

## **SKRIPSI**

**“PERENCANAAN PONDASI STRAUSS  
PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SUSUN  
UNIVERSITAS ISLAM MALANG”**



**Disusun Oleh :**  
**NYANG FENG JONG**  
**09.21.037**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**  
**2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN  
SKRIPSI**

**“PERENCANAAN PONDASI STRAUSS  
PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SUSUN  
UNIVERSITAS ISLAM MALANG”**

**Disusun dan diajukan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh gelar  
Sarjana Teknik Sipil S-1  
Institut Teknologi Nasional Malang**

**Disusun Oleh :**

**NYANG FENG JONG  
09.21.037**

**Menyetujui :**

**Pembimbing I**



**Ir. Eding Iskak Imananto, MT.**

**Pembimbing II**



**Ir. Munasih, MT.**



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

**2014**

## **LEMBAR PENGESAHAN**

### **SKRIPSI**

#### **“PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SUSUN UNIVERSITAS ISLAM MALANG”**

**Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi  
Jenjang Strata Satu (S-1)  
Pada Hari: Rabu  
Tanggal: 13 Agustus 2014**

**Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh  
Gelar Sarjana Teknik**

**Disusun Oleh :**

**NYANG FENG JONG**

**09.21.037**

**Disahkan Oleh :**

**Ketua**

**Ir. A. Agus Santosa, MT.**

**Sekretaris**

**Lila Ayu Ratna Winanda, ST. MT.**

**Anggota Penguji**

**Penguji I**

**Ir. A. Agus Santosa, MT.**

**Penguji II**

**Ir. Ester Priskasari, MT**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG  
2014**

## **PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Nyang Feng Jong  
NIM : 09.21.037  
Program Studi : Teknik Sipil S-1 ITN Malang  
Alamat : Jl. Mutiara, Liquica Timor Leste  
dengan ini menyatakan bahwa skripsi dengan judul :

### **“PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SUSUN UNIVERSITAS ISLAM MALANG”**

adalah merupakan hasil karya saya sendiri yang belum pernah dipublikasikan baik secara keseluruhan maupun sebagian, dalam bentuk jurnal, working paper atau bentuk lain yang dipublikasikan secara umum. Skripsi ini sepenuhnya merupakan karya intelektual saya dan seluruh sumber yang menjadi rujukan dalam skripsi ini telah saya sebutkan sesuai kaidah akademik yang berlaku umum, termasuk para pihak yang telah memberikan kontribusi pemikiran pada isi, kecuali yang menyangkut ekspresi kalimat dan desain tulisan.

Demikian pernyataan ini saya nyatakan secara benar dengan penuh tanggung jawab dan integritas.

Malang, 9 September 2014

Yang membuat pernyataan,



Nyang Feng Jong

**Perencanaan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Rumah Susun Universitas Islam Malang.**

Oleh : Nyang Feng Jong

Pembimbing : Ir. Eding Iskak Imananto, MT. ; Ir. Munasih, MT.

**ABSTRAKSI**

Struktur bawah bangunan dalam hal ini pondasi memegang peranan yang penting dalam sebuah konstruksi bangunan. Hal ini disebabkan karena pondasi berfungsi menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah sehingga jika dalam perencanaan dan pelaksanaannya tidak dilakukan dengan baik maka akan berakibat pada kegagalan struktur diatasnya. Pemilihan jenis pondasi juga berpengaruh terhadap kekuatan sebuah struktur bangunan.

Skripsi ini membahas perhitungan perencanaan pondasi tiang bor yang meliputi perhitungan daya dukung, jumlah kebutuhan tiang serta perhitungan penulangan pondasi tiang bor. Data penyelidikan tanah yang digunakan pada perencanaan berupa data sondir (*Cone Penetration Test*). Lapisan tanah keras menurut perlawanan konus sondir dengan  $qc = 135 \text{ kg/cm}^2$  terletak pada kedalaman 5,2 m.

Hasil perencanaan pondasi tiang bor dengan daya dukung tiang tunggal sebesar 1956,194 kN yang terletak pada kedalaman 5,2 m dan diameter tiang 70 cm didapat jumlah tiang sebanyak 6 (enam) buah dalam satu poer untuk pondasi tiang bor tipe 1. Pondasi tiang bor tipe 2 juga membutuhkan 4 (empat) buah tiang dalam satu poer. Sedangkan untuk pondasi tiang bor tipe 3 membutuhkan 2 (dua) buah tiang bor dalam satu poer untuk dapat menahan beban-beban yang terjadi.

Kata kunci : pondasi strauss, pondasi tiang bor, daya dukung tiang, sondir

## **KATA PENGANTAR**

Dengan memanjatkan puja dan puji syukur kehadirat Tuhan YME, yang telah memberikan rahmad dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan penyusunan Skripsi dengan judul “Perencanaan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Rumah Susun Universitas Islam Malang” ini dengan baik. Dalam kesempatan kali ini penyusun ucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian skripsi ini, antara lain :

1. Bapak Ir. Soeparno Djivo, MT. selaku Rektor ITN Malang.
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dekan FTSP ITN Malang.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang sekaligus Dosen Penguji Skripsi.
4. Ibu Ir. Ester Priskasari ,MT. selaku Dosen penguji Skripsi
5. Ibu Ir. Lila Ayu Ratna W., ST., MT. selaku Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
6. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku Dosen Pembimbing Skripsi.
7. Ibu Ir. Munasih, MT. selaku Dosen Pembimbing Skripsi.
8. Orang Tua dan keluarga yang telah memberikan dorongan moril dan materiil.
9. Teman-teman atas dukungan dan kerjasamanya .

Penyusun menyadari bahwa dalam penyusunan skripsi ini masih ada kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun dan semoga laporan ini dapat bermanfaat.

Malang, 1 September 2014

Penyusun

## **DAFTAR ISI**

LEMBAR JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

ABSTRAKSI

KATA PENGANTAR .....	i
DAFTAR ISI .....	ii
DAFTAR GAMBAR .....	v
DAFTAR TABEL .....	viii
DAFTAR NOTASI .....	x
BAB I PENDAHULUAN .....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Identifikasi Masalah .....	3
1.3    Rumusan Masalah .....	4
1.4    Maksud dan Tujuan .....	4
1.5    Lingkup Pembahasan .....	4
BAB II LANDASAN TEORI .....	6
2.1    Pengertian Pondasi Secara Umum .....	6
2.2    Klasifikasi Pondasi .....	7
2.3    Dasar Perencanaan Pondasi Strauss .....	11
2.4    Daya Dukung Pondasi Strauss .....	17
2.4.1    Daya Dukung Ujung Tiang .....	19
2.4.2    Daya Dukung Selimut .....	20

2.4.3	Daya Dukung Ijin dan Faktor Keamanan.. .....	22
2.4.4	Daya Dukung Kelompok Tiang.....	24
2.4.5	Efisiensi Kelompok Tiang.....	27
2.5	Penurunan Pondasi Kelompok Tiang .....	30
2.6	Pembebanan .....	31
2.7	Sondir atau Cone Penetration Test .....	32
<b>BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA</b>		<b>36</b>
3.1	Gambaran Umum Proyek.....	36
3.2	Data Perencanaan Pondasi Strauss.....	37
3.2.1	Spesifikasi Umum .....	37
3.2.2	Pedoman Perencanaan .....	38
3.2.3	Pengolahan Data .....	38
3.2.4	Pembebanan .....	38
3.2.5	Dimensi Balok dan Kolom .....	39
3.3	Perhitungan Pembebanan Atap .....	40
3.3.1	Perhitungan Panjang Batang .....	40
3.3.2	Pembebanan Kuda - Kuda .....	42
3.4	Perhitungan Pembebanan .....	57
3.4.1	Pembebanan Plat Lantai .....	57
3.4.2	Pembebanan Atap .....	57
3.4.3	Perhitungan Perataan Beban .....	58
3.4.4	Perhitungan Balok Memanjang .....	61
3.4.5	Perhitungan Balok Melintang .....	80
3.4.6	Perhitungan Pembebanan Gempa .....	103

BAB IV PERENCANAAN PONDASI .....	111
4.1    Data Perencanaan .....	111
4.1.1    Spesifikasi Umum .....	111
4.1.2    Data Tanah .....	111
4.2    Perencanaan Pondasi Tiang Bor .....	111
4.2.1    Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 1 .....	113
4.2.2    Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 2 .....	155
4.2.3    Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 3 .....	194
BAB V PENUTUP .....	223
5.1    Hasil Perhitungan .....	223
5.2    Kesimpulan .....	224
5.3    Saran .....	225
DAFTAR PUSTAKA .....	226

## LAMPIRAN

## **DAFTAR GAMBAR**

Gambar 2.1	Jenis pondasi telapak.....	8
Gambar 2.2.	Pondasi Memanjang .....	9
Gambar 2.3.	Pondasi rakit .....	9
Gambar 2.4.	Pondasi sumuran .....	10
Gambar 2.5.	Pondasi strauss .....	10
Gambar 2.6.	Pondasi Tiang Pancang .....	11
Gambar 2.7.	Pembuatan tiang strauss .....	15
Gambar 2.8.	Kerja Qp dan Qs .....	18
Gambar 2.9.	Peninjauan Perlawanan Ujung Sondir .....	20
Gambar 2.10.	Hubungan Tahanan Selimut Ultimate Terhadap Nspt.....	21
Gambar 2.11.	Skema jarak antar tiang .....	25
Gambar 2.12.	Skema kontribusi Daya Dukung Tiang .....	26
Gambar 2.13.	Skema Efisiensi Kelompok Tiang.....	27
Gambar 2.14.	Skema Pondasi Kelompok Tiang .....	29
Gambar 2.15.	Alat Sondir serta Pelaksanaan Sondir.....	34
Gambar 4.1.	Rencana pondasi tiang bor.....	112
Gambar 4.2.	Grafik hasil sondir titik SD-2 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 1 .....	114
Gambar 4.3.	Jarak antar tiang bor Tipe 1 (2 tiang) .....	120
Gambar 4.4.	Jarak antar tiang bor Tipe 1 (3 tiang) .....	122
Gambar 4.5.	Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (3 tiang) .....	124
Gambar 4.6.	Jarak antar tiang bor Tipe 1 (4 tiang) .....	126
Gambar 4.7.	Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang) .....	129

Gambar 4.8. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (6 tiang) .....	132
Gambar 4.9. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang) .....	134
Gambar 4.10. Sketsa penulangan poer .....	137
Gambar 4.11. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (6 tiang) .....	138
Gambar 4.12. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (6 tiang) .....	139
Gambar 4.13. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (6 tiang) .....	140
Gambar 4.14. Penulangan poer arah x dan y Tipe 1 .....	145
Gambar 4.15. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 1 .....	145
Gambar 4.16. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen .....	150
Gambar 4.17. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 2 .....	156
Gambar 4.18. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (2 tiang) .....	162
Gambar 4.19. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (2 tiang) .....	164
Gambar 4.20. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (3 tiang) .....	166
Gambar 4.21. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (3 tiang) .....	168
Gambar 4.22. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (4 tiang) .....	170
Gambar 4.23. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (4 tiang) .....	173
Gambar 4.24. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer Tipe 2 (4 tiang) .....	176
Gambar 4.25. Momen arah x akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (4 tiang) .....	176
Gambar 4.26. Momen arah y akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (4 tiang) .....	178
Gambar 4.27. Penulangan poer arah x dan y Tipe 2 .....	183
Gambar 4.28. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 2 .....	183

Gambar 4.29. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen .....	188
Gambar 4.30. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 3 .....	195
Gambar 4.31. Jarak antar tiang bor Tipe 3 (2 tiang) .....	201
Gambar 4.32. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3 (2 tiang) .....	203
Gambar 4.33. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (2 tiang) .....	205
Gambar 4.34. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (2 tiang) .....	206
Gambar 4.35. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (2 tiang) .....	207
Gambar 4.36. Penulangan poer arah x dan y Tipe 3 .....	212
Gambar 4.37. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 3 .....	212
Gambar 4.38. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen .....	217

## **DAFTAR TABEL**

Tabel 2.1.	Faktor keamanan untuk pondasi tiang .....	22
Tabel 2.2.	Hubungan Konsistensi Identifikasi dan Kuat Tekan Bebas .....	34
Tabel 2.3.	Konsistensi tanah .....	35
Tabel 3.1.	Panjang Batang .....	40
Tabel 3.2.	Total Akibat Beban Sendiri .....	44
Tabel 3.3.	Hasil Perhitungan Perataan Beban .....	60
Tabel 3.4.	Distribusi Gaya Gempa .....	110
Tabel 4.1.	Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan .....	112
Tabel 4.2.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 1 ..	115
Tabel 4.3.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang Tipe 1 .....	116
Tabel 4.4.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang Tipe 1 .....	117
Tabel 4.5.	Tabel pelat : Stiglet/Wipel .....	138
Tabel 4.6.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 2 ..	157
Tabel 4.7.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang Tipe 2 .....	158
Tabel 4.8.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang Tipe 2 .....	159
Tabel 4.9.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 3 ..	196
Tabel 4.10.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang Tipe 3 .....	197
Tabel 4.11.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang	

Tipe 3 .....	198
Tabel 5.1. Hasil analisa perhitungan .....	223

## **DAFTAR NOTASI**

- A : Luas penampang tiang bor
- C<sub>i</sub> : faktor respon gempa
- c<sub>u</sub> : Kohesi tanah
- D : Diameter podasi tiang
- Eg : Efisiensi kelompok tiang
- FK : Faktor keamanan
- f<sub>s</sub> : Gesekan selimut tiang
- I : Faktor keutamaan gedung
- L : Panjang tiang
- p : Keliling penampang tiang
- Q<sub>a</sub> : Daya dukung ijin pondasi
- qc : tahanan ujung konus
- Q<sub>p</sub> : Daya dukung ujung tiang
- q<sub>p</sub> : Tahanan ujung per satuan luas
- Q<sub>s</sub> : Daya dukung selimut tiang
- Q<sub>u</sub> : Daya dukung ultimit tiang
- R : Faktor reduksi gempa
- s : Jarak antar tiang
- T : Waktu getar alami fundamental struktur gedung
- V : Gaya geser rencana total akibat beban gempa
- W<sub>i</sub> : Berat lantai ke – i termasuk beban hidup
- W<sub>p</sub> : Berat sendiri tiang
- W<sub>t</sub> : Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

$z_i$  : Ketinggian lantai tingkat ke – i

$\alpha$  : Faktor adhesi

$\eta$  : Efisiensi kelompok tiang

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Konstruksi bangunan terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas adalah seluruh bagian struktur (kolom, balok, plat dan lain sebagainya) gedung yang berada di atas muka tanah dengan fungsi untuk menahan beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut. Sedangkan struktur bawah adalah struktur bangunan (pondasi) yang berfungsi meneruskan beban bangunan diatas ke lapisan tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya.

Dari kedua jenis struktur tersebut diatas, struktur bawah memegang peranan yang sangat penting dalam sebuah konstruksi bangunan. Hal ini disebabkan karena pondasi berfungsi menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah sehingga jika dalam perencanaan dan pelaksanaannya tidak dilakukan dengan baik maka akan berakibat pada kegagalan struktur diatasnya. Pemilihan jenis pondasi juga berpengaruh terhadap kekuatan sebuah struktur bangunan.

Pada umumnya ada dua jenis pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah pondasi yang menyalurkan beban secara langsung ke lapisan tanah keras dimana letak lapisan tanah keras tidak dalam. Contoh pondasi dangkal adalah pondasi batu kali, pondasi plat beton, pondasi rakit dan lainnya. Sedangkan pondasi dalam adalah pondasi yang menyalurkan beban dengan struktur pembantu dimana letak lapisan tanah keras yang jauh dari permukaan tanah. Contoh

dari pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang, pondasi bor, pondasi sumuran dan lainnya.

Pada proyek pembangunan gedung rumah susun Universitas Islam Malang digunakan pondasi Sumuran. Pemilihan penggunaan pondasi Sumuran ini disebabkan karena proyek tersebut memiliki letak tanah keras yang dibutuhkan memiliki kedalaman 5,2 meter (hasil uji tanah Sondir). Dalam skripsi dengan judul “Perencanaan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Rumah Susun Universitas Islam Malang” ini, penulis hendak merencanakan pondasi strauss untuk mendapatkan dimensi yang optimum serta untuk mendapatkan daya dukung tiang yang lebih besar dibandingkan dengan pondasi sumuran.

Berdasarkan metode pelaksanaan dilapangan, pondasi tiang dapat dibedakan menjadi 2 jenis yaitu :

- a. Pondasi tiang pancang
- b. Pondasi tiang bor

Pondasi tiang pancang memiliki keuntungan dari segi waktu karena dapat dilaksanakan dengan cepat. Sebaliknya pondasi tiang pancang memiliki kekurangan karena menimbulkan getaran yang dapat menganggu lingkungan dan bangunan disekitarnya. Sementara pondasi tiang bor keuntungannya tidak menimbulkan getaran yang besar sehingga tidak terlalu menganggu lingkungan disekitarnya. Tiang bor dilaksanakan dengan menggali lubang bor dan mengisinya dengan material beton sedangkan tiang pancang dimasukan kedalam tanah dengan mendesak tanah disekitarnya. Dengan beberapa alasan di atas maka ditentukan pilihan bahwa

jenis pondasi strauss (tiang bor) merupakan pondasi yang lebih tepat digunakan, sehingga dapat meminimalis dampak negatif yaitu tidak merusak bangunan disekitarnya.

## **1.2. Identifikasi Masalah**

Pondasi merupakan bagian struktur bangunan sangat penting dimana pondasi akan menerima beban dari bangunan untuk diteruskan ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup dan penurunan yang terjadi sangat kecil, sehingga dalam merencanakan pondasi harus didukung dengan data-data yang dapat dipertanggung jawabkan secara teknis, agar hasil yang didapatkan sesuai yang diinginkan.

Pada pembangunan gedung rumah susun Universitas Islam Malang yang dibangun dengan 5 (lima) lantai dengan atap rangka baja. Dari data yang diperoleh dengan hasil penelitian Cone Penetration Test (CPT) maka dasar pondasi Sumuran telah direncanakan pada kedalaman 5,2 m dengan diameter 100 cm. Untuk itu penulis ingin merencanakan penggunaan pondasi strauss pada pembangunan gedung rumah susun Universitas Islam Malang untuk mendapatkan hasil yang optimum dari hasil analisa.

### **1.3 Rumusan Masalah**

Berdasarkan uraian diatas maka dapat dirumuskan masalah yang akan dibahas yaitu :

1. Berapa kedalaman tiang yang dibutuhkan pada pondasi strauss untuk mendapatkan daya dukung yang cukup ?
2. Berapa kapasitas dukung tiang yang diperlukan untuk memikul berat bangunan diatasnya ?
3. Berapa jumlah kebutuhan tiang total seluruh bangunan ?

### **1.4 Maksud Dan Tujuan**

Maksud dari penulisan skripsi ini adalah untuk memberikan suatu gambaran atau alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi strauss.

Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini diharapkan dapat merencanakan struktur pondasi yang sesuai dengan data-data tanah yang diperoleh, sehingga mendapatkan hasil yang optimum berdasarkan hasil analisa.

### **1.5 Lingkup Pembahasan**

Dengan memperhatikan maksud dan tujuan maka ruang lingkup pembahasan tugas akhir ini adalah meliputi:

1. Analisa pembebanan dan analisa statika

Sebagai pedoman perhitungan didasarkan pada:

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983

- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
  - c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.
  - d. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer Staad-Pro gambar 3D
2. Perhitungan daya dukung pondasi strauss
  3. Perhitungan penulangan pondasi strauss
  4. Perhitungan penurunan pondasi

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1 Pengertian Pondasi Secara Umum**

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian bawah struktur yang fungsinya untuk meneruskan beban bagian atas bangunan ke lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup, tanpa mengakibatkan penurunan (settlement) tanah yang berlebihan.

Dalam merencanakan suatu pondasi adapun faktor-faktor yang harus dipertimbangkan adalah :

1. Fungsi bangunan yang akan dipikul oleh pondasi
2. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas.
3. Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan.
4. Biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas.

( Sardjono HS., Pondasi Tiang Pancang Jilid 1, hal 7)

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan dilapangan dan apakah pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi, hal- hal berikut ini perlu dipertimbangkan :

( Sardjono HS., Pondasi Tiang Pancang Jilid 2, hal 42)

1. Keadaan tanah pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi diatasnya
3. Batasan-batasan dari sekelilingnya
4. Waktu dan biaya pekerjaan.

## 2.2 Klasifikasi Pondasi

Pondasi yang digunakan dalam suatu konstruksi dapat digolongkan menjadi dua macam, yaitu : (Hary C.H., Analisa dan Perancangan Fondasi 1)

### 1. Pondasi Dangkal

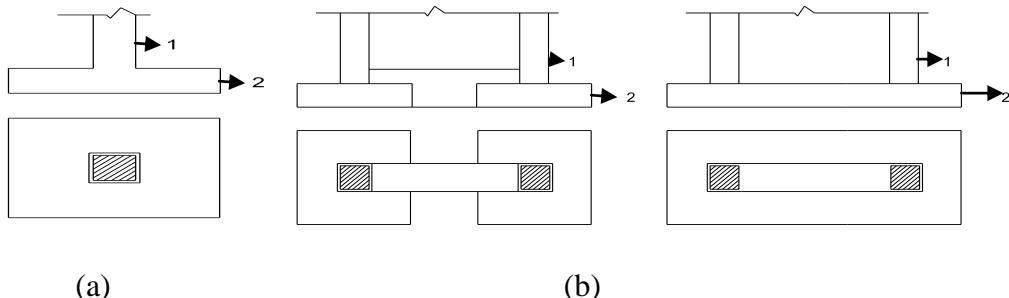
Didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung beban atau sebagai struktur lapisan tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk menahan beban diatasnya yang terletak tidak terlalu dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman  $\leq 3$  meter, misalnya : Pondasi telapak, pondasi menerus dan pondasi rakit.

a. Pondasi Telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan pada tanah pondasi. Terdapat beberapa macam pondasi telapak yaitu :

(S Sosrodarsono, K Nakazawa, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi ; hal 80 )

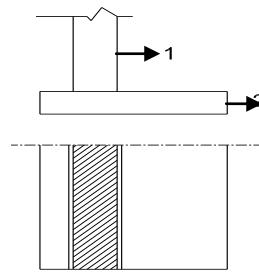
1. Pondasi tumpuan yang terdiri dari tumpuan setempat tumpuan kombinasi, tumpuan menerus.

### 2. Pondasi Pelat



Keterangan : 1. Kolom  
2. Plat

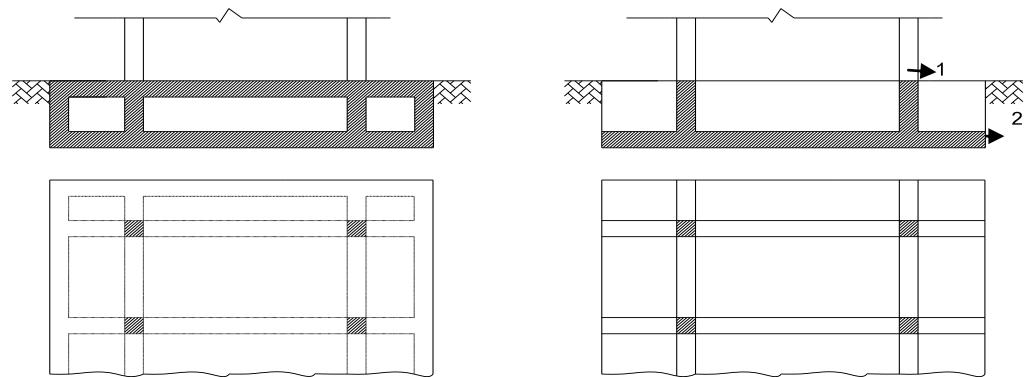
keterangan : 1. Kolom  
2. Plat



(c)

Keterangan : 1. Kolom

2. Plat



(d)

Keterangan : 1. Kolom

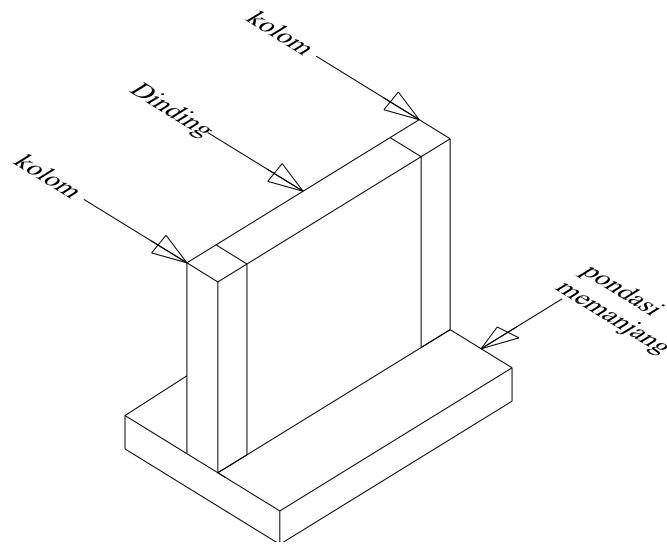
2. Plat

Gambar 2.1 jenis pondasi telapak

Keterangan :

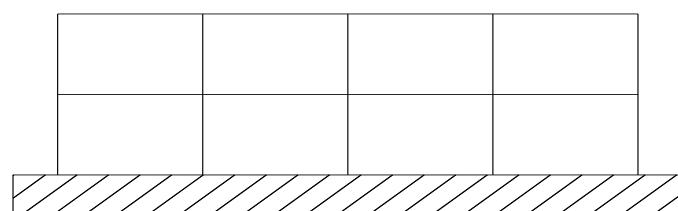
- (a). Tumpuan tunggal
- (b). Tumpuan kombinasi
- (c). Tumpuan menerus
- (d). Tumpuan pelat

b. Pondasi Memanjang adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain. (S Sosrodarsono, K Nakazawa, mekanika Tanah dan Teknik Pondasi ; hal 89 )



Gambar 2.2 Pondasi Memanjang

c. Pondasi Rakit adalah sebuah pondasi plat beton yang besar digunakan untuk mengelilingi permukaan satu atau lebih kolom dalam beberapa garis. Pondasi rakit digunakan apabila kapasitas daya dukung tanah tidak terlalu besar sehingga di dapatkan luasan pondasi yang melebihi 50 % dari luas permukaan struktur. ( Joseph E. Bowles, Analisis dan desain pondasi; hal 423 )



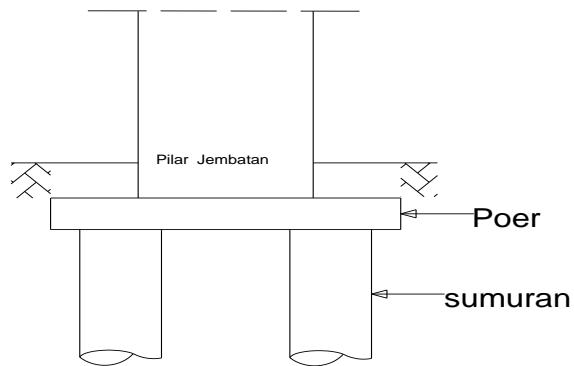
Gambar 2.3 Pondasi Rakit

## 2. Pondasi Dalam

Didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ketanah keras atau batuan yang terletak yang relative jauh dari permukaan tanah. Pondasi dalam umumnya mempunyai kedalaman  $\frac{D}{B} > 3$  meter dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B).

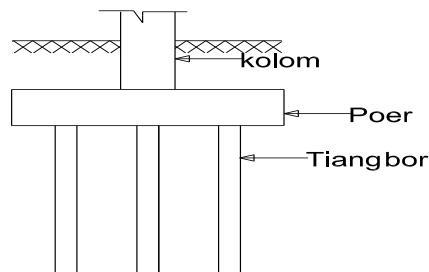
Macam-macam pondasi dalam :

- Pondasi Sumuran merupakan pondasi dalam yang dibuat dengan cara menggali lubang pada umumnya diisi beton, dengan tujuan untuk memindahkan beban dari suatu bangunan kepada lapisan pendukung yang baik.



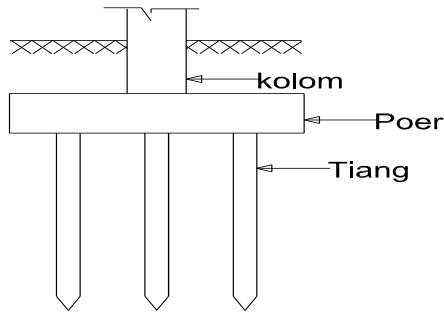
Gambar 2.4 Pondasi Sumuran

- Pondasi strauss adalah pondasi dalam yang dibuat dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu kemudian diisi dengan adukan beton.



Gambar 2.5 Pondasi Strauss (bor)

- c. Pondasi tiang pancang adalah pondasi dalam yang dimasukkan ke tanah dengan mendesak tanah disekitarnya. Pemakaian tiang pancang ini digunakan untuk pondasi suatu bangunan apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung, yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.



Gambar 2.6 pondasi tiang pancang

### 2.3 Dasar perencanaan pondasi strauss

Pondasi tiang bor atau strauss adalah pondasi dalam yang dibor dan dibuat dengan cara memberi sebuah lubang silinders hingga pada tanah keras atau kedalaman yang diinginkan yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban-beban dari struktur diatasnya dan sesudah itu diisi dengan adukan beton. Pondasi tiang bor mempunyai karakteristik khusus karena cara pelaksanaannya yang dapat mengakibatkan perbedaan perilakunya dibawah pembebanan dibandingkan dengan tiang pancang.

Prinsip-prinsip pelaksanaan tiang bor pada tanah yang tidak mudah longsor adalah sebagai berikut: (Hary C.H; Analisis dan Perancangan Fondasi II, hal 399)

1. Tanah digali dengan mesin bor sampai kedalaman yang dikehendaki.
2. Dasar lubang bor dibersihkan.

3. Tulangan yang telah dirakit dimasukkan ke dalam lubang bor.
4. Lubang bor diisi /di cor beton

Terdapat tiga metode pelaksanaan pembuatan tiang bor :

1. Metode kering
2. Metode basah
3. Metode casing

Berikut ini penjelasan masing-masing metode tersebut

a. Metode kering

Metode kering cocok digunakan pada tanah di atas muka air tanah yang ketika di bor dinding lubangnya tidak longsor, seperti lempung kaku homogen. Tanah pasir yang mempunyai sedikit kohesi juga lubangnya tidak mudah longsor jika di bor.

Metode kering juga dapat dilakukan pada tanah- tanah di bawah muka air tanah, jika tanahnya mempunyai permeabilitas rendah, sehingga ketika dilakukan pengeboran, air tidak masuk ke dalam lubang bor saat lubang masih terbuka. Pada metode kering, lubang dibuat dengan menggunakan mesin bor tanpa pipa pelindung (casing). Setelah itu, dasar lubang bor yang kotor oleh rontokan tanah dibersihkan. Tulangan yang telah di rangkai dimasukkan ke dalam lubang bor dan kemudian di cor.

b. Metode basah

Metode basah umumnya dilakukan bila pengeboran melewati muka air tanah, sehingga lubang bor selalu longsor bila dindingnya tidak ditahan. Agar lubang bor tidak longsor , di dalam lubang bor diisi dengan larutan tanah

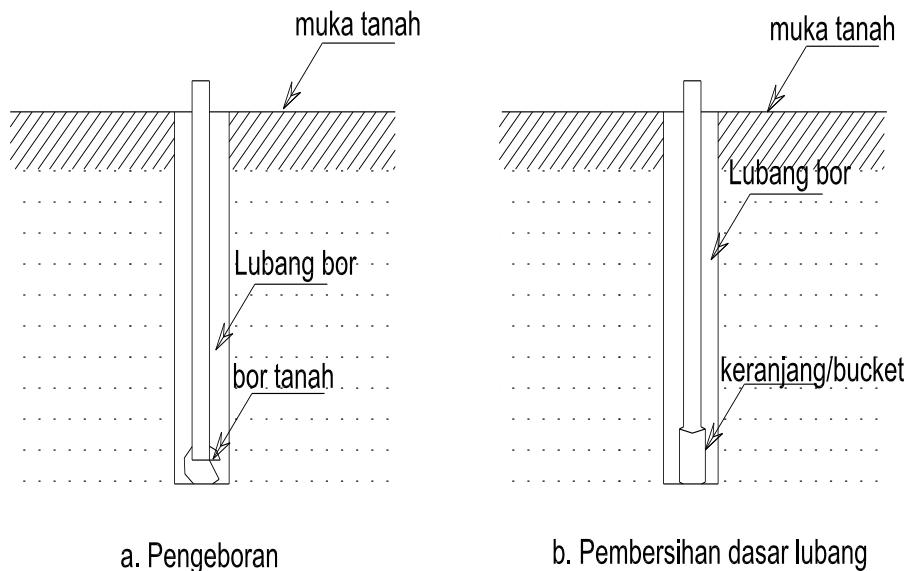
lempung/bentonite atau larutan polimer. Jadi, pengeboran dilakukan di dalam larutan. Jika kedalaman yang diinginkan telah tercapai, lubang bor dibersihkan dan tulangan yang telah dirangkai dimasukkan ke dalam lubang bor yang masih berisi cairan bentonite. Adukan beton dimasukkan ke dalam lubang bor dengan pipa tremie. Larutan bentonite akan terdesak dan terangkut ke atas oleh adukan beton. Larutan yang keluar dari lubang bor, di tampung dan dapat digunakan lagi untuk pengeboran di lokasi selanjutnya.

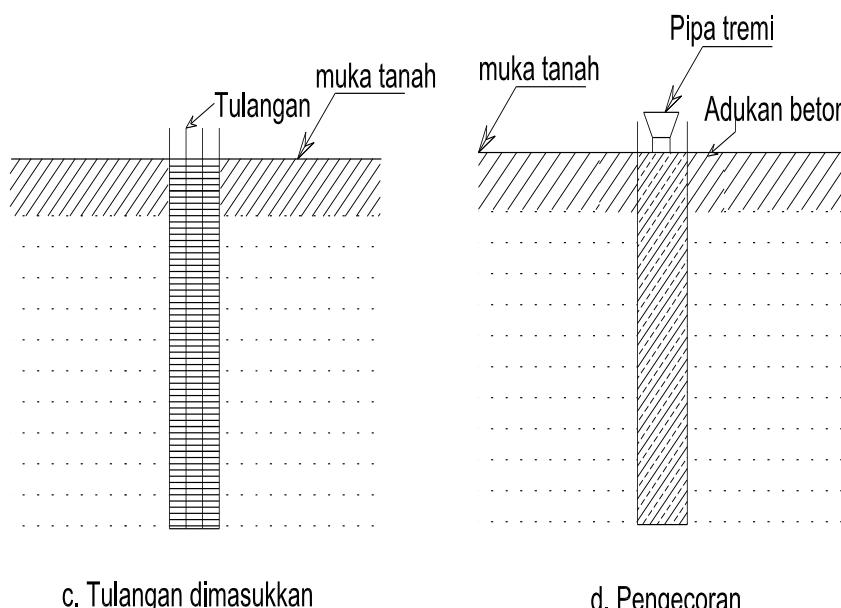
c. Metode casing

Metode ini digunakan bila lubang bor sangat mudah longsor, misalnya tanah di lokasi adalah pasir bersih dibawah muka air tanah. Untuk menahan agar lubang tidak longsor digunakan pipa selubung baja (casing). Pemasangan pipa selubung ke dalam lubang bor dilakukan dengan cara memancang , menggetarkan atau menekan pipa baja sampai kedalaman yang ditentukan. Sebelum sampai menebus muka air tanah, pipa selubung dimasukkan. Tanah di dalam pipa selubung di keluarkan saat penggalian atau setelah pipa selubung sampai kedalaman yang diinginkan. Larutan bentonite kadang-kadang digunakan untuk menahan longsornya dinding lubang, bila penggalian sampai di bawah muka air tanah. Setelah pipa selubung sampai pada kedalaman yang diinginkan, lubang bor lalu dibersihkan dan tulangan yang telah di rangkai dimasukkan ke dalam pipa selubung. Adukan beton dimasukkan ke dalam lubang (bila pembuatan lubang digunakan larutan, maka untuk pengecoran digunakan pipa tremie), dan pipa selubung di tarik ke atas, namun kadang-kadang pipa selubung ditinggalkan di tempat.

Cara pengerjaan pondasi tiang strauss adalah diuraikan di bawah ini :

1. Pada tiang tempat tiang strauss akan didirikan, dibuat lubang vertical dengan cara mengebor dengan alat bor sampai dengan kedalaman yang direncanakan
2. Setelah pengeboran selesai, lubang tersebut dimasukkan pipa baja. Ujung pipa tersebut dimasukkan sampai menempel pada dasar lubang bor.
3. Kemudian campuran beton tersebut dimasukkan kedalam pipa.
4. Campuran beton kering pada dasar pipa tersebut ditumbuk beberapa kali sambil pipa tersebut secara perlahan diangkat keatas. Setelah permukaan atas dari beton kering yang ditumbuk itu mencapai ketinggian yang sama dengan ujung pipa, maka penumbukan dihentikan.
5. Rangkaian tulangan bulat dimasukkan kedalam pipa dan kemudian dicor dengan beton cair yang sudah diaduk perbandingan semen, pasir. Bersamaan dengan pengecoran, beton cair tersebut dipadatkan dengan vibrator dan pipa diangkat perlahan sampai seluruh lubang terisi dengan beton.





2.7 Gambar pembuatan tiang strauss

Adapun keuntungan dari pondasi strauss adalah :

1. Kedalaman tiang dapat divariasikan
2. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
3. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang direncanakan, dengan diameter besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau lunak.

Disamping itu kerugiannya antara lain:

1. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
2. Air yang mengalir ke lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, gangguan pada pengecoran, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
3. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

Pengendalian mutu pondasi tiang bor harus dimulai dengan pengetahuan mengenai tanah dimana konstruksi hendak dilaksanakan. Kondisi tanah yang mudah longsor seperti adanya pasir lepas atau sedang, mengharuskan kontraktor untuk memobilisasi peralatan ekstra, misalnya casing, dan membutuhkan waktu lebih lama. Penyelidikan tanah harus memberikan informasi yang memadai karena masalah yang muncul dapat bervariasi.

Hal-hal tak terduga yang muncul akibat kondisi tanah yang tidak di antisipasi dapat menimbulkan pertikaian, karena dapat mengakibatkan perpanjangan waktu untuk atau peningkatan biaya yang signifikan. Karena itu sebelum proses konstruksi dimulai perlu diperhatikan hal-hal berikut :

(Paulus P. Rahardjo; Manual Pondasi Tiang, hal 52)

1. Adanya lapisan tanah pasir dibawah muka air tanah.
2. Adanya kerikil
3. Adanya bekas-bekas bangunan lama
4. Tanah timbunan
5. Lapisan batuan induk
6. Muka air tanah

Untuk perencanaan (Design), tiang dapat dibagi menjadi 2 golongan:

1. Tiang yang tertahan pada ujung

Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan yang keras hingga beban bangunan dipikul pada lapisan ini. Bila lapisan ini merupakan batu keras maka penentuan daya dukung tiang tidak menjadi soal. Daya dukung dalam hal ini tergantung pada kekuatan tiang sendiri dan dapat dihitung dari tegangan yang

diperbolehkan bahan tiang. Apabila lapisan keras terdiri dari pasir maka daya dukung tiang tergantung pada sifat-sifat pasir tersebut dan kita harus dapat mengetahui besarnya gaya melawan lapisan tersebut terhadap ujung tiang.

## 2. Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dan tanah.

Tiang semacam ini juga disebut tiang terapung atau floating piles. Bila tiang semacam ini dimasukkan dalam pasir maka sebagian besar daya dukungnya masih tergantung pada perlawanan pada ujungnya dan dapat dihitung dari hasil sondir dan bilamana tiang ini dimasukkan dalam lapisan lempung maka perlawanan ujung akan lebih kecil dari perlawanan akibat pelekatan antara tiang dengan tanah, karena itu, untuk menghitung daya dukung tiang ini dalam lempung kita harus dapat menentukan besarnya gaya pelekatan antara tiang dan tanah.

### 2.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor atau Strauss

Daya dukung (bearing capacity) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan diatasnya tanpa terjadi keruntuhan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi telah melampaui daya dukung dan tegangan geser batasnya maka akan berakibat keruntuhan pada pondasi.

Untuk mencari daya dukung pondasi bor sama seperti mencari daya dukung pondasi tiang pada umumnya. Untuk menentukan daya dukung tiang dapat ditentukan dengan melihat kemampuan tiang itu sendiri atau kekuatan tanah.

