	92	3,79
1,00	30	40	10	20	112	3,33
1,20	30	45	15	30	142	5,00
1,40	40	85	45	90	232	11,25
1,60	55	100	45	90	322	8,18
1,80	70	110	40	80	402	5,71
2,00	65	90	25	50	452	3,85
2,20	60	80	20	40	492	3,33
2,40	50	60	10	20	512	2,00
2,60	45	55	10	20	532	2,22
2,80	60	90	30	60	592	5,00
3,00	70	110	40	80	672	5,71
3,20	85	120	35	70	742	4,12
3,40	60	95	35	70	812	5,83
3,60	90	115	25	50	862	2,78
3,80	130	180	50	100	962	3,85
4,00	180	200	20	40	1002	1,11
4,20	200	250	50	100	1102	2,50
4,40	250					
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						



Pemintaar : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA
Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015
No. Titik : S3

PENYONDIRAN
(ASTM D 3441 - 86)





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Pemintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Tanggal : 24 Agustus 2015

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

No. Titik : S4

PENYONDIRAN
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman (meter)	Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Penetrasi (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL = JP - PK (kg/cm ²)	HL x (20/10) (kg/cm)	JHL (kg/cm)	Friction ratio (%)
0,00	0	0	0	0	0	0,00
0,20	25	40	15	30	30	6,00
0,40	20	35	15	30	60	7,50
0,60	25	50	25	50	110	10,00
0,80	30	60	30	60	170	10,00
1,00	30	60	30	60	230	10,00
1,20	35	70	35	70	300	10,00
1,40	40	75	35	70	370	8,75
1,60	50	85	35	70	440	7,00
1,80	60	90	30	60	500	5,00
2,00	50	85	35	70	570	7,00
2,20	40	75	35	70	640	8,75
2,40	35	60	25	50	690	7,14
2,60	30	50	20	40	730	6,67
2,80	40	70	30	60	790	7,50
3,00	60	90	30	60	850	5,00
3,20	70	110	40	80	930	5,71
3,40	85	120	35	70	1000	4,12
3,60	90	140	50	100	1100	5,56
3,80	110	160	50	100	1200	4,55
4,00	135	190	55	110	1310	4,07
4,20	150	200	50	100	1410	3,33
4,40	200	250	50	100		2,50
4,60	250					
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

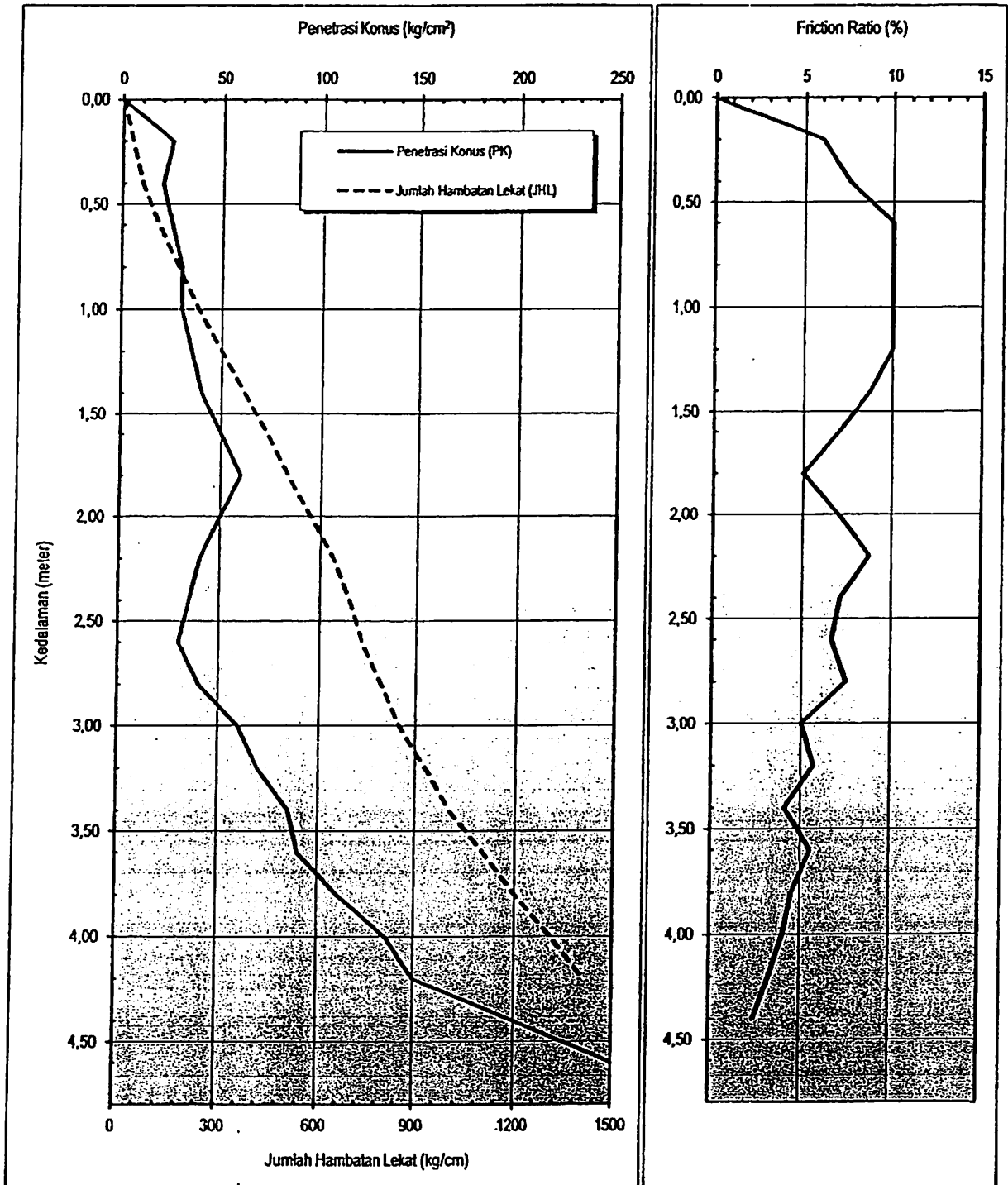
Permintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015