Dalam mengukur kemampuan tiang bor berdasarkan kekuatan bahan tiang dapat dipakai rumus :

(Sardjono H. S; Pondasi Tiang Pancang 1: hal 42 )

$$P_{tiang} = \sigma_{bahan} \times A_p$$

Dimana :  $P_{tiang}$  = Kekuatan yang diizinkan pada tiang (kg)

$\sigma_{bahan}$  = Tegangan tekan izin bahan tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

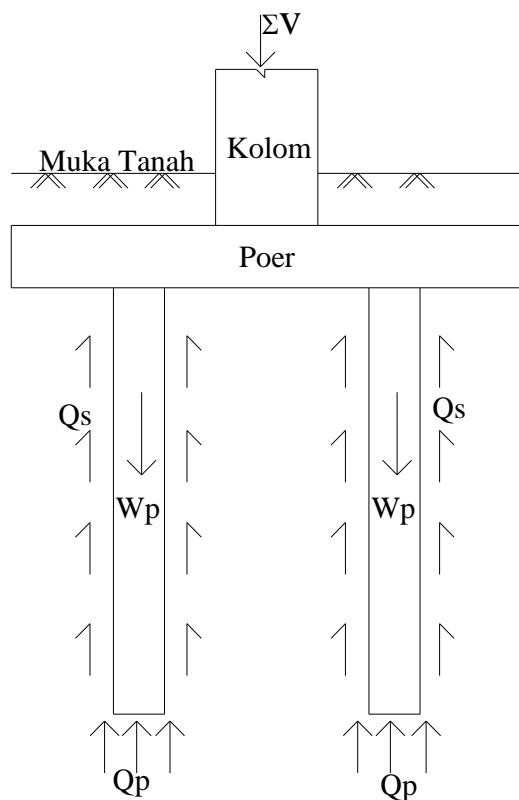
$A_p$  = Luas penampang tiang ( $\text{cm}^2$ )

Untuk mencari luas penampang tiang bor yaitu :

$$A_p = \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

Daya dukung pondasi bor mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung bawah ultimit dan tahanan selimut tiang yang dapat dinyatakan dalam persamaan : (Rahardjo P. P; Manual pondasi tiang edisi 3: hal 53)

$$Qu = Qp + Qs - Wp$$



Gambar 2.8 Kerja  $Q_p$  dan  $Q_s$

Dimana :  $Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang (kg)

$Q_p$  = Daya dukung ujung tiang(kg)

$Q_s$  = Daya dukung selimut tiang (kg)

$W_p$  = Berat sendiri tiang (kg)

Dan untuk  $W_p$  dengan rumus:

$$W_p = \frac{1}{4} \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}}$$

#### 2.4.1 Daya Dukung Ujung Tiang

Daya dukung ujung tiang (*end bearing*) ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang tersebut. Daya dukung ultimit pada ujung tiang bor dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = q_p \cdot A$$

Dimana :  $Q_p$  = Daya Dukung ultimit tiang (kg)

$q_p$  = Tahanan ujung per satuan luas ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$A$  = Luas penampang tiang bor ( $\text{cm}^2$ )

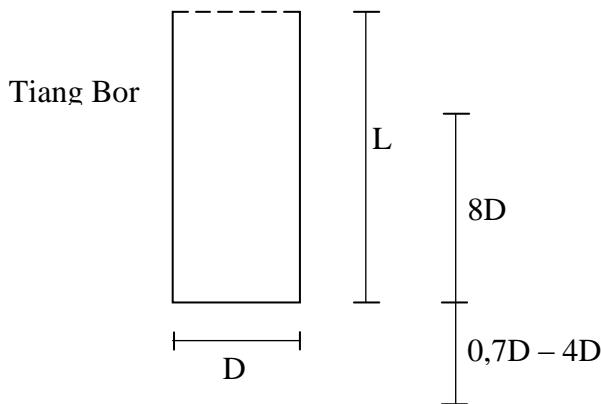
(Rahardjo P. P; Manual pondasi tiang edisi 3: hal 53)

Untuk mencari luas penampang tiang bor yaitu :

$$A_p = \frac{1}{4} \pi \times d^2$$

Perlawanannya ujung sondir ( $q_c$ ) menurut Begemann ditinjau hingga jarak 8D diatas ujung tiang dan 0,7D hingga 4D dibawah ujung tiang dengan  $D$  adalah diameter atau sisi tiang. Sehingga daya dukung ujung pondasi tiang bor dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{q_c_1 + q_c_2}{2} \times A$$



Gambar 2.9. Peninjauan perlawanan ujung sondir

#### 2.4.2 Daya Dukung Selimut

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat dituliskan dalam bentuk :

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p$$

dimana :

$Q_s$  : daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

$f_s$  : gesekan selimut tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$L$  : panjang tiang (cm)

$p$  : keliling penampang tiang (cm)

Gesekan selimut tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Untuk tanah kohesif dan non kohesif dapat menggunakan rumus sebagai berikut :

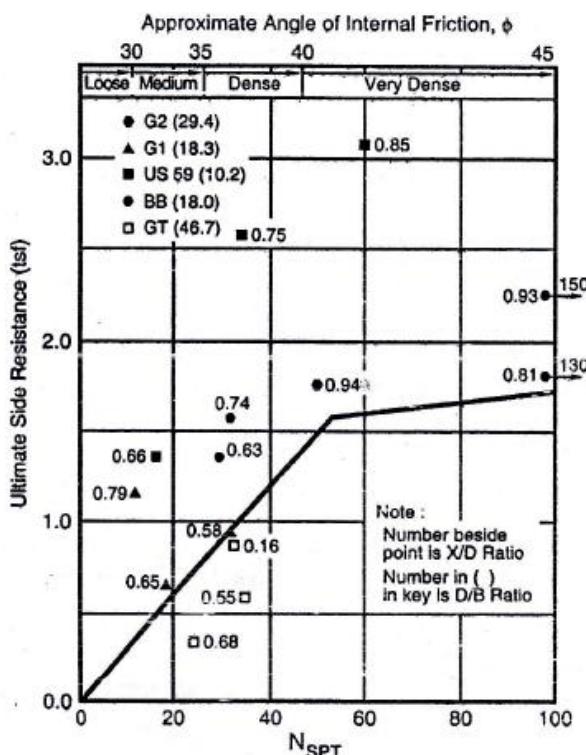
$$\text{Tanah kohesif : } f_s = a \cdot c_u$$

dimana :

$a$  : faktor adhesi

$c_u$  : kohesi tanah ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

Berdasarkan hasil penelitian Resee, faktor koreksi terhadap adhesi ( $\alpha$ ) dapat diambil sebesar 0,55. Pada tanah non kohesif, nilai  $f_s$  dapat diperoleh dengan korelasi langsung dengan  $N_{SPT}$ .



Gambar 2.10. Hubungan tahanan selimut ultimit terhadap  $N_{SPT}$

Perhitungan daya dukung selimut tiang dapat dimodifikasi sebagai berikut :

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot l_i \cdot p$$

dimana :

$Q_s$  : daya dukung ultimit selimut tiang

$f_{si}$  : gesekan selimut tiang per satuan luas pada segmen ke i

$l_i$  : panjang segmen tiang ke i

p : keliling penampang tiang

### 2.4.3 Daya Dukung Ijin dan Faktor Keamanan

Sedangkan daya dukung ijin pondasi untuk beban aksial ( $Q_a$  atau  $Q_{all}$ ) diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit ( $Q_u$ ) dengan suatu faktor keamanan (FK) baik secara keseluruhan maupun secara terpisah dengan menerapkan faktor keamanan pada daya dukung selimut tiang dan pada tahanan ujungnya. Sehingga daya dukung ijin tiang dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{FK}$$

Dimana :  $Q_{izin}$  = Daya dukung izin tiang (kg)

$Q_u$  = Daya dukung ultimit tiang (kg)

FK = Faktor keamanan

atau

$$Q_a = \frac{Q_p}{FK_{ujung}} + \frac{Q_s}{FK_{selimut}}$$

Penentuan nilai faktor keamanan (FK) yang digunakan pada perencanaan dapat menggunakan klasifikasi struktur bangunan menurut Pungsley (1966) yang dituangkan dalam tabel berikut :

Tabel 2.1. Faktor keamanan untuk pondasi tiang

Klasifikasi struktur bangunan	Bangunan monumental	Bangunan permanen	Bangunan sementara
Probabilitas kegagalan yang dapat diterima	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$
FK (pengendalian baik)	2,3	2,0	1,4
FK (pengendalian normal)	3,0	2,5	2,0
FK (pengendalian kurang)	3,5	2,8	2,3
FK (pengendalian buruk)	4,0	3,4	2,8

1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar dan lain-lain.
2. Bangunan permanen, umumnya adalah gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api yang memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.

Faktor-faktor lain kemudian ditentukan berdasarkan tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi.

1. Pengendalian baik : kondisi tanah cukup homogen dan kontruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional, terdapat informasi uji pembebanan di atau di dekat lokasi proyek dan pengawasan kontruksi dilakukan secara ketat.
2. Pengendalian normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
3. Pengendalian kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.
4. Pengendalian buruk : kondisi tanah amat buruk dan sulit ditentukan, penyelidikan geoteknik tidak memadai.

#### 2.4.4 Daya Dukung Kelompok Tiang

Penentuan daya dukung vertikal sebagai tiang dalam kelompok perlu dihitung terlebih dahulu efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung vertikal sebuah tiang tidak sama besarnya dengan tiang yang berada pada satu kelompok. Perhitungan jumlah tiang yang dibutuhkan pada satu titik kolom menggunakan gaya aksial yang terjadi, seperti pada rumus berikut :

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}}$$

dimana :

$n$  : jumlah tiang

$V$  : gaya aksial yang terjadi (kN)

$Q_{ijin}$  : daya dukung ijin tiang (kN)

Beberapa persamaan efisiensi sering digunakan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun belum ada peraturan bangunan yang secara khusus menetapkan cara tertentu untuk menghitungnya. Persamaan-persamaan yang digunakan didasarkan pada susunan tiang, dengan mengabaikan panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan muka air tanah.

Efisiensi  $\eta$  adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok terhadap jumlah tahanan kulit masing-masing tiang. Misalkan banyaknya baris adalah ( $n$ ) dan banyaknya kolom ( $m$ ) dan jarak masing-masing tiang ( $s$ ), maka banyaknya tiang  $K = m.n$ .

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{tiang}}{n \times Ql_{tiang}}$$

Penentuan daya dukung vertikal kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus dibawah ini :

$$Q_{tiang} = \eta \cdot n \cdot Q_{1tiang}$$

dimana :

$Q_{tiang}$  : daya dukung yang diijinkan untuk sebuah tiang dalam kelompok

$Q_{1tiang}$  : daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

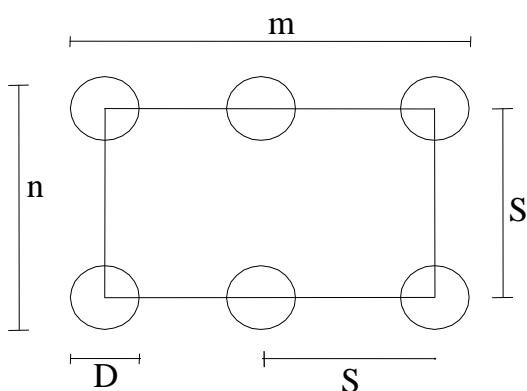
$n$  : jumlah tiang

$\eta$  : Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

1. Jarak antara tiang dalam kelompok

syarat jarak tiang :



Gambar 2.11. Skema jarak antar tiang

- $S \geq 2,5D$

Jika terlalu rapat, kemungkinan tiang berdekatan akan terangkat pada saat pemancangan.

- $S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m + n) - 2}$

Syarat agar efisiensi,  $\eta < 1$  dan konstruksi akan aman.

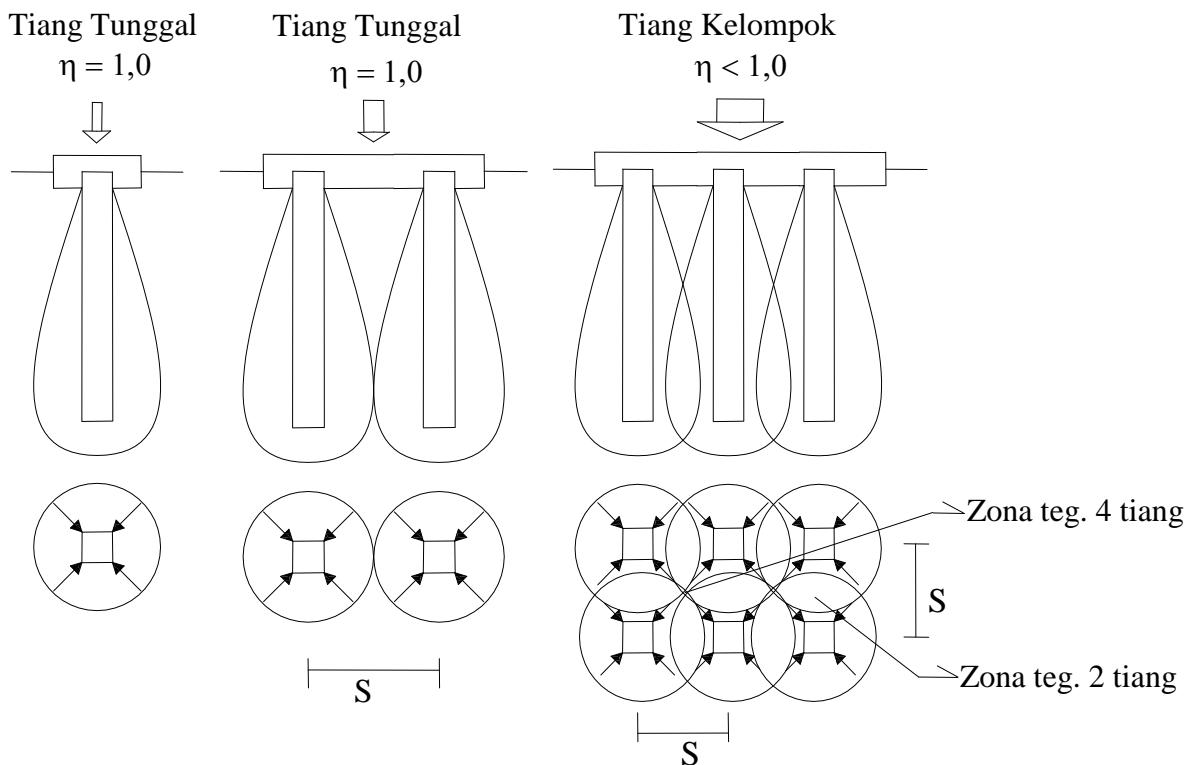
- $S \leq 2,00 \text{ m}$

Jika terlalu renggang, konstruksi poer akan mahal.

- $S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n}{(m + n) - 2}$

Konstruksi akan lebih ekonomis tetapi kurang aman.

Kontribusi daya dukung tiang yang dihasilkan dari lekatan atau friksi kulit tiang dengan tanah di sekeliling tiang (lihat sketsa) (*bowles JE, 1984*).



Gambar 2.12. Skema kontribusi daya dukung tiang

## 2.4.5 Efisiensi Kelompok Tiang (Eg)

Berikut beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang :

### 1. Formula sederhana

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

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

dimana :

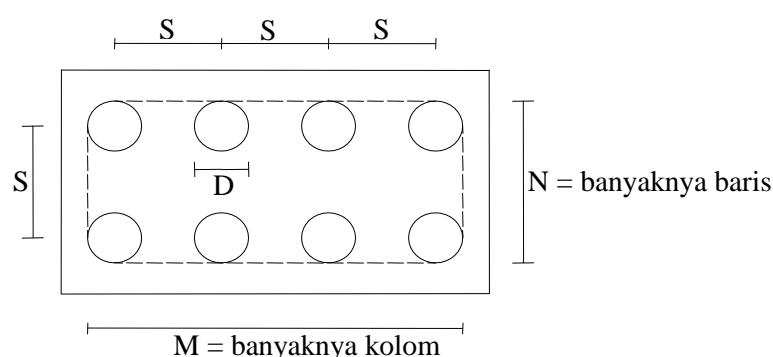
$m$  : jumlah tiang pada deretan baris

$n$  : jumlah tiang pada deretan kolom

$s$  : jarak antar tiang

$D$  : diameter atau sisi tiang

$p$  : keliling dari penampang tiang



Gambar 2.13. Skema efisiensi kelompok tiang

### 2. Formula Converse-Labarre

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

dimana :

m : jumlah tiang pada deretan baris

n : jumlah tiang pada deretan kolom

$\theta$  :  $\tan^{-1} (D/s)$ , dalam derajat

s : jarak antar tiang

D : diameter atau sisi tiang

p : keliling dari penampang tiang

### 3. Formula Los Angeles

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

Dimana besaran-besaran pada persamaan di atas sesuai dengan definisi sebelumnya.

### 4. Formula Seiler-Keeney

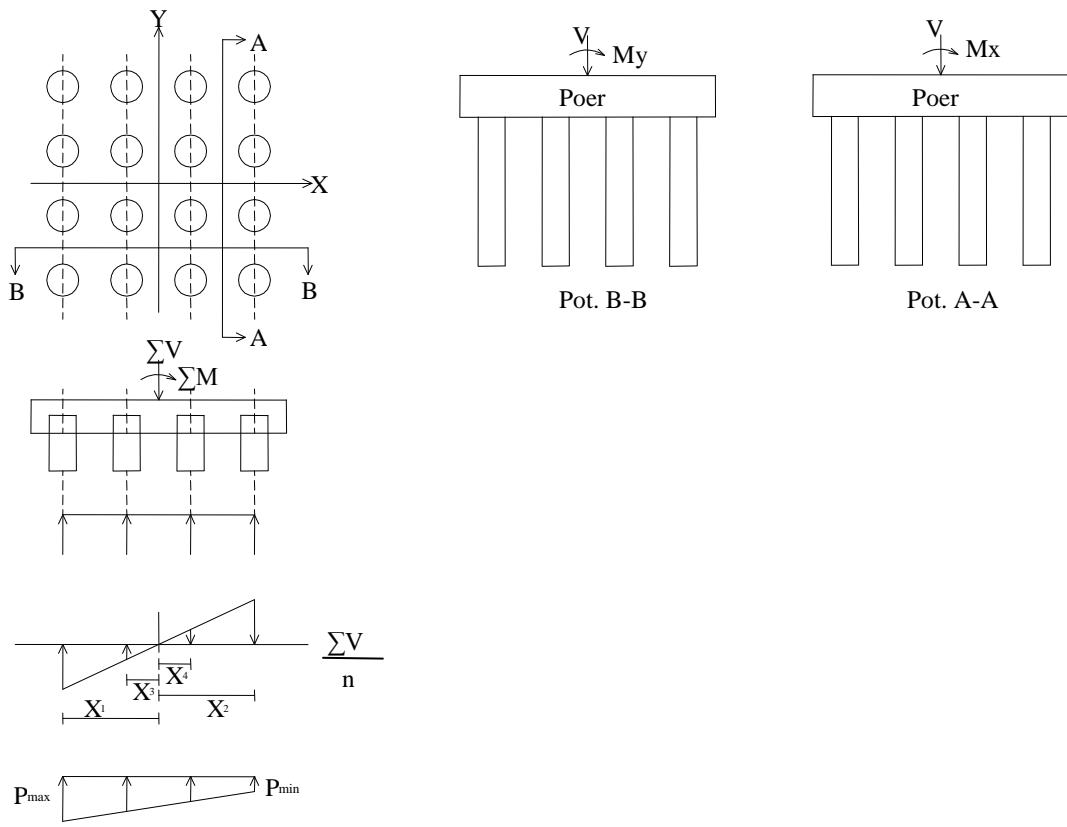
$$Eg = \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam satuan meter.

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah. Beban sentris adalah jika garis kerja beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris (x-x) dan (y-y).

Beban eksentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disembarang titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja dan beban eksentris dua arah adalah jika garis kerja beban tidak bekerja di (x-x) maupun (y-y).

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah.



Gambar 2.14. Skema pondasi tiang kelompok

Dari gambar di atas dapat dirumuskan :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{My \cdot X_{\max}}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

dimana :

$P_{\max}$  : Beban maksimum yang diterima oleh tiang (kN)

$P_{\text{total}}$  : Beban vertikal yang diterima oleh kelompok tiang (kN)

$n$  : Banyaknya jumlah tiang (buah)

$X_{\max}$  : Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu X (m)

$Y_{\max}$  : Jarak terjauh tiang kepusat berat kelompok tiang searah sumbu Y (m)

$M_x$  : Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x (kNm)

$M_y$  : Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y (kNm)

$n_x$  : Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x (buah)

$n_y$  : Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y (buah)

$\sum X^2$  : Jumlah kuadrat absis tiang ( $m^2$ )

$\sum Y^2$  : Jumlah kuadrat ordinat tiang ( $m^2$ )

Apabila dalam merencanakan pondasi tiang bor kontrol daya dukung tidak memenuhi, maka dalam perencanaan kita dapat menambah daya dukung dengan cara menyesuaikan kedalaman dan diameter tiang.

## 2.5 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung penurunan kelompok tiang, diantarnya yaitu :

- Metode Vesic (1977)

Beberapa penyelidikan tentang penurunan tiang kelompok yang telah dilaporkan dalam literatur memiliki hasil yang sangat beragam. Hubungan yang paling sederhana untuk menentukan penurunan tiang kelompok diberikan Vesic sebagai

berikut :

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

$S_g$  = penurunan kelompok tiang (cm)

$S$  = penurunan pondasi tiang tunggal (cm)

$B_g$  = lebar kelompok tiang (cm)

$D$  = diameter tiang (cm)

## 2.6 Pembebaan

Suatu pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari :

- Beban Mati

Sesuai dengan Peraturan Pembelaan Indonesia Untuk Gedung 1983, maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
- Pasangan bata merah (½ batu) : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Spesi per cm tebal : 21 kg/cm<sup>2</sup>
- Berat tegel per cm tebal : 22 kg/cm<sup>2</sup>

- Beban Hidup

Beban hidup akibat fungsi bangunan sesuai PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

- Bangunan rumah tinggal = 200 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Gempa (di atas muka tanah)

Berdasarkan SNI 1726 – 2002, beban gempa yang di analisis menggunakan analisis statistik ekivalen adalah sebagai berikut :

$$V = \frac{c_i \cdot I}{R} \cdot W_t$$

dimana :

V : Gaya geser rencana total akibat beban gempa

C<sub>i</sub> : faktor respon gempa

I : faktor keutamaan gedung

R : faktor reduksi gempa

T : Waktu getar alami fundamental struktur gedung

W<sub>t</sub> : Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

- Berat Total Gedung

Perhitungan massa bangunan di gunakan sebagai beban gempa yang akan bekerja pada pusat massa bangunan.

- Beban Gempa Nasional Statik Ekivalen ( F<sub>i</sub> )

$$F_i = \frac{w_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot z_i} \cdot V$$

dimana :

W<sub>i</sub> : Berat lantai ke – i termasuk beban hidup

z<sub>i</sub> : Ketinggian lantai tingkat ke – i

n : Jumlah Tingkat

## 2.7 Sondir atau Cone Penetration Test (CPT)

Daya dukung yang dapat ditahan oleh tanah sangat bervariasi dan tergantung dari macam atau jenis dan kepadatan dari tanah yang bersangkutan. Salah cara untuk mengetahuinya adalah dengan cara penyondiran. Maksud dari pada sondir atau Cone Penetration Test (CPT) adalah salah satu survey lapangan yang berguna untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Dari tes ini didapatkan nilai perlawanan penetrasi konus. Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dalam gaya per satuan luas. Sedangkan hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya per satuan panjang. Nilai perlawanan penetrasi konus dan hambatan lekat dapat diketahui dari bacaan pada manometer.

Komponen utama sondir adalah konus yang dimasukkan kedalam tanah dengan cara ditekan. Tekanan pada ujung konus pada saat konus bergerak kebawah karena ditekan, dibaca pada manometer setiap kedalaman 20 cm. Tekanan dari atas pada konus disalurkan melalui batang baja yang berada didalam pipa sondir (yang dapat bergerak bebas, tidak tertahan pipa sondir). Demikian juga tekanan yang diderita konus saat ditekan kedalam tanah, diteruskan melalui batang baja didalam pipa sondir tersebut ke atas, ke manometer.

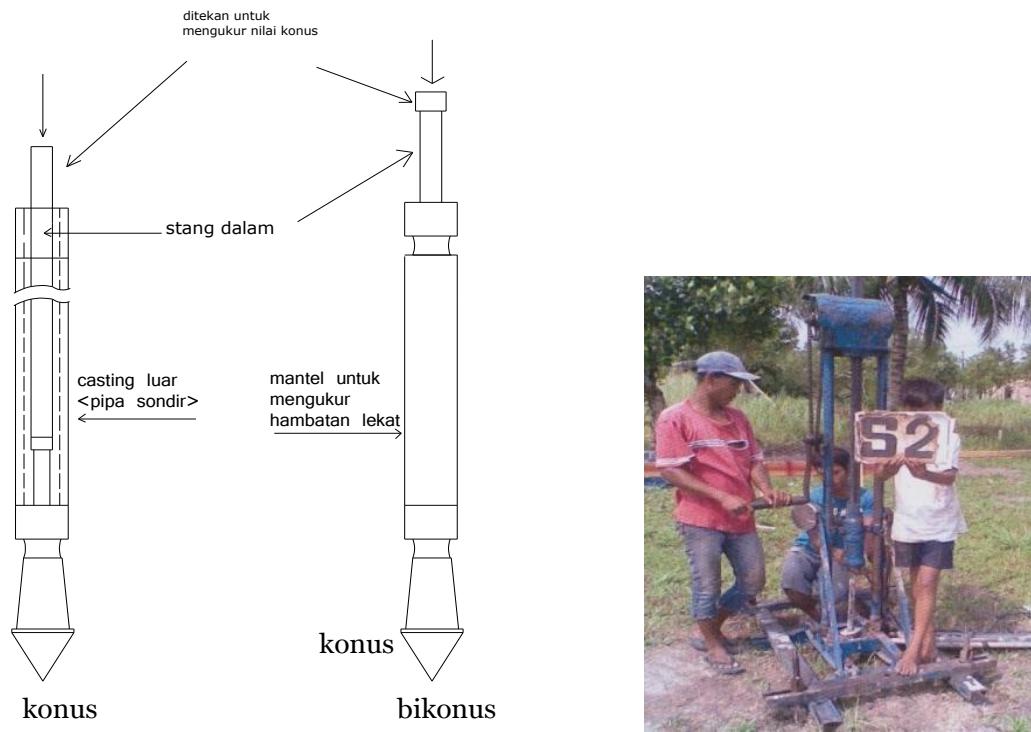
Uji sondir (Cone Penetration Test atau CPT) saat ini merupakan salah satu uji lapangan yang secara luas telah diterima oleh para praktisi dan perencana geoteknik. Uji sondir ini telah menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan (stratifikasi) tanah, karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung (qc) dan gesekan selimutnya (fs).

Keuntungan yang diperoleh dari penggunaan alat sondir adalah :

1. Baik untuk lapisan tanah lempung
2. Dapat dengan cepat menentukan letak lapisan tanah keras
3. Dapat digunakan untuk menghitung (memperkirakan) daya dukung lapisan tanah lempung dengan mempergunakan rumus empiris

Kerugiannya adalah :

1. Tidak dapat digunakan untuk lapisan tanah yang berbutir kasar terutama lapisan tanah yang mengandung kerikil dan batu.
2. Hasil penyondiran sangat meragukan apabila letak alat tidak vertikal atau konus/bikonus tidak bekerja dengan baik.



Gambar 2.15 Alat sondir serta pelaksanaan sondir

Tabel 2.2 Hubungan konsistensi,identifikasi dan kuat tekan bebas ( $q_u$ )

Konsistensi tanah lempung	Identifikasi dilapangan	$q_u$ ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )
Sangat lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan kepalan tangan	< 0,25
Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan ibu jari	0,25-0,50
Sedang	Dapat ditembus beberapa inchi dengan kekuatan sedang dengan ibu jari	0,50-1,00
Kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari	1,00-2,00
Sangat kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari, tetapi dengan kekuatan besar	2,00-4,00
keras	Dengan kesulitan, melekuk bila ditekan dengan ibu jari	> 4,00

(Sumber: Sosrodarsono dan Nakazawa, 1983)

Tabel 2.3 Konsistensi Tanah

Konsistensi Tanah	qc (kg/cm <sup>2</sup> )
Tanah Sangat Lunak	<5
Lunak	5-10
Teguh	10-20
Kenyal	20-40
Sangat Kenyal	40-80
Keras	80-150
Sangat Keras	>150

(Sumber: Sosrodarsono, 1977)

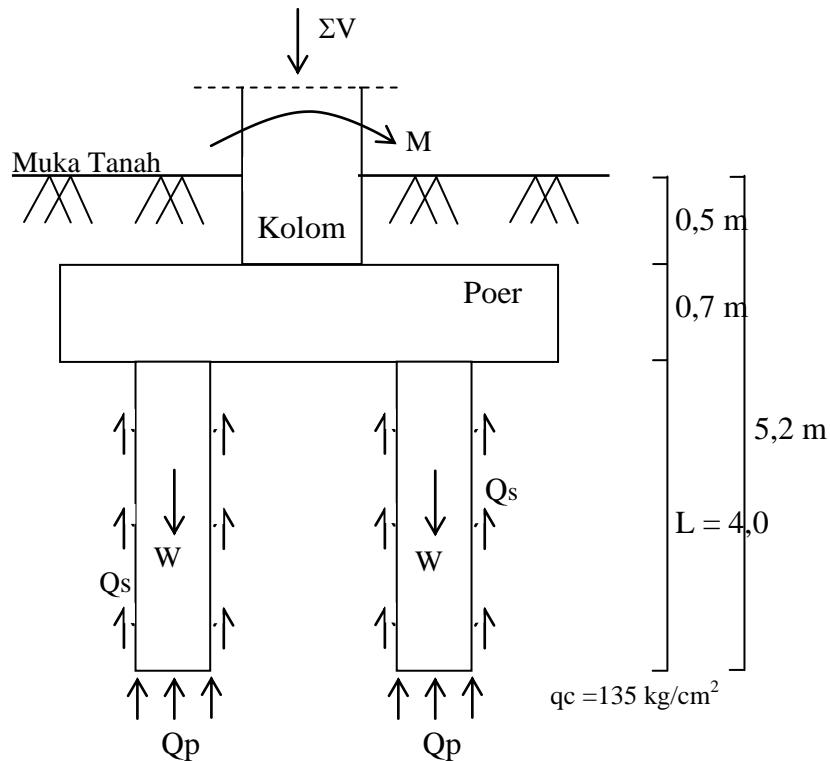
## **BAB III**

### **ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA**

#### **3.1 Gambaran Umum Proyek**

- a. Pembangunan : Gedung rumah susun Universitas Islam Malang
- b. Jenis pondasi : Sumuran
- c. Diameter pondasi : 100 cm
- d. Kedalaman pondasi : 5,2 m.
- e. Data tanah : Sondir
- f. Luas bangunan : 1152 m<sup>2</sup>
- g. Tinggi bangunan : 14,55 m
- h. Jumlah lantai : 5 lantai
- i. Struktur bangunan : beton bertulang.
- j. Data tanah sondir :  $q_c = 135 \text{ kg/cm}^2$

### 3.2 Data Perencanaan Pondasi Strauss



#### 3.2.1 Spesifikasi umum

- a. Fungsi bangunan : Tempat Tinggal
- b. Struktur atas : Portal beton bertulang
- c. Lantai tingkat : Plat beton bertulang
- d. Kuat tekan beton ( $f'_c$ ) : 35 Mpa
- e. Tegangan leleh ( $f_y$ ) : 390 Mpa
- f. Bentang memanjang : 60 m
- g. Bentang melintang : 19,20 m
- h. Tinggi bangunan : 14,55 m
- i. Data Tanah : Sondir (*Cone Penetration Test*)

j. Struktur bawah : Pondasi strauss

k. Zona gempa : Wilayah gempa 4

### **3.2.2 Pedomaan Perencanaan**

1. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung ( PPIUG ) 1983
2. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
3. SNI 03-1726-2003 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung)

### **3.2.3 Pengolahan Data**

Data tanah yang digunakan adalah data tanah sondir (CPT) Berdasarkan tabel 2.3 untuk data tanah sondir,  $qc = 80 \text{ kg/cm}^2$  terletak pada lapisan tanah keras. Kedalaman lapisan tanah keras terletak di kedalaman 5,2 m. Nilai ini akan digunakan sebagai acuan penempatan ujung pondasi tiang bor.

### **3.2.4 Pembebanan**

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi bangunan dan beban lateral akibat gempa. Notasi pembebanan dinyatakan sebagai berikut :

- D : Beban mati
- L : Beban hidup
- E : Beban gempa

Berat mati dari material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1983 sebagai berikut :

- Beton bertulang :  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Pasangan bata merah ( $\frac{1}{2}$  batu) :  $250 \text{ kg/m}^2$

- Spesi per cm tebal : 21 kg/cm<sup>2</sup>
- Berat tegel per cm tebal : 22 kg/cm<sup>2</sup>

Sedangkan beban hidup akibat fungsi bangunan sesuai PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

- Bangunan rumah tinggal : 200 kg/cm<sup>2</sup>

### **3.2.5 Dimensi Balok dan Kolom**

#### 1. Balok

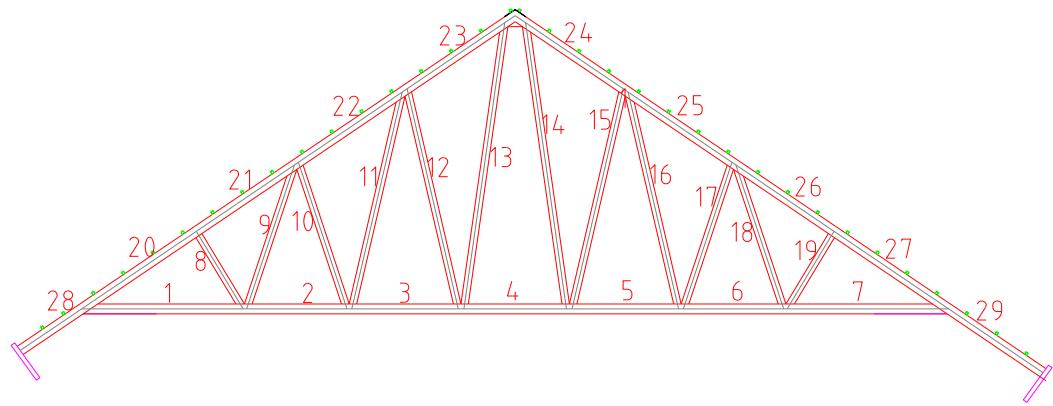
- $B1A = B1B = B1C = 20 \times 40 \text{ cm}$
- $B2A = B2B = B2C = 25 \times 45 \text{ cm}$

#### 2. Kolom

- $K1 = K4 = K5 = K6 = K7 = 30 \times 50 \text{ cm}$
- $K2 = K3 = 30 \times 30 \text{ cm}$
- $K8 = 25 \times 25 \text{ cm}$
- $Kp1 = 15 \times 20 \text{ cm}$

### 3.3 Perhitungan Pembebatan atap

#### 3.3.1 Perhitungan panjang batang

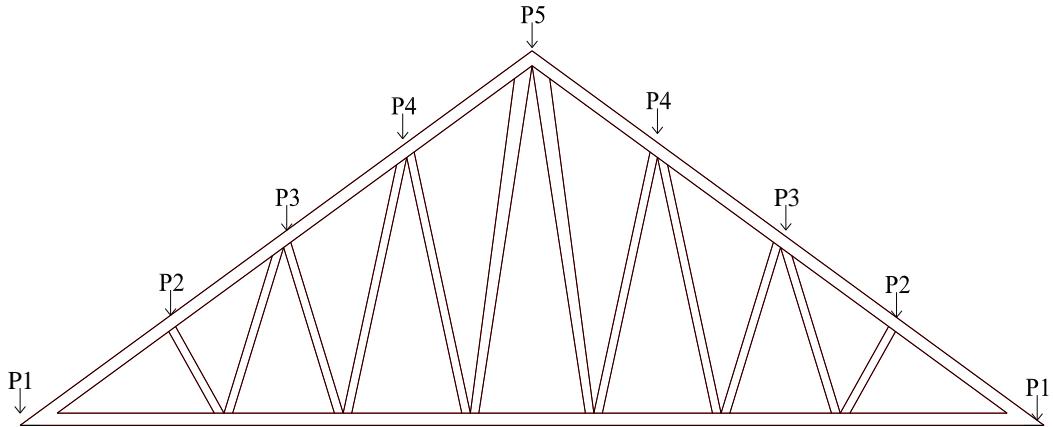


Tabel 3.1 Panjang Batang

No batang	Panjang batang (m)
1	1,1025
2	0,685
3	0,7275
4	0,7
5	0,7275
6	0,685
7	1,1025
8	0,635
9	1,07
10	1,07
11	1,5725
12	1,5725
13	2,015
14	2,015

15	1,5725
16	1,5725
17	1,07
18	1,07
19	0,635
20	0,9575
21	0,8175
22	0,865
23	0,9025
24	0,9025
25	0,865
26	0,8175
27	0,9575
28	0,5125
29	0,5125

### 3.3.2 Pembebaan Kuda-kuda



➤ Beban kuda-kuda

- Berat sendiri kuda-kuda

$$P_{\text{total}} = (L+2) \times \text{panjang bentang} \times \text{jarak antar kuda-kuda}$$

$$= (6,57+2) \times 6,57 \times 4,5$$

$$= 253,372 \text{ kg}$$

- Beban tiap simpul

( n = jumlah titik simpul)

$$P_{\text{simpul}} = P_{\text{total}} / n$$

$$= 253,372 / 8$$

$$= 31,672 \text{ kg}$$

- Beban simpul tepi

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot P$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 31,672$$

$$= 15,836 \text{ kg}$$

- Beban simpul tengah

$$P_2 = P_3 = P_4 = 31,672 \text{ kg}$$

- Beban simpul puncak

$$P_5 = 31,672 \text{ kg}$$

- Beban atap

$$\text{Berat atap zincalum} = 12 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jarak antar kuda-kuda} = 4,5 \text{ m}$$

$$P = \text{berat atap} \times \text{jarak antar kuda-kuda} \times \text{jarak antar titik simpul}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tepi (P1)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5125) \\ &= 53,5275 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (P2)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,8175) \\ &= 45,925 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (P3)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,8175 + 0,5 \times 0,865) \\ &= 45,4275 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (P4)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,865 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= 47,7225 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul puncak (P5)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9025 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= 48,735 \text{ kg} \end{aligned}$$

➤ Beban gording

Profil gording (Light Lip Channels) =  $75 \times 45 \times 15 \times 2,3$

Berat gording = 3,25 kg/m

P = berat profil gording x jarak antar kuda-kuda

$$\text{Simpul tepi (P1)} = 3,25 \times 4,5$$

$$= 14,625 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul tengah (P2,P3,P4)} = 3,25 \times 4,5$$

$$= 14,625 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul puncak (P5)} = 3,25 \times 4,5$$

$$= 14,625 \text{ kg}$$

Tabel 3.2 Total Akibat Beban Mati

	P1	P2	P3	P4	P5
B.S kuda-kuda	15,836	31,672	31,672	31,672	31,672
Beban Atap	53,5275	45,925	45,4275	47,7225	48,735
Beban gording	14,625	14,625	14,625	14,625	14,625
Beban Total	83,9885	92,222	91,7245	94,0195	95,032

$$\text{Total beban mati kuda-kuda} = P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P4 + P3 + P2 + P1$$

$$= 83,9885 + 92,222 + 91,7245 + 94,0195 + 95,032 +$$

$$94,0195 + 91,7245 + 92,222 + 83,9885$$

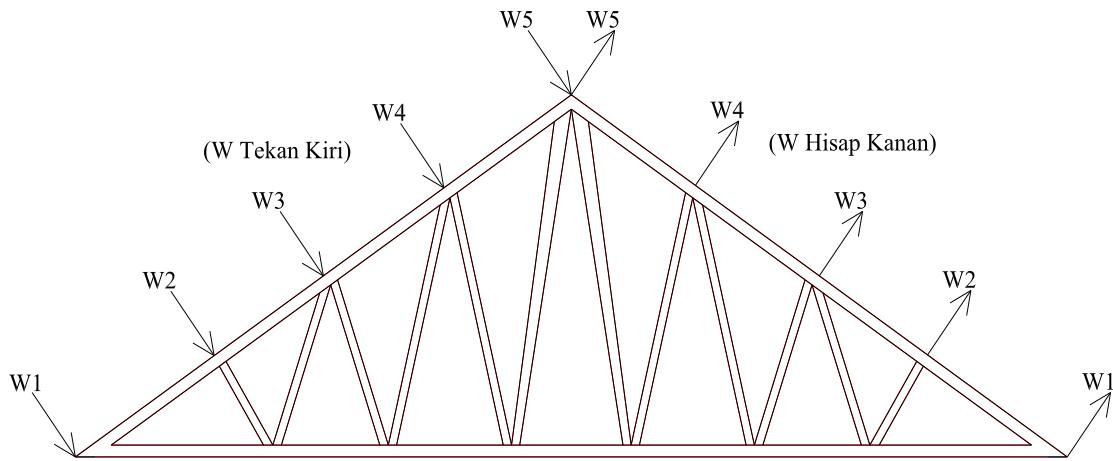
$$= 818,941 \text{ Kg}$$

$$RA=RB = 876,193/2 = 438,097 \text{ kg}$$

- Beban angin tekan kiri dan angin hisap kanan
- Beban angin tekan kiri

$$W = \text{tekanan angin } 40 \text{ kg/m}^2$$

Jarak antar kuda-kuda = 4,5 m



$$\text{Besar angin tekan} = C1 = (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \times \text{tekanan angin}$$

$$= (0,02 \times 35 - 0,4) \times 40$$

$$= 12 \text{ kg/m}^2$$

$$W = C1 \times \text{jarak antar kuda-kuda} \times \text{jarak gording}$$

$$\text{Simpul tepi (W1)} \quad = 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,5125)$$

$$= 53,5275 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul tengah (W2)} \quad = 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,8175)$$

$$= 45,925 \text{ kg}$$

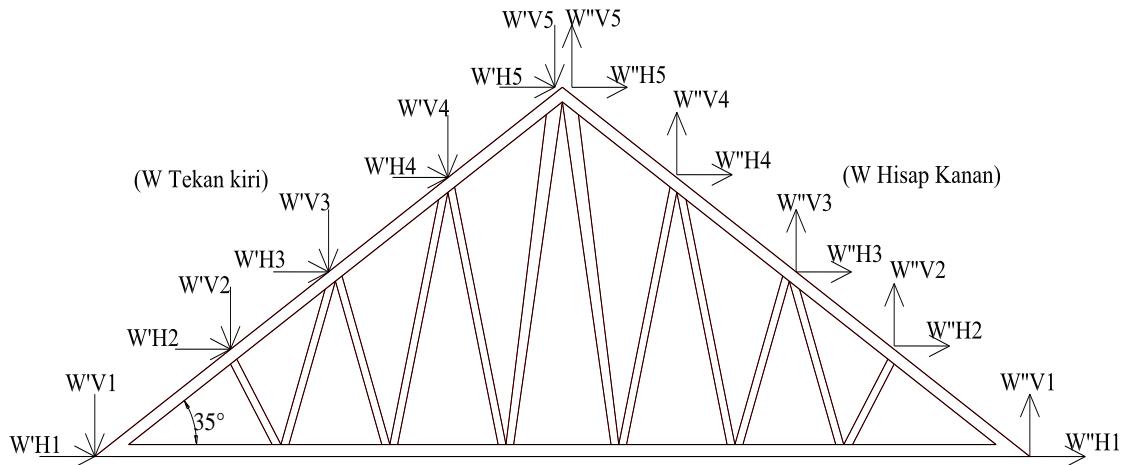
$$\text{Simpul tengah (W3)} \quad = 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,8175 + 0,5 \times 0,865)$$

$$= 45,4275 \text{ kg}$$

Simpul tengah (W4)  $= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,865 + 0,5 \times 0,9025)$   
 $= 47,7225 \text{ kg}$

Simpul puncak (W5)  $= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9025 + 0,5 \times 0,9025)$   
 $= 48,735 \text{ kg}$

- Beban angin yang bekerja tegak lurus dengan kuda-kuda di rubah menjadi beban vertikal dan horizontal yang bekerja pada kuda-kuda



Simpul tepi (W'V1)  $= \cos 35 \cdot W1 = 43,847 \text{ kg}$

(W'H1)  $= \sin 35 \cdot W1 = 30,702 \text{ kg}$

Simpul tengah (W'V2)  $= \cos 35 \cdot W2 = 37,619 \text{ kg}$

(W'H2)  $= \sin 35 \cdot W2 = 26,341 \text{ kg}$

Simpul tengah (W,V3)  $= \cos 35 \cdot W3 = 37,212 \text{ kg}$

(W'H3)  $= \sin 35 \cdot W3 = 26,056 \text{ kg}$

$$\text{Simpul tengah (W'V4)} = \cos 35 \cdot W4 = 39,092 \text{ kg}$$

$$(\text{W}'\text{H}4) = \sin 35 \cdot W4 = 27,372 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul puncak (W,V5)} = \cos 35 \cdot W5 = 39,921 \text{ kg}$$

$$(\text{W}'\text{H}5) = \sin 35 \cdot W5 = 27,953 \text{ kg}$$

- Beban angin hisap kanan

$$\text{Besar angin hisap} = C2 = (-0,4 \times W)$$

$$= (-0,4 \times 40) = -16 \text{ kg/m}^2$$

$$W = C2 \times \text{jarak antar kuda-kuda} \times \text{jarak gording}$$

$$\text{Simpul tepi (W1)} = -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5125)$$

$$= -71,37 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul tengah (W2)} = -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,8175)$$

$$= -63,90 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul tengah (W3)} = -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,8175 + 0,5 \times 0,865)$$

$$= -60,57 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul tengah (W4)} = -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,865 + 0,5 \times 0,9025)$$

$$= -63,63 \text{ kg}$$

$$\text{Simpul puncak (W5)} = -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9025 + 0,5 \times 0,9025)$$

$$= -64,98 \text{ kg}$$

- Beban angin yang bekerja tegak lurus dengan kuda-kuda di rubah menjadi beban vertikal dan horizontal yang bekerja pada kuda-kuda

$$\text{Simpul tepi (W''V1)} = \cos 35 \cdot W1 = -58,463 \text{ kg}$$

(W''H1)	= sin 35 . W1 = -40,936 kg
Simpul tengah (W''V2)	= cos 35 . W2 = -52,344 kg
(W''H2)	= sin 35 . W2 = -36,652 kg
Simpul tengah (W''V3)	= cos 35 . W3 = -49,616 kg
(W''H3)	= sin 35 . W3 = -34,742 kg
Simpul tengah (W''V4)	= cos 35 . W4 = -52,123 kg
(W''H4)	= sin 35 . W4 = -36,496 kg
Simpul puncak (W''V5)	= cos 35 . W5 = -53,228 kg
(W''H5)	= sin 35 . W5 = -37,271 kg

➤ Perhitungan gaya yang bekerja pada tumpuan kuda-kuda

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_A &= W'V1.0 + W'V2.0,7825 + W'V3.1,445 + W'V4.2,151 + W'V5.2,865 \\
 &\quad - W''V5.2,865 - W''V4.3,579 - W''V3.4,285 - W''V2.4,947 - \\
 &\quad W''V1.5,73 - VB.5,73 \\
 &= 43,847.0 + 37,619.0,7825 + 37,212.1,445 + 39,092.2,151 + \\
 &\quad 39,921.2,865 - 53,228.2,865 - 52,123.3,579 - 49,616.4,285 - \\
 &\quad 52,344.4,947 - 58,463.5,73 - VB.5,73 \\
 &= -863,921 - VB.5,73
 \end{aligned}$$

$$VB.5,73 = -863,921$$

$$VB = -150,772 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma VB &= W''V1.0 + W''V2.0,7825 + W''V3.1,445 + W''V4.2,151 + \\
 &\quad W''V5.2,865 - W'V5.2,865 - W'V4.3,579 - W'V3.4,285 -
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& W'V2.4,947 - W'V1.5,73 + VA.5,73 \\
& = 58,463.0 + 52,344.0,7825 + 49,616.1,445 + 52,123.2,151 + \\
& \quad 53,228.2,865 - 39,921.2,865 - 39,092.3,579 - 37,212.4,285 - \\
& \quad 37,619.4,947 - 43,847.5,73 + VA.5,73 \\
& = -473,821 + VA.5,73 \\
473,821 & = VA. 5,73 \\
VA & = 82,691 \text{ Kg} \\
\Sigma V & = 0 \\
& = VA + VB - (W'V1 + W'V2 + W'V3 + W'V4 + W'V5 + W''V1 + \\
& \quad W''V2 + W''V3 + W''V4 + W''V5) \\
& = -150,772 + 82,691 - (-43,847 - 37,619 - 37,212 - 39,092 - 39,921 + \\
& \quad 58,463 + 52,344 + 49,616 + 52,123 + 53,228) \\
& = -150,772 + 82,691 + 68,083 \\
& = 0,002 \text{ kg} \approx 0 \\
\Sigma H & = 0 \\
& = HA + W'H1.0 + W'H2.0,3225 + W'H3.1,0375 + W'H4.1,558 + \\
& \quad W'H5.2,038 - W''H5.2,038 - W''H4.1,558 - W''H3.1,0375 - \\
& \quad W''H2.2,3325 - W''H1.0 \\
& = HA + 30,702.0 + 26,341.0,3225 + 26,056.1,0375 + 27,372.1,558 + \\
& \quad 27,953.2,038 + 37,271.2,038 + 36,496.1,558 + 34,742.1,0375 + \\
& \quad 36,652.2,3325 + 40,936.0
\end{aligned}$$

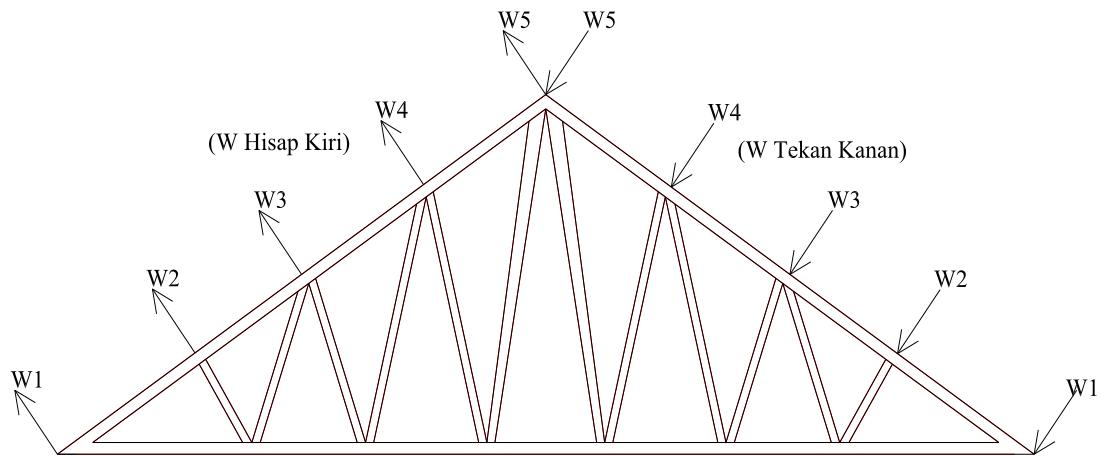
$$= 389,221 \text{ Kg}$$

$$\text{HA} = -389,221 \text{ Kg}$$

- Beban angin tekan kanan dan angin hisap kiri
- Beban angin tekan kanan

$$W = \text{tekanan angin } 40 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jarak antar kuda-kuda} = 4,5 \text{ m}$$



$$\text{Besar angin tekan} = C_1 = (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \times \text{tekanan angin}$$

$$= (0,02 \times 35 - 0,4) \times 40$$

$$= 12 \text{ kg/m}^2$$

$$W = C_1 \times \text{jarak antar kuda-kuda} \times \text{jarak gording}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tepi (W1)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,5125) \\ &= 53,5275 \text{ kg} \end{aligned}$$

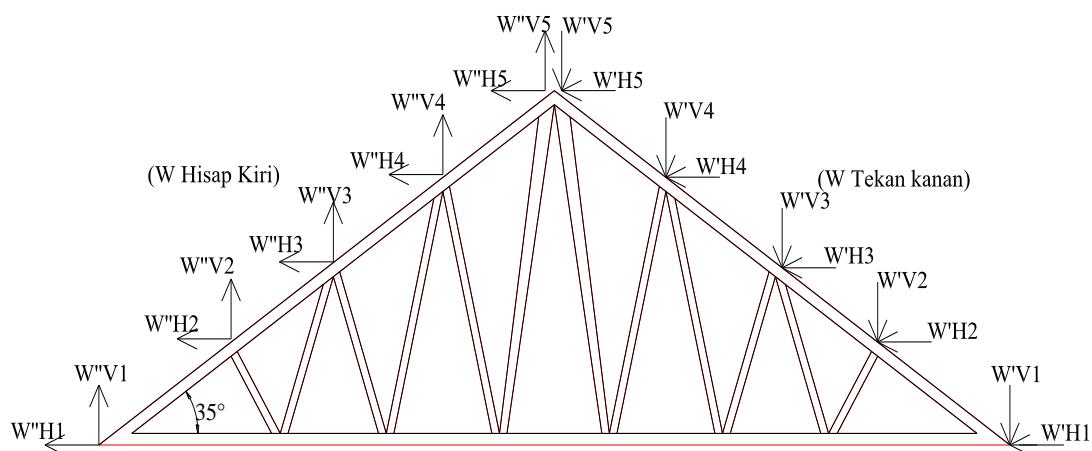
$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W2)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,8175) \\ &= 45,925 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W3)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,8175 + 0,5 \times 0,865) \\ &= 45,4275 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W4)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,865 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= 47,7225 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul puncak (W5)} &= 12 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9025 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= 48,735 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban angin yang bekerja tegak lurus dengan kuda-kuda di rubah menjadi beban vertikal dan horizontal yang bekerja pada kuda-kuda



$$\begin{aligned} \text{Simpul tepi (W'V1)} &= \cos 35 \cdot W1 = 43,847 \text{ kg} \\ (\text{W}'\text{H1}) &= \sin 35 \cdot W1 = 30,702 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W'V2)} &= \cos 35 \cdot W2 = 37,619 \text{ kg} \\ (\text{W}'\text{H2}) &= \sin 35 \cdot W2 = 26,341 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W,V3)} &= \cos 35 \cdot W3 = 37,212 \text{ kg} \\ (\text{W}'\text{H3}) &= \sin 35 \cdot W3 = 26,056 \text{ kg} \end{aligned}$$

Simpul tengah (W'V4)	$= \cos 35 \cdot W_4 = 39,092 \text{ kg}$
(W'H4)	$= \sin 35 \cdot W_4 = 27,372 \text{ kg}$
Simpul puncak (W,V5)	$= \cos 35 \cdot W_5 = 39,921 \text{ kg}$
(W'H5)	$= \sin 35 \cdot W_5 = 27,953 \text{ kg}$

- Beban angin hisap kiri

$$\text{Besar angin hisap} = C_2 = (-0,4 \times W)$$

$$= (-0,4 \times 40) = -16 \text{ kg/m}^2$$

$$W = C_2 \times \text{jarak antar kuda-kuda} \times \text{jarak gording}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tepi (W1)} &= -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575) + 0,5125 \\ &= -71,37 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W2)} &= -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9575 + 0,5 \times 0,8175) \\ &= -63,90 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W3)} &= -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,8175 + 0,5 \times 0,865) \\ &= -60,57 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul tengah (W4)} &= -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,865 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= -63,63 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Simpul puncak (W5)} &= -16 \times 4,5 \times (0,5 \times 0,9025 + 0,5 \times 0,9025) \\ &= -64,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban angin yang bekerja tegak lurus dengan kuda-kuda di rubah menjadi beban vertikal dan horizontal yang bekerja pada kuda-kuda

$$\text{Simpul tepi (W''V1)} = \cos 35 \cdot W_1 = -58,463 \text{ kg}$$

(W''H1)	= sin 35 . W1 = -40,936 kg
Simpul tengah (W''V2)	= cos 35 . W2 = -52,344 kg
(W''H2)	= sin 35 . W2 = -36,652 kg
Simpul tengah (W''V3)	= cos 35 . W3 = -49,616 kg
(W''H3)	= sin 35 . W3 = -34,742 kg
Simpul tengah (W''V4)	= cos 35 . W4 = -52,123 kg
(W''H4)	= sin 35 . W4 = -36,496 kg
Simpul puncak (W''V5)	= cos 35 . W5 = -53,228 kg
(W''H5)	= sin 35 . W5 = -37,271 kg

➤ Perhitungan gaya yang bekerja pada tumpuan kuda-kuda

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_A &= W'V1.0 + W'V2.0,7825 + W'V3.1,445 + W'V4.2,151 + W'V5.2,865 \\
 &\quad - W''V5.2,865 - W''V4.3,579 - W''V3.4,285 - W''V2.4,947 - \\
 &\quad W''V1.5,73 - VB.5,73 \\
 &= 43,847.0 + 37,619.0,7825 + 37,212.1,445 + 39,092.2,151 + \\
 &\quad 39,921.2,865 - 53,228.2,865 - 52,123.3,579 - 49,616.4,285 - \\
 &\quad 52,344.4,947 - 58,463.5,73 - VB.5,73 \\
 &= -863,921 - VB.5,73 \\
 VB.5,73 &= -863,921 \\
 VB &= -150,772 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V_B &= W''V1.0 + W''V2.0,7825 + W''V3.1,445 + W''V4.2,151 + \\
 &\quad W''V5.2,865 - W'V5.2,865 - W'V4.3,579 - W'V3.4,285 -
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& W'V2.4,947 - W'V1.5,73 + VA.5,73 \\
& = 58,463.0 + 52,344.0,7825 + 49,616.1,445 + 52,123.2,151 \\
& \quad + 53,228.2,865 - 39,921.2,865 - 39,092.3,579 - 37,212.4,285 - \\
& \quad 37,619.4,947 - 43,847.5,73 + VA.5,73 \\
& = -473,821 + VA.5,73
\end{aligned}$$

$$473,821 = VA. 5,73$$

$$VA = 82,691Kg$$

$$\Sigma V = 0$$

$$\begin{aligned}
& = VA + VB - (W'V1 + W'V2 + W'V3 + W'V4 + W'V5 + W''V1 + \\
& \quad W''V2 + W''V3 + W''V4 + W''V5) \\
& = -150,772 + 82,691 - (-43,847 - 37,619 - 37,212 - 39,092 - 39,921 \\
& \quad + 58,463 + 52,344 + 49,616 + 52,123 + 53,228) \\
& = -150,772 + 82,691 + 68,083 \\
& = 0,002 kg \approx 0
\end{aligned}$$

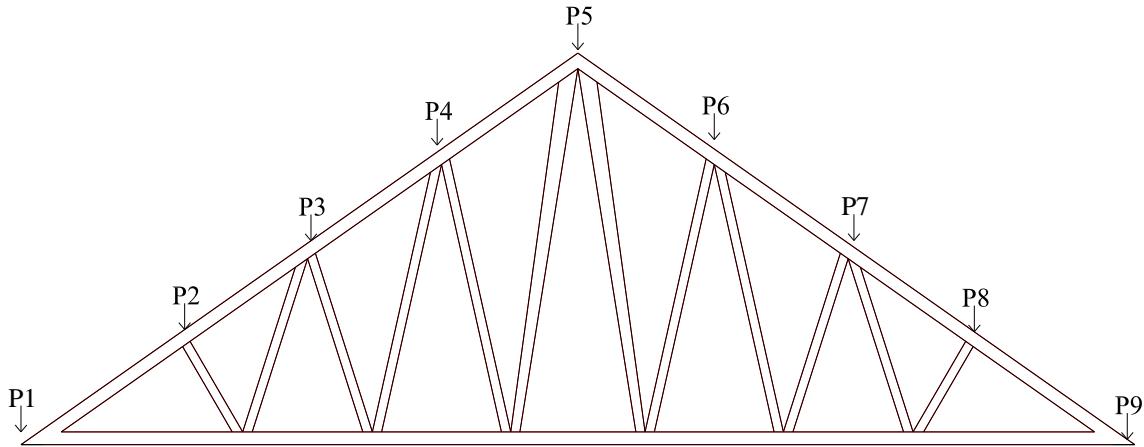
$$\Sigma H = 0$$

$$\begin{aligned}
& = HA - W'H1.0 - W'H2.0,3225 - W'H3.1,0375 - W'H4.1,558 - \\
& \quad W'H5.2,038 + W''H5.2,038 + W''H4.1,558 + W''H3.1,0375 + \\
& \quad W''H2.2,3325 + W''H1.0 \\
& = HA - 30,702.0 - 26,341.0,3225 - 26,056.1,0375 - 27,372.1,558 - \\
& \quad 27,953.2,038 - 37,271.2,038 - 36,496.1,558 - 34,742.1,0375 - \\
& \quad 36,652.2,3325 - 40,936.0
\end{aligned}$$

$$= -389,221 \text{ Kg}$$

$$\text{HA} = 389,221 \text{ Kg}$$

- Beban kebetulan



Untuk simpul tepi  $P = 200 \text{ kg}$

Untuk simpul tengah  $P = 100 \text{ kg}$

$$\text{Total beban kebetulan} = (200 + (7 \times 100) + 200 = 1100 \text{ kg})$$

$$\text{RA} = \text{RB} = 1100/2 = 550 \text{ kg}$$

➤ Perhitungan beban angin yang bekerja pada portal

- Portal tepi

Lantai atap  $= W \times \text{tinggi} \times \text{bentang}$

$$= 40 \times 1,5 \times 2,7$$

$$= 167 \text{ kg}$$

Lantai 5  $= W \times \text{tinggi} \times \text{bentang}$

$$= 40 \times 2,9 \times 2,7$$

$$= 313,2 \text{ kg}$$

Lantai 2,3,4 = W x tinggi x bentang

$$= 40 \times 2,8 \times 2,7$$

$$= 302,4 \text{ kg}$$

- Portal tengah

Lantai atap = W x tinggi x bentang

$$= 40 \times 1,5 \times 5,4$$

$$= 324 \text{ kg}$$

Lantai 5 = W x tinggi x bentang

$$= 40 \times 2,9 \times 5,4$$

$$= 626,4 \text{ kg}$$

Lantai 2,3,4 = W x tinggi x bentang

$$= 40 \times 2,8 \times 5,4$$

$$= 604,8 \text{ kg}$$

### 3.4 Perhitungan Pembebanan

#### 3.4.1 Pembebanan Plat Lantai 2,3,4 dan 5

##### A. Beban Mati (qd)

Berat sendiri Plat	= 0,12 x 2400 kg/m <sup>3</sup>	= 288 kg/m <sup>2</sup>
Berat urugan Pasir	= 0,05 x 1600 kg/m <sup>3</sup>	= 80 kg/m <sup>2</sup>
Berat Tegel	= 1 x 22 kg/m <sup>2</sup>	= 22 kg/m <sup>2</sup>
Berat Spesie	= 3 x 21 kg/m <sup>2</sup>	= 63 kg/m <sup>2</sup>
Berat Penggantung		= 7 kg/m <sup>2</sup>
Berat Eternit		= 11 kg/m <sup>2</sup> +
		-----
		qd = 471 kg/m <sup>2</sup>

##### B. Beban Hidup (ql)

Berat beban guna	= 200 kg/m <sup>2</sup>
	-----
	ql = 200 kg/m <sup>2</sup>

#### 3.4.2 Pembebanan Atap

##### A. Beban Mati (qd)

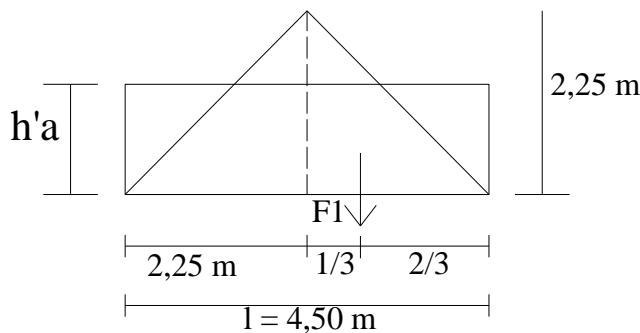
Berat sendiri Plat	= 0,12 x 2400 kg/m <sup>3</sup>	= 288 kg/m <sup>2</sup>
Berat Penggantung		= 7 kg/m <sup>2</sup>
Berat Eternit		= 11 kg/m <sup>2</sup> +
		-----
		qd = 306 kg/m <sup>2</sup>

## B. Beban Hidup (ql)

Berat air hujan	$= 20 \text{ kg/m}^2$
Beban orang	$= 100 \text{ kg/m}^2$
<hr/>	
$ql = 120 \text{ kg/m}^2$	

### 3.4.3 Perhitungan Perataan Beban Plat Lantai

#### a.) Perataan tipe A



$$F1 = \frac{1}{2} \cdot 2.25 \cdot 2.25 = 2,531 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 = 2,531$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \cdot h'a \cdot l^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h'b \cdot 4.5^2 \\ &= 2,531 h'b \end{aligned}$$

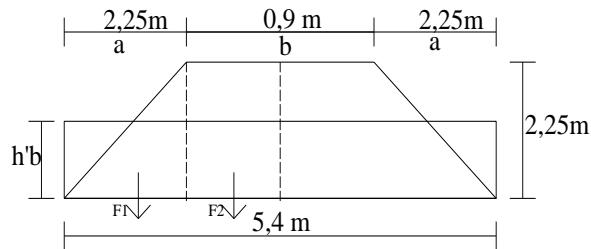
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (RA \cdot 2.25) - (F1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2.25) \\ &= (2,531 \cdot 2.25) - (2,531 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2.25) \\ &= 3,797 \end{aligned}$$

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

$$2,531 \cdot h'a = 3,797$$

$$h'a = 1,5 \text{ m}$$

b.) Perataan tipe B



$$a = 2,25 \text{ m}$$

$$b = 0,9 \text{ m}$$

$$R_a = \frac{(5,4 + 0,9) \times 2,25}{2} \times 0,5 = 3,544$$

$$T_1 = 2,25 \times 2,25 \times 0,5 = 2,531$$

$$T_2 = 2,25 \times 0,45 = 1,012$$

$$M_{max} = R_a \frac{1}{2} \cdot L - T_1 \cdot (1/3 \cdot a + b/2) - T_2 \cdot b/4$$

$$= 3,544 \times 0,5 \times 5,4 - 2,531 (1/3 \times 2,25 + 0,9/2) - 1,012 \times 0,9/4$$

$$= 6,304 \text{ m}$$

$$M_{ax2} = 1/8 \times hb \times L^2$$

$$= 1/8 \times hb \times 5,4^2 = 3,645 \text{ hb}$$

$$M_{ax1} = M_{max\ 2}$$

$$6,304 = 3,645 \text{ hb}$$

$$h'b = \frac{6,304}{3,645} = 1.729 \text{ m}$$

Tabel 3.3. Hasil perhitungan perataan beban

TIPE PLAT	l	h	F1	F2	RA = RB	M max 1	M max 2	h'
A	4.5	2.25	2.53125		2.53125	2.531 h'a	3.797	1.500
B	5.4	2.25	2.53125	1.0125	3.54375	3.645 h'b	6.303	1.729
C	3	1.5	1.125		1.125	1.125 h'c	1.125	1.000
D	4.2	1.5	1.125	0.9	2.025	2.205 h'd	2.745	1.245
E	4.5	0.75	0.28125	1.125	1.40625	2.531 h'e	1.828	0.722
F	1.5	0.75	0.28125		0.28125	0.281 h'f	0.141	0.500
G	4.5	2.1	2.205	0.315	2.52	2.531 h'g	3.772	1.490
H	4.2	2.1	2.205		2.205	2.205 h'h	3.087	1.400
I	4.5	1.05	0.55125	1.26	1.81125	2.531 h'i	2.465	0.974
J	1.05	0.525	0.13781		0.13781	0.138 h'j	0.048	0.350

### 3.4.4 Perhitungan Balok Memanjang

Lantai 2,3 dan 4

Line A = Line I titik 0-1,13-14

$$\text{Bentang L} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe A} = 1,5 \text{ m}$$

#### Beban mati

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,40) = \underline{\underline{600 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 734,40 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line A = Line I titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,6-7,7-8,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

$$\text{Bentang L} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe A} = 1,5 \text{ m}$$

#### Beban mati

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times 1,5 = \underline{\underline{706,50 \text{ kg/m}}} +$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,40) = \underline{\underline{600 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 1440,90 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times 1,5 = \underline{\underline{300 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 300 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line B = Line H titik 0-1 dan 13-14

$$\text{Bentang L} = 3 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1 \text{ m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times 1 = \underline{\underline{471 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 605 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times 1 = \underline{\underline{200 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 200 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line B = Line H titik 1-2 dan 12-13

Bentang L	= 4,5 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe A	= 1,5 m
Perataan beban tipe E	= 0,722 m

### **Beban mati**

Berat balok 20/40	= 0,20 x (0,40 - 0,12) x 2400	= 134,40 kg/m
Beban plat	= 471 x (1,5 + 0,722)	= 1046,56 kg/m
Berat dinding	= 250 x ( 2,8 – 0,40 )	= <u>600 kg/m</u> +
qd= 1780,96 kg/m		

### **Beban hidup**

Beban hidup	= 200 x (1,5 + 0,722 )	= <u>444,40 kg/m</u>
ql= 444,40 kg/m		

Lantai 2,3 dan 4

Line B = Line H titik 6-7

Bentang L	= 4,5 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe A	= 1,5 m
Perataan beban tipe G	= 1,490 m

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,5 + 1,490) & = 1408,29 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,40) & = \underline{\underline{600 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 2142,69 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,5 + 1,490) & = \underline{\underline{598 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 598 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line B = Line H titik 7-8

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} & = 1,5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe I} & = 0,974 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,5 + 0,974) & = 1165,25 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,40) & = \underline{\underline{600 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 1899,65 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,5 + 0,974) & = 494,80 \text{ kg/m} \\ & & \text{ql} = 494,80 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line C = Line G titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 0,9 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe E} & = 0,722 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,722) & = 340,062 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (0,9 - 0,40) & = \underline{125 \text{ kg/m}} \\ & & \text{qd} = 599,462 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,722) & = 144,4 \text{ kg/m} \\ & & \text{ql} = 144,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line D = Line F titik 7-8

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

Perataan beban tipe I = 0,974 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times (0,974)$  = 458,75 kg/m +

$qd = 593,15 \text{ kg/m}$

### Beban hidup

Beban hidup =  $200 \times (0,974)$  = 194,80 kg/m

$ql = 194,80 \text{ kg/m}$

Lantai 2,3 dan 4

Line E titik 0-1 dan 13-14

Bentang L = 3 m

tinggi dinding = 2,8 m

berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2$

Perataan beban tipe C = 1 m

Perataan beban tipe C = 1 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times (1+1)$  = 942 kg/m

Berat dinding =  $250 \times (2,8 - 0,40)$  = 600 kg/m +

$qd = 1676,40 \text{ kg/m}$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (1+1) = 400 \text{ kg/m}$$

$$ql = 400 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line E titik 6-7

$$\text{Bentang L} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,490 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,490 \text{ m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (1,49+1,49) = 1403,58 \text{ kg/m} +$$

$$qd = 1537,98 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (1,49+1,49) = 596 \text{ kg/m}$$

$$ql = 596 \text{ kg/m}$$

Lantai 5

Line A = Line I titik 0-1,13-14

$$\text{Bentang L} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 3 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe A} = 1,5 \text{ m}$$

**Beban mati**

$$\text{Berat balok } 20/40 = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat dinding} &= 250 \times (3,0 - 0,40) \\ &= \underline{\underline{650 \text{ kg/m}}} \\ \text{qd} &= 784,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Line A = Line I titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,6-7,7-8,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

$$\begin{aligned} \text{Bentang L} &= 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

**Beban mati**

$$\text{Berat balok } 20/40 = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban plat} &= 471 \times 1,5 \\ \text{Berat dinding} &= 250 \times (3,0 - 0,40) \\ &= \underline{\underline{650 \text{ kg/m}}} \\ \text{qd} &= 1376,60 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

**Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 200 \times 1,5 \\ &= \underline{\underline{300 \text{ kg/m}}} \\ \text{ql} &= 300 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Lantai 5

Line B = Line H titik 0-1 dan 13-14

$$\begin{aligned} \text{Bentang L} &= 3 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Perataan beban tipe C = 1 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times 1 = \underline{\underline{471 \text{ kg/m}} +}$

$qd = 605,4 \text{ kg/m}$

### Beban hidup

Beban hidup =  $200 \times 1 = \underline{\underline{200 \text{ kg/m}}}$

$ql = 200 \text{ kg/m}$

Lantai 5

Line B = Line H titik 1-2 dan 12-13

Bentang L = 4,5 m

tinggi dinding = 3 m

berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2$

Perataan beban tipe A = 1,5 m

Perataan beban tipe E = 0,722 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times (1,5 + 0,722) = \underline{\underline{1046,56 \text{ kg/m}}}$

Berat dinding =  $250 \times (3,0 - 0,40) = \underline{\underline{600 \text{ kg/m}} +}$

$qd = 1780,96 \text{ kg/m}$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,5 + 0,722) & = 444,40 \text{ kg/m} \\ & & \text{ql} = 444,40 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line B = Line H titik 6-7

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} & = 1,5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe G} & = 1,490 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,5 + 1,490) & = 1408,29 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (3,0 - 0,40) & = \underline{\underline{650 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 2192,69 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,5 + 1,490) & = \underline{\underline{598 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 598 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line B = Line H titik 7-8

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe A} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe I} = 0,974 \text{ m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (1,5 + 0,974) = 1165,25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,40) = \underline{\underline{650 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 1949,65 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (1,5 + 0,974) = \underline{\underline{494,80 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 494,80 \text{ kg/m}$$

Lantai 5

Line C = Line G titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

$$\text{Bentang L} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 3 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe E} = 0,722 \text{ m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (0,722) = 340,062 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (0,9 - 0,40) = \underline{\underline{125 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 599,462 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,722) & = 144,4 \text{ kg/m} \\ & & \underline{\qquad\qquad\qquad} \\ & & ql = 144,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line D = Line F titik 7-8

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe I} & = 0,974 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,974) & = 458,75 \text{ kg/m} \\ & & \underline{\qquad\qquad\qquad} \\ & & qd = 593,15 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,974) & = 194,80 \text{ kg/m} \\ & & \underline{\qquad\qquad\qquad} \\ & & ql = 194,80 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line E titik 0-1 dan 13-14

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 3 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe C} & = 1 \text{ m} \end{array}$$

Perataan beban tipe C = 1 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times (1+1) = 942 \text{ kg/m}$

Berat dinding =  $250 \times (3,0 - 0,40) = \underline{\underline{650 \text{ kg/m}}}$  +

$$qd = 1726,40 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

Beban hidup =  $200 \times (1+1) = \underline{\underline{400 \text{ kg/m}}}$

$$ql = 400 \text{ kg/m}$$

Lantai 5

Line E titik 6-7

Bentang L = 4,50 m

tinggi dinding = 3 m

berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2$

Perataan beban tipe G = 1,490 m

Perataan beban tipe G = 1,490 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $471 \times (1,49+1,49) = \underline{\underline{1403,58 \text{ kg/m}}} +$

$$qd = 1537,98 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 200 \times (1,49+1,49) \\ &\underline{= 596 \text{ kg/m}} \\ \text{ql} &= 596 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan Atap

Line A = Line I titik 0-1,13-14

$$\begin{aligned} \text{Bentang L} &= 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 20/40} &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 \\ &\underline{= 134,40 \text{ kg/m}} \\ \text{qd} &= 134,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan Atap

Line A = Line I titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,6-7,7-8,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

$$\begin{aligned} \text{Bentang L} &= 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 20/40} &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 \\ &= 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 306 \times 1,5 \\ &\underline{= 459 \text{ kg/m}} \\ \text{qd} &= 593,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times 1,5 & \underline{= 180 \text{ kg/m}} \\ & & \text{ql} = 180 \text{ kg/m} \end{array}$$

Perhitungan Atap

Line B = Line H titik 0-1 dan 13-14

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 3 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe C} & = 1 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times 1 & \underline{= 306 \text{ kg/m} +} \\ & & \text{qd} = 440 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times 1 & \underline{= 120 \text{ kg/m}} \\ & & \text{ql} = 120 \text{ kg/m} \end{array}$$

Perhitungan Atap

Line B = Line H titik 1-2 dan 12-13

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe A} & = 1,5 \text{ m} \end{array}$$

Perataan beban tipe E = 0,722 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $306 \times (1,5 + 0,722) = \underline{\underline{679,932 \text{ kg/m}}}$

$$qd = 814,332 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

Beban hidup =  $120 \times (1,5 + 0,722) = \underline{\underline{266,64 \text{ kg/m}}}$

$$ql = 266,64 \text{ kg/m}$$

Perhitungan Atap

Line B = Line H titik 6-7

Bentang L = 4,5 m

tinggi dinding = 3 m

berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2$

Perataan beban tipe A = 1,5 m

Perataan beban tipe G = 1,490 m

### Beban mati

Berat balok 20/40 =  $0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$

Beban plat =  $306 \times (1,5 + 1,490) = \underline{\underline{914,94 \text{ kg/m}}}$

$$qd = 1049,34 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

Beban hidup =  $120 \times (1,5 + 1,490) = \underline{\underline{358,8 \text{ kg/m}}}$

$$ql = 358,8 \text{ kg/m}$$

## Perhitungan Atap

Line B = Line H titik 7-8

Bentang L	= 4,5 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe A	= 1,5 m
Perataan beban tipe I	= 0,974 m

### Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 20/40} &= 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 306 \times (1,5 + 0,974) = \underline{\underline{757,044 \text{ kg/m}}} \\ qd &= 891,444 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 120 \times (1,5 + 0,974) = \underline{\underline{296,88 \text{ kg/m}}} \\ ql &= 296,88 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## Perhitungan Atap

Line C = Line G titik 1-2,2-3,3-4,4-5,5-6,8-9,9-10,10-11,11-12,12-13

Bentang L	= 4,5 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe E	= 0,722 m

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (0,722) & = 220,932 \text{ kg/m} + \\ & & \text{qd} = 355,332 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (0,722) & = 86,64 \text{ kg/m} \\ & & ql = 86,64 \text{ kg/m} \end{array}$$

Perhitungan Atap

Line D = Line F titik 7-8

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,5 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe I} & = 0,974 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 20/40} & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (0,974) & = 294,044 \text{ kg/m} + \\ & & \text{qd} = 432,444 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (0,974) & = 116,88 \text{ kg/m} + \\ & & ql = 116,88 \text{ kg/m} \end{array}$$

## Perhitungan Atap

Lantai 2,3 dan 4

Line E titik 0-1 dan 13-14

$$\text{Bentang L} = 3 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 3 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1 \text{ m}$$

### Beban mati

$$\text{Berat balok 20/40} = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 = 134,40 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 306 \times (1+1) = \underline{\underline{612 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 746,4 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

$$\text{Beban hidup} = 120 \times (1+1) = \underline{\underline{240 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 240 \text{ kg/m}$$

## Perhitungan Atap

Line E titik 6-7

$$\text{Bentang L} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 3 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,490 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,490 \text{ m}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok } 20/40 & = 0,20 \times (0,40 - 0,12) \times 2400 & = 134,40 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (1,49+1,49) & = 911,08 \text{ kg/m} \\ & & \hline \end{array}$$
$$qd = 1046,28 \text{ kg/m}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (1,49+1,49) & = 357,6 \text{ kg/m} \\ & & \hline \end{array}$$
$$ql = 357,6 \text{ kg/m}$$

**3.4.5 Perhitungan Balok Melintang**

Lantai 2,3 dan 4

Line 0 = Line 14, titik A-B dan H-I

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok } 25/45 & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,45) & = 587,5 \text{ kg/m} \\ & & \hline \end{array}$$
$$qd = 785,5 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 1 = Line 13, titik A-B dan H-I

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe B} = 1,729 \text{ m}$$

### Beban mati

$$\text{Berat balok 25/45} = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times 1,729 = 814,36 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,45) = \underline{\underline{587,5 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 1599,86 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

$$\text{Beban hidup} = 200 \times 1,729 = \underline{\underline{345,80 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 345,80 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12, titik A-B dan H-I

$$\text{Bentang L} = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe B} = 1,729 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe B} = 1,729 \text{ m}$$

### Beban mati

$$\text{Berat balok 25/45} = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (1,729 + 1,729) = 1628,72 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,45) = \underline{\underline{587,5 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 2414,22 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,729 + 1,729) & = 691,60 \text{ kg/m} \\ & & \text{ql} = 691,60 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 0 = Line 14, titik B-E dan E-H

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,2 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe D} & = 1,245 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times 1,245 & = 586,40 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,45) & = 587,5 \text{ kg/m} \\ & & + \\ & & \text{qd} = 1371,90 \text{ kg/m} \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times 1,245 & = 249 \text{ kg/m} \\ & & \text{ql} = 249 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 1 = Line 13, titik B-C dan G-H

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,2 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

$$\text{Perataan beban tipe F} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe D} = 1,245 \text{ m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok } 25/45 = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{821,90 \text{ kg/m}}}$$

$$qd1 = 1019,90 \text{ kg/m}$$

### **Beban mati**

$$\text{Berat balok } 25/45 = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (1,245) = \underline{\underline{586,395 \text{ kg/m}}}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (2,8 - 0,45) = \underline{\underline{587,5 \text{ kg/m}}}$$

$$qd2 = 1371,895 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{349 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 349 \text{ kg/m}$$