No. Titik : S4

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)





LABORATORIUM MEKANIK TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan, Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Permintaan : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015

No. Titik : S5

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman (meter)	Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Penetrasi (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL = JP - PK (kg/cm ²)	HL x (20/10) (kg/cm)	JHL (kg/cm)	Friction ratio (%)
0,00	0	0	0	0	0	0,00
0,20	20	30	10	20	20	5,00
0,40	25	35	10	20	40	4,00
0,60	20	30	10	20	60	5,00
0,80	30	40	10	20	80	3,33
1,00	40	60	20	40	120	5,00
1,20	50	70	20	40	160	4,00
1,40	60	90	30	60	220	5,00
1,60	65	100	35	70	290	5,38
1,80	70	125	55	110	400	7,86
2,00	80	130	50	100	500	6,25
2,20	95	140	45	90	590	4,74
2,40	100	150	50	100	690	5,00
2,60	120	155	35	70	760	2,92
2,80	150	190	40	80	840	2,67
3,00	140	180	40	80	920	2,86
3,20	130	175	45	90	1010	3,46
3,40	145	185	40	80	1090	2,76
3,60	150	200	50	100	1190	3,33
3,80	165	220	55	110	1300	3,33
4,00	200	250	50	100	1400	2,50
4,20	250					
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

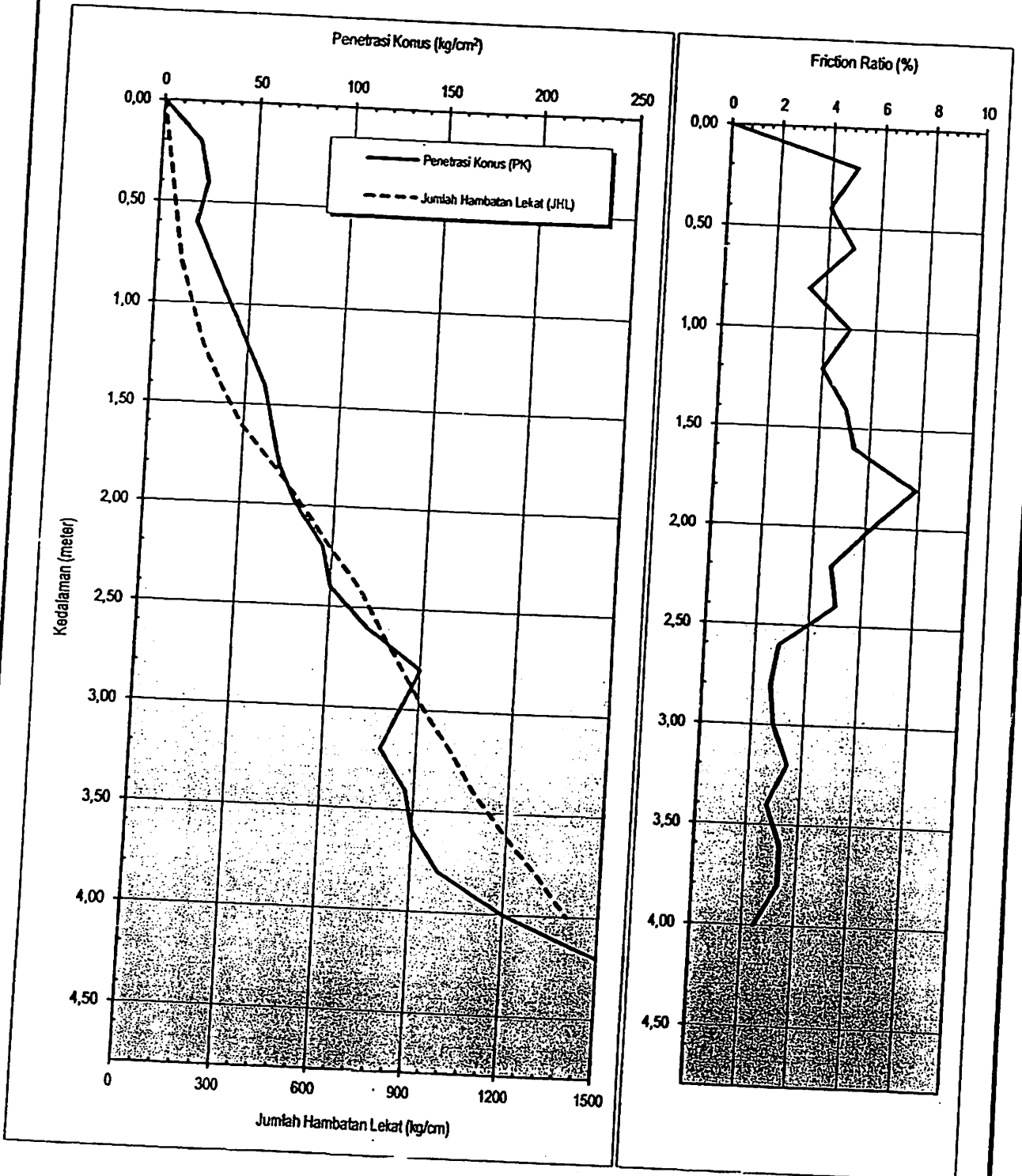
Pemintaar : PT. MODERNA TEKNIK PERKASA

Lokasi : Puncak Dieng Eksklusif

Tanggal : 24 Agustus 2015

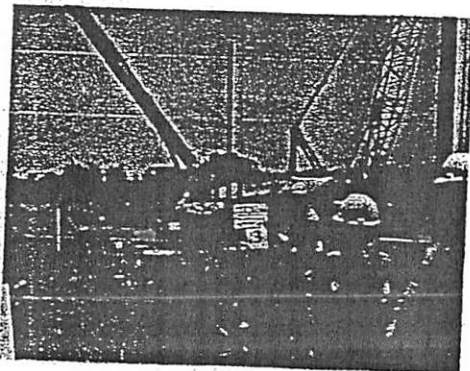
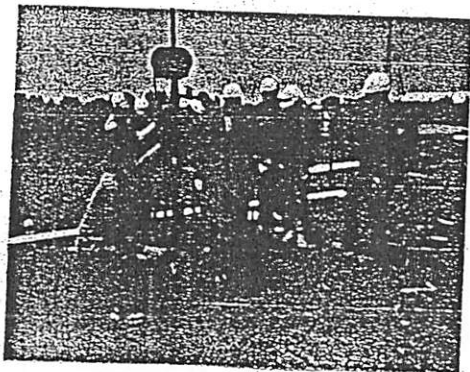
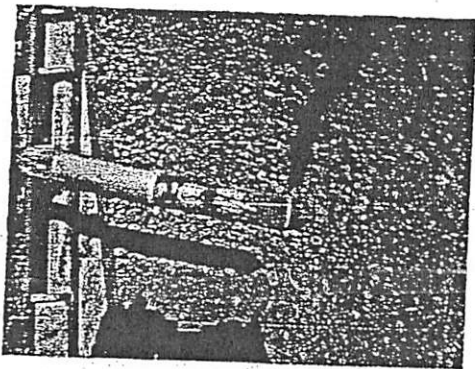
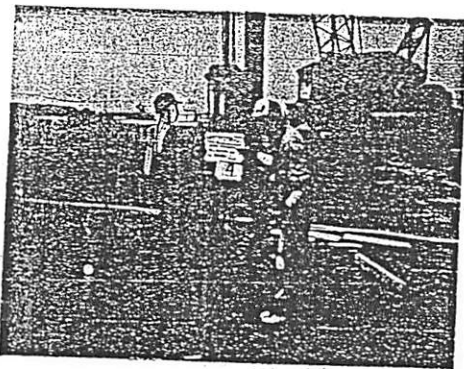
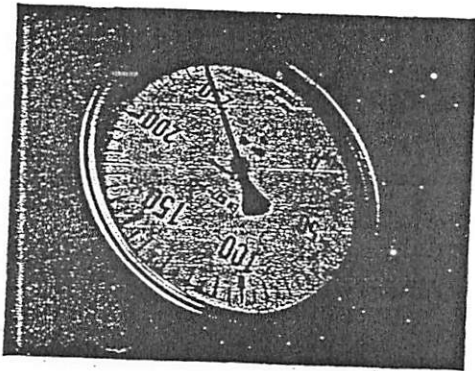
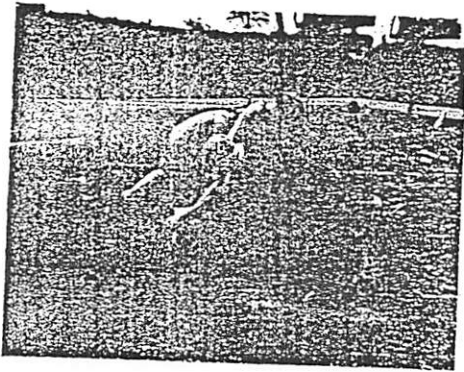
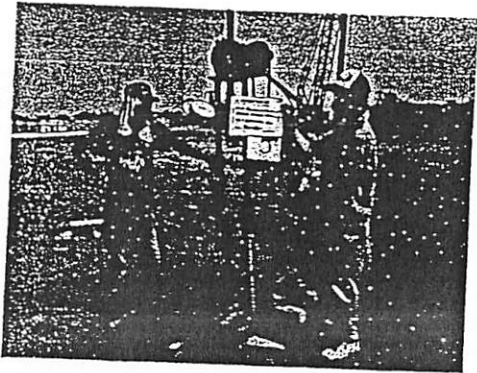
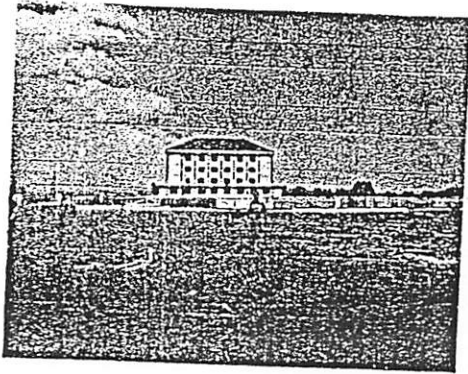
No. Titik : S5