### **Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (1,245) = \underline{\underline{249 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 249 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 2,3,4,5 = Line 9,10,11,12, titik B-C dan G-H

$$\text{Bentang L} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe F} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe F} = 0,5 \text{ m}$$

### Beban mati

$$\text{Berat balok 25/45} = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{471 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd = 669 \text{ kg/m}$$

### Beban hidup

$$\text{Beban hidup} = 200 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{200 \text{ kg/m}}}$$

$$ql = 200 \text{ kg/m}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line6, titik B-E dan E-H

$$\text{Bentang L} = 4,2 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 2,8 \text{ m}$$

$$\text{berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perataan beban tipe H} = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe F} = 0,5 \text{ m}$$

### Beban mati

$$\text{Berat balok 25/45} = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 471 \times (1,4 + 0,5) = \underline{\underline{891,90 \text{ kg/m}}} +$$

$$qd_1 = 1089,9 \text{ kg/m}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,4) & = 659,40 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,45) & = \underline{\underline{587,5 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 1444,90 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4 + 0,5) & = \underline{\underline{380 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql1} = 380 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4) & = \underline{\underline{280 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 280 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 7, titik B-D dan F-H

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 4,2 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,70 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe H} & = 1,4 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,7 + 1,4) & = \underline{\underline{989,10 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd1} = 1187,1 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,4) & = 659,40 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (2,8 - 0,45) & = \underline{\underline{587,5 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 1444,90 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,7 + 1,4) & = \underline{\underline{420 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql1} = 420 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4) & = \underline{\underline{280 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql2} = 280 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 2,3 dan 4

Line 8, titik B-C dan G-H

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 2,1 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe F} & = 0,5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,7 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{565,2 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 763,2 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,7) & = \underline{\underline{329,70 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 527,7 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{240 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 240 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,7) & = \underline{\underline{140 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 140 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line 0 = Line 14, titik A-B dan H-I

$$\begin{array}{lll} \text{Bentang L} & = 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe B} & = 1,729 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (3 - 0,45) & = \underline{\underline{637,5 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 835,50 \text{ kg/m} \end{array}$$

Line 1 = Line 13, titik A-B dan H-I

Bentang L	= 5,4 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe B	= 1,729 m

### **Beban mati**

Berat balok 25/45	= 0,25 x (0,45 - 0,12) x 2400	= 198 kg/m
Beban plat	= 471 x 1,729	= 814,36 kg/m
Berat dinding	= 250 x ( 3 - 0,45 )	= <u>637,5 kg/m</u> +
qd= 1649,86 kg/m		

### **Beban hidup**

Beban hidup	= 200 x 1,729	= <u>345,80 kg/m</u>
ql= 345,80 kg/m		

Lantai 5

Line 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12, titik A-B dan H-I

Bentang L	= 5,4 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe B	= 1,729 m
Perataan beban tipe B	= 1,729 m

**Beban mati**

Berat balok 25/45	= 0,25 x (0,45 - 0,12) x 2400	= 198 kg/m
Beban plat	= 471 x( 1,729 + 1,729)	= 1628,72 kg/m
Berat dinding	= 250 x ( 3 - 0,45 )	= <u>637,5 kg/m</u> +
		qd= 2464,22 kg/m

**Beban hidup**

Beban hidup	= 200 x (1,729 + 1,729 )	= <u>691,60 kg/m</u>
		ql= 691,60 kg/m

Lantai 5

Line 0 = Line 14, titik B-E dan E-H

Bentang L	= 4,2 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe D	= 1,245 m

**Beban mati**

Berat balok 25/45	= 0,25 x (0,45 - 0,12) x 2400	= 198 kg/m
Beban plat	= 471 x 1,245	= 586,40 kg/m
Berat dinding	= 250 x ( 3 - 0,45 )	= <u>637,5 kg/m</u> +
		qd= 1421,90 kg/m

**Beban hidup**

Beban hidup	= 200 x 1,245	= <u>249 kg/m</u>
		ql= 249 kg/m

## Lantai 5

Line 1 = Line 13, titik B-C dan G-H

Bentang L	= 1,5 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe F	= 0,5 m
Perataan beban tipe D	= 1,245 m

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 471 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{821,90 \text{ kg/m}}} \\ qd &= 1019,9 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 471 \times (1,245) = 586,395 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 250 \times (3 - 0,45) = \underline{\underline{637,5 \text{ kg/m}}} \\ qd2 &= 1421,895 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 200 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{349 \text{ kg/m}}} \\ ql1 &= 349 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 200 \times (1,245) = \underline{\underline{249 \text{ kg/m}}} \\ ql2 &= 249 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## Lantai 5

Line 2,3,4,5 = Line 9,10,11,12, titik B-C dan G-H

Bentang L	= 1,5 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe F	= 0,5 m
Perataan beban tipe F	= 0,5 m

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 471 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{471 \text{ kg/m}}} \\ qd &= 669 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 200 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{200 \text{ kg/m}}} \\ ql &= 200 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## Lantai 5

Line6, titik B-E dan E-H

Bentang L	= 4,2 m
tinggi dinding	= 3 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe H	= 1,4 m
Perataan beban tipe F	= 0,5 m

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,4 + 0,5) & = \underline{\underline{891,90 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd1} = 1089,90 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (1,4) & = 659,4 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (3 - 0,45) & = \underline{\underline{637,5 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 1494,9 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4 + 0,5) & = \underline{\underline{380 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 380 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4) & = \underline{\underline{280 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 280 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line 7, titik B-D dan F-H

$$\begin{array}{ll} \text{Bentang L} & = 4,2 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,70 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe H} & = 1,4 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,7 + 1,4) & = 989,10 \text{ kg/m} \\ & & \hline \\ & & qd1 = 1187,1 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (+1,4) & = 659,4 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} & = 250 \times (3 - 0,45) & = 637,5 \text{ kg/m} \\ & & \hline \\ & & qd2 = 1494,9 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,7 + 1,4) & = 420 \text{ kg/m} \\ & & \hline \\ & & ql1 = 420 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (1,4) & = 280 \text{ kg/m} \\ & & \hline \\ & & ql2 = 280 \text{ kg/m} \end{array}$$

Lantai 5

Line 8, titik B-C dan G-H

$$\begin{array}{ll} \text{Bentang L} & = 2,1 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 3 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe F} & = 0,5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,7 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{565,2 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 763,2 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 471 \times (0,7) & = \underline{\underline{329,7 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd} = 527,7 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{240 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 240 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 200 \times (0,7) & = \underline{\underline{140 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 140 \text{ kg/m} \end{array}$$

## Perhitungan Atap

Line 0 = Line 14, titik A-B dan H-I

$$\begin{array}{ll} \text{Bentang L} & = 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

**Beban mati**

$$\text{Berat balok } 25/45 = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} +$$
$$qd = 198 \text{ kg/m}$$

Perhitungan Atap

Line 1 = Line 13, titik A-B dan H-I

$$\begin{aligned}\text{Bentang L} &= 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe B} &= 1,729 \text{ m}\end{aligned}$$

**Beban mati**

$$\text{Berat balok } 25/45 = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m}$$
$$\text{Beban plat} = 306 \times 1,729 = 529,074 \text{ kg/m} +$$
$$qd = 727,074 \text{ kg/m}$$

**Beban hidup**

$$\text{Beban hidup} = 120 \times 1,729 = 207,48 \text{ kg/m}$$
$$ql = 207,48 \text{ kg/m}$$

Perhitungan Atap

Line 2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12, titik A-B dan H-I

$$\begin{aligned}\text{Bentang L} &= 5,4 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe B} &= 1,729 \text{ m}\end{aligned}$$

Perataan beban tipe B = 1,729 m

### Beban mati

Berat balok 25/45	= 0,25 x (0,45 - 0,12) x 2400	= 198 kg/m
Beban plat	= 306 x( 1,729 + 1,729)	= <u>1058,148 kg/m</u> +
		qd= 1256,148 kg/m

### Beban hidup

Beban hidup	= 120 x (1,729 + 1,729 )	= <u>414,96 kg/m</u>
		ql= 414,96 kg/m

Perhitungan Atap

Line 0 = Line 14, titik B-E dan E-H

Bentang L	= 4,2 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe D	= 1,245 m

### Beban mati

Berat balok 25/45	= 0,25 x (0,45 - 0,12) x 2400	= 198 kg/m
Beban plat	= 309x 1,245	= <u>384,705 kg/m</u> +
		qd= 582,705 kg/m

### Beban hidup

Beban hidup	= 120 x 1,245	= <u>149,4 kg/m</u>
		ql= 149,4 kg/m

## Perhitungan Atap

Line 1 = Line 13, titik B-C dan G-H

Bentang L	= 4,2 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe F	= 0,5 m
Perataan beban tipe D	= 1,245 m

### Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 306 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{533,97 \text{ kg/m}}} \\ &\quad \text{qd1} = 731,97 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 306 \times (1,245) = \underline{\underline{380,97 \text{ kg/m}}} \\ &\quad \text{qd2} = 578,97 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 120 \times (0,5 + 1,245) = \underline{\underline{209,4 \text{ kg/m}}} \\ &\quad ql = 209,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### Beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 120 \times (1,245) = \underline{\underline{149,4 \text{ kg/m}}} \\ &\quad ql = 149,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## Perhitungan Atap

Line 2,3,4,5 = Line 9,10,11,12, titik B-C dan G-H

Bentang L	= 1,5 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe F	= 0,5 m
Perataan beban tipe F	= 0,5 m

### **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/45} &= 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 306 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{306 \text{ kg/m}}} \\ &\quad \text{qd} = 504 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup} &= 120 \times (0,5 + 0,5) = \underline{\underline{120 \text{ kg/m}}} \\ &\quad \text{ql} = 120 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

## Perhitungan Atap

Line6, titik B-E dan E-H

Bentang L	= 4,2 m
tinggi dinding	= 2,8 m
berat dinding	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Perataan beban tipe H	= 1,4 m

Perataan beban tipe F = 0,5 m

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (1,4 + 0,5) & = \underline{\underline{581,4 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd1} = 779,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (1,4 ) & = \underline{\underline{428,4 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 626,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (1,4 + 0,5 ) & = \underline{\underline{228 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql1} = 228 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (1,4) & = \underline{\underline{168 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql} = 168 \text{ kg/m} \end{array}$$

Perhitungan Atap

Line 7, titik B-D dan F-H

$$\begin{array}{ll} \text{Bentang L} & = 4,2\text{m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,70 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe H} & = 1,4 \text{ m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (0,7 + 1,4) & = \underline{\underline{642,6 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd1} = 840,6 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban mati**

$$\begin{array}{lll} \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} & = 306 \times (1,4) & = \underline{\underline{428,4 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{qd2} = 626,4 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (0,7 + 1,4) & = \underline{\underline{252 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql1} = 252 \text{ kg/m} \end{array}$$

**Beban hidup**

$$\begin{array}{lll} \text{Beban hidup} & = 120 \times (1,4) & = \underline{\underline{168 \text{ kg/m}}} \\ & & \text{ql2} = 168 \text{ kg/m} \end{array}$$

Perhitungan Atap

Line 8, titik B-C dan G-H

$$\begin{array}{ll} \text{Bentang L} & = 2,1 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} & = 2,8 \text{ m} \\ \text{berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe F} & = 0,5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban tipe J} & = 0,7 \text{ m} \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll}
 \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} & = 306 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{367,2 \text{ kg/m}}} \\
 & & \text{qd} = 565,2 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

### **Beban mati**

$$\begin{array}{lll}
 \text{Berat balok 25/45} & = 0,25 \times (0,45 - 0,12) \times 2400 & = 198 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} & = 306 \times (0,7) & = \underline{\underline{214,2 \text{ kg/m}}} \\
 & & \text{qd2} = 412 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll}
 \text{Beban hidup} & = 120 \times (0,5 + 0,7) & = \underline{\underline{144 \text{ kg/m}}} \\
 & & \text{ql} = 144 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

### **Beban hidup**

$$\begin{array}{lll}
 \text{Beban hidup} & = 120 \times (0,7) & = \underline{\underline{84 \text{ kg/m}}} \\
 & & \text{ql} = 84 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

➤ Beban mati terpusat

Akibat beban kolom :

$$\begin{array}{ll}
 \text{Pd1 ( kolom 30/50)} & = \text{berat kolom lantai 1-4} \\
 & = 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \\
 & = 1008 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Pd2 ( kolom 30/30)} & = \text{berat kolom lantai 1-4} \\
 & = 0,3 \times 0,3 \times 2,8 \times 2400 \\
 & = 604,8 \text{ kg}
 \end{array}$$

Pd3 ( kolom 25/25)	= berat kolom lantai 1-4
	= $0,25 \times 0,25 \times 2,8 \times 2400$
	= 420 kg
Pd4 ( kolom 15/20)	= berat kolom lantai 1-4
	= $0,15 \times 0,20 \times 0,9 \times 2400$
	= 64,8 kg
Pd1 ( kolom 30/50)	= berat kolom lantai 5
	= $0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400$
	= 1080 kg
Pd2 ( kolom 30/30)	= berat kolom lantai 5
	= $0,3 \times 0,3 \times 3 \times 2400$
	= 648 kg
Pd3 ( kolom 25/25)	= berat kolom lantai 1-4
	= $0,25 \times 0,25 \times 3 \times 2400$
	= 450 kg
Pd4 ( kolom 15/20)	= berat kolom lantai 1-4
	= $0,15 \times 0,20 \times 0,9 \times 2400$
	= 64,8 kg

### 3.4.6 Perhitungan Pembebaan Gempa

#### A. Perhitungan berat total bangunan

Lantai 2=3=4

Luas = luas total – void

$$\begin{aligned} &= (60 \times 19,20) - (22,5 \times 5,4) - (5,4 \times 22,5) - (4,2 \times 4,5) - ((3 \times 5,4) \times 4) \\ &= 825,3 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned} - \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 825,3 \times 471 \\ &= 388716,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban balok

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

Beban balok memanjang

$$\begin{array}{rcl} 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 60 \cdot 2400 \cdot 3 &=& 24192 \quad \text{kg} \\ 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 54 \cdot 2400 \cdot 1 &=& 7275,6 \quad \text{kg} \\ 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 4 &=& 1612,8 \quad \text{kg} \\ 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 3 &=& 1814,4 \quad \text{kg} \\ 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 22,5 \cdot 2400 \cdot 4 &=& 12096 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &=& 46990,8 \quad \text{kg} \end{array}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned}
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 19,2 \cdot 2400 \cdot 4 &= 15206,4 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 16,5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 65334 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 6,9 \cdot 2400 \cdot 16 &= 21859,20 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 7,5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2970 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 105369,60 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Beban kolom

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\begin{aligned}
 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \times 9 &= 9072 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,3 \times 2,8 \times 2400 \times 2 &= 1209,6 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \times 11 &= 11088 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \times 28 &= 28224 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \times 14 &= 14112 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 2,8 \times 2400 \times 3 &= 3024 \quad \text{kg} \\
 0,15 \times 0,2 \times 0,9 \times 2400 \times 42 &= 2721,6 \quad \text{kg} \\
 0,25 \times 0,25 \times 2,8 \times 2400 \times 1 &= 420 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 69871,2 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Beban dinding

Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

Beban dinding memanjang

$$\begin{array}{rcl}
 60 . (2,8-0,4) . 250 . 1 & = & 36000 \quad \text{kg} \\
 54. (2,8 - 0,4) .250 . 3 & = & 97200 \quad \text{kg} \\
 3 . (2,8-0,4) . 250 . 2 & = & 3600 \quad \text{kg} \\
 22,5 . (0,90) . 250 . 4 & = & 20250 \quad \text{kg} \\
 4,5 . (0,9) . 250 . 2 & = & 2025 \quad \text{kg} + \\
 \hline
 \Sigma = & 59075 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Beban dinding melintang

$$\begin{array}{rcl}
 5,4 . (2,8-0,45) . 250 . 28 & = & 88830 \quad \text{kg} \\
 4,2. (2,8 - 0,45) .250 . 4 & = & 9870 \quad \text{kg} \\
 2,7 . (2,8-0,45) . 250 . 2 & = & 3172,5 \quad \text{kg} \\
 5,4 . (0,9) . 250 . 3 & = & 3645 \quad \text{kg} + \\
 \hline
 \Sigma = & 105517,5 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Total beban mati lantai 2=3=4

$$\begin{aligned}
 W_{D2} = W_{D3} = W_{D4} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\
 &= 388716,3 + (46990,8 + 105369,60) + 69871,2 + (59075 + 105517,5) \\
 &= 775540,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan tempat tinggal = 200 kg/m<sup>2</sup>

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,3 (PPIUG 1983)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (}W_{L2} = W_{L3} = W_{L4}\text{)} &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\
 &= 825,3 \times 200 \times 0,3 \\
 &= 49518 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban lantai } 2 &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\
 &= 775540,4 + 49518 \\
 &= 825058,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### Lantai 5

$$\begin{aligned}
 \text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= (60 \times 19,20) - (22,5 \times 5,4) - (5,4 \times 22,5) - (4,2 \times 4,5) - ((3 \times 5,4) \times 4) \\
 &= 825,3 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \quad \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 825,3 \times 471 \\
 &= 388716,3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban balok

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

Beban balok memanjang

$$\begin{array}{rcl}
 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 60 \cdot 2400 \cdot 3 & = & 24192 \quad \text{kg} \\
 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 54 \cdot 2400 \cdot 1 & = & 7275,6 \quad \text{kg} \\
 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 4 & = & 1612,8 \quad \text{kg} \\
 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 3 & = & 1814,4 \quad \text{kg} \\
 0,2 \cdot (0,4-0,12) \cdot 22,5 \cdot 2400 \cdot 4 & = & 12096 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma & = & 46990,8 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned}
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 19,2 \cdot 2400 \cdot 4 &= 15206,4 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 16,5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 65334 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 6,9 \cdot 2400 \cdot 16 &= 21859,20 \quad \text{kg} \\
 0,25 \cdot (0,45-0,12) \cdot 7,5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2970 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 105369,60 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Beban kolom

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\begin{aligned}
 0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \times 9 &= 9720 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,3 \times 3 \times 2400 \times 2 &= 1296 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \times 11 &= 11880 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \times 28 &= 30240 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \times 14 &= 15120 \quad \text{kg} \\
 0,3 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \times 3 &= 3240 \quad \text{kg} \\
 0,15 \times 0,2 \times 0,9 \times 2400 \times 42 &= 2721,6 \quad \text{kg} \\
 0,25 \times 0,25 \times 3 \times 2400 \times 1 &= 450 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 74667,6 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Beban dinding

Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

Beban dinding memanjang

$$60 \cdot (3-0,4) \cdot 250 \cdot 1 = 39000 \quad \text{kg}$$

$$\begin{array}{rcl}
 54. (3 - 0,4) . 250 . 3 & = & 105300 \quad \text{kg} \\
 3 . (3-0,4) . 250 . 2 & = & 3900 \quad \text{kg} \\
 22,5 . (0,90) . 250 . 4 & = & 20250 \quad \text{kg} \\
 4,5 . (0,9) . 250 . 2 & = & 2025 \quad \text{kg} \\
 & & \hline \\
 & \Sigma = & 170475 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Beban dinding melintang

$$\begin{array}{rcl}
 5,4 . (3-0,45) . 250 . 28 & = & 96390 \quad \text{kg} \\
 4,2. (3- 0,45) .250 . 4 & = & 10710 \quad \text{kg} \\
 2,7 . (3-0,45) . 250 . 2 & = & 3442,5 \quad \text{kg} \\
 5,4 . (0,9) . 250 . 3 & = & 3645 \quad \text{kg} \\
 & & \hline \\
 & \Sigma = & 114187,5 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Total beban mati lantai 5

$$\begin{aligned}
 W_{D5} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\
 &= 388716,3 + (46990,8 + 105369,60) + 74667,6 + (170475 + 114187,5) \\
 &= 900406,80 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan tempat tinggal = 200 kg/m<sup>2</sup>

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,3 (PPIUG 1983)

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup (W}_{L5}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\
 &= 825,3 \times 200 \times 0,3 \\
 &= 49518 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban lantai 5 (W5)} &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\
 &= 900406,80 + 49518 \\
 &= 949924,80 \text{ kg} \\
 \\
 \text{Berat total bangunan (W}_T\text{)} &= W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + \text{beban atap} \\
 &= 825058,4 + 825058,4 + 825058,4 + 949924,8 + \\
 &\quad 2429,223 \\
 &= 3427529,224 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

### B. Perhitungan waktu getar bangunan (T)

$$\begin{aligned}
 H \text{ total bangunan} &= 14,36 \text{ m} \\
 T &= 0,063 \cdot H^{3/4} \\
 &= 0,063 \cdot 14,36^{3/4} \\
 &= 0,464
 \end{aligned}$$

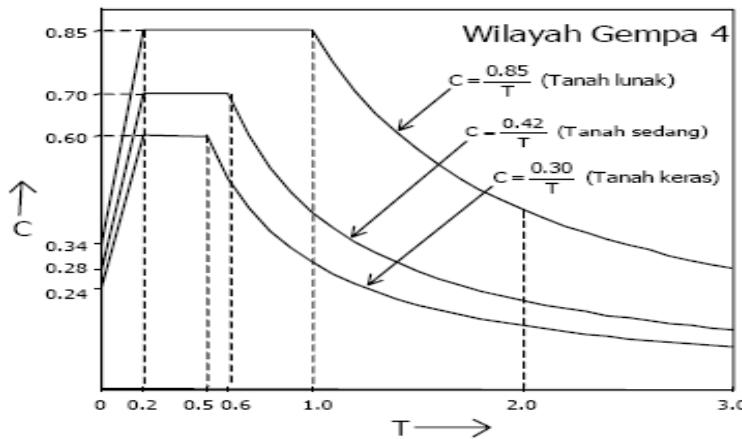
### C. Perhitungan gaya geser horisontal

$$R = 8,5 \text{ (Tabel 2, SNI 1726)}$$

$$I = 1 \text{ (Tabel 1, SNI 1726)}$$

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai  $T = 0,464$  diperoleh

$$C = \frac{0,30}{T} = \frac{0,30}{0,464} = 0,646$$



V dihitung dengan rumus (26) SNI 03-1726-2002

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_t = \frac{0,646 \times 1}{8,5} \times 3427641,981 = 260500,7 \text{ kg}$$

Contoh perhitungan untuk lantai 2 :

$$\begin{aligned} F_i &= \frac{z_i \cdot W_i}{\sum(z_i \cdot W_i)} \times V \\ &= \frac{2310163,52}{24160502,28} \times 260500,7 = 24908,390 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$100\% F_i = 100\% \times 24906,721 = 24908,390 \text{ kg}$$

$$30\% F_i = 30\% \times 24906,721 = 7472,517 \text{ kg}$$

Distribusi gaya geser horizontal total gempa kesepanjang tinggi bangunan :

(Rumus 27, SNI 1726)

Tabel 3.4. Distribusi gaya gempa

Tingkat / Lantai	z <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (kg)	z <sub>i</sub> . W <sub>i</sub> (kgm)	F <sub>i</sub> (kg)	100% F <sub>i</sub> (kg)	30% F <sub>i</sub> (kg)
atap	14.4	2429.223	34883.64228	376.119	376.119	112.836
5	11.4	900406.8	10264637.52	110674.241	110674.241	33202.272
4	8.4	825058.4	6930490.56	74725.170	74725.170	22417.551
3	5.6	825058.4	4620327.04	49816.780	49816.780	14945.034
2	2.8	825058.4	2310163.52	24908.390	24908.390	7472.517
	$\Sigma$	3378011.223	24160502.28	260500.7		

## **BAB IV**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **4.1 Data Perencanaan**

##### **4.1.1 Spesifikasi Umum**

Data tanah : Sondir (*Cone Penetration Test*)

Mutu bahan :

Kuat tekan beton ( $f_c'$ ) : 35 MPa

Baja tulangan : BJTD 39 (390 MPa)

: BJTP 24 (240 MPa)

##### **4.1.2 Data Tanah**

Dari data penyelidikan tanah yang telah dilakukan di lapangan, dapat diketahui jenis lapisan-lapisan tanah yang ada di lokasi proyek Rumah Susun Universitas Islam Malang. Hasil penyelidikan sondir yang dilakukan pada 2 (dua) titik didapat data tanah keras ( $q_c = 80 \text{ kg/cm}^2$ ) terletak pada kedalaman 4,5 m.

#### **4.2 Perencanaan Pondasi Tiang Bor**

Berdasarkan hasil analisa pembebanan dan statika menggunakan program bantu STAADPro diambil nilai-nilai sebagai data perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja. Nilai-nilai tersebut dapat dilihat pada tabel berikut :

**Tabel 4.1. Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan**

Tipe	Node	L/C	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	62	6	1020	3863,294	94,438	214,718	10,470	2027,33
2	121	7	831,205	2860	26,871	45,155	14,296	1630
3	64	7	164,380	1990	90,885	204,480	2,550	331,569

Direncanakan pondasi tiang bor sebagai berikut :

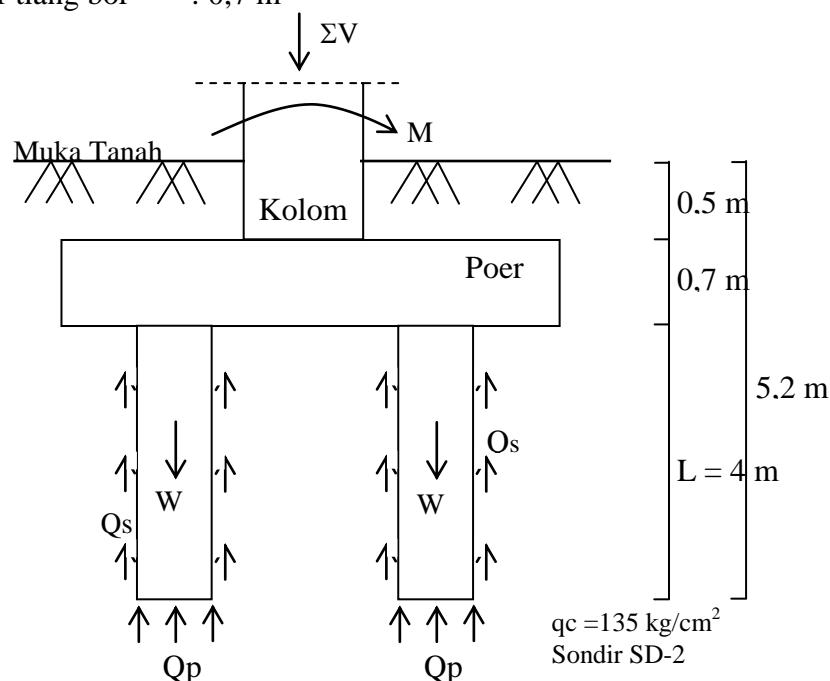
Tebal poer : 0,7 m

Kedalaman poer : 1,2 m

Kedalaman tiang bor : 5,2 m

Panjang tiang bor : 4,0 m

Diameter tiang bor : 0,7 m



**Gambar 4.1. Rencana pondasi tiang bor**

## **4.2.1 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 1**

### **4.2.1.1 Pondasi tiang tunggal**

$$F_x = 1020 \text{ kN}$$

$$F_y = V = 3863,294 \text{ kN}$$

$$F_z = 94,438 \text{ kN}$$

$$M_x = 214,718 \text{ kNm}$$

$$M_y = 10,470 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Luas penampang tiang (A_p)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 70^2$$

$$= 3850 \text{ cm}^2$$

$$\text{Keliling tiang (p)} = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 70$$

$$= 220 \text{ cm}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 4,0 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

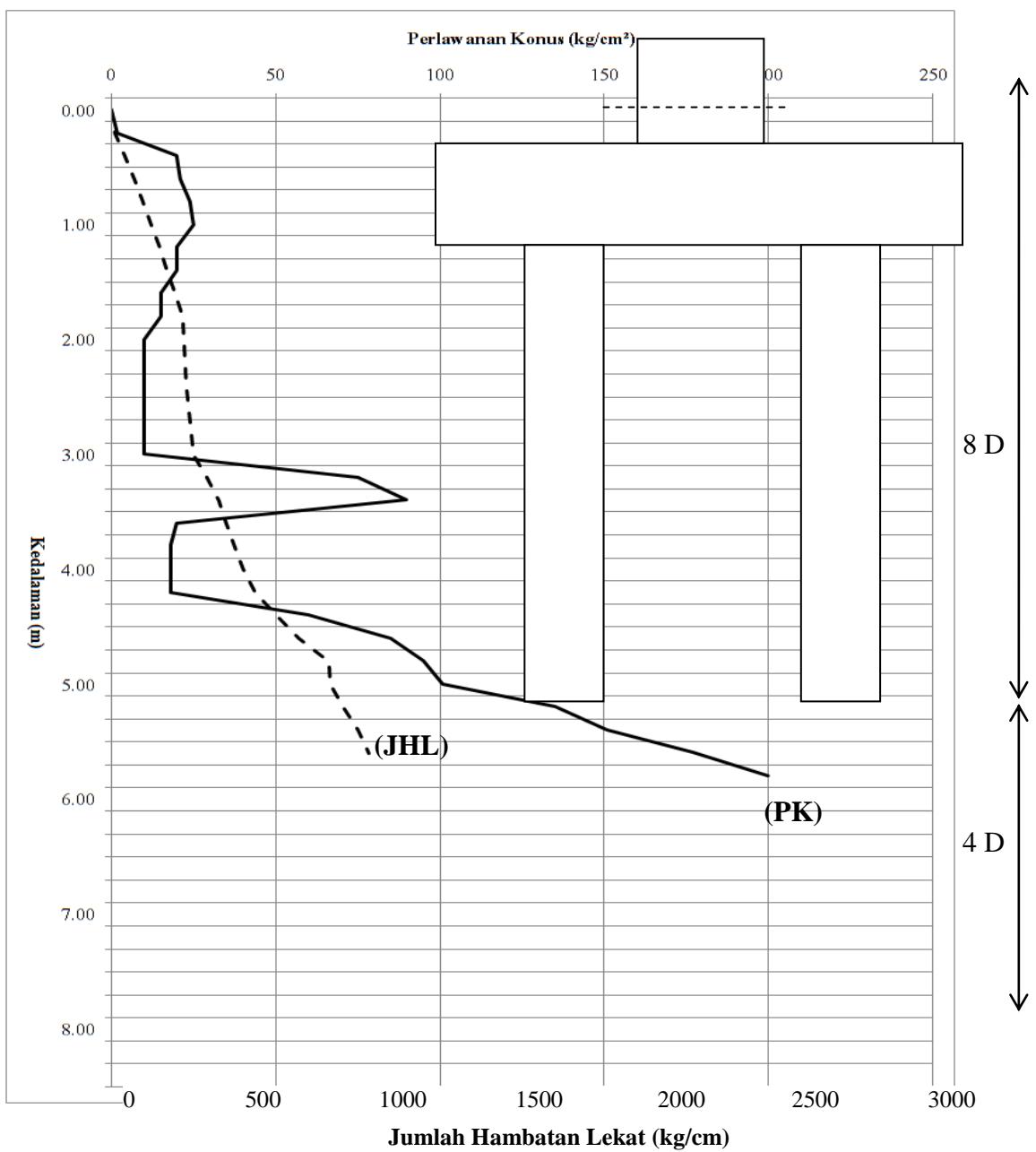
$$\text{Luas selimut tiang (A_s)} = p \cdot \text{panjang tiang}$$

$$= 220 \cdot 400$$

$$= 88000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 2,5 \cdot (\text{untuk bangunan monumental}$$

dengan pengendalian Permanen)



**Gambar 4.2. Grafik hasil sondir titik SD-2 dan penempatan**

**kedalaman pondasi tiang bor Tipe 1**

Nilai  $q_c$  di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata 8D diatas dasar tiang hingga  $0,7 \cdot 4D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4$  m  $\approx 0$

$$5,2 - 8D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4 \text{ m} \approx 0$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.2. Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang**

**Tipe 1**

No.	Kedalaman (m)	Perlwanan Pernetras Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0	0
2	0.2	2
3	0.4	20
4	0.6	21
5	0.8	24
6	1	25
7	1.2	20
8	1.4	20
9	1.6	15
10	1.8	15
11	2	10
12	2.2	10
13	2.4	10
14	2.6	10
15	2.8	10
16	3	10
17	3.2	75
18	3.4	90
19	3.6	20
20	3.8	18
21	4	18
22	4.2	18
23	4.4	60
24	4.6	85
25	4.8	95
26	5	101
27	$\Sigma$	135
	Rata-rata	34.704

$$qc1 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{937}{27} = 34.704 \text{ kg/cm}^2$$

$$5,2 + 4D = 5,2 + (4 \cdot 0,7) = 8,0 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.3. Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang**

**Tipe 1**

No.	Kedalaman (m)	Perlawanan Pernetrasi Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	5.2	135
2	5.4	151
3	5.6	177
4	5.8	200
5	6	200
6	6.2	200
7	6.4	200
8	6.6	200
9	6.8	200
10	7	200
11	7.2	200
12	7.4	200
13	7.6	200
14	7.8	200
15	8	200
	$\Sigma$	2863
	Rata-rata	190.867

$$qc2 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{2863}{15} = 190,867 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang :

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{34.704 + 190,867}{2} = 112,785 \text{ kg/cm}^2$$

Sedangkan nilai gesekan pada selimut tiang (fs) berdasarkan nilai rata-rata Jumlah Hambatan Lekat (JHL) sepanjang tiang.

**Tabel 4.4. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang**

**Tipe 1**

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm)	fs (kg/cm <sup>2</sup> )
1	120	145	
2	140	170	1.25
3	160	195	1.25
4	180	216.7	1.08
5	200	220	0.17
6	220	223.3	0.17
7	240	228.3	0.25
8	260	233.3	0.25
9	280	241.7	0.42
10	300	250	0.42
11	320	291.7	2.09
12	340	325	1.67
13	360	350	1.25
14	380	375	1.25
15	400	398.3	1.17
16	420	435	1.84
17	440	501.7	3.34
18	460	568.3	3.33
19	480	611.7	2.17
20	500	663.3	2.58
21	520	703.3	2.00
		Σ	27,91
		Rata-rata	1.33

Perhitungan fs masing-masing segmen kedalaman :

$$fs_n = \frac{JHL_n - JHL_{n-1}}{L_n - L_{n-1}}$$

$$\text{Contoh perhitungan : } fs_2 = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{170 - 145}{140 - 120} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$f_s = \frac{\sum f_s}{n} = \frac{27,91}{21} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A \\ &= 112,785 \cdot 3850 \\ &= 434222,963 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= (0,5 \cdot f_s) \cdot L \cdot p \\ &= (0,5 \cdot 1,33) \cdot 400 \cdot 220 \\ &= 58520 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ W_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 L \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{1}{4} \pi 0,7^2 \cdot 4,0 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3694,512 \text{ kg} \\ Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 434222,963 + 58520 - 3694,512 \\ &= 489048,451 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{S_F} = \frac{489048,451}{2,5} = 195619,4 \text{ kg} = 1956,194 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}\sigma &= 0,2 \cdot f_c \\ &= 0,2 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 70 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \sigma \cdot A_{\text{tiang}} \\ &= 70 \cdot 3850 \\ &= 269500 \text{ kg} \\ &= 2695 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1956,194 kN

#### 4.2.1.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{\text{ijin}}} = \frac{3863,292}{1956,194} = 1,975 \quad \sim 2 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 2 buah tiang dengan susunan :

$$n (\text{jumlah baris tiang}) = 1 \text{ buah}$$

$$m (\text{jumlah tiang dalam baris}) = 2 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned}S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 1 - (2 \cdot 0,7)}{(2+1)-2} \\ &\leq 0,798 \text{ m}\end{aligned}$$

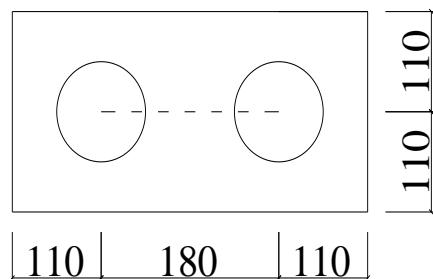
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang ( $S$ ) = 1,8 m



**Gambar 4.3. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (2 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2.(2+1-2).1,8 + 4.0,7}{2.2.2.1}$$

$$= 1,455 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi})$$

2. Formula Converse-Labarre

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

$$\text{dimana : } \theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,7/1,8) = 26,565^\circ$$

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

$$= 1 - \left[ \frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 26,565^\circ$$

$$= 0,852 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

### 3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}
 Eg &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 1 - \frac{0,7}{\pi \cdot 1,8 \cdot 2,1} \cdot [2 \cdot (1-1) + 2 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (1-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 0,938 \quad < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

### 4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}
 Eg &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\
 &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,8 \cdot (2+1-2)}{(75 \cdot 1,8^2 - 7) \cdot (2+1-1)} \right] + \frac{0,3}{2+1} \\
 &= 0,963 \quad < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,852.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= Eg \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,852 \cdot 2 \cdot 1956,194 \\
 &= 3333,355 \text{ kN} \quad < V = 3860 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman})
 \end{aligned}$$

Dikarenakan daya dukung tiang kelompok dengan jumlah tiang 2 buah tidak aman atau tidak memenuhi, maka jumlah tiang ditambah. Dicoba jumlah tiang sebanyak 3 buah.

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{\text{ijin}}} = \frac{3863,292}{1956,194} = 1,975 \quad \sim \quad 3 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 3 buah tiang dengan susunan :

$$\begin{aligned}
 n \text{ (jumlah baris tiang)} &= - \\
 m \text{ (jumlah tiang dalam baris)} &= -
 \end{aligned}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2}$$

$$\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,7)}{(2+2) - 2}$$

$$\leq 1,498 \text{ m}$$

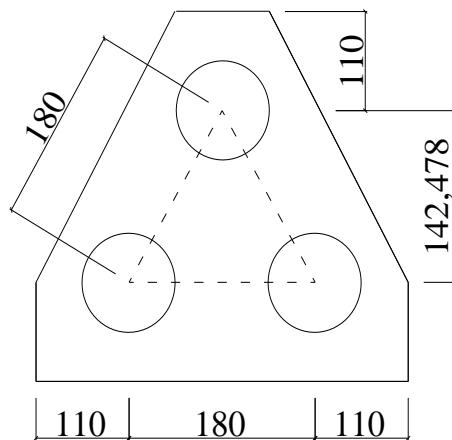
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,8m



**Gambar 4.4. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (3 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula Feld

$$Eg = 14/16 = 0,875 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

Nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yaitu 0,875.

- Daya dukung kelompok tiang

$$Q_{\text{tiang}} = Eg \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}}$$

$$= 0,875 \cdot 3 \cdot 1956,194$$

$$= 5135,01 \text{ kN} \quad > V = 3863,292 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

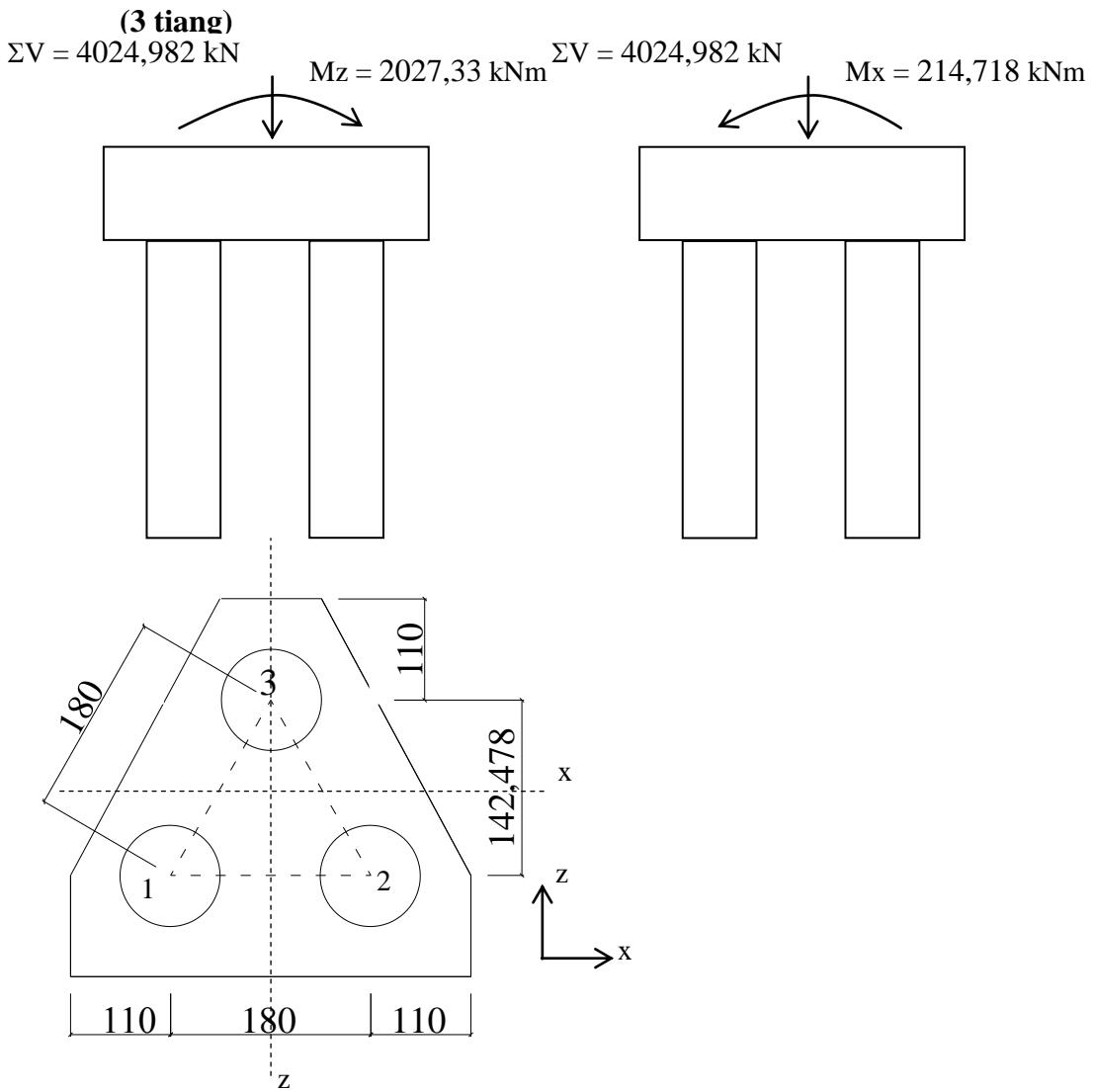
- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}\text{Berat poer} &= [(5,305 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 10910,9 \text{ kg} = 109,109 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tanah urug} &= [(5,305 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 5258,1 \text{ kg} = 52,581 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 3863,292 + 109,109 + 52,581 \\ &= 4024,982 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 5135,01 \text{ kN} \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

#### 4.2.1.3 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1



**Gambar 4.5. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (3 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 4024,982 \text{ kN}$$

$$M_x = 214,718 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$n_x = 2$$

$$nz = 1$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Z_{max} = 0,71 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,71^2) + (0,71^2) = 1,01 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,9 ; z_1 = -0,71)$$

$$P_1 = \frac{4024,982}{3} + \frac{2027,33 \cdot -0,9}{1,162} + \frac{214,718 \cdot -0,71}{2,101}$$

$$= 139,896 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,9 ; z_2 = -0,71)$$

$$P_2 = \frac{4024,982}{3} + \frac{2027,33 \cdot 0,9}{1,162} + \frac{214,718 \cdot -0,71}{2,101}$$

$$= 2392,485 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 0 ; z_3 = 0,71)$$

$$P_3 = \frac{4024,982}{3} + \frac{2027,33 \cdot 0}{1,162} + \frac{214,718 \cdot 0,71}{2,101}$$

$$= 1417,131 \text{ kN}$$

$$P_{max} = 2392,485 \text{ kN} > Q_{1\text{tiang}} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman})$$

Dikarenakan daya dukung tiang kelompok dengan jumlah tiang 3 buah tidak aman atau tidak memenuhi, maka jumlah tiang ditambah. Dicoba jumlah tiang sebanyak 4 buah.

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{3863,292}{1956,194} = 1,975 \quad \sim \quad 4 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 4 buah tiang dengan susunan :

n (jumlah baris tiang) = 2 buah

m (jumlah tiang dalam baris) = 2 buah

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,7)}{(2+2)-2} \\ &\leq 1,498 \text{ m} \end{aligned}$$

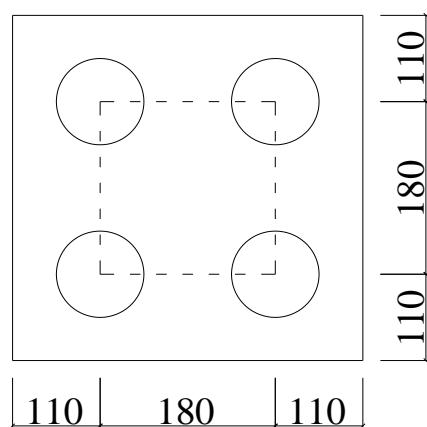
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,8 m



**Gambar 4.6. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (4 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$\begin{aligned} Eg &= \frac{2.(m+n-2).s + 4D}{p.m.n} \\ &= \frac{2.(2+2-2).1,8 + 4.0,7}{2.2.2.2} \\ &= 1,136 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi}) \end{aligned}$$

2. Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ \text{dimana : } \theta &= \tan^{-1}(D/s) = \tan^{-1}(0,7/1,8) = 26,565^\circ \\ Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ &= 1 - \left[ \frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \right] \cdot 26,565^\circ \\ &= 0,705 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \cdot [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1).(n-1).\sqrt{2}] \\ &= 1 - \frac{0,7}{\pi.1,8.2.2} \cdot [2.(2-1) + 2.(2-1) + (2-1).(2-1).\sqrt{2}] \\ &= 0,833 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} Eg &= \left[ 1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\ &= \left[ 1 - \frac{36.1,8.(2+2-2)}{(75.1,8^2-7).(2+2-1)} \right] + \frac{0,3}{2+2} \\ &= 0,892 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,705.

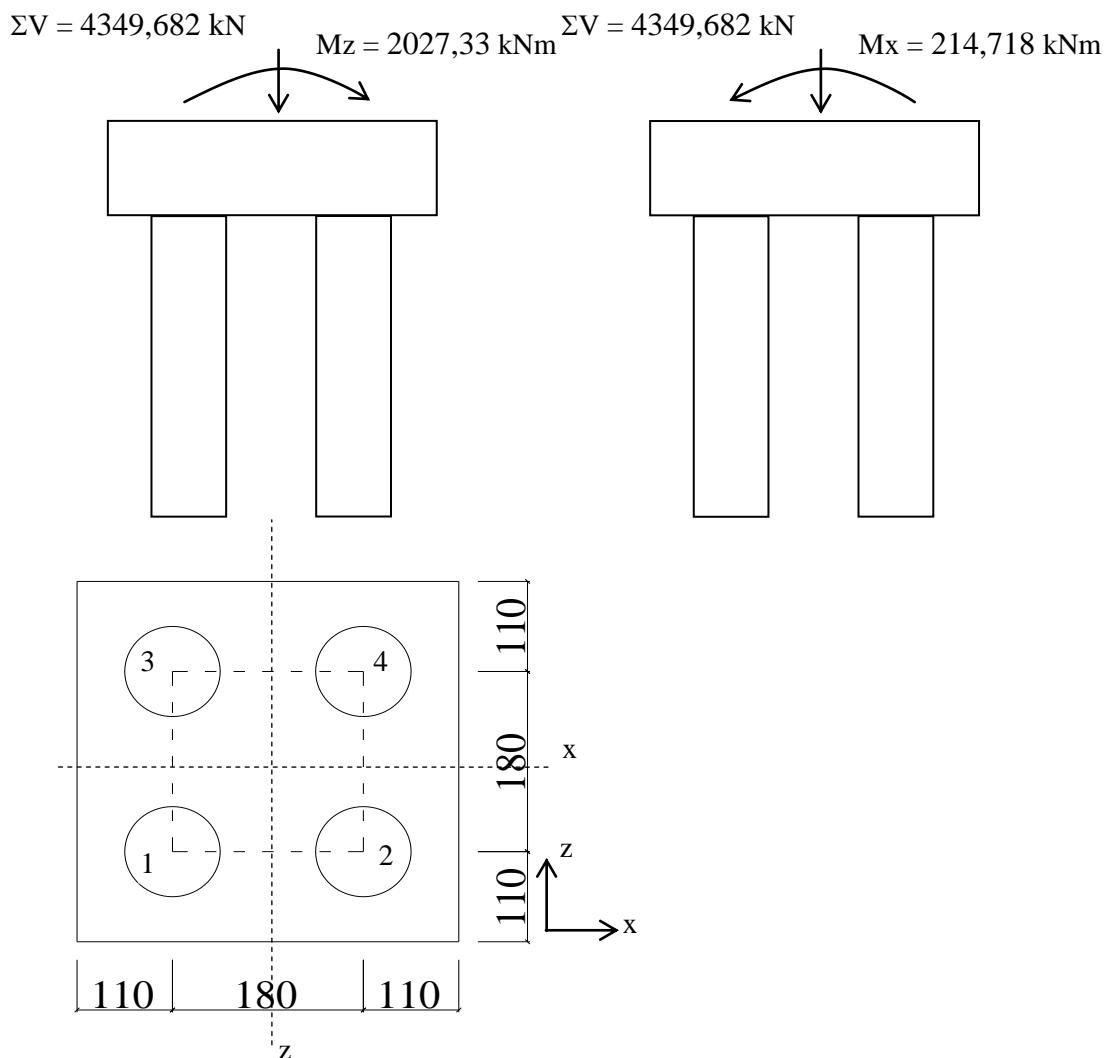
- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,705 \cdot 4 \cdot 1956,194 \\
 &= 5516,467 \text{ kN} > V = 3863,292 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(4 \cdot 4 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 32472 \text{ kg} = 324,72 \text{ kN} \\
 \text{Berat tanah urug} &= [(4 \cdot 4 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\
 &= 16167 \text{ kg} = 161,67 \text{ kN} \\
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 3863,292 + 324,72 + 161,67 \\
 &= 4349,682 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 5516,467 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.1.4 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang)



**Gambar 4.7. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{nz \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \sum z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 4349,682 \text{ kN}$$

$$M_x = 214,718 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
nx &= 2 \\
nz &= 2 \\
X_{max} &= 0,9 \text{ m} \\
Z_{max} &= 0,9 \text{ m} \\
\Sigma x^2 &= (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2 \\
\Sigma z^2 &= (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,9 ; z_1 = -0,9)$$

$$\begin{aligned}
P1 &= \frac{4349,682}{4} + \frac{2027,33 \cdot -0,9}{2,1,62} + \frac{214,718 \cdot -0,9}{2,1,62} \\
&= 464,629 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_2 = 0,9 ; z_2 = -0,9)$$

$$\begin{aligned}
P2 &= \frac{4349,682}{4} + \frac{2027,33 \cdot 0,9}{2,1,62} + \frac{214,718 \cdot -0,9}{2,1,62} \\
&= 1590,924 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_3 = -0,9 ; z_3 = 0,9)$$

$$\begin{aligned}
P3 &= \frac{4349,682}{4} + \frac{2027,33 \cdot -0,9}{2,1,62} + \frac{214,718 \cdot 0,9}{2,1,62} \\
&= 583,917 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_4 = 0,7 ; z_4 = 0,7)$$

$$\begin{aligned}
P4 &= \frac{4349,682}{4} + \frac{2027,33 \cdot 0,9}{2,1,62} + \frac{214,718 \cdot 0,9}{2,1,62} \\
&= 1977,605 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_{max} = 1977,605 \text{ kN} > Q_{1tiang} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman})$$

Dikarenakan daya dukung tiang kelompok dengan jumlah tiang 4 buah tidak aman atau tidak memenuhi, maka jumlah tiang ditambah. Dicoba jumlah tiang sebanyak 6 buah.

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q \text{ ijin}} = \frac{3863,292}{1956,194} = 1,975 \quad \sim \quad 6 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 4 buah tiang dengan susunan :

$$n (\text{jumlah baris tiang}) = 2 \text{ buah}$$

$$m (\text{jumlah tiang dalam baris}) = 3 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 3 \cdot 2 - (2 \cdot 0,7)}{(3+2) - 2} \\ &\leq 1,731 \text{ m} \end{aligned}$$

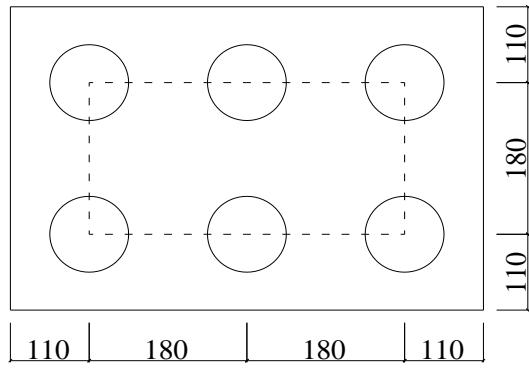
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,8 m



**Gambar 4.8. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (6 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$\begin{aligned} Eg &= \frac{2.(m+n-2).s + 4D}{p.m.n} \\ &= \frac{2.(3+2-2).1,8 + 4.0,7}{2,2.3.2} \end{aligned}$$

$$= 1,03 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi})$$

2. Formula Converse-Labarre

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

$$\text{dimana : } \theta = \tan^{-1}(D/s) = \tan^{-1}(0,7/1,8) = 26,565^\circ$$

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ &= 1 - \left[ \frac{(2-1).3 + (3-1).2}{90.3.2} \right] .26,565^\circ \\ &= 0,656 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \cdot [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1).(n-1).\sqrt{2}] \\ &= 1 - \frac{0,7}{\pi.1,8.3.2} \cdot [3.(2-1) + 2.(3-1) + (3-1).(2-1).\sqrt{2}] \\ &= 0,8 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

#### 4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}
 Eg &= \left[ 1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\
 &= \left[ 1 - \frac{36.1,8.(3+2-2)}{(75.1,8^2-7).(3+2-1)} \right] + \frac{0,3}{3+2} \\
 &= 0,895 \quad < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,656.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{tiang} &= Eg \cdot n \cdot Q1_{tiang} \\
 &= 0,656 \cdot 6 \cdot 1956,194 \\
 &= 7699,58 \text{ kN} \quad > V = 3863,292 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{tiang}$

$$\text{Berat poer} = [(5,8 \cdot 4 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2$$

$$= 46987,2 \text{ kg} = 469,872 \text{ kN}$$

$$\text{Berat tanah urug} = [(5,8 \cdot 4 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2$$

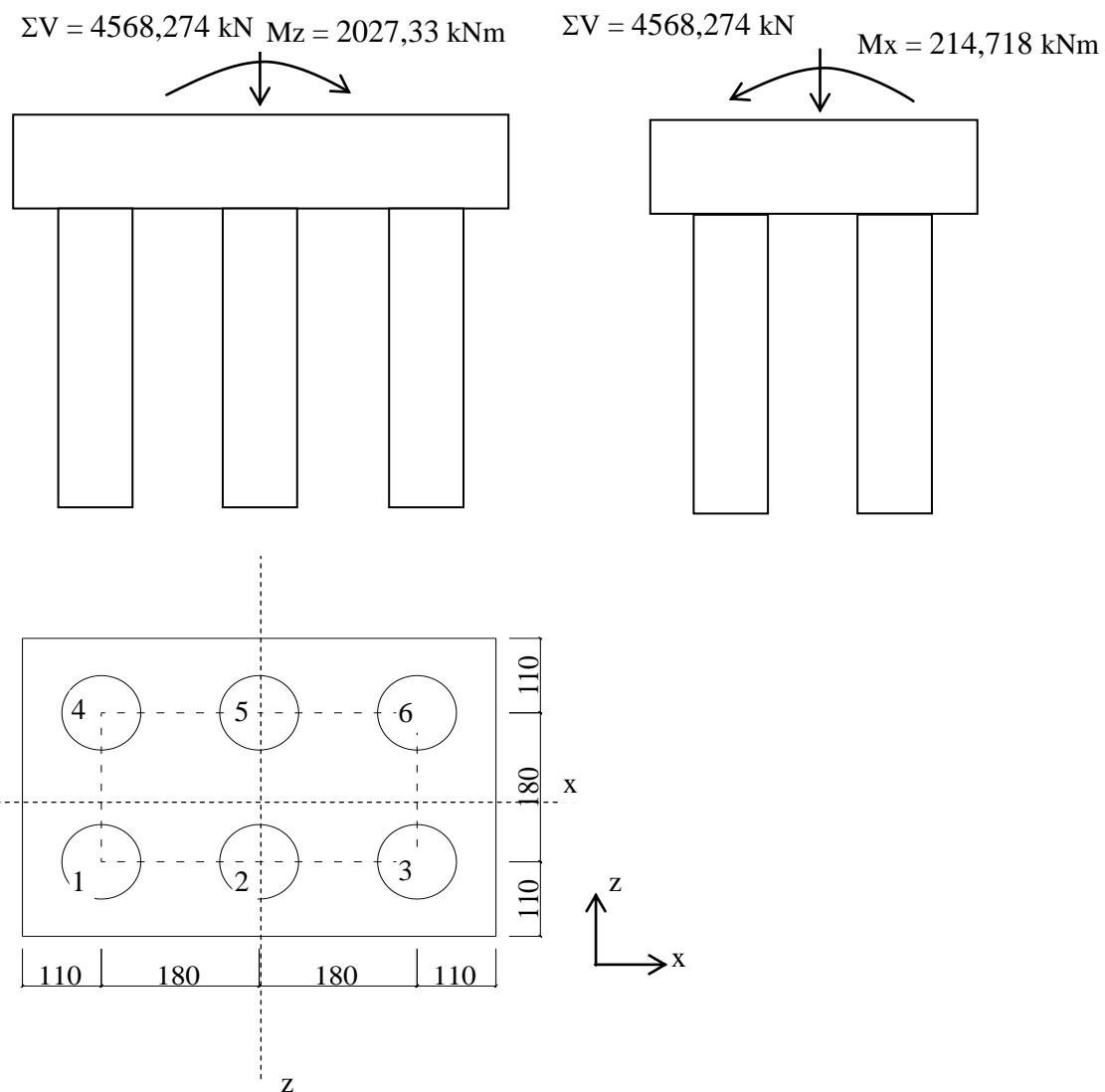
$$= 23511 \text{ kg} = 235,11 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}$$

$$= 3863,292 + 469,872 + 235,11$$

$$= 4568,274 \text{ kN} < Q_{tiang \text{ kelompok}} = 7699,58 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

#### 4.2.1.4 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (6 tiang)



**Gambar 4.9. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (6 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{nz \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \sum z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 4568,274 \text{ kN}$$

$$M_x = 214,718 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$nx = 3$$

$$nz = 2$$

$$X_{\max} = 1,8 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-1,8^2) + (1,8^2) = 6,48 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x1 = -1,8 ; z1 = -0,9)$$

$$P1 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33 \cdot -1,8}{2 \cdot 6,48} + \frac{214,718 \cdot -0,9}{3 \cdot 1,62}$$

$$= 440,042 \text{ kN}$$

$$(x2 = 0 ; z2 = -0,9)$$

$$P2 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33 \cdot 0}{2 \cdot 6,48} + \frac{214,718 \cdot -0,9}{3 \cdot 1,62}$$

$$= 721,616 \text{ kN}$$

$$(x3 = 1,8 ; z3 = -0,9)$$

$$P3 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33 \cdot 1,8}{2 \cdot 6,48} + \frac{214,718 \cdot -0,9}{3 \cdot 1,62}$$

$$= 1003,19 \text{ kN}$$

$$(x4 = -1,8 ; z4 = 0,9)$$

$$P4 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33 \cdot -1,8}{2 \cdot 6,48} + \frac{214,718 \cdot 0,9}{3 \cdot 1,62}$$

$$= 519,57 \text{ kN}$$

$$(x5 = 0 ; z5 = 0,9)$$

$$P_5 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33,0}{2,648} + \frac{214,718,0,9}{3,1,62}$$

$$= 801,142 \text{ kN}$$

(x6 = 1,8 ; z6 = 0,9)

$$P_6 = \frac{4568,274}{6} + \frac{2027,33,1,8}{2,648} + \frac{214,718,0,9}{3,1,62}$$

$$= 1082,715 \text{ kN}$$

Pmax = 1082,715 kN < Q<sub>1tiang</sub> = 1956,194 kN (aman)

Sehingga untuk Tipe 2 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 70 cm kedalaman 5,2 m sesuai dengan perencanaan diatas (6 tiang).

#### 4.2.1.5. Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 1

Diketahui :

$$P_{max} = 1082,715 \text{ kN}$$

$$P = V = 3863,292 \text{ kN}$$

$$M_x = 214,718 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

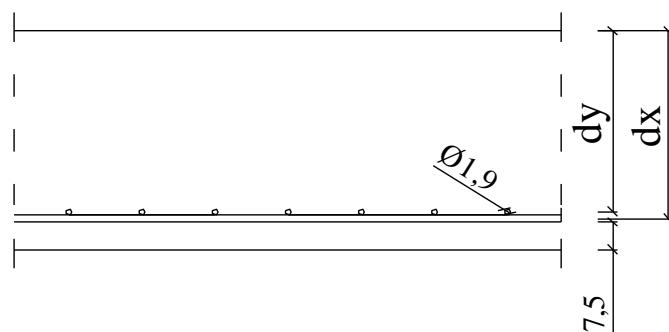
$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

$$\text{Tebal poer (H)} = 70 \text{ cm} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

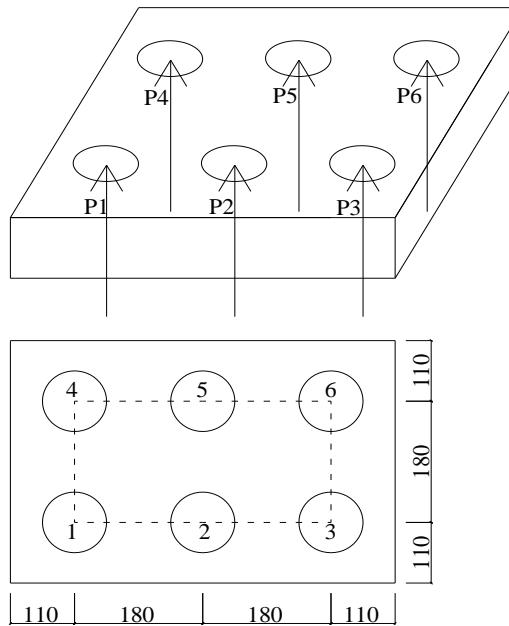
$$\text{Tulangan pokok} = \emptyset 19$$



**Gambar 4.10. Sketsa penulangan poer**

$$dx = 700 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 615,5 \text{ mm}$$

$$dy = 700 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 596,5 \text{ mm}$$



**Gambar 4.11. Arah pembebaan pondasi tiang bor pada poer (6 tiang)**

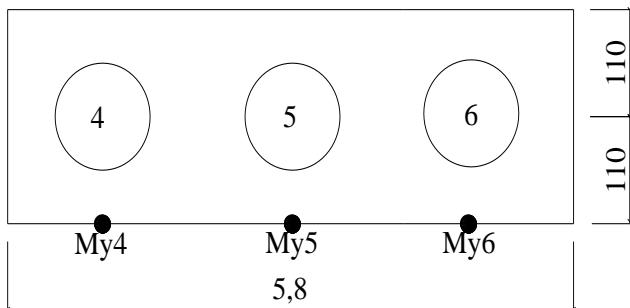
Perhitungan Momen :

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P.2.3. (Pelat : Stiglet/Wipel: 209) didapat nilai Mye dengan cara interpolasi.

**Tabel 4.5. Tabel pelat : Stiglet/Wipel**

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 bor :



**Gambar 4.12. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (6 tiang)**

Diketahui nilai P untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P_1 = 440,042 \text{ kN}$$

$$P_2 = 721,616 \text{ kN}$$

$$P_3 = 1003,19 \text{ kN}$$

$$P_4 = 519,57 \text{ kN}$$

$$P_5 = 801,142 \text{ kN}$$

$$P_6 = 1082,715 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_4 = \frac{1,1}{1,1+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_5 = \frac{1,1}{1,1+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_6 = \frac{1,1}{1,1+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

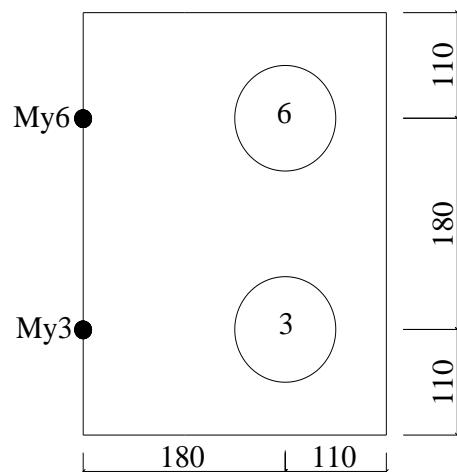
$$M_{xe\ 4} = (P_4 \cdot Mye) + (P_5 \cdot Mye) + (P_6 \cdot Mye)$$

$$\begin{aligned}
 &= (519,57,0,21) + (801,142,0,21) + (1082,715,0,21) \\
 &= 504,719 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 5} &= (P_4 \cdot Mye) + (P_5 \cdot Mye) + (P_6 \cdot Mye) \\
 &= (519,57,0,21) + (801,142,0,21) + (1082,715,0,21) \\
 &= 504,719 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 6} &= (P_4 \cdot Mye) + (P_5 \cdot Mye) + (P_6 \cdot Mye) \\
 &= (519,57,0,21) + (801,142,0,21) + (1082,715,0,21) \\
 &= 504,719 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



**Gambar 4.13. Momen arah y akibat reaksi tiang bor ( tiang)**

$$(Y/L)_3 = \frac{1,1}{1,8+1,1} = 0,4$$

$$Mye = 0,25$$

$$(Y/L)_6 = \frac{1,1}{1,8+1,1} = 0,4$$

$$Mye = 0,25$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 3} &= (P_3 \cdot Mye) + (P_6 \cdot Mye) \\
 &= (1003,19 \cdot 0,09) + 1082,715 \cdot 0,09 \\
 &= 521,476 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 6} &= (P_3 \cdot Mye) + (P_6 \cdot Mye) \\
 &= (1003,19 \cdot 0,09) + 1082,715 \cdot 0,09 \\
 &= 521,476 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### 1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$Mu = 504,719 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{504,719}{0,8} = 630,898 \text{ kNm} = 630898000 \text{ Nmm}$$

$$dx = 700 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 615,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dx^2} = \frac{630898000}{1000 \cdot 615,5^2} = 1,665 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\
 &= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,037
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,665 \cdot 13,11}{390}} \right] \\ &= 0,004\end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,004$

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot dx \\ &= 0,004 \cdot 1000 \cdot 615,5 \\ &= 2465 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2465}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 8,694 \approx 10 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{100} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2835,287 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ ada} = 2835,287 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 2465 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, D19-100

Perhitungan tulangan tekan

$$A_s \text{ tekan} = 20\% \cdot A_s \text{ perlu}$$

$$= 20\% \cdot 2465$$

$$= 493 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{493}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,74 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,095 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 945,095 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 493 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, D19-300

2. Perhitungan penulangan poer arah z

$$Mu = 521,476 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{521,476}{0,8} = 651,845 \text{ kNm} = 651845000 \text{ Nmm}$$

$$dy = 700 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 596,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dy^2} = \frac{651845000}{1000 \cdot 596,5^2} = 1,832 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.1,832.13,11}{390}} \right]$$

$$= 0,004$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,004$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot dy \\ &= 0,004 \cdot 1000 \cdot 596,5 \\ &= 2386 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$Jumlah \text{ tulangan} (n) = \frac{As_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2386}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 8,41 \approx 10 \text{ tulangan}$$

$$Jarak (s) = \frac{b}{n} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

$$As_{\text{ada}} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{100} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2835,287 \text{ mm}^2$$

$$As_{\text{ada}} = 2835,287 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}} = 2386 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, D19-100

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} As_{\text{tekan}} &= 20\% \cdot As_{\text{perlu}} \\ &= 20\% \cdot 2386 \\ &= 477,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D19

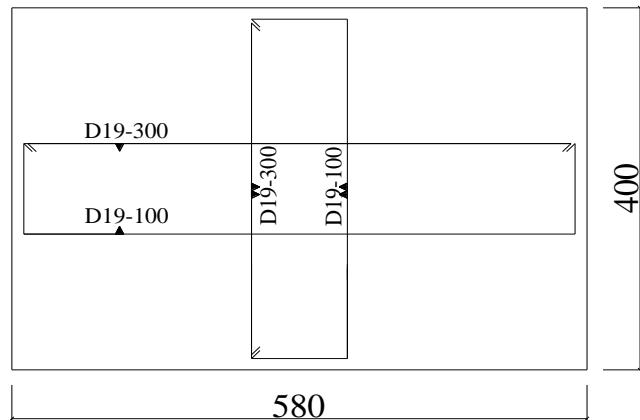
$$Jumlah \text{ tulangan} (n) = \frac{As_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{477,2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,683 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$Jarak (s) = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$As \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,095 \text{ mm}^2$$

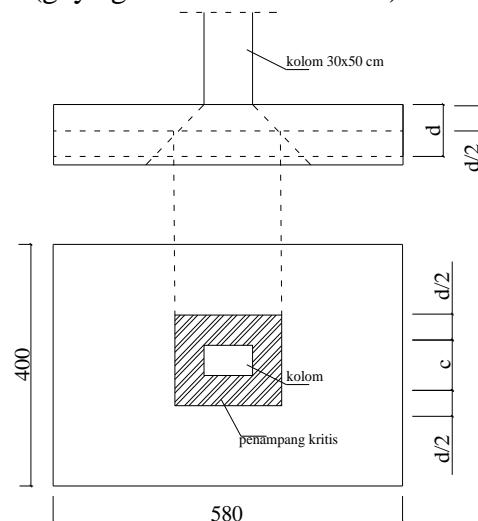
$$As \text{ ada} = 945,095 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 477,2 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, D19-300



**Gambar 4.14. Penulangan poer arah x dan y Tipe 1**

### 3. Kontrol geser pons (gaya geser dua arah sumbu)



**Gambar 4.15. Analisis geser dua arah pondasi Tipe 1**

Diketahui :

$$Vu = P = 3863,292 \text{ kN} = 3863292 \text{ N}$$

$$\text{Poer} = 5,8 \times 4 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\ &= 700 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 615,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi kolom (c) = 30/50 cm

$$\begin{aligned} \sigma &= P / A \\ &= 3863292 / (5800 \cdot 4000) \\ &= 0,166 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 300 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 615,5 \\ &= 915,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned} bo &= (B_2+B_1) + (B_2+B_1) \\ &= (300+500) + (300+500) \\ &= 1600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \cdot (L^2 - B') \\ &= 0,166 \cdot (4000^2 - 915,5) \\ &= 1145451 \text{ N} \\ &= 1145,451 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} Vc\ 1 &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{0,81}\right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{6} \end{aligned}$$

$$= 3368620 \text{ N}$$

$$= 3368,620 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Vc\ 2 &= \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d}{12} \\ &= \left(\frac{40 \cdot 615,5}{1600} + 2\right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{12} \\ &= 8441856 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 8441,856 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Vc\ 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d \\ &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5 \\ &= 1942051 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 1942,051 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot Vc &= 0,6 \cdot 1942,051 \\ &= 1165,231 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Vu = 1145,451 \text{ kN} < \phi \cdot Vc = 1165,231 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

Karena  $Vu < \phi \cdot Vc$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.1.6. Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 1

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{max} = 1082,715 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 4568,274 \text{ kN}$$

$$M_z = 2027,33 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 70 \text{ cm} = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok}$$

$$= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 94,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{efektif}} = D \text{ tiang} - (2 \cdot d')$$

$$= 700 - (2 \cdot 94,5)$$

$$= 511 \text{ mm}$$

- Luas penampang tiang bor

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

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 700^2$$

$$= 384845,1001 \text{ mm}^2$$

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

-  $A_{st} = 1\% \cdot A_g$

$$= 1\% \cdot 384845,1001$$

$$= 3848,451 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tulangan}^2}$$

$$= \frac{3848,451}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2}$$

$$= 13,573 \sim 14 \text{ tulangan}$$

-  $A_{s_{ada}} = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$

$$= 14 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2$$

$$= 3969,402 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3848,451 \text{ mm}^2$$

-  $A_s = A_s' = 0,5 \cdot A_{s_{ada}}$

$$= 0,5 \cdot 3969,402$$

$$= 1984,701 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 511}{14} = 114,67 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm}$$

- Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi segi empat ekuivalen
  - Tebal penampang segi empat ekivalen

$t_{ek} = 0,8 \cdot D_{tiang}$

$$= 0,8 \cdot 700$$

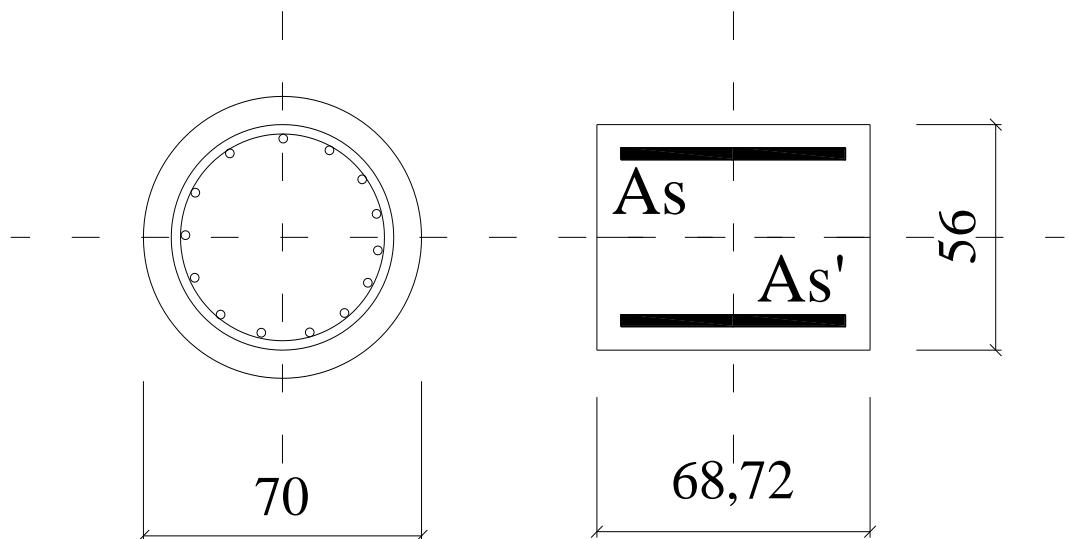
$$= 560 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek} = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot 700^2}{560}$$

$$= 687,223 \text{ mm}$$



**Gambar 4.16. Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi**

**segi empat ekuivalen**

- Pemeriksaan  $P$  terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 560 - 94,5$$

$$= 465,5 \text{ mm}$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_{c'} \cdot b}$$

$$= \frac{1082715}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 560}$$

$$= 99,983 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} a_b &= \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \cdot 0,81 \cdot 465,5}{600 + 390} \\ &= 228,518 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena nilai  $a_c < a_b$ , berarti penampang tiang pada kondisi beton tarik menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{My}{P_{max}} = \frac{2027330}{1082715} = 1,872 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang pondasi bulat

- Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3848,451}{384845,1001} = 0,01$$

- Lebar pondasi efektif ( $D_s$ )

$$\begin{aligned} D_s &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 700 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 511 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ( $P_{n\_perlu}$ )

$$P_{n\_perlu} = \frac{\sum V}{\varphi} = \frac{4568,274}{0,7} = 6526,106 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang pondasi bulat dengan hancur tarik

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot D_{tiang}^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} \right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D_{eff}}{2,5 \cdot D_{tiang}}} - \left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} - 0,38 \right) \right) \\
 &= 0,85 \cdot 35 \cdot 700^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot 1,872}{700} \right)^2 + \frac{0,01 \cdot 13,11 \cdot 511}{2,5 \cdot 700}} - \left( \frac{0,85 \cdot 1,872}{700} - 0,38 \right) \right) \\
 &= 9402500 \\
 &= 9402,500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Kuat pondasi

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 9402,500 = 6581,75 \text{ kN} > P_{max} = 1080,879 \text{ kN}$$

- Perencanaan tulangan spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\varnothing 10$  mm,  $f_y = 240$  MPa.

$$\begin{aligned}
 A_{\text{spiral}} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

$$s \leq 16 \cdot 19 = 304 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

dipakai jarang antar sengkang sebesar 300 mm.

Sehingga digunakan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 14D19 dan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$ .

#### **4.2.1.7. Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 1**

Penurunan kelompok tiang dihitung sebagai berikut :

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

Dimana :

$S_g$  : penurunan kelompok tiang

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$B_g$  : lebar kelompok tiang

$D$  : diameter tiang (cm)

Syarat penurunan kelompok tiang:

$$S_g < 100 \text{ mm}$$

( Joseph E.Bowles., Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1, hal 274)

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

dimana :

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$D$  : diameter tiang (cm)

$Q$  : beban kerja ( $P_{max} = 1082,715 \text{ kN} = 108271,5 \text{ kg}$ )

$L$  : panjang tiang (cm)

$E_p$  : modulus elastisitas tiang

$$E_p = 4700 \sqrt{35} \text{ MPa}$$

$$= 27805,575 \text{ N/mm}^2$$

$$= 278055,75 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$= \frac{70}{100} + \frac{108271,5 \cdot 400}{3850 \cdot 278055,75}$$

$$= 0,74 \text{ cm}$$

$$= 7,4 \text{ mm}$$

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

$$= 7,4 \cdot \sqrt{\frac{4000}{700}}$$

$$= 17,69 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad (\text{aman})$$

## 4.2.2 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 2

### 4.2.2.1 Pondasi tiang tunggal

$$F_x = 831,205 \text{ kN}$$

$$F_y = V = 2860 \text{ kN}$$

$$F_z = 26,871 \text{ kN}$$

$$M_x = 45,155 \text{ kNm}$$

$$M_y = 14,296 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Luas penampang tiang (A_p)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 70^2$$

$$= 3850 \text{ cm}^2$$

$$\text{Keliling tiang (p)} = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 70$$

$$= 220 \text{ cm}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 4,0 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

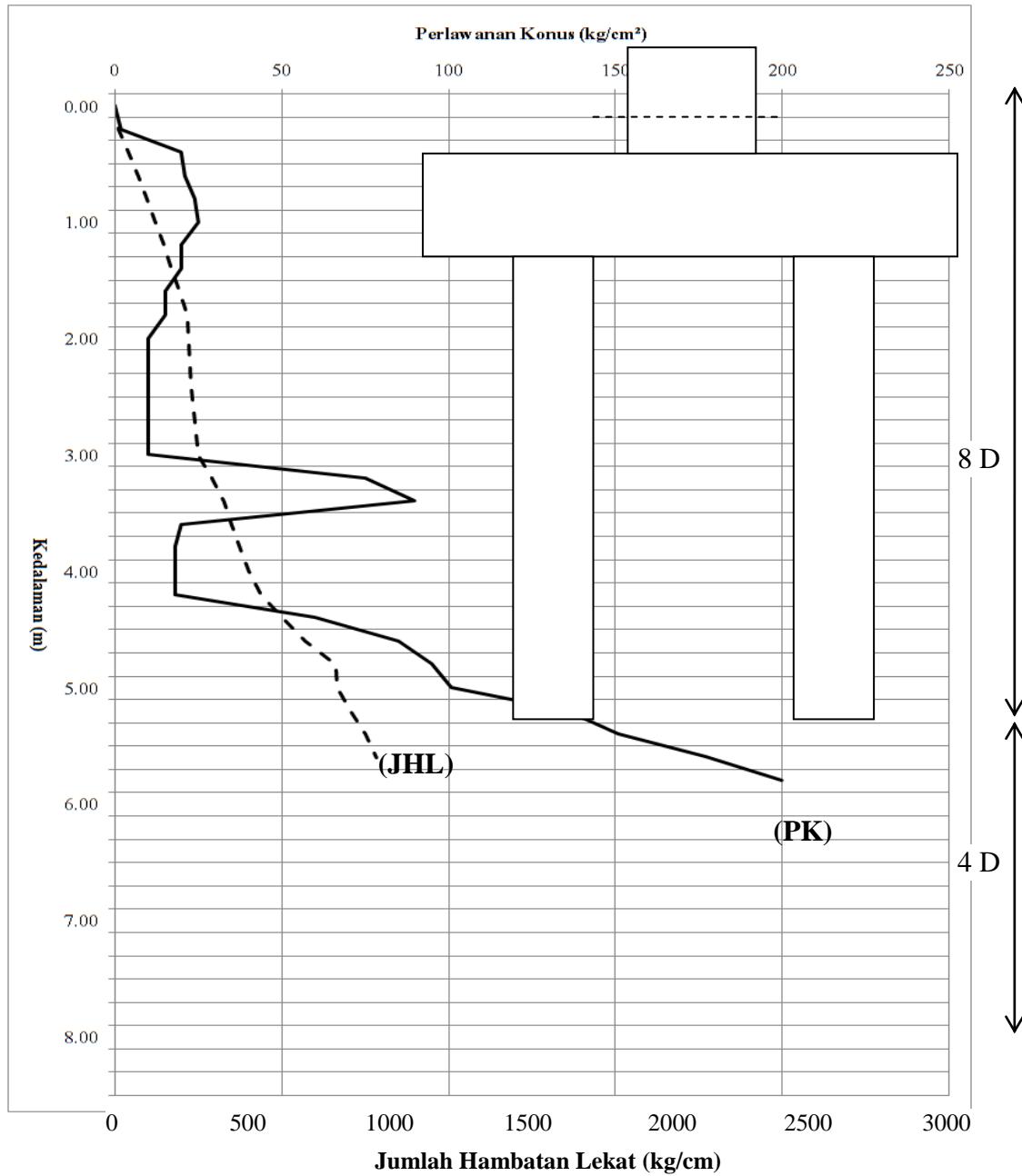
$$\text{Luas selimut tiang (A_s)} = p \cdot \text{panjang tiang}$$

$$= 220 \cdot 400$$

$$= 88000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 2,5 \cdot (\text{untuk bangunan monumental}$$

dengan pengendalian normal)



**Gambar 4.17. Grafik hasil sondir titik SD-2 dan penempatan**

**kedalaman pondasi tiang bor Tipe 2**

Nilai  $q_c$  di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata 8D diatas dasar tiang hingga  $0,7 \cdot 4D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4$  m  $\approx 0$

$$5,2 - 8D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4 \text{ m} \approx 0$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.6. Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang**

**Tipe 2**

No.	Kedalaman (m)	Perlwanan Pernetras Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0	0
2	0.2	2
3	0.4	20
4	0.6	21
5	0.8	24
6	1	25
7	1.2	20
8	1.4	20
9	1.6	15
10	1.8	15
11	2	10
12	2.2	10
13	2.4	10
14	2.6	10
15	2.8	10
16	3	10
17	3.2	75
18	3.4	90
19	3.6	20
20	3.8	18
21	4	18
22	4.2	18
23	4.4	60
24	4.6	85
25	4.8	95
26	5	101
27	$\Sigma$	135
	Rata-rata	34.704

$$qc1 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{937}{27} = 34.704 \text{ kg/cm}^2$$

$$5,2 + 4D = 5,2 + (4 \cdot 0,7) = 8,0 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.7. Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang**

**Tipe 2**

No.	Kedalaman (m)	Perlawanan Pernetrasi Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	5.2	135
2	5.4	151
3	5.6	177
4	5.8	200
5	6	200
6	6.2	200
7	6.4	200
8	6.6	200
9	6.8	200
10	7	200
11	7.2	200
12	7.4	200
13	7.6	200
14	7.8	200
15	8	200
	$\Sigma$	2863
	Rata-rata	190.867

$$qc2 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{2863}{15} = 190,867 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang :

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{34.704 + 190,867}{2} = 112,785 \text{ kg/cm}^2$$

Sedangkan nilai gesekan pada selimut tiang (fs) berdasarkan nilai rata-rata Jumlah Hambatan Lekat (JHL) sepanjang tiang.