PENYONDIRAN (ASTM D 3441 - 86)





DOKUMENTASI



LEMBAR PERSEMBAHAN

Assalamu'alaikum wr.wb

Tidak rata yang terucap selain syukur yang sebesar-besarnya kepada Allah SWT yang telah memberikan rahmatnya, hingga pada akhirnya dapat terselesaikan skripsi ini dengan baik dan tepat pada waktunya.

Dengan segala kerendahan hati, ingin ku persembahkan sebuah karya kecil yang telah berhasil

ku selesaikan ini kepada :

Alumaterku tercinta INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG sebagai tempatku menimba ilmu selama 4 tahun dan akhirnya mampu mendapatkan gelar Sarjana Teknik.

Secara khusus ku persembahkan skripsi ini untuk kedua orang tuaku tercinta, terima kasih atas segala yang terbaik yang diberikan untukku, terima kasih telah merawat, menjaga, membimbing, melindungi serta selalu mendoakan dan memberikan dukungan baik moril maupun materil yang pastinya tidak akan ternilai dan tidak dapat terbayar oleh apapun.

Kepada Bapak dan Ibu Dosen Teknik Sipil S-1 ITN Malang, terima kasih atas bimbingan selama saya menimba ilmu di Almamater tercinta ini.

Kepada teman-teman Teknik Sipil angkatan 2012 terima kasih atas segala apa yang pernah kita hadapi bersama, segala bantuan dan dukungan yang tak bisa lagi untuk diucapkan. Segala ilmu dan wawasan kita selama menempuh pendidikan ini semoga akan bermanfaat bagi kita. Dan segala apa yang pernah kita lewat semoga akan selalu terkenang.

Kepada UKM Tercinta Sanggar Blitz ITN Malang, tempat dimana saya mendapatkan pengalaman dan kenangan yang sangat berharga. Syahabat SB yang teramat saya cintai semoga akan selalu kompak dalam hal apa pun. Teramat berartinya juga bagi saya ingin menitikkan perhatian SB ini agar selalu terus terjaga dan jangan sampai berhenti untuk berkarya membawa bendera Sanggar Blitz.

Kepada teman-teman terdekat saya juga saya mengucapkan banyak terima kasih, yang entah bagaimana saya bisa membalas segala hal baik yang pernah kalian berikan. Juga kepada seseorang yang sangat penting bagi saya dalam hal ini sangat memberikan kontribusi berarti bagi saya selama hampir 3 tahun belakangan ini, terima kasih atas segala motivasi, semangat, dukungan, yang tak pernah henti diberikan kepada saya, semoga cepat menyusul di periode wisuda berikutnya. Tidak mampu lagi untuk diungkapkan, beribu rasa terima kasih ini untukmu.

Wassalamu'alaikum wr.wb