**Tabel 4.8. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang**

**Tipe 2**

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm)	fs (kg/cm <sup>2</sup> )
1	120	145	
2	140	170	1.25
3	160	195	1.25
4	180	216.7	1.08
5	200	220	0.17
6	220	223.3	0.17
7	240	228.3	0.25
8	260	233.3	0.25
9	280	241.7	0.42
10	300	250	0.42
11	320	291.7	2.09
12	340	325	1.67
13	360	350	1.25
14	380	375	1.25
15	400	398.3	1.17
16	420	435	1.84
17	440	501.7	3.34
18	460	568.3	3.33
19	480	611.7	2.17
20	500	663.3	2.58
21	520	703.3	2.00
		Σ	27,91
		Rata-rata	1.33

Perhitungan fs masing-masing segmen kedalaman :

$$fs_n = \frac{JHL_n - JHL_{n-1}}{L_n - L_{n-1}}$$

$$\text{Contoh perhitungan : } fs_2 = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{170 - 145}{140 - 120} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$f_s = \frac{\sum f_s}{n} = \frac{27,91}{21} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A \\ &= 112,785 \cdot 3850 \\ &= 434222,963 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= (0,5 \cdot f_s) \cdot L \cdot p \\ &= (0,5 \cdot 1,33) \cdot 400 \cdot 220 \\ &= 58520 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ W_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 L \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{1}{4} \pi 0,7^2 \cdot 4,0 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3694,512 \text{ kg} \\ Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 434222,963 + 58520 - 3694,512 \\ &= 489048,451 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{489048,451}{2,5} = 195619,38 \text{ kg} = 1956,1938 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}\sigma &= 0,2 \cdot f_c \\ &= 0,2 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 70 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P &= \sigma \cdot A_{\text{tiang}} \\ &= 70 \cdot 3850 \\ &= 269500 \text{ kg} \\ &= 2695 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1956,194 kN

#### 4.2.2.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{\text{ijin}}} = \frac{2860}{1956,194} = 1,462 \quad \sim \quad 2 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 2 buah tiang dengan susunan :

$$n (\text{jumlah baris tiang}) \quad = 1 \text{ buah}$$

$$m (\text{jumlah tiang dalam baris}) \quad = 2 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned}S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 1 - (2 \cdot 0,7)}{(2+1) - 2} \\ &\leq 0,798 \text{ m}\end{aligned}$$

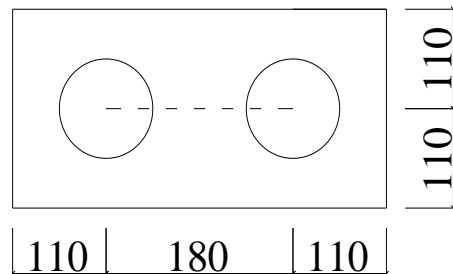
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang ( $S$ ) = 1,8 m



**Gambar 4.18. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (2 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

#### 1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2.(2+1-2).1,8 + 4.0,7}{2.2.2.1}$$

$$= 1,455 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi})$$

#### 2. Formula Converse-Labarre

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

$$\text{dimana : } \theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,7/1,8) = 26,565^\circ$$

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ &= 1 - \left[ \frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 26,565^\circ \end{aligned}$$

$$= 0,852 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

### 3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}
 Eg &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 1 - \frac{0,7}{\pi \cdot 1,8 \cdot 2,1} \cdot [2 \cdot (1-1) + 2 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (1-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 0,938 \quad < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

### 4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}
 Eg &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\
 &= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,8 \cdot (2+1-2)}{(75 \cdot 1,8^2 - 7) \cdot (2+1-1)} \right] + \frac{0,3}{2+1} \\
 &= 0,963 \quad < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,852.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{tiang} &= Eg \cdot n \cdot Q_{1tiang} \\
 &= 0,852 \cdot 2 \cdot 1956,194 \\
 &= 3333,355 \text{ kN} \quad > V = 2860 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

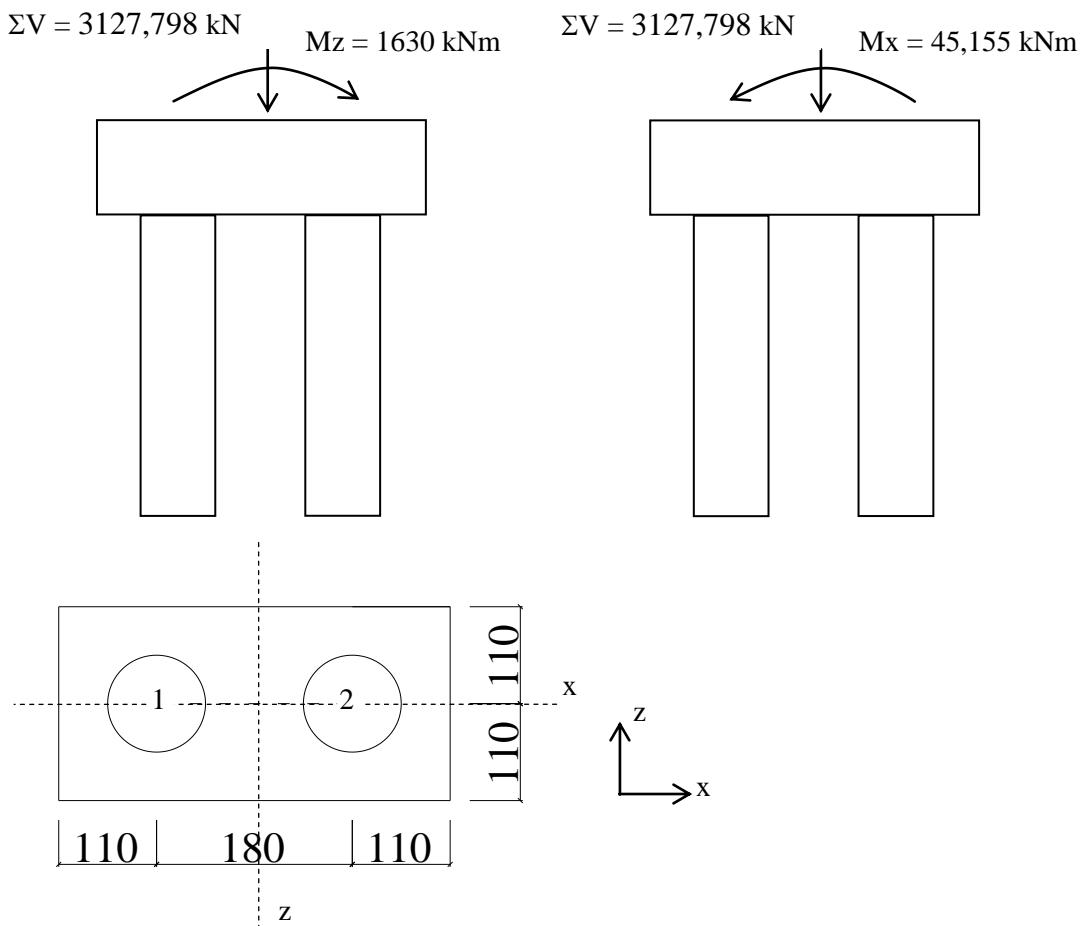
- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{tiang}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(4 \cdot 2,2 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 17956,8 \text{ kg} = 179,568 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah urug} &= [(4 \cdot 2,2 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\
 &= 8823 \text{ kg} = 88,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 2860 + 179,568 + 88,23 \\
 &= 3127,798 \text{ kN} < Q_{tiang \text{ kelompok}} = 3333,355 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.2.3 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (2 tiang)



Gambar 4.19. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (2 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{nz \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \sum z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3127,798 \text{ kN}$$

$$M_x = 45,155 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$n_x = 2$$

$$n_z = 1$$

$$X_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

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

$$\Sigma x^2 = (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (0^2) + (0^2) = 0 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,9 ; z_1 = 0)$$

$$P_1 = \frac{3127,798}{2} + \frac{1630 \cdot -0,9}{1,62} + \frac{45,155 \cdot 0}{2,0}$$

$$= 658,343 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,9 ; z_2 = 0)$$

$$P_2 = \frac{3127,798}{2} + \frac{1630 \cdot 0,9}{1,62} + \frac{45,155 \cdot 0}{2,0}$$

$$= 2469,455 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 2469,455 \text{ kN} > Q_{1\text{tiang}} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman})$$

Dikarenakan daya dukung tiang kelompok dengan jumlah tiang 2 buah tidak aman atau tidak memenuhi, maka jumlah tiang ditambah. Dicoba jumlah tiang sebanyak 3 buah.

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q \text{ ijin}} = \frac{2860}{1956,194} = 1,462 \quad \sim \quad 3 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 3 buah tiang dengan susunan :

$$n (\text{jumlah baris tiang}) = -$$

$$m (\text{jumlah tiang dalam baris}) = -$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$S \leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2}$$

$$\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot (2 \cdot 0,7)}{(2+2) - 2}$$

$$\leq 1,498 \text{ m}$$

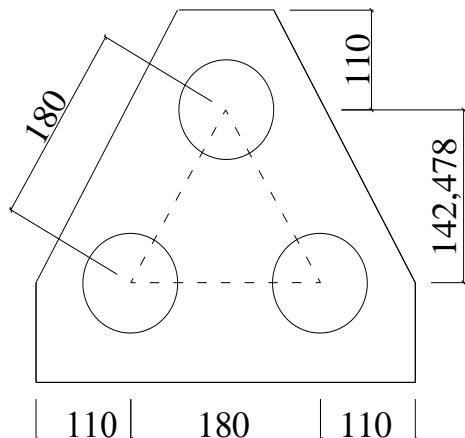
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,8m



**Gambar 4.20. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (3 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula Feld

$$Eg = 14/16 = 0,875 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

Dari nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yaitu 0,875.

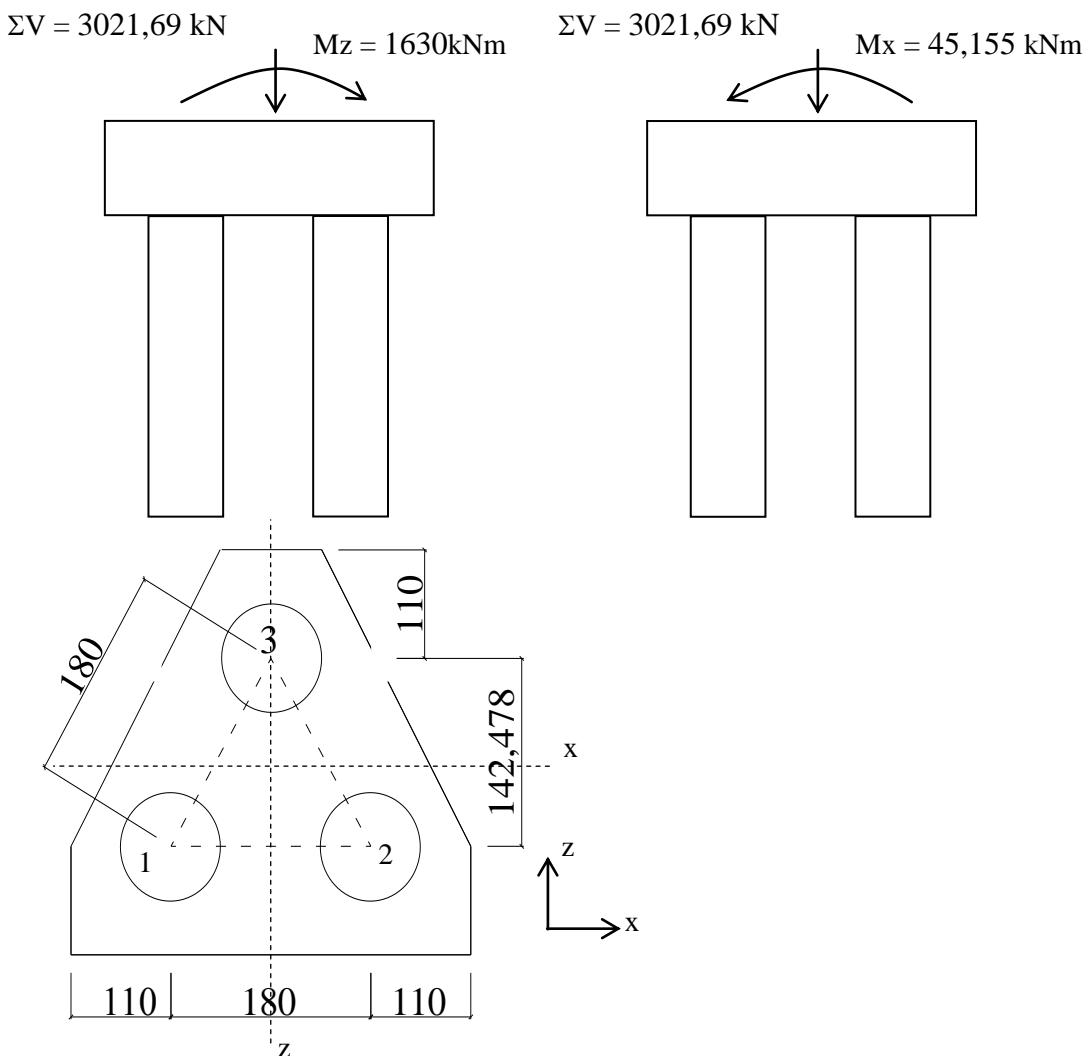
- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,875 \cdot 3 \cdot 1956,194 \\
 &= 5135,01 \text{ kN} \quad > V = 2860 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(5,305 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 10910,9 \text{ kg} = 109,109 \text{ kN} \\
 \text{Berat tanah urug} &= [(5,305 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\
 &= 5258,1 \text{ kg} = 52,581 \text{ kN} \\
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 2860 + 109,109 + 52,581 \\
 &= 3021,69 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 5135,01 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.2.4 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (3 tiang)



**Gambar 4.21. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (3 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n z \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n x \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3021,69 \text{ kN}$$

$$M_x = 45,155 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$n_x = 2$$

$$nz = 1$$

$$X_{max} = 0,9 \text{ m}$$

$$Z_{max} = 0,71 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,71^2) + (0,71^2) = 1,01 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,7 ; z_1 = -0,61)$$

$$P_1 = \frac{3021,69}{3} + \frac{1630 \cdot -0,9}{1,62} + \frac{45,155 \cdot -0,71}{2,1,01}$$

$$= 85,803 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,9 ; z_2 = -0,71)$$

$$P_2 = \frac{3021,69}{3} + \frac{1630 \cdot 0,9}{1,62} + \frac{445,155 \cdot -0,71}{2,1,01}$$

$$= 2056,32 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 0 ; z_3 = 0,71)$$

$$P_3 = \frac{3021,69}{3} + \frac{1630 \cdot 0}{1,098} + \frac{45,155 \cdot 0,71}{2,1,01}$$

$$= 1023,103 \text{ kN}$$

$$P_{max} = 2056,32 \text{ kN} > Q_{1\text{tiang}} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman})$$

Dikarenakan daya dukung tiang kelompok dengan jumlah tiang 3 buah tidak aman atau tidak memenuhi, maka jumlah tiang ditambah. Dicoba jumlah tiang sebanyak 4 buah.

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

- $n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{2860}{1956,194} = 1,462 \sim 4 \text{ buah tiang}$

Dicoba penempatan 4 buah tiang dengan susunan :

n (jumlah baris tiang) = 2 buah

m (jumlah tiang dalam baris) = 2 buah

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,7)}{(2+2)-2} \\ &\leq 1,498 \text{ m} \end{aligned}$$

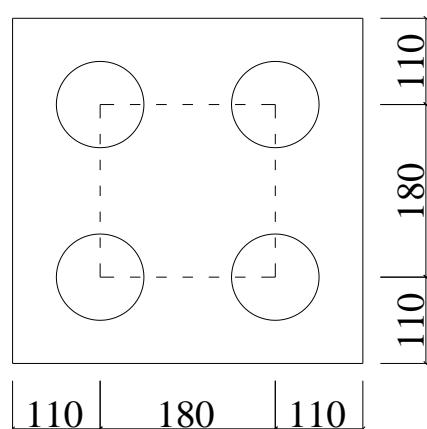
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,8 m



Gambar 4.22. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (4 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$\begin{aligned} Eg &= \frac{2.(m+n-2).s + 4D}{p.m.n} \\ &= \frac{2.(2+2-2).1,8 + 4.0,7}{2.2.2.2} \\ &= 1,136 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi}) \end{aligned}$$

2. Formula Converse-Labarre

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ \text{dimana : } \theta &= \tan^{-1}(D/s) = \tan^{-1}(0,7/1,8) = 26,565^\circ \\ Eg &= 1 - \left[ \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] \cdot \theta \\ &= 1 - \left[ \frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \right] \cdot 26,565^\circ \\ &= 0,705 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \cdot [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1).(n-1).\sqrt{2}] \\ &= 1 - \frac{0,7}{\pi.1,8.2.2} \cdot [2.(2-1) + 2.(2-1) + (2-1).(2-1).\sqrt{2}] \\ &= 0,833 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} Eg &= \left[ 1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\ &= \left[ 1 - \frac{36.1,8.(2+2-2)}{(75.1,8^2-7).(2+2-1)} \right] + \frac{0,3}{2+2} \\ &= 0,892 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,705.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,705 \cdot 4 \cdot 1956,194 \\
 &= 5516,467 \text{ kN} > V = 2860 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

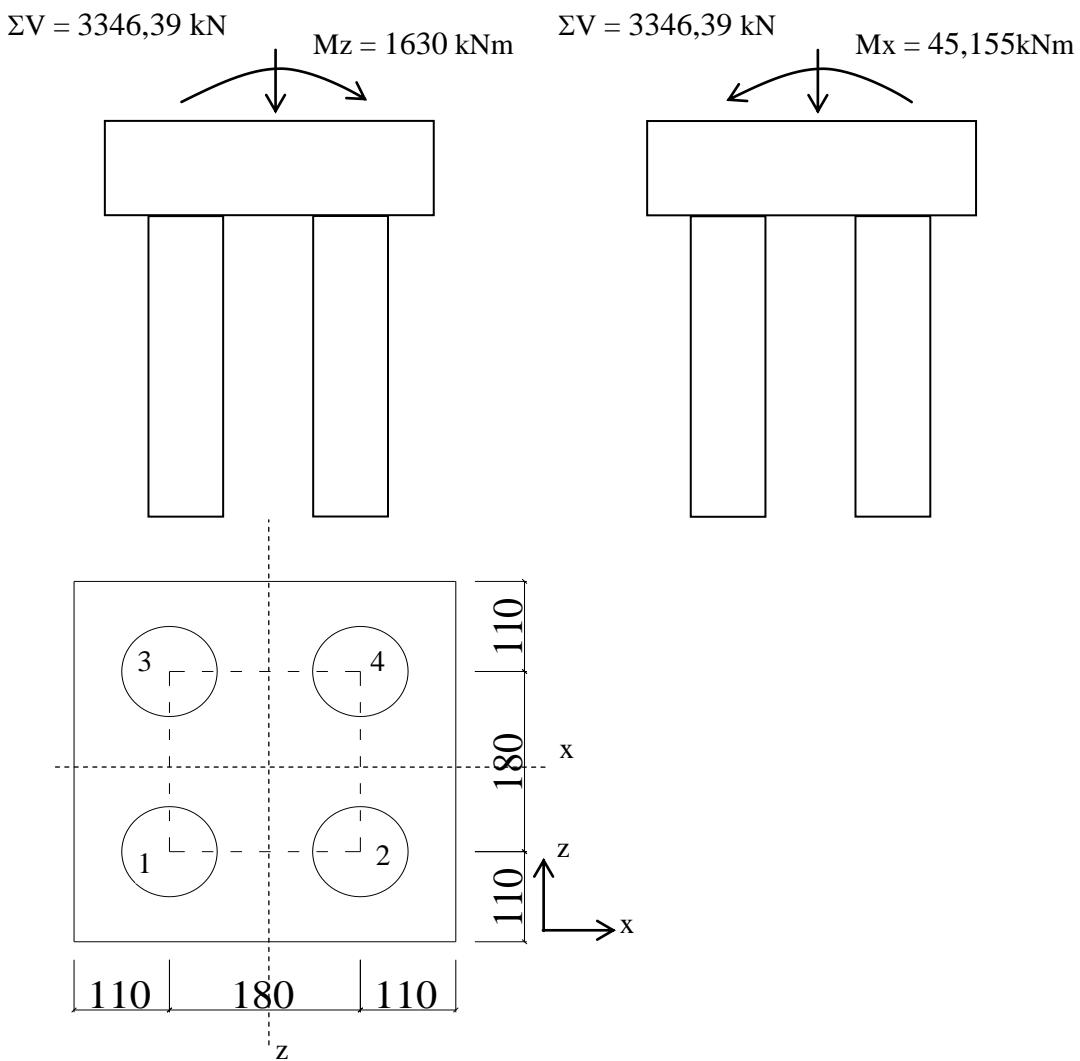
- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(4 \cdot 4 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 32472 \text{ kg} = 324,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah urug} &= [(4 \cdot 4 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\
 &= 16167 \text{ kg} = 161,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 2860 + 324,72 + 161,67 \\
 &= 3346,39 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 5516,467 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.2.5 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (4 tiang)



**Gambar 4.23. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (4 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n \cdot z \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n \cdot x \cdot \sum z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3346,39 \text{ kN}$$

$$M_x = 45,155 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
nx &= 2 \\
nz &= 2 \\
X_{max} &= 0,9 \text{ m} \\
Z_{max} &= 0,9 \text{ m} \\
\Sigma x^2 &= (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2 \\
\Sigma z^2 &= (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,9 ; z_1 = -0,9)$$

$$\begin{aligned}
P1 &= \frac{3346,39}{4} + \frac{1630 \cdot -0,9}{2 \cdot 1,62} + \frac{45,155 \cdot -0,9}{2 \cdot 1,62} \\
&= 371,276 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_2 = 0,9 ; z_2 = -0,9)$$

$$\begin{aligned}
P2 &= \frac{3346,39}{4} + \frac{1630 \cdot 0,9}{2 \cdot 1,62} + \frac{45,155 \cdot -0,9}{2 \cdot 1,62} \\
&= 1276,832 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_3 = -0,9 ; z_3 = 0,9)$$

$$\begin{aligned}
P3 &= \frac{3346,39}{4} + \frac{1630 \cdot -0,9}{2 \cdot 1,62} + \frac{45,155 \cdot 0,9}{2 \cdot 1,62} \\
&= 396,362 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x_4 = 0,9 ; z_4 = 0,9)$$

$$\begin{aligned}
P4 &= \frac{3346,39}{4} + \frac{1630 \cdot 0,9}{2 \cdot 1,62} + \frac{45,155 \cdot 0,9}{2 \cdot 1,62} \\
&= 1301,918 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_{max} = 1301,918 \text{ kN} < Q_{1tiang} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

Sehingga untuk Tipe 2 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 70 cm kedalaman 5,2 m sesuai dengan perencanaan diatas (4 tiang).

#### **4.2.2.6. Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 2**

Diketahui :

$$P_{max} = 1301,918 \text{ kN}$$

$$P = V = 2860 \text{ kN}$$

$$M_x = 45,155 \text{ kNm}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

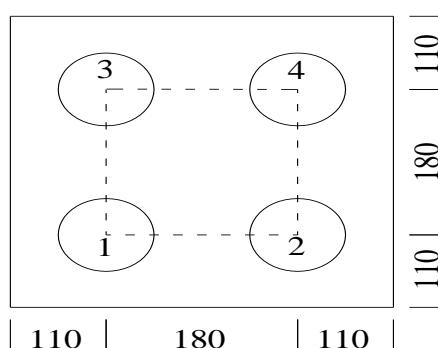
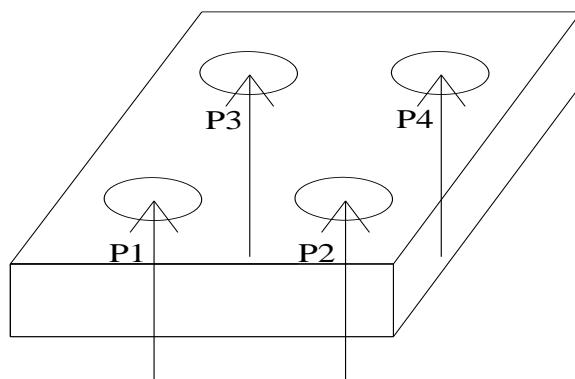
$$\text{Tebal poer (H)} = 70 \text{ cm} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \emptyset 19$$

$$dx = 700 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 615,5 \text{ mm}$$

$$dy = 700 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 596,5 \text{ mm}$$

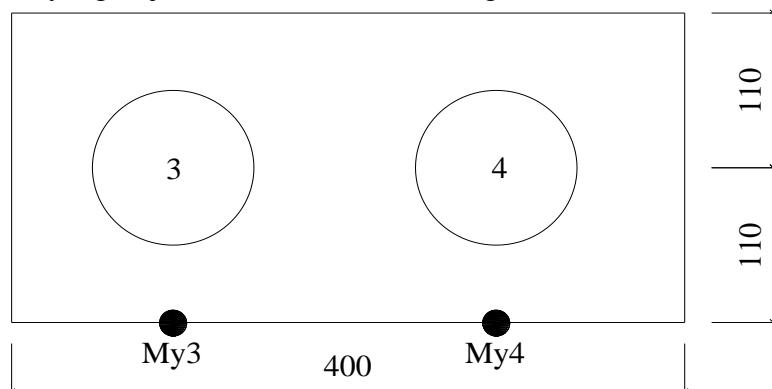


**Gambar 4.24. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (4 tiang)**

Perhitungan Momen :

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P.2.3. (Pelat : Stiglet/Wipel: 209) didapat nilai Mye dengan cara interpolasi.(Tabel 4.5)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



**Gambar 4.25. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (4 tiang)**

Diketahui nilai P untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P_1 = 371,276 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1276,832 \text{ kN}$$

$$P_3 = 396,362 \text{ kN}$$

$$P_4 = 1301,918 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_3 = \frac{0,9}{0,9+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_4 = \frac{0,9}{0,9+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$M_{xe\ 3} = (P_3 \cdot Mye) + (P_4 \cdot Mye)$$

$$= (396,362 \cdot 0,21) + (1301,918 \cdot 0,21)$$

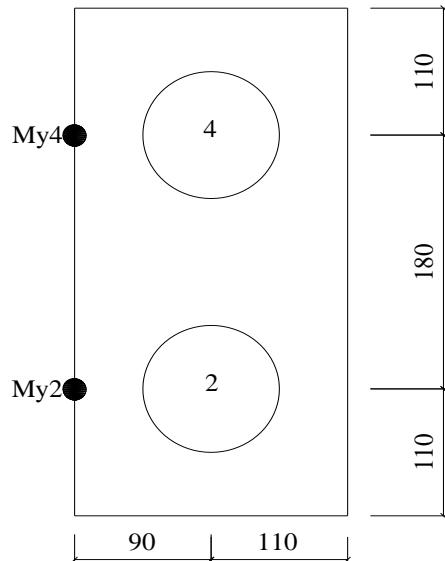
$$= 356,634 \text{ kNm}$$

$$M_{xe\ 4} = (P_3 \cdot Mye) + (P_4 \cdot Mye)$$

$$= (396,362 \cdot 0,21) + (1301,918 \cdot 0,21)$$

$$= 356,634 \text{ kNm}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



**Gambar 4.26. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (4 tiang)**

$$(Y/L)_2 = \frac{0,9}{0,9+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_4 = \frac{0,9}{0,9+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$\begin{aligned} Mxe\ 2 &= (P2 \cdot Mye) + (P4 \cdot Mye) \\ &= (1276,832 \cdot 0,21) + (1301,918 \cdot 0,21) \\ &= 541,537 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mxe\ 4 &= (P2 \cdot Mye) + (P4 \cdot Mye) \\ &= (1276,832 \cdot 0,21) + (1301,918 \cdot 0,21) \\ &= 541,537 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$Mu = 356,634 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{356,634}{0,8} = 445,793 \text{ kNm} = 445793000 \text{ Nmm}$$

$$dx = 700 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 615,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dx^2} = \frac{445793000}{1000 \cdot 615,5^2} = 1,177 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,037$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,177 \cdot 13,11}{390}} \right]$$

$$= 0,003$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,004$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot dx$$

$$= 0,003 \cdot 1000 \cdot 615,5$$

$$= 1846,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1846,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 6,512 \approx 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,857 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2025,205 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 2025,205 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1846,5 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, D19-140

Perhitungan tulangan tekan

$$\text{As tekan} = 20\% \cdot \text{As perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1846,5$$

$$= 369,3 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{369,3}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,303 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,095 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 945,095 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 369,3 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, D19-300

## 2. Perhitungan penulangan poer arah y

$$Mu = 541,537 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{541,537}{0,8} = 676,921 \text{ kNm} = 676921000 \text{ Nmm}$$

$$dy = 700 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 596,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dy^2} = \frac{676921000}{1000 \cdot 596,5^2} = 1,902 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,902 \cdot 13,11}{390}} \right] \\ &= 0,005 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,005$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot dy$$

$$= 0,005 \cdot 1000 \cdot 596,5$$

$$= 2982,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2982,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 10,519 \approx 11 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{11} = 90,91 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{90} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 3150,319 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 3150,319 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 2982,5 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, D19-90

Perhitungan tulangan tekan

$$\text{As tekan} = 20\% \cdot \text{As perlu}$$

$$= 20\% \cdot 2982,5$$

$$= 596,5 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

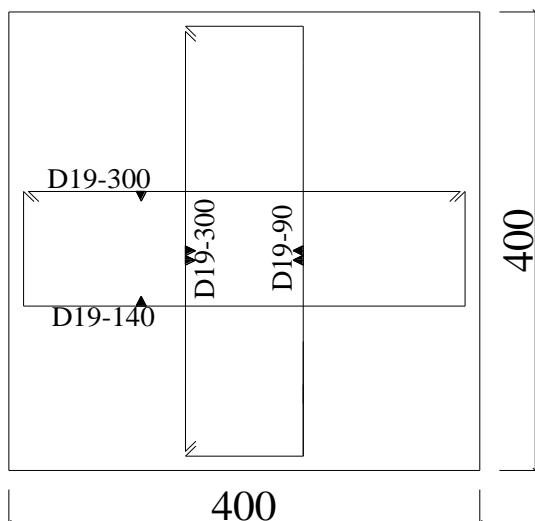
$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{596,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 2,103 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,095 \text{ mm}^2$$

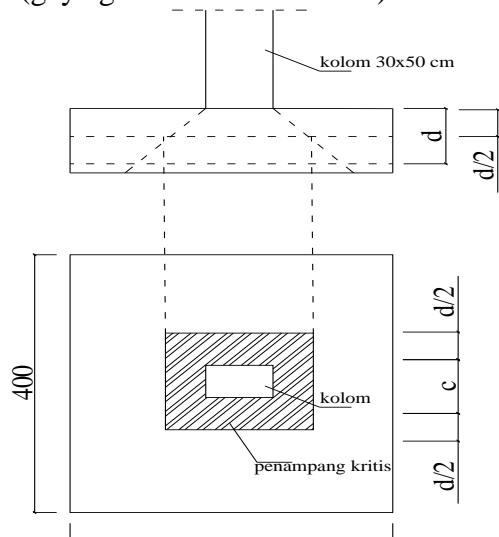
$$\text{As ada} = 945,095 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 596,5 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, D19-300



Gambar 4.27. Penulangan poer arah x dan y Tipe 2

3. Kontrol geser pons (gaya geser dua arah sumbu)



Gambar 4.28. Analisis geser dua arah pondasi Tipe 2

Diketahui :

$$V_u = P = 2860 \text{ kN} = 2860000 \text{ N}$$

$$\text{Poer} = 4 \times 4 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned}
 d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\
 &= 700 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\
 &= 615,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimensi kolom (c) = 30/50 cm

$$\begin{aligned}\sigma &= P / A \\ &= 2860000 / (4000 \cdot 4000) \\ &= 0,179 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned}B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 300 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 615,5 \\ &= 915,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned}bo &= (B_2 + B_1) + (B_2 + B_1) \\ &= (300+500) + (300+500) \\ &= 1600 \text{ mm}\end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned}V_u &= \sigma \cdot (L^2 - B') \\ &= 0,179 \cdot (4000^2 - 915,5) \\ &= 1152412 \text{ N} \\ &= 1152,412 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c} \cdot bo \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{0,81}\right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{6} \\ &= 3368620 \text{ N} \\ &= 3368,620 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc\ 2 &= \left( \frac{\alpha s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \left( \frac{40 \cdot 615,5}{1600} + 2 \right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{12} \\
 &= 8441856\ N \\
 &= 8441,856\ kN
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc\ 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5 \\
 &= 1942051\ N \\
 &= 1942,051\ kN
 \end{aligned}$$

$$\phi \cdot Vc = 0,6 \cdot 1942,051$$

$$= 1165,231\ kN$$

$$V_u = 1152,412\ kN < \phi \cdot V_c = 1165,231\ kN \quad (\text{memenuhi})$$

Karena  $V_u < \phi \cdot V_c$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.2.7. Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 2

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{max} = 1301,918 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 3346,39 \text{ KN}$$

$$M_z = 1630 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 70 \text{ cm} = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok}$$

$$= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 94,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{efektif}} = D \text{ tiang} - (2 \cdot d')$$

$$= 700 - (2 \cdot 94,5)$$

$$= 511 \text{ mm}$$

- Luas penampang tiang bor

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

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 700^2$$

$$= 384845,1001 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 - \quad A_{st} &= 1\% \cdot A_g \\
 &= 1\% \cdot 384845,1001 \\
 &= 3848,451 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tulangan}^2} \\
 &= \frac{3848,451}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} \\
 &= 13,573 \sim 14 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_{s_{ada}} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 14 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 3969,402 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3848,451 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_s &= A_s' = 0,5 \cdot A_{s_{ada}} \\
 &= 0,5 \cdot 3969,402 \\
 &= 1984,701 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 511}{14} = 114,67 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm}$$

- Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi segi empat ekuivalen

- Tebal penampang segi empat ekivalen

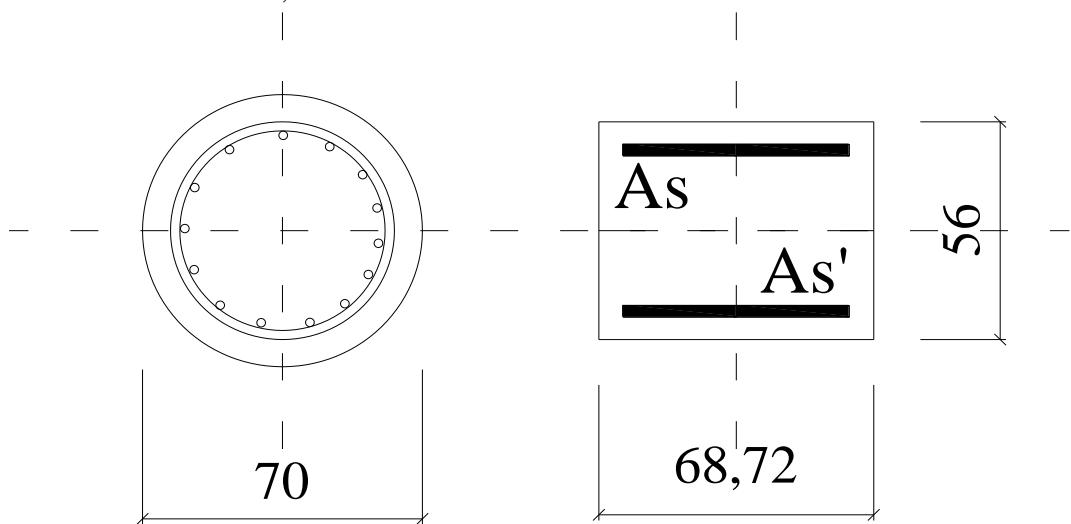
$$\begin{aligned}
 t_{ek} &= 0,8 \cdot D_{tiang} \\
 &= 0,8 \cdot 700 \\
 &= 560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek} = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot 700^2}{560}$$

$$= 687,223 \text{ mm}$$



**Gambar 4.29. Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi**

**segi empat ekuivalen**

- Pemeriksaan  $P$  terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 560 - 94,5$$

$$= 465,5 \text{ mm}$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_{c'} \cdot b}$$

$$= \frac{1301918}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 560}$$

$$= 120,225 \text{ mm}$$

$$a_b = \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,81 \cdot 465,5}{600 + 390}$$

$$= 228,518 \text{ mm}$$

Karena nilai  $a_c < a_b$ , berarti penampang tiang pada kondisi beton tulangan tarik menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{max}} = \frac{1630000}{1301918} = 1,252 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang pondasi bulat
  - Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3848,451}{384845,1001} = 0,01$$

- Lebar pondasi efektif (Ds)

$$Ds = D \text{ tiang} - (2 \cdot d')$$

$$= 700 - (2 \cdot 94,5)$$

$$= 511 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ( $P_n$  perlu)

$$P_n \text{ perlu} = \frac{\sum V}{\phi} = \frac{3346,39}{0,7} = 4780,557 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang pondasi bulat dengan hancur tarik

$$P_n = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot D_{tiang}^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} \right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D_{eff}}{2,5 \cdot D_{tiang}}} - \left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} - 0,38 \right) \right)$$

$$= 0,85 \cdot 35 \cdot 700^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot 1,252}{700} \right)^2 + \frac{0,01 \cdot 13,11 \cdot 511}{2,5 \cdot 700}} - \left( \frac{0,85 \cdot 1,252}{700} - 0,38 \right) \right)$$

$$= 8369546 \text{ N}$$

$$= 8369,546 \text{ kN}$$

- Kuat pondasi

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 8369,546 = 5858,682 \text{ kN} > P_{max} = 1301,918 \text{ kN}$$

- Perencanaan tulangan spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\varnothing 10$  mm,  $f_y = 240$  MPa.

$$As \text{ spiral} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2$$

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

$$s \leq 16 \cdot 19 = 304 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

dipakai jarang antar sengkang sebesar 300 mm.

Sehingga digunakan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 14D19 dan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$ .

#### 4.2.2.8. Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 2

Penurunan kelompok tiang dihitung sebagai berikut :

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

dimana :

$S_g$  : penurunan kelompok tiang

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$B_g$  : lebar kelompok tiang

$D$  : diameter tiang (cm)

Syarat penurunan kelompok tiang:

$$S_g < 100 \text{ mm}$$

( Joseph E.Bowles., Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1, hal 274)

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

dimana :

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$D$  : diameter tiang (cm)

$Q$  : beban kerja ( $P_{max} = 1301,918 \text{ kN} = 130191,8 \text{ kg}$ )

$L$  : panjang tiang(cm)

$E_p$  : modulus elastisitas tiang

$$E_p = 4700 \sqrt{35} \text{ MPa}$$

$$= 27805,575 \text{ N/mm}^2$$

$$= 278055,75 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$= \frac{70}{100} + \frac{130191,8 \cdot 400}{3850 \cdot 278055,75}$$

$$= 0,749 \text{ cm}$$

$$= 7,49 \text{ mm}$$

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

$$= 7,49 \sqrt{\frac{4000}{700}}$$

$$= 17,905 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad (\text{aman})$$

### **4.2.3 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 3**

#### **4.2.3.1 Pondasi tiang tunggal**

$$F_x = 164,380 \text{ kN}$$

$$F_y = V = 1990 \text{ kN}$$

$$F_z = 90,885 \text{ kN}$$

$$M_x = 204,480 \text{ kNm}$$

$$M_y = 2,55 \text{ kNm}$$

$$M_z = 331,569 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Luas penampang tiang (A_p)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 70^2$$

$$= 3850 \text{ cm}^2$$

$$\text{Keliling tiang (p)} = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 70$$

$$= 220 \text{ cm}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 5,2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 4,0 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

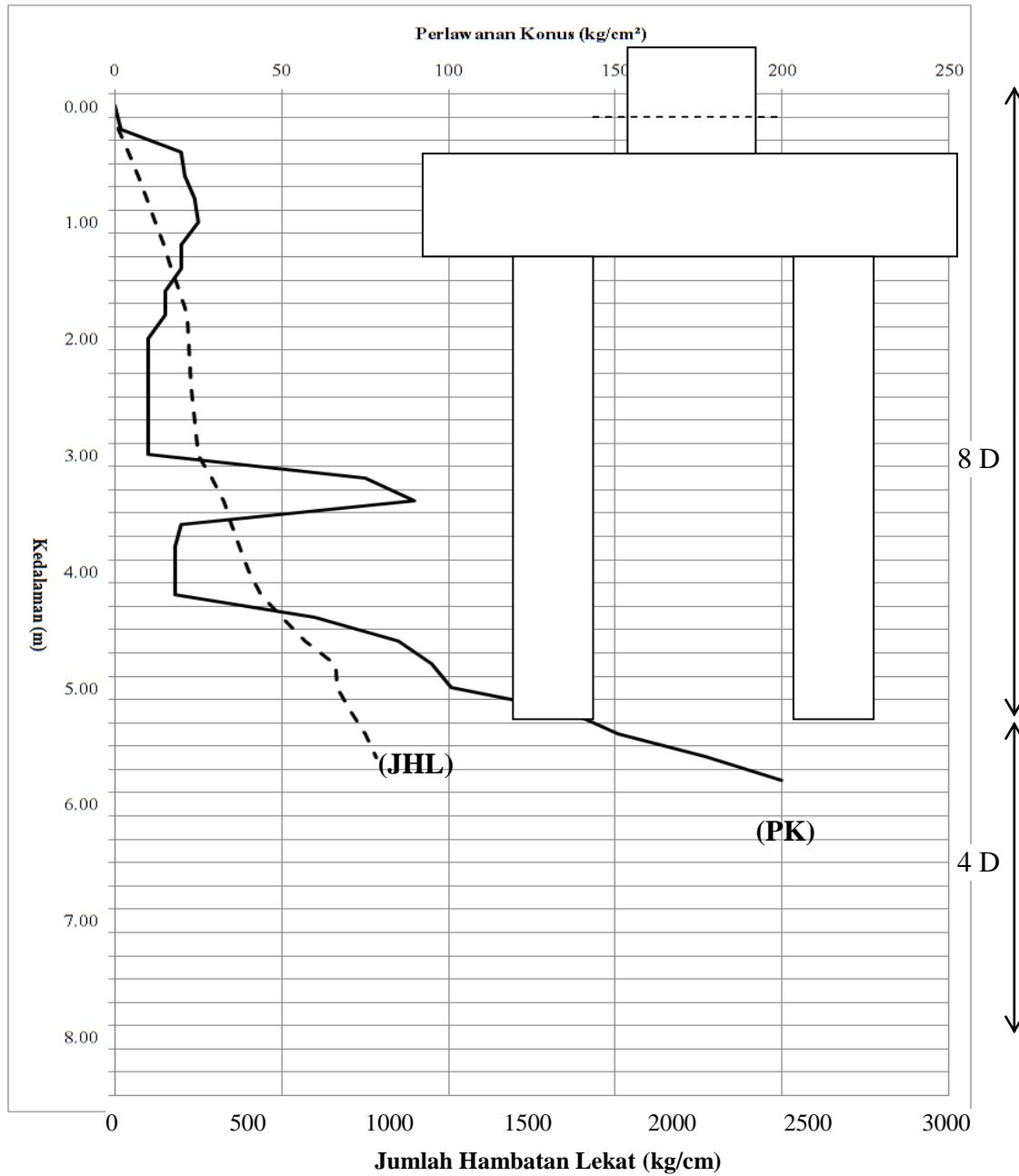
$$\text{Luas selimut tiang (A_s)} = p \cdot \text{panjang tiang}$$

$$= 220 \cdot 400$$

$$= 88000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Faktor keamanan (SF)} = 2,5 \cdot (\text{untuk bangunan monumental}$$

dengan pengendalian normal)



Gambar 4.30. Grafik hasil sondir titik SD-2 dan penempatan

### kedalaman pondasi tiang bor Tipe 3

Nilai  $q_c$  di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata 8D diatas dasar tiang hingga  $0,7 \cdot 4D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4 \text{ m} \approx 0$

$$5,2 - 8D = 5,2 - (8 \cdot 0,7) = -0,4 \text{ m} \approx 0$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.9. Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang**

**Tipe 3**

No.	Kedalaman (m)	Perlwanan Pernetras Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	0	0
2	0.2	2
3	0.4	20
4	0.6	21
5	0.8	24
6	1	25
7	1.2	20
8	1.4	20
9	1.6	15
10	1.8	15
11	2	10
12	2.2	10
13	2.4	10
14	2.6	10
15	2.8	10
16	3	10
17	3.2	75
18	3.4	90
19	3.6	20
20	3.8	18
21	4	18
22	4.2	18
23	4.4	60
24	4.6	85
25	4.8	95
26	5	101
27	$\Sigma$	135
	Rata-rata	34.704

$$qc1 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{937}{27} = 34.704 \text{ kg/cm}^2$$

$$5,2 + 4D = 5,2 + (4 \cdot 0,7) = 8,0 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

**Tabel 4.10. Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang**

**Tipe 3**

No.	Kedalaman (m)	Perlawanan Pernetrasi Konus qc (kg/cm <sup>2</sup> )
1	5.2	135
2	5.4	151
3	5.6	177
4	5.8	200
5	6	200
6	6.2	200
7	6.4	200
8	6.6	200
9	6.8	200
10	7	200
11	7.2	200
12	7.4	200
13	7.6	200
14	7.8	200
15	8	200
	$\Sigma$	2863
	Rata-rata	190.867

$$qc2 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{2863}{15} = 190,867 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang :

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{34.704 + 190,867}{2} = 112,785 \text{ kg/cm}^2$$

Sedangkan nilai gesekan pada selimut tiang (fs) berdasarkan nilai rata-rata Jumlah Hambatan Lekat (JHL) sepanjang tiang.

**Tabel 4.11. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang**

**Tipe 3**

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm)	fs (kg/cm <sup>2</sup> )
1	120	145	
2	140	170	1.25
3	160	195	1.25
4	180	216.7	1.08
5	200	220	0.17
6	220	223.3	0.17
7	240	228.3	0.25
8	260	233.3	0.25
9	280	241.7	0.42
10	300	250	0.42
11	320	291.7	2.09
12	340	325	1.67
13	360	350	1.25
14	380	375	1.25
15	400	398.3	1.17
16	420	435	1.84
17	440	501.7	3.34
18	460	568.3	3.33
19	480	611.7	2.17
20	500	663.3	2.58
21	520	703.3	2.00
		Σ	27,91
		Rata-rata	1.33

Perhitungan fs masing-masing segmen kedalaman :

$$fs_n = \frac{JHL_n - JHL_{n-1}}{L_n - L_{n-1}}$$

$$\text{Contoh perhitungan : } fs_2 = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{170 - 145}{140 - 120} = 1,25 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$fs = \frac{\sum fs}{n} = \frac{27,91}{21} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= qp \cdot A \\ &= 112,785 \cdot 3850 \\ &= 434222,963 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= (0,5 \cdot fs) \cdot L \cdot p \\ &= (0,5 \cdot 1,33) \cdot 400 \cdot 220 \\ &= 58520 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ W_p &= \frac{1}{4} \pi \times D^2 \times L \times \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{1}{4} \pi \times 0,7^2 \times 4,0 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3694,512 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 434222,963 + 58520 - 3694,512 \\ &= 489048,451 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{489048,451}{2,5} = 195619,4 \text{ kg} = 1956,194 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned}\sigma &= 0,2 \cdot f_c \\ &= 0,2 \cdot 350 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}&= 70 \text{ kg/cm}^2 \\ P &= \sigma \cdot A_{\text{tiang}} \\ &= 70 \cdot 3850 \\ &= 269500 \text{ kg} \\ &= 2695 \text{ kN}\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1956,194 kN

#### 4.2.3.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{\text{ijin}}} = \frac{1990}{1956,194} = 1,02 \quad \sim 2 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 2 buah tiang dengan susunan :

$$n (\text{jumlah baris tiang}) = 1 \text{ buah}$$

$$m (\text{jumlah tiang dalam baris}) = 2 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned}S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 1 - (2 \cdot 0,7)}{(2+1) - 2} \\ &\leq 0,798 \text{ m}\end{aligned}$$

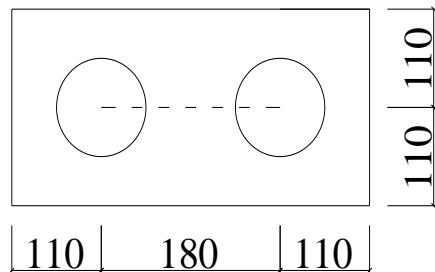
- Kontrol jarak antar tiang

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

$$2,5 \cdot 0,7 \leq S \leq 3 \cdot 0,7$$

$$1,75 \text{ m} \leq S \leq 2,1 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang ( $S$ ) = 1,8 m



**Gambar 4.31. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (2 tiang)**

- Efisiensi kelompok tiang

#### 1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2.(2+1-2).1,8 + 4.0,7}{2.2.2.1}$$

$$= 1,455 > 1 \quad (\text{tidak memenuhi})$$

#### 2. Formula Converse-Labarre

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

$$\text{dimana : } \theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,7/1,8) = 26,565^\circ$$

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

$$= 1 - \left[ \frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 26,565^\circ$$

$$= 0,852 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

### 3. Formula Los Angeles

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

$$= 1 - \frac{0,7}{\pi \cdot 1,8 \cdot 2,1} \cdot [2 \cdot (1-1) + 2 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (1-1) \cdot \sqrt{2}]$$

$$= 0,938 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

### 4. Formula Seiler-Keeney

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

$$= \left[ 1 - \frac{36 \cdot 1,8 \cdot (2+1-2)}{(75 \cdot 1,8^2 - 7) \cdot (2+1-1)} \right] + \frac{0,3}{2+1}$$

$$= 0,963 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,852.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\text{Q}_{\text{tiang}} = \text{Eg} \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}}$$

$$= 0,852 \cdot 2 \cdot 1956,194$$

$$= 3333,355 \text{ kN} > V = 1990 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

- Kontrol  $\Sigma V$  dimana  $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\text{Berat poer} = [(4 \cdot 2,2 \cdot 0,7) + (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2$$

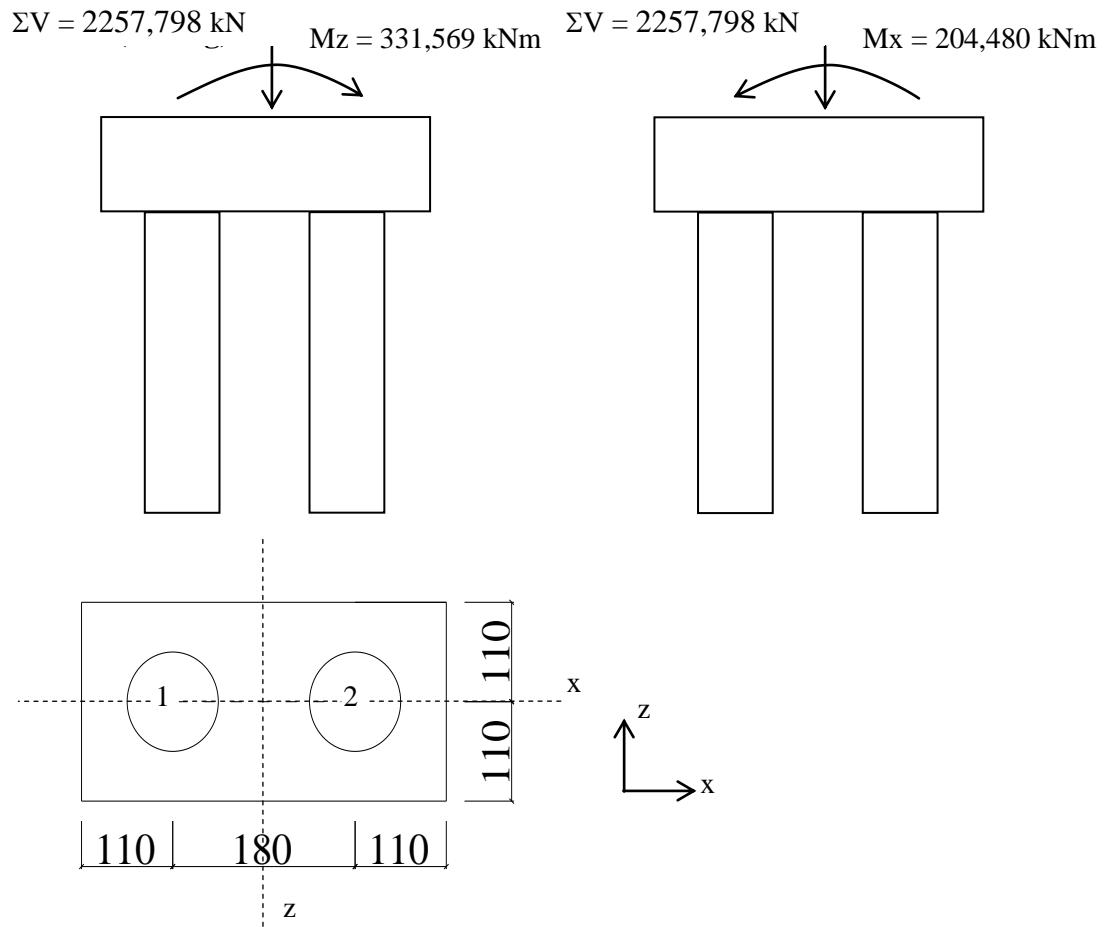
$$= 17956,8 \text{ kg} = 179,568 \text{ kN}$$

$$\text{Berat tanah urug} = [(4 \cdot 2,2 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2$$

$$= 8823 \text{ kg} = 88,23 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 1990 + 179,568 + 88,23 \\
 &= 2257,798 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 3333,355 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.3 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3



**Gambar 4.32. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3 (2 tiang)**

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{nz \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \sum z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 2257,798 \text{ kN}$$

$$M_x = 204,480 \text{ kNm}$$

$$M_z = 331,569 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
nx &= 2 \\
nz &= 1 \\
X_{max} &= 0,9 \text{ m} \\
Z_{max} &= 0 \text{ m} \\
\Sigma x^2 &= (-0,9^2) + (0,9^2) = 1,62 \text{ m}^2 \\
\Sigma z^2 &= (-0,^2) + (0,^2) = 0 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

sehingga :

$$(x1 = -0,9 ; z1 = 0)$$

$$\begin{aligned}
P1 &= \frac{2257,798}{2} + \frac{331,569 \cdot -0,9}{1,62} + \frac{204,489 \cdot 0}{2,0} \\
&= 944,694 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$(x2 = 0,9 ; z2 = 0)$$

$$\begin{aligned}
P2 &= \frac{2257,798}{2} + \frac{331,569 \cdot 0,9}{1,62} + \frac{204,489 \cdot 0}{2,0} \\
&= 1313,104 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$P_{max} = 1313,104 \text{ kN} < Q_{1tiang} = 1956,194 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

Sehingga untuk Tipe 3 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 70 cm kedalaman 5,2 m sesuai dengan perencanaan diatas (2 tiang).

#### 4.2.3.4 Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 3

Diketahui :

$$P_{max} = 1313,104 \text{ kN}$$

$$P = V = 1990 \text{ kN}$$

$$M_x = 204,480 \text{ kNm}$$

$$M_z = 331,569 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

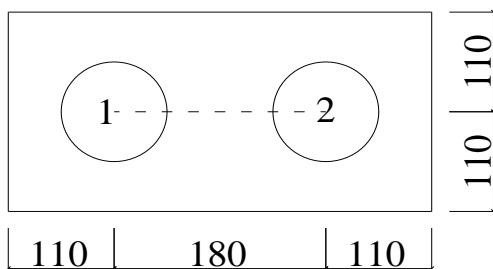
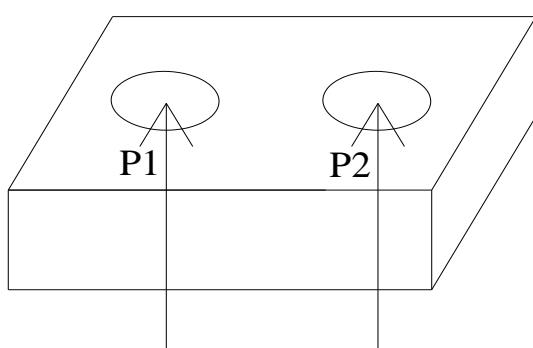
$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

$$\text{Tebal poer (H)} = 70 \text{ cm} = 0,7 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \emptyset 19$$

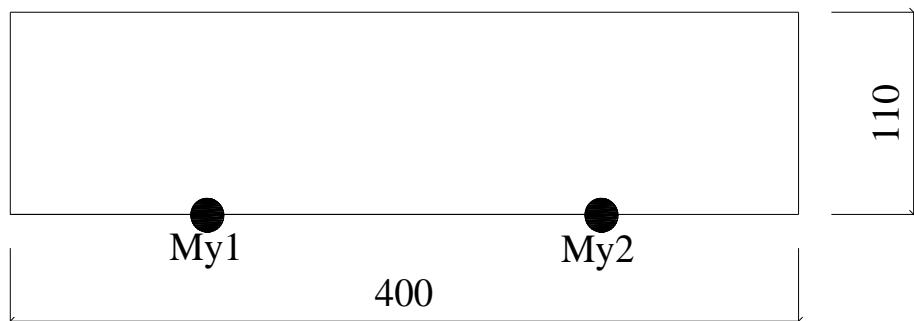


**Gambar 4.33. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (2 tiang)**

Perhitungan Momen :

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P.2.3. (Pelat : Stiglet/Wipel: 209) didapat nilai Mye dengan cara interpolasi. (Tabel 4.5)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



**Gambar 4.34. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (2 tiang)**

Diketahui nilai Pmax untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P_1 = 944,694 \text{ kN}$$

$$P_2 = 1313,104 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_1 = \frac{0}{1,1+0} = 0$$

$$Mye = 0,32$$

$$(Y/L)_2 = \frac{0}{1,1+0} = 0$$

$$Mye = 0,32$$

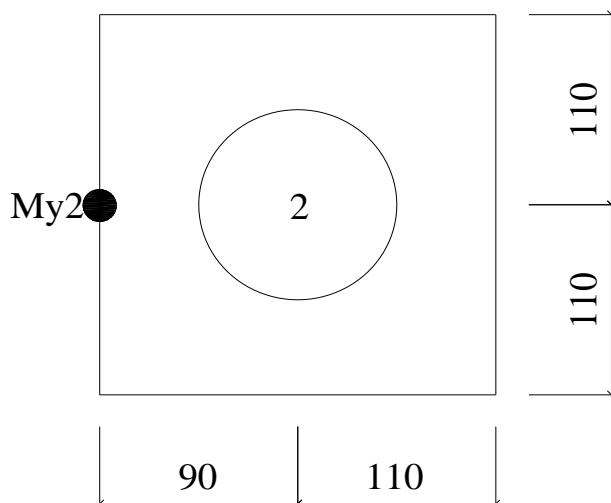
$$M_{xe\ 1} = (P_1 \cdot Mye) + (P_2 \cdot Mye)$$

$$= (944,694 \cdot 0,32) + (1313,104 \cdot 0,32)$$

$$= 722,495 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 2} &= (P_1 \cdot Mye) + (P_2 \cdot Mye) \\
 &= (944,694 \cdot 0,32) + (1313,104 \cdot 0,32) \\
 &= 722,495 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



**Gambar 4.35. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (2 tiang)**

$$(Y/L)_2 = \frac{0,9}{0,9+1,1} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$\begin{aligned}
 Mye\ 2 &= (P_2 \cdot Mye) \\
 &= (1313,104 \cdot 0,21) \\
 &= 275,752 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$Mu = 722,495 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{722,495}{0,8} = 903,119 \text{ kNm} = 903119000 \text{ Nmm}$$

$$dx = 700 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 615,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dx^2} = \frac{903119000}{1000 \cdot 615,5^2} = 2,384 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,037$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2,384 \cdot 13,11}{390}} \right]$$

$$= 0,006$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{perlu}} = 0,006$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot dx$$

$$= 0,006 \cdot 1000 \cdot 615,5$$

$$= 3693 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{3693}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 13,025 \approx 13 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{13} = 76,923 \text{ mm} \approx 70 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{70} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 4050,411 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 4050,411 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 2798,316 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, D19-70

Perhitungan tulangan tekan

$$\text{As tekan} = 20\% \cdot \text{As perlu}$$

$$= 20\% \cdot 2798,316$$

$$= 559,663 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{559,663}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,973 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 3693 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, D19-300

2. Perhitungan penulangan poer arah y

$$Mu = 275,752 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\varphi} = \frac{275,752}{0,8} = 344,69 \text{ kNm} = 344690000 \text{ Nmm}$$

$$dy = 700 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 596,5 \text{ mm}$$

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

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot dy^2} = \frac{344690000}{1000 \cdot 596,5^2} = 0,968 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{0,85 \cdot fc}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \cdot 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho b = 0,75 \cdot 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Rn \cdot m}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{13,11} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,968 \cdot 13,11}{390}} \right] \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\min} < \rho_{\max}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} = 0,003$

$$\begin{aligned} As_{\text{perlu}} &= \rho \cdot b \cdot dx \\ &= 0,003 \cdot 1000 \cdot 596,5 \\ &= 1789,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1789,5}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 6,311 \approx 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,867 \text{ mm} \sim 140 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2025,205 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 2025,205 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1789,5 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, D19-140

Perhitungan tulangan tekan

$$\text{As tekan} = 20\% \cdot \text{As perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1789,5$$

$$= 357,9 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

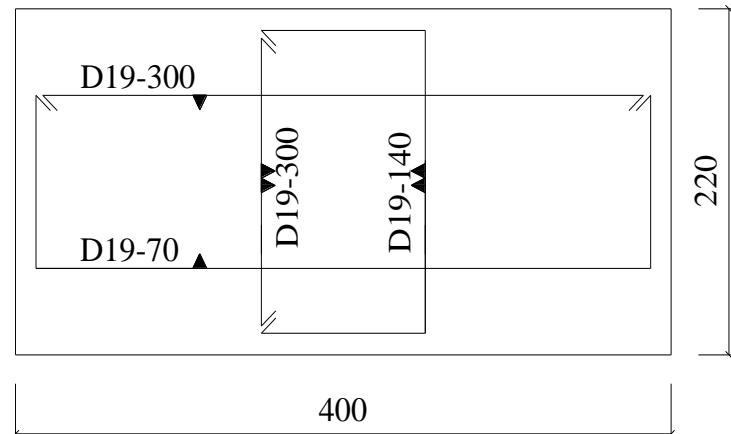
$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{357,9}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,262 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,096 \text{ mm}^2$$

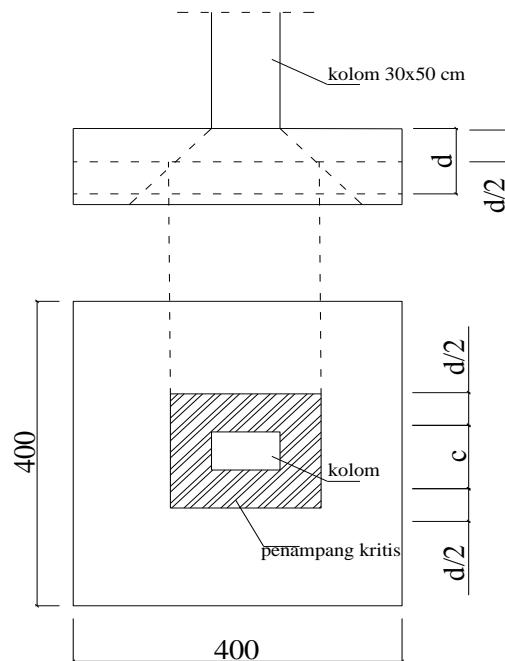
$$\text{As ada} = 945,096 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 357,9 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, D19-300



**Gambar 4.36. Penulangan poer arah x dan y Tipe 3**

3. Kontrol geser pons (gaya geser dua arah sumbu)



**Gambar 4.37. Analisis geser dua arah pondasi Tipe 3**

Diketahui :

$$V_u = P = 1990 \text{ kN} = 1990000 \text{ N}$$

$$\text{Poer} = 4 \times 2,2 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\ &= 700 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 615,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi kolom (c) = 30/50 cm

$$\begin{aligned} \sigma &= P / A \\ &= 1990000 / (4000 \cdot 2200) \\ &= 0,22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 300 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 615,5 \\ &= 915,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned} bo &= (B_2+B_1) + (B_2+B_1) \\ &= (300+500) + (300+500) \\ &= 1600 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \cdot (L^2 - B') \\ &= 0,22 \cdot (4000^2 - 915,5) \\ &= 1153543 \text{ N} \\ &= 1153,543 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
 Vc\ 1 &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d}{6} \\
 &= \left(1 + \frac{2}{0,81}\right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{6} \\
 &= 3368620\ N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc\ 2 &= \left(\frac{\alpha s \cdot d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \left(\frac{40 \cdot 615,5}{1600} + 2\right) \frac{\sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5}{12} \\
 &= 8441856\ N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc\ 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{35} \cdot 1600 \cdot 615,5 \\
 &= 1942051\ N
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot Vc &= 0,6 \cdot 1942,051 \\
 &= 1165,231\ kN
 \end{aligned}$$

$$Vu = 1153,543\ kN < \phi \cdot Vc = 1165,231\ kN \quad (\text{memenuhi})$$

Karena  $Vu < \phi \cdot Vc$ , maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

#### 4.2.3.5 Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 3

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{max} = 1313,104 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 2406,781 \text{ KN}$$

$$M_z = 331,569 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (f_y)} = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 70 \text{ cm} = 700 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok}$$

$$= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 94,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{efektif}} = D \text{ tiang} - (2 \cdot d')$$

$$= 700 - (2 \cdot 94,5)$$

$$= 511 \text{ mm}$$

- Luas penampang tiang bor

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

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 700^2$$

$$= 384845,1001 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 - \quad A_{st} &= 1\% \cdot A_g \\
 &= 1\% \cdot 384845,1001 \\
 &= 3848,451 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{tulangan}^2} \\
 &= \frac{3848,451}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} \\
 &= 13,573 \sim 14 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_{s_{ada}} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 14 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 3969,402 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3848,451 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad A_s &= A_s' = 0,5 \cdot A_{s_{ada}} \\
 &= 0,5 \cdot 3969,402 \\
 &= 1984,701 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 511}{14} = 114,67 \text{ mm} \approx 115 \text{ mm}$$

- Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi segi empat ekuivalen

- Tebal penampang segi empat ekivalen

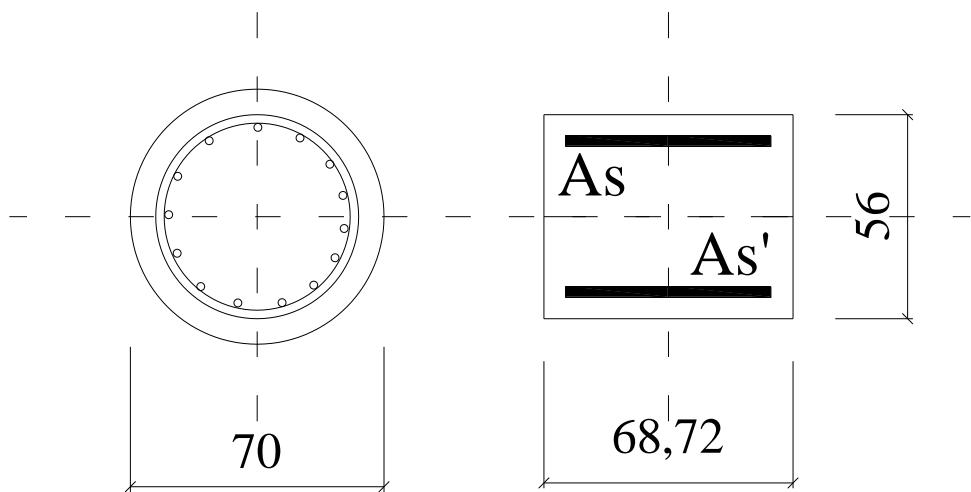
$$\begin{aligned}
 t_{ek} &= 0,8 \cdot D_{tiang} \\
 &= 0,8 \cdot 700 \\
 &= 560 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek} = \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}\pi \cdot 700^2}{560}$$

$$= 687,223 \text{ mm}$$



**Gambar 4.38. Transformasi pondasi bundar menjadi pondasi**

**segi empat ekuivalen**

- Pemeriksaan  $P$  terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 560 - 94,5$$

$$= 465,5 \text{ mm}$$

$$a_c = \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_{c'} \cdot b}$$

$$= \frac{1313104}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 35 \cdot 560}$$

$$= 121,258 \text{ mm}$$

$$a_b = \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \cdot 0,81 \cdot 465,5}{600 + 390}$$

$$= 228,518 \text{ mm}$$

Karena nilai  $a_c < a_b$ , berarti penampang tiang pada kondisi tulangan tarik menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{max}} = \frac{331569}{1313104} = 0,252 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang pondasi bulat
  - Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3848,451}{384845,1001} = 0,01$$

- Lebar pondasi efektif ( $D_s$ )

$$D_s = D \text{ tiang} - (2 \cdot d')$$

$$= 700 - (2 \cdot 94,5)$$

$$= 511 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_{c'}} = \frac{390}{0,85 \cdot 35} = 13,11$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ( $P_n$  perlu)

$$P_n \text{ perlu} = \frac{\sum V}{\phi} = \frac{2406,781}{0,7} = 3438,259 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang pondasi bulat dengan hancur tarik

$$P_n = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot D_{tiang}^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} \right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D_{eff}}{2,5 \cdot D_{tiang}}} - \left( \frac{0,85 \cdot e}{D_{tiang}} - 0,38 \right) \right)$$

$$= 0,85 \cdot 35 \cdot 700^2 \left( \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot 0,252}{700} \right)^2 + \frac{0,01 \cdot 13,11 \cdot 511}{2,5 \cdot 700}} - \left( \frac{0,85 \cdot 0,252}{700} - 0,38 \right) \right)$$

$$= 8387165 \text{ N}$$

$$= 8387,165 \text{ kN}$$

- Kuat pondasi

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 8387,165 = 5871,016 \text{ kN} > P_{max} = 1313,104 \text{ kN}$$

- Perencanaan tulangan spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\varnothing 10$  mm,  $f_y = 240$  MPa.

$$As \text{ spiral} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2$$

$$= 78,571 \text{ mm}^2$$

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

$$s \leq 16 \cdot 19 = 304 \text{ mm}$$

$$s \leq 48 \cdot 10 = 480 \text{ mm}$$

dipakai jarang antar sengkang sebesar 300 mm.

Sehingga digunakan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 14D19 dan tulangan spiral praktis  $\varnothing 10-300$ .

#### 4.2.3.6. Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 3

Penurunan kelompok tiang dihitung sebagai berikut :

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

Dimana :

$S_g$  : penurunan kelompok tiang

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$B_g$  : lebar kelompok tiang

$D$  : diameter tiang (cm)

Syarat penurunan kelompok tiang:

$$S_g < 100 \text{ mm}$$

( Joseph E.Bowles., Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1, hal 274)

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

dimana :

$S$  : penurunan pondasi tiang tunggal

$D$  : diameter tiang (cm)

$Q$  : beban kerja ( $P_{max} = 1313,104 \text{ kN} = 131310,4 \text{ kg}$ )

$L$  : panjang tiang (cm)

$E_p$  : modulus elastisitas tiang

$$E_p = 4700 \sqrt{35} \text{ MPa}$$

$$= 27805,575 \text{ N/mm}^2$$

$$= 278055,75 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$= \frac{70}{100} + \frac{131310,4 \cdot 400}{3850 \cdot 278055,75}$$

$$= 0,749 \text{ cm}$$

$$= 7,49 \text{ mm}$$

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

$$= 7,49 \cdot \sqrt{\frac{2200}{700}}$$

$$= 13,278 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad (\text{aman})$$

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1 Hasil Perhitungan

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang bor pada proyek pembangunan gedung rumah susun Universitas Islam Malang, didapatkan hasil perencanaan sebagai berikut:

**Tabel 5.1. Hasil analisa perhitungan**

No.	Keterangan	Pondasi Tiang Bor Tipe 1	Pondasi Tiang Bor Tipe 2	Pondasi Tiang Bor Tipe 3	Satuan
1	Diameter tiang	70	70	70	cm
2	Panjang tiang	4,0	4,0	4,0	m
3	Kedalaman tiang	5,2	5,2	5,2	m
4	Daya dukung tiang tunggal	1956,194	1956,194	1956,194	kN
5	Jumlah tiang	6	4	2	bah
6	Jarak antar tiang	180	180	180	cm
7	Efisiensi kelompok tiang (Eg)	0,656	0,705	0,852	
8	Daya dukung kelompok tiang	7699,58	5516,467	3333,355	kN
9	Dimensi poer	5,8 x 4	4 x 4	4 x 2,2	m
10	Tebal poer	70	70	70	cm
11	Pmax	1082,715	1301,918	1313,104	kN
12	Tulangan pokok poer arah x	D19-100	D19-140	D19-70	
13	Tulangan pokok poer arah y	D19-100	D19-90	D19-140	

14	Tulangan tarik poer arah x	D19-300	D19-300	D19-300	
15	Tulangan tarik poer arah y	D19-300	D19-300	D19-300	
16	Tulangan pokok tiang	14D19	14D19	14D19	
17	Tulangan spiral tiang	$\varnothing 10-300$	$\varnothing 10-300$	$\varnothing 10-300$	
18	Penurunan kelompok tiang	17,69	17,905	13,278	mm

## 5.2 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan yang telah dilakukan, maka dapat disimpulkan sebagai berikut :

1. Daya dukung pondasi tiang bor yang cukup untuk menerima beban untuk ketiga tipe pondasi diatas, didapat pondasi tiang bor dengan kedalaman 5,2 m dan diameter 70 cm.

2. Daya dukung tiang kelompok yang didapatkan dari hasil perhitungan untuk dapat memikul beban diatasnya adalah sebagai berikut :

$$\text{Pondasi tiang bor tipe 1} = 7699,580 \text{ kN}$$

$$\text{Pondasi tiang bor tipe 2} = 5516,467 \text{ kN}$$

$$\text{Pondasi tiang bor tipe 3} = 3333,355 \text{ kN}$$

3. Jumlah kebutuhan tiang pada satu titik kolom berbeda-beda antara yang satu dengan yang lain, bergantung pada beban yang diterima. Berdasarkan hasil perhitungan didapat jumlah kebutuhan tiang sebagai berikut :

Pondasi tiang bor tipe 1	= 6 buah tiang
Pondasi tiang bor tipe 2	= 4 buah tiang
Pondasi tiang bor tipe 3	= 2 buah tiang

### 5.3 Saran

Saran yang dapat diberikan oleh penulis dalam perencanaan pondasi adalah sebagai berikut :

1. Pemilihan jenis pondasi dapat disesuaikan dengan beban akibat struktur atas, faktor ekonomis, faktor pelaksanaan di lapangan serta kondisi lingkungan sekitar proyek.
2. Dalam perencanaan pondasi sebaiknya didukung oleh data-data yang akurat seperti data tanah. Data tanah yang akan diselidiki sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium supaya diperoleh data – data parameter tanah yang lebih akurat yang selanjutnya digunakan untuk mendapatkan analisa yang lebih tepat.

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Asiyanto. 2007. *Metode Kostruksi Untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta : Penerbit Universitas Indonesia.
- Asroni, Ali. 2010. *Kolom, Fondasi dan Balok "T" Beton Bertulang*. Yogyakarta : Graha Ilmu.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. SNI 03-1726-2002 *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta : BSN.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta : Yayasan Badan Penerbit PU.
- E. Bowles, Joseph., Pantur Silaban PhD. 1984. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1*. Jakarta : Erlangga.
- E. Bowles, Joseph., Pantur Silaban PhD. 1984. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta : Erlangga.
- G. Nawy, Edward. 1998. *Beton Bertulang Suatu Pendekatan Dasar*. Bandung : Penerbit PT Refika Aditama.
- HS, Sardjono. 1988. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Surabaya : Sinar Wijaya.
- Laboratorium Mekanika Tanah UMM. 2010. *Penyelidikan Tanah Sodir Test, Proyek Pembangunan Pasar Dinoyo Kota Malang*. Malang : UMM.
- Leonard, G. A. 1962. *Foundation Engineering*. New York : McGraw Hill Book Company.
- Nurlina, Siti. 2008. *Struktur Beton*. Malang : Penerbit Bargie Media.
- Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Penerbit Andi.

Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : GCC Universitas Katolik Parahyangan.

Setyo Budi, Gogot. 2007. *Pondasi Dangkal*. Yogyakarta : Penerbit Andi.

Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita.

Stiglat, Klaus. Merbert Wippel. 1983. *Pelat*. Jakarta : Penerbit Erlangga.

LAMPIRAN



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
Jl. Bendungan Sigura-gura 2  
Jl. Raya Karanglo Km. 2  
Malang

# UJIAN SKRIPSI PRODI TEKNIK SIPIL S-1

## FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG GEOTEKNIK.

Nama : Nyam Feng Jeng.

NIM : 07.21.037.

Hari / tanggal : Rabu, 13 - 8 - 14

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

(A large diagonal line is drawn across the page from the left side towards the right center.)

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 10 - 8 - 2014  
Dosen Penguji

(Handwritten signature)

Malang, 13 - 8 - 2014  
Dosen Penguji

(Handwritten signature)  
(A. Agus Santosa.)



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
Jl. Bendungan Sigura-gura 2  
Jl. Raya Karanglo Km. 2  
Malang

# UJIAN SKRIPSI

## PRODI TEKNIK SIPIL S-1

### FORM REVISI / PERBAIKAN

#### BIDANG GEOTEKNIK

Nama : NYANG FENG JONG

NIM : 09.21.037

Hari / tanggal : RABU / 13 - 8 - 2014

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- Belajar lagi

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang,

20

Dosen Penguji

Malang,

20

Dosen Penguji



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

"PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA  
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SUSUN  
UNIVERSITAS ISLAM MALANG"

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Ir. EDING ISKAK IMANANTO, MT.

DOSEN PEMBIMBING 2 :

Ir. MUNASHI, MT.

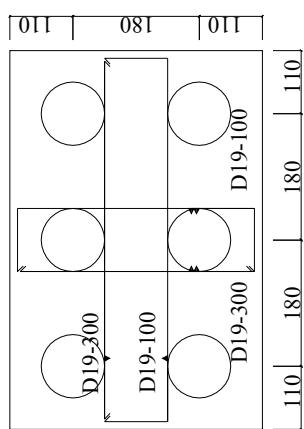
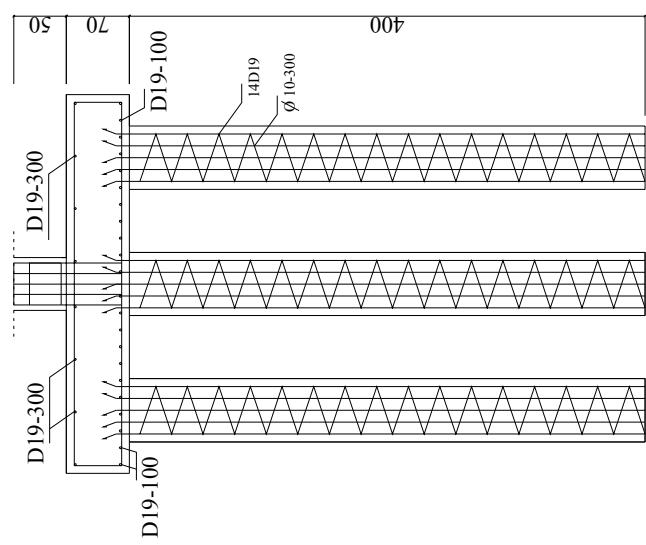
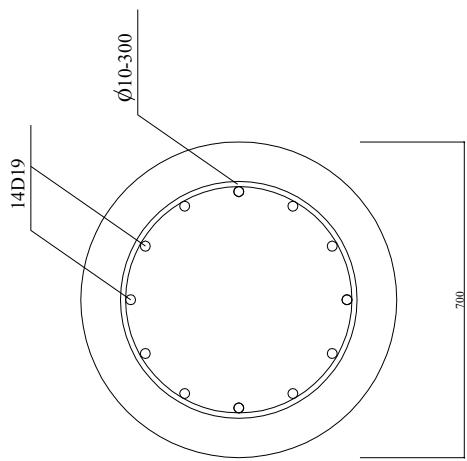
OLEH :  
NYANG FENG JONG

09.21.037

NOMER  
GAMBAR

JUMLAH  
GAMBAR

1



PENULANGAN PONDASI TIANG BOR Tipe 1  
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
FAKULTAS TEKNIK STIPIL DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK STIPIL S-1  
Jl. Bendungan Sigura-guna No. 2 Malang

"PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA  
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SISWA  
UNIVERSITAS ISLAM MALANG"

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Ir. EDING ISKAK IMANANTO, MT.

DOSEN PEMBIMBING 2 :

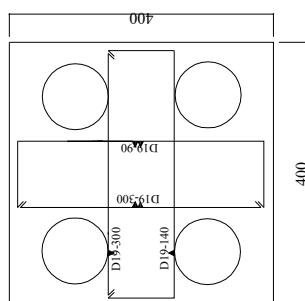
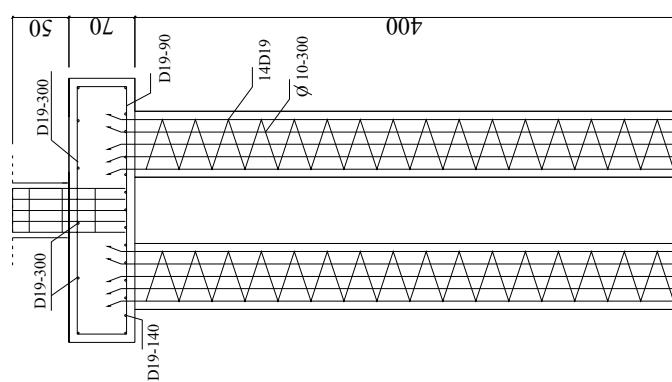
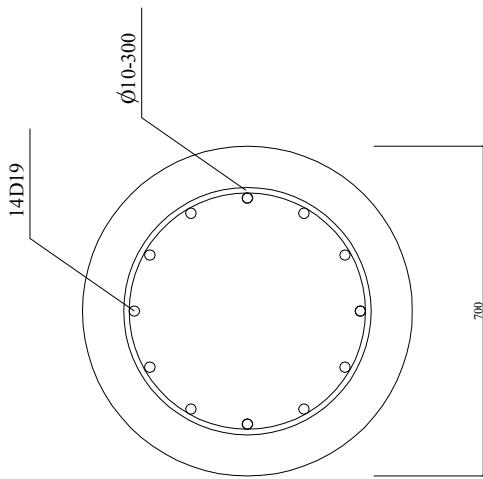
I.F. MUNASHIH, MT.

OLEH :

NYANG FENG JONG  
0921037

NOMER GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
--------------	---------------

2



PENULANGAN PONDASI TIANG BOR Tipe 2  
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1  
Jl. Bendungan Sigura-guna No. 2 Malang

"PERENCANAAN PONDASI STRAUSS PADA  
PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SISWA  
UNIVERSITAS ISLAM MALANG"

DOSEN PEMBIMBING 1 :

Ir. EDING ISKAK IMANANTO, MT.

DOSEN PEMBIMBING 2 :

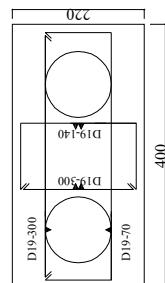
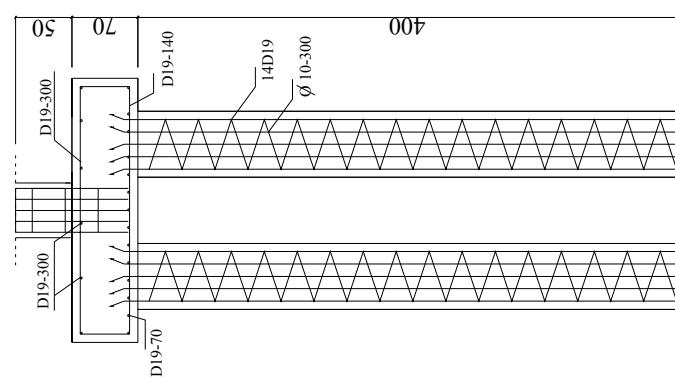
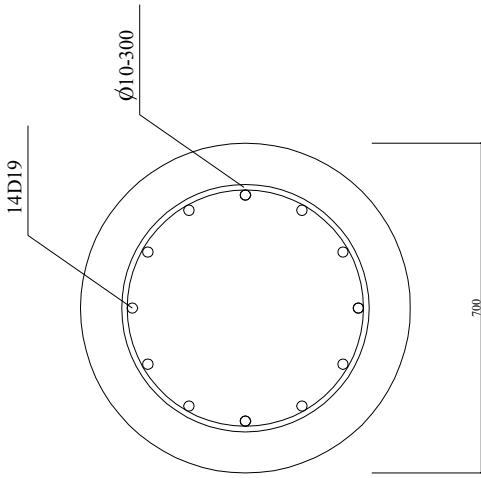
I.F. MUNASHI, MT.

OLEH :

NYANG FENG JONG  
09.21.037

PENULANGAN PONDASI TIANG BOR Tipe 3

SKALA 1:50









932 376 381; 933 377 382; 934 378 383; 935 379 384; 936 380 385; 937 381 382;  
 938 382 615; 939 383 616; 940 384 471; 941 381 386; 942 382 387; 943 383 388;  
 944 384 389; 945 385 390; 946 386 387; 947 387 549; 948 388 586; 949 389 472;  
 955 6 396; 956 7 397; 957 8 398; 958 9 399; 960 11 401; 961 12 402; 962 13 403;  
 963 14 404; 965 16 406; 966 17 407; 967 18 408; 968 19 409; 970 21 411;  
 971 22 412; 972 23 413; 973 24 414; 975 26 416; 976 27 417; 977 28 418;  
 978 29 419; 980 391 396; 981 392 397; 982 393 398; 983 394 399; 985 396 397;  
 986 397 398; 987 398 399; 989 396 401; 990 397 402; 991 398 403; 992 399 404;  
 994 401 402; 995 402 403; 996 403 404; 998 401 406; 999 402 407; 1000 403 408;  
 1001 404 409; 1003 406 407; 1004 407 408; 1005 408 409; 1007 406 411;  
 1008 407 412; 1009 408 413; 1010 409 414; 1012 411 412; 1013 412 413;  
 1014 413 414; 1016 411 416; 1017 412 417; 1018 413 418; 1019 414 419;  
 1021 416 417; 1022 417 418; 1023 418 419; 1030 366 426; 1031 367 427;  
 1032 368 428; 1033 369 429; 1035 371 431; 1036 372 432; 1037 373 433;  
 1038 374 434; 1040 376 436; 1041 377 437; 1042 378 438; 1043 379 439;  
 1045 381 441; 1046 382 442; 1047 383 443; 1048 384 444; 1050 386 446;  
 1051 387 447; 1052 388 448; 1053 389 449; 1055 421 426; 1056 422 427;  
 1057 423 428; 1058 424 429; 1060 426 427; 1061 427 428; 1062 428 429;  
 1064 426 431; 1065 427 432; 1066 428 433; 1067 429 434; 1069 431 432;  
 1070 432 433; 1071 433 434; 1073 431 436; 1074 432 437; 1075 433 438;  
 1076 434 439; 1078 436 437; 1079 437 438; 1080 438 439; 1082 436 441;  
 1083 437 442; 1084 438 443; 1085 439 444; 1087 441 442; 1088 442 443;  
 1089 443 444; 1091 441 446; 1092 442 447; 1093 443 448; 1094 444 449;  
 1096 446 447; 1097 447 448; 1098 448 449; 1100 399 451; 1101 404 452;  
 1102 409 453; 1103 414 454; 1104 419 455; 1111 9 457; 1112 14 458; 1113 19 459;  
 1114 24 460; 1115 29 461; 1116 457 10; 1117 451 457; 1118 458 15; 1119 452 458;  
 1120 459 20; 1121 453 459; 1122 460 25; 1123 454 460; 1124 461 30;  
 1125 455 461; 1128 455 454; 1129 454 453; 1130 453 452; 1131 452 451;  
 1132 451 456; 1133 429 462; 1134 434 463; 1135 439 464; 1136 444 465;  
 1137 449 466; 1138 466 465; 1139 465 464; 1140 464 463; 1141 463 462;  
 1142 462 467; 1143 468 370; 1144 462 468; 1145 469 375; 1146 463 469;  
 1147 470 380; 1148 464 470; 1149 471 385; 1150 465 471; 1151 472 390;  
 1152 466 472; 1153 473 218; 1154 474 188; 1155 473 474; 1156 475 498;  
 1157 476 189; 1158 475 476; 1159 277 477; 1160 307 478; 1161 337 479;  
 1162 37 480; 1163 67 481; 1164 97 482; 1165 127 483; 1166 247 484;  
 1167 479 478; 1168 478 477; 1169 485 473; 1170 484 485; 1171 480 481;  
 1172 481 482; 1173 482 483; 1174 486 158; 1175 483 486; 1176 487 8;  
 1177 480 487; 1178 488 368; 1179 479 488; 1180 39 489; 1181 69 490;  
 1182 99 491; 1183 129 492; 1184 249 493; 1185 279 494; 1186 309 495;  
 1187 339 496; 1188 497 369; 1189 496 497; 1190 496 495; 1191 495 494;  
 1192 494 493; 1193 498 219; 1194 493 498; 1195 499 159; 1196 492 499;  
 1197 492 491; 1198 491 490; 1199 490 489; 1200 500 9; 1201 489 500;  
 1226 252 517; 1227 257 518; 1228 262 519; 1229 267 520; 1230 282 521;  
 1231 287 522; 1232 292 523; 1233 297 524; 1234 312 525; 1235 317 526;  
 1236 322 527; 1237 327 528; 1238 342 529; 1239 347 530; 1240 352 531;  
 1241 357 532; 1245 517 521; 1246 518 522; 1247 519 523; 1248 520 524;  
 1252 521 525; 1253 522 526; 1254 523 527; 1255 524 528; 1259 525 529;  
 1260 526 530; 1261 527 531; 1262 528 532; 1266 42 533; 1267 47 534;  
 1268 52 535; 1269 57 536; 1270 72 537; 1271 77 538; 1272 82 539; 1273 87 540;  
 1274 102 541; 1275 107 542; 1276 112 543; 1277 117 544; 1278 132 545;  
 1279 137 546; 1280 142 547; 1281 147 548; 1285 533 537; 1286 534 538;  
 1287 535 539; 1288 536 540; 1292 537 541; 1293 538 542; 1294 539 543;  
 1295 540 544; 1299 541 545; 1300 542 546; 1301 543 547; 1302 544 548;  
 1306 549 388; 1308 550 627; 1310 551 178; 1312 552 28; 1314 44 553;  
 1315 49 554; 1316 54 555; 1317 59 556; 1318 74 557; 1319 79 558; 1320 84 559;  
 1321 89 560; 1322 104 561; 1323 109 562; 1324 114 563; 1325 119 564;  
 1326 134 565; 1327 139 566; 1328 144 567; 1329 149 568; 1330 254 569;  
 1331 259 570; 1332 264 571; 1333 269 572; 1334 284 573; 1335 289 574;  
 1336 294 575; 1337 299 576; 1338 314 577; 1339 319 578; 1340 324 579;  
 1341 329 580; 1342 344 581; 1343 349 582; 1344 354 583; 1345 359 584;  
 1349 553 557; 1350 554 558; 1351 555 559; 1352 556 560; 1356 557 561;  
 1357 558 562; 1358 559 563; 1359 560 564; 1363 561 565; 1364 562 566;  
 1365 563 567; 1366 564 568; 1373 569 573; 1374 570 574; 1375 571 575;  
 1376 572 576; 1380 573 577; 1381 574 578; 1382 575 579; 1383 576 580;  
 1387 577 581; 1388 578 582; 1389 579 583; 1390 580 584; 1394 585 239;  
 1396 586 389; 1398 587 179; 1400 588 29; 1401 589 163; 1402 545 589;  
 1403 590 164; 1404 565 590; 1405 591 14; 1406 553 591; 1407 592 13;  
 1408 533 592; 1409 593 599; 1410 517 593; 1411 594 373; 1412 529 594;  
 1413 595 374; 1414 581 595; 1415 596 224; 1416 569 596; 1417 597 193;  
 1418 598 194; 1419 599 223; 1420 600 596; 1421 598 600; 1422 597 599;  
 1423 601 610; 1424 518 601; 1425 602 378; 1426 530 602; 1427 603 379;  
 1428 582 603; 1429 604 229; 1430 570 604; 1431 605 169; 1432 566 605;  
 1434 606 168; 1435 546 606; 1436 607 18; 1437 534 607; 1438 608 19;  
 1439 554 608; 1440 609 198; 1441 610 228; 1442 609 610; 1443 611 199;  
 1444 612 604; 1445 611 612; 1446 613 623; 1447 519 613; 1448 614 234;  
 1449 571 614; 1450 615 383; 1451 531 615; 1452 616 384; 1453 583 616;  
 1454 617 173; 1455 547 617; 1456 618 174; 1457 567 618; 1458 619 24;  
 1459 555 619; 1460 620 23; 1461 535 620; 1462 621 203; 1463 622 204;  
 1464 623 233; 1465 621 623; 1466 624 614; 1467 622 624; 1468 520 550;  
 1469 572 585; 1470 584 586; 1471 532 549; 1472 548 551; 1473 568 587;  
 1474 556 588; 1475 536 552; 1476 625 208; 1477 626 209; 1478 627 238;  
 1479 625 627; 1480 628 585; 1481 626 628; 1482 477 484;

DEFINE MATERIAL START  
ISOTROPIC CONCRETE

E 2.17185e+007  
 POISSON 0.17  
 DENSITY 23.5616  
 ALPHA 1e-005  
 DAMP 0.05  
 END DEFINE MATERIAL  
 CONSTANTS  
 MATERIAL CONCRETE MEMB 5 TO 12 14 TO 21 23 TO 30 32 TO 39 41 TO 48 55 56 58 -  
 59 TO 61 63 TO 66 68 TO 71 73 TO 76 78 TO 81 83 TO 85 88 TO 90 92 TO 94 97 -  
 98 TO 99 101 TO 103 106 TO 108 110 TO 112 115 TO 117 119 TO 121 124 130 131 -  
 133 TO 136 138 TO 141 143 TO 146 148 TO 151 153 TO 156 158 TO 160 -  
 163 TO 165 167 TO 169 172 TO 174 176 TO 178 181 TO 183 185 TO 187 -  
 190 TO 192 194 TO 196 199 205 206 208 TO 211 213 TO 216 218 TO 221 -  
 223 TO 226 228 TO 231 233 TO 235 238 TO 240 242 TO 244 247 TO 249 -  
 251 TO 253 256 TO 258 260 TO 262 265 TO 267 269 TO 271 274 280 281 -  
 283 TO 286 288 TO 291 293 TO 296 298 TO 301 303 TO 306 308 TO 310 -  
 313 TO 315 317 TO 319 322 TO 324 326 TO 328 331 TO 333 335 TO 337 -  
 340 TO 342 344 TO 346 349 355 356 358 TO 361 363 TO 366 368 TO 371 -  
 373 TO 376 378 TO 424 430 TO 499 505 506 508 TO 511 513 TO 516 518 TO 521 -  
 523 TO 526 528 TO 574 580 581 583 TO 586 588 TO 591 593 TO 596 598 TO 601 -  
 603 TO 606 608 TO 610 613 TO 615 617 TO 619 622 TO 624 626 TO 628 -  
 631 TO 633 635 TO 637 640 TO 642 644 TO 646 649 655 656 658  
 MATERIAL CONCRETE MEMB 659 TO 661 663 TO 666 668 TO 671 673 TO 676 -  
 678 TO 681 683 TO 685 688 TO 690 692 TO 694 697 TO 699 701 TO 703 -  
 706 TO 708 710 TO 712 715 TO 717 719 TO 721 724 730 731 733 TO 736 -  
 738 TO 741 743 TO 746 748 TO 751 753 TO 756 758 TO 760 763 TO 765 -  
 767 TO 769 772 TO 774 776 TO 778 781 TO 783 785 TO 787 790 TO 792 -  
 794 TO 796 799 805 806 808 TO 811 813 TO 816 818 TO 821 823 TO 826 -  
 828 TO 831 833 TO 835 838 TO 840 842 TO 844 847 TO 849 851 TO 853 -  
 856 TO 858 860 TO 862 865 TO 867 869 TO 871 874 880 881 883 TO 886 -  
 888 TO 891 893 TO 896 898 TO 901 903 TO 949 955 TO 958 960 TO 963 -  
 965 TO 968 970 TO 973 975 TO 978 980 TO 983 985 TO 987 989 TO 992 -  
 994 TO 996 998 TO 1001 1003 TO 1005 1007 TO 1010 1012 TO 1014 1016 TO 1019 -  
 1021 TO 1023 1030 TO 1033 1035 TO 1038 1040 TO 1043 1045 TO 1048 -  
 1050 TO 1053 1055 TO 1058 1060 TO 1062 1064 TO 1067 1069 TO 1071 -  
 1073 TO 1076 1078 TO 1080 1082 TO 1085 1087 TO 1089 1091 TO 1094 -  
 1096 TO 1098 1100 TO 1104 1111 TO 1125 1128 TO 1168 1170 TO 1201 -  
 1226 TO 1241 1245 TO 1248 1252 TO 1255 1259 TO 1262 1266 TO 1281 -  
 1285 TO 1288 1292 TO 1295 1299 TO 1302 1306 1310 1312 1314  
 MATERIAL CONCRETE MEMB 1169 1308 1315 TO 1345 1349 TO 1352 1356 TO 1359 1363 -  
 1364 TO 1366 1373 TO 1376 1380 TO 1383 1387 TO 1390 1394 1396 1398 -  
 1400 TO 1432 1434 TO 1482  
 MEMBER PROPERTY AMERICAN  
 5 14 23 32 41 55 56 58 TO 61 63 TO 66 68 TO 71 73 TO 76 78 TO 80 89 98 107 -  
 116 130 131 133 TO 136 138 TO 141 143 TO 146 148 TO 151 153 TO 155 164 173 -  
 182 191 205 206 208 TO 211 213 TO 216 218 TO 221 223 TO 226 228 TO 230 239 -  
 248 257 266 280 281 283 TO 286 288 TO 291 293 TO 296 298 TO 301 303 TO 305 -  
 314 323 332 341 355 356 358 TO 361 363 TO 366 368 TO 371 373 TO 376 -  
 378 TO 380 389 398 407 416 430 431 433 TO 436 438 TO 441 443 TO 446 -  
 448 TO 451 453 TO 455 464 473 482 491 505 506 508 TO 511 513 TO 516 -  
 518 TO 521 523 TO 526 528 TO 530 539 548 557 566 580 581 583 TO 586 -  
 588 TO 591 593 TO 596 598 TO 601 603 TO 605 614 623 632 641 655 656 -  
 658 TO 661 663 TO 666 668 TO 671 673 TO 676 678 TO 680 689 698 707 716 730 -  
 731 733 TO 736 738 TO 741 743 TO 746 748 TO 751 753 TO 755 764 773 782 791 -  
 805 806 808 TO 811 813 TO 816 818 TO 821 823 TO 826 828 TO 830 839 848 857 -  
 866 880 881 883 TO 886 888 TO 891 893 TO 896 898 TO 901 903 TO 905 914 923 -  
 932 941 955 956 958 960 961 963 965 966 968 970 971 973 975 976 978 980 989 -  
 998 1007 1016 1030 1031 1033 PRIS YD 0.4 ZD 0.2  
 1035 1036 1038 1040 1041 1043 1045 1046 1048 1050 1051 1053 1055 1064 1073 -  
 1082 1091 1117 1119 1121 1123 1125 1144 1146 1148 1150 1152 1155 1158 1167 -  
 1168 1170 TO 1173 1175 1177 1179 1189 TO 1192 1194 1196 TO 1199 1201 1245 -  
 1246 TO 1248 1252 TO 1255 1259 TO 1262 1285 TO 1288 1292 TO 1295 1299 TO 1302 -  
 1349 TO 1352 1356 TO 1359 1363 TO 1366 1373 TO 1376 1380 TO 1383 -  
 1387 TO 1390 1402 1404 1406 1408 1410 1412 1414 1416 1421 1422 1424 1426 -  
 1428 1430 1432 1435 1437 1439 1442 1445 1447 1449 1451 1453 1455 1457 1459 -  
 1461 1465 1467 TO 1475 1479 1481 1482 PRIS YD 0.4 ZD 0.2  
 10 TO 12 19 TO 21 28 TO 30 37 TO 39 46 TO 48 85 88 94 97 103 106 112 115 121 -  
 124 160 163 169 172 178 181 187 190 196 199 235 238 244 247 253 256 262 265 -  
 271 274 310 313 319 322 328 331 337 340 346 349 385 TO 388 394 TO 397 403 -  
 404 TO 406 412 TO 415 421 TO 424 460 TO 463 469 TO 472 478 TO 481 487 TO 490 -  
 496 TO 499 532 535 TO 538 541 544 TO 547 550 553 TO 556 559 562 TO 565 568 -  
 571 TO 574 610 613 619 622 628 631 637 640 646 649 685 688 694 697 703 706 -  
 712 715 721 724 760 763 769 772 778 781 787 790 796 799 835 838 844 847 853 -  
 856 862 865 871 874 910 TO 913 919 TO 922 928 TO 931 937 TO 940 946 TO 949 -  
 985 TO 987 994 TO 996 1003 TO 1005 1012 TO 1014 1021 TO 1023 1060 TO 1062 -  
 1069 TO 1071 1078 TO 1080 1087 TO 1089 1096 TO 1098 1100 TO 1104 -  
 1111 TO 1116 1118 1120 1122 1124 1133 TO 1137 1143 1145 1147 1149 1151 1153 -  
 1154 1156 1157 1159 TO 1166 1174 1176 1178 1180 TO 1188 1193 1195 1200 1226 -  
 1227 TO 1241 1266 TO 1281 1306 1310 1312 1314 TO 1345 1394 1396 1398 1400 -  
 1401 1403 1405 1407 1411 1413 1415 1417 TO 1420 1425 1427 1429 1431 1434 -  
 1436 1438 1440 1441 1443 1444 1448 1450 1452 1454 1456 1458 1460 -  
 1462 TO 1464 1466 1476 TO 1478 1480 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 6 8 9 15 17 18 24 26 27 33 35 36 42 44 45 81 83 84 90 92 93 99 101 102 108 -  
 110 111 117 119 120 156 158 159 165 167 168 174 176 177 183 185 186 192 194 -

195 231 233 234 240 242 243 249 251 252 258 260 261 267 269 270 306 308 309 -  
 315 317 318 324 326 327 333 335 336 342 344 345 381 383 384 390 392 393 399 -  
 401 402 408 410 411 417 419 420 456 458 459 465 467 468 474 476 477 483 485 -  
 486 492 494 495 531 533 534 540 542 543 549 551 552 558 560 561 567 569 570 -  
 606 608 609 615 617 618 624 626 627 633 635 636 642 644 645 681 683 684 690 -  
 692 693 699 701 702 708 710 711 717 719 720 756 758 759 765 767 768 774 776 -  
 777 783 785 786 792 794 795 831 833 834 840 842 843 849 851 852 858 860 861 -  
 867 869 870 906 908 909 915 917 918 924 926 927 933 935 936 942 944 945 981 -  
 983 990 992 999 1001 1008 1010 1017 1019 1056 1058 1065 1067 1074 1076 1083 -  
 1085 1092 1094 PRIS YD 0.3 ZD 0.5  
 432 437 442 447 452 957 962 967 972 977 1032 1037 1042 1047 -  
 1052 PRIS YD 0.3 ZD 0.5  
 1128 TO 1132 1138 TO 1142 PRIS YD 0.3 ZD 0.3  
 7 16 25 34 43 382 391 400 409 418 457 466 475 484 493 907 916 925 934 943 -  
 982 991 1000 1009 1018 1057 1066 1075 1084 1093 PRIS YD 0.3 ZD 0.5  
 MEMBER PROPERTY AMERICAN  
 1409 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 MEMBER PROPERTY AMERICAN  
 1423 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 1446 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 1308 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 1169 PRIS YD 0.45 ZD 0.25  
 SUPPORTS  
 1 TO 5 31 32 34 35 61 62 64 65 91 92 94 95 121 122 124 125 151 TO 155 181 -  
 182 TO 185 211 TO 215 241 242 244 245 271 272 274 275 301 302 304 305 331 -  
 332 334 335 361 TO 365 391 TO 394 421 TO 424 FIXED  
 456 FIXED  
 467 FIXED  
 LOAD 1 BEBAN MATI  
 MEMBER LOAD  
 970 1045 1123 1150 UNI GY -7.844  
 70 74 145 149 220 224 295 299 370 374 445 449 520 524 595 599 670 674 745 -  
 749 820 824 895 899 UNI GY -13.766  
 971 973 1046 1048 UNI GY -6.054  
 71 73 146 148 221 223 296 298 371 373 596 598 671 673 746 748 821 823 896 -  
 898 UNI GY -17.8096  
 446 448 UNI GY -21.9269  
 521 523 UNI GY -19.4965  
 1247 1254 1261 1287 1294 1301 1351 1358 1365 1375 1382 1389 1447 1449 1451 -  
 1453 1455 1457 1459 1461 UNI GY -5.99462  
 1465 1467 UNI GY -5.9315  
 972 1047 UNI GY -17.264  
 447 UNI GY -15.3798  
 1012 1087 1103 1136 UNI GY -8.355  
 37 112 115 187 190 262 265 337 340 412 415 487 490 562 565 637 640 712 715 -  
 787 790 862 865 937 940 1114 1122 1149 UNI GY -24.6422  
 1013 1014 1088 1089 UNI GY -14.219  
 38 938 1452 1458 UNI GY -10.199  
 39 939 1450 1460 UNI GY -14.219  
 1228 1232 1236 1240 1268 1272 1276 1280 1316 1320 1324 1328 1332 1336 1340 -  
 1344 UNI GY -6.69  
 413 1456 UNI GY -10.899  
 414 1454 UNI GY -14.949  
 488 1463 UNI GY -11.871  
 489 1462 UNI GY -14.949  
 563 1448 UNI GY -7.632  
 1446 1466 UNI GY -5.277  
 955 960 965 1030 1035 1040 1117 1119 1121 1140 1141 1144 1146 -  
 1148 UNI GY -7.344  
 55 59 60 64 65 69 89 93 98 102 130 134 135 139 140 144 164 168 173 177 205 -  
 209 210 214 215 219 239 243 248 252 280 284 285 289 290 294 314 318 323 327 -  
 355 359 360 364 365 369 389 393 398 402 430 434 435 439 440 444 464 468 473 -  
 477 505 509 510 514 515 519 539 543 548 552 580 584 585 589 590 594 614 618 -  
 623 627 655 659 660 664 665 669 689 693 698 702 730 734 735 739 740 744 764 -  
 768 773 777 805 809 810 814 815 819 839 843 848 852 880 884 885 889 890 -  
 894 UNI GY -14.409  
 956 958 961 963 966 968 1031 1033 1036 1038 1041 1043 UNI GY -6.05  
 56 58 61 63 66 68 90 99 131 133 136 138 141 143 165 167 174 176 206 208 211 -  
 213 216 218 240 242 249 251 281 283 286 288 291 293 315 317 324 326 356 358 -  
 361 363 366 368 581 583 586 588 591 593 615 617 624 626 656 658 661 663 666 -  
 668 690 692 699 701 731 733 736 738 741 743 765 767 774 776 806 808 811 813 -  
 816 818 840 842 849 851 881 883 886 888 891 893 UNI GY -17.8096  
 431 433 436 438 441 443 UNI GY -21.4269  
 506 508 511 513 516 518 UNI GY -18.9965  
 1167 1168 1170 TO 1173 1175 1177 1179 1189 TO 1192 1194 1196 TO 1199 1201 -  
 1245 1246 1252 1253 1259 1260 1285 1286 1292 1299 1300 1349 1350 1356 -  
 1357 1363 1364 1373 1374 1380 1381 1387 1388 1402 1404 1406 1408 1410 1412 -  
 1414 1416 1424 1426 1428 1430 1432 1435 1437 1439 1482 UNI GY -5.99462  
 1155 1158 1421 1422 1442 1445 UNI GY -5.9315  
 432 437 442 UNI GY -16.764  
 985 994 1003 1060 1069 1078 1100 TO 1102 1133 TO 1135 UNI GY -7.855  
 10 19 28 910 913 919 922 928 931 1111 TO 1113 1116 1118 1120 1143 1145 -  
 1147 UNI GY -15.9986  
 85 88 94 97 103 106 160 163 169 172 178 181 235 238 244 247 253 256 310 313 -

319 322 328 331 385 388 394 397 403 406 460 463 469 472 478 481 535 538 544 -  
 547 553 556 610 613 619 622 628 631 685 688 694 697 703 706 760 763 767 769 -  
 772 776 778 781 835 838 842 844 847 851 853 856 UNI GY -24.1422  
 986 987 995 996 1004 1005 1061 1062 1070 1071 1079 1080 UNI GY -13.719  
 11 15 20 24 29 911 915 920 924 929 1188 1200 1405 1413 1427 1438 UNI GY -10.199  
 12 21 30 912 915 921 924 930 1176 1178 1407 1411 1425 1436 UNI GY -13.719  
 90 99 165 174 240 242 249 251 315 324 615 624 1159 TO 1166 1180 TO 1187 1226 -  
 1227 1230 1231 1234 1235 1238 1239 1266 1267 1270 1271 1274 1275 1278 1279 -  
 1314 1315 1318 1319 1322 1323 1326 1327 1330 1331 1334 1335 1338 1339 1342 -  
 1343 UNI GY -6.69  
 386 390 395 399 404 536 545 554 1193 1195 1403 1415 1429 1431 UNI GY -10.899  
 387 396 405 1174 1401 1434 UNI GY -14.449  
 461 466 470 475 479 1157 1418 1443 UNI GY -11.871  
 462 471 480 1154 1417 1440 UNI GY -14.449  
 1156 1169 1409 1420 1423 1444 UNI GY -7.632  
**JOINT LOAD**  
 6 7 9 TO 12 14 TO 17 19 20 36 37 39 TO 42 44 TO 47 49 50 66 67 69 TO 72 74 -  
 75 TO 77 79 80 96 97 99 TO 102 104 TO 107 109 110 126 127 129 TO 132 -  
 134 TO 137 139 140 156 157 159 TO 162 164 TO 167 169 170 186 187 189 TO 192 -  
 194 TO 197 199 200 216 217 219 TO 222 224 TO 227 229 230 246 247 249 TO 252 -  
 254 TO 257 259 260 276 277 279 TO 282 284 TO 287 289 290 306 307 309 TO 312 -  
 314 TO 317 319 320 336 337 339 TO 342 344 TO 347 349 350 366 367 369 TO 372 -  
 374 TO 377 379 380 396 397 399 401 402 404 406 407 409 426 427 429 431 432 -  
 434 436 437 439 FY -10.08  
 8 13 18 158 163 168 188 193 198 398 403 408 428 433 438 FY -10.08  
 451 TO 453 457 TO 459 462 TO 464 468 TO 470 FY -6.048  
 368 373 378 FY -4.2  
 477 TO 484 486 TO 500 517 518 521 522 525 526 529 530 533 534 537 538 541 -  
 542 545 546 553 554 557 558 561 562 565 566 569 570 573 574 577 578 581 582 -  
 589 TO 596 601 TO 608 FY -0.648  
**MEMBER LOAD**  
 1167 1168 1170 TO 1173 1175 1177 1179 1189 TO 1192 1194 1196 TO 1199 1201 -  
 1245 1246 1252 1253 1259 1260 1285 1286 1292 1293 1299 1300 1349 1350 1356 -  
 1357 1363 1364 1373 1374 1380 1381 1387 1388 1402 1404 1406 1408 1410 1412 -  
 1414 1416 1424 1426 1428 1430 1432 1435 1437 1439 1482 CON GY -0.648 2.25  
**JOINT LOAD**  
 21 TO 25 51 52 54 55 81 82 85 111 112 114 115 141 142 144 145 171 TO 175 201 -  
 202 TO 205 231 232 234 235 261 262 264 265 291 292 294 295 321 322 324 325 -  
 351 352 354 355 381 382 384 385 411 TO 414 441 TO 444 FY -10.8  
 383 FY -4.5  
 454 465 FY -6.48  
 519 523 527 531 535 539 543 547 555 559 563 567 571 575 579 583 613 TO 619 -  
 620 FY -0.648  
**MEMBER LOAD**  
 1247 1254 1261 1287 1294 1301 1351 1358 1365 1375 1382 1389 1447 1449 1451 -  
 1453 1455 1457 1459 1461 CON GY -0.648 2.25  
**JOINT LOAD**  
 26 30 56 60 86 90 116 120 146 150 176 180 206 210 236 240 266 270 296 300 -  
 326 330 356 360 386 390 416 446 FY -4.38097  
 27 29 57 59 87 89 117 119 147 149 177 179 207 209 237 239 267 269 297 299 -  
 327 329 357 359 387 389 417 419 447 449 FY -4.38097  
**MEMBER LOAD**  
 975 1050 UNI GY -1.344  
 75 79 150 154 225 229 300 304 375 379 450 454 525 529 600 604 675 679 750 -  
 754 825 829 900 904 1151 UNI GY -5.934  
 1125 1152 UNI GY -1.344  
 76 78 151 153 226 228 301 303 376 378 601 603 676 678 751 753 826 828 901 -  
 903 UNI GY -8.14332  
 451 453 UNI GY -10.4934  
 526 528 UNI GY -8.91444  
 1248 1255 1262 1288 1295 1302 1352 1359 1366 1376 1383 1390 1468 TO 1474 -  
 1475 UNI GY -3.55332  
 1479 1481 UNI GY -4.32444  
 977 1052 UNI GY -7.464  
 452 UNI GY -10.4628  
 976 978 1051 1053 UNI GY -4.4  
 1021 1096 1104 1137 UNI GY -1.98  
 46 946 UNI GY -7.27074  
 949 1115 1124 1151 UNI GY -7.27074  
 121 124 196 199 271 274 346 349 421 424 496 499 571 574 646 649 721 724 796 -  
 799 871 874 UNI GY -12.5615  
 1022 1023 1097 1098 UNI GY -5.82705  
 47 48 947 948 1306 1312 1396 1400 UNI GY -7.3197  
 48 948 1306 1312 UNI GY -5.7897  
 422 423 1310 1398 UNI GY -7.794  
 423 1310 UNI GY -6.264  
 497 498 1476 1477 UNI GY -8.406  
 498 1476 UNI GY -6.264  
 572 1308 1394 1480 UNI GY -5.652  
 572 1394 UNI GY -4.12  
**LOAD 2 BEBAN HIDUP**  
**MEMBER LOAD**  
 55 59 60 64 65 69 89 93 98 102 130 134 135 139 140 144 164 168 173 177 205 -  
 209 210 214 215 219 239 243 248 252 280 284 285 289 290 294 314 318 323 327 -

355 359 360 364 365 369 389 393 398 402 430 434 435 439 440 444 464 468 473 -  
 477 505 509 510 514 515 519 539 543 548 552 580 584 585 589 590 594 614 618 -  
 623 627 655 659 660 664 665 669 689 693 698 702 730 734 735 739 740 744 764 -  
 768 773 777 805 809 810 814 815 819 839 843 848 852 880 884 885 889 890 -  
 894 UNI GY -3  
 956 958 961 963 966 968 1031 1033 1036 1038 1041 1043 UNI GY -2  
 56 58 61 63 66 68 90 99 131 133 136 138 141 143 165 167 174 176 206 208 211 -  
 213 216 218 240 242 249 251 281 283 286 288 291 293 315 317 324 326 356 358 -  
 361 363 366 368 581 583 586 588 591 593 656 658 661 663 666 668 692 701 731 -  
 733 736 738 741 743 767 776 806 808 811 813 816 818 881 883 886 888 891 -  
 893 UNI GY -4.444  
 431 433 436 438 441 443 UNI GY -5.98  
 506 508 511 513 516 518 UNI GY -4.948  
 1167 1168 1170 TO 1173 1175 1177 1179 1189 TO 1192 1194 1196 TO 1199 1201 -  
 1245 1246 1252 1253 1259 1260 1285 1286 1292 1293 1299 1300 1349 1350 1356 -  
 1357 1363 1364 1373 1374 1380 1381 1387 1388 1402 1404 1406 1408 1410 1412 -  
 1414 1416 1424 1426 1428 1430 1432 1435 1437 1439 1482 UNI GY -1.44  
 1155 1158 1421 1422 1442 1445 UNI GY -1.948  
 957 962 967 UNI GY -4  
 432 437 442 UNI GY -5.96  
 10 19 28 910 913 919 922 928 931 1111 TO 1113 1116 1118 1120 1143 1145 -  
 1147 UNI GY -3.458  
 85 88 94 97 103 106 160 163 169 172 178 181 235 238 244 247 253 256 310 313 -  
 319 322 328 331 385 388 394 397 403 406 460 463 469 472 478 481 535 538 544 -  
 547 553 556 610 613 619 622 628 631 685 688 694 697 703 706 760 763 769 772 -  
 778 781 835 838 844 847 853 856 UNI GY -6.916  
 986 987 995 996 1004 1005 1061 1062 1070 1071 1079 1080 UNI GY -2.49  
 11 15 20 24 29 911 915 917 920 924 926 929 1188 1200 1405 1413 1427 -  
 1438 UNI GY -3.49  
 12 15 21 24 30 912 916 921 925 930 1176 1178 1407 1411 1425 1436 UNI GY -2.49  
 90 99 165 174 615 624 690 699 765 774 840 842 849 851 1159 TO 1166 -  
 1180 TO 1187 1226 1227 1230 1231 1234 1235 1238 1239 1266 1267 1270 1271 -  
 1274 1275 1278 1279 1314 1315 1318 1319 1322 1323 1326 1327 1330 1331 1334 -  
 1335 1339 1342 1343 UNI GY -2  
 386 390 391 395 399 400 404 1195 1403 1431 UNI GY -3.8  
 387 396 405 1174 1401 1434 UNI GY -2.8  
 461 465 470 474 479 1157 1418 1443 UNI GY -4.2  
 462 466 471 475 480 1154 1417 1440 UNI GY -2.8  
 536 545 554 1193 1415 1429 UNI GY -2.4  
 1156 1169 1409 1420 1423 1444 UNI GY -1.4  
 37 937 940 1114 1122 1149 UNI GY -3.45  
 112 115 187 190 262 265 337 340 412 415 487 490 562 565 637 640 712 715 787 -  
 790 862 865 UNI GY -6.916  
 1013 1014 1088 1089 UNI GY -2.49  
 38 938 1452 1458 UNI GY -3.49  
 39 939 1450 1460 UNI GY -2.49  
 1228 1232 1236 1240 1268 1272 1276 1280 1316 1320 1324 1328 1332 1336 1340 -  
 1344 UNI GY -2  
 413 563 1448 1456 UNI GY -3.8  
 414 1454 UNI GY -2.8  
 488 1463 UNI GY -4.2  
 489 1462 UNI GY -2.8  
 1446 1466 UNI GY -1.4  
 70 74 145 149 220 224 295 299 370 374 445 449 520 524 595 599 670 674 745 -  
 749 820 824 895 899 UNI GY -3  
 971 973 1046 1048 UNI GY -2  
 71 73 146 148 221 223 296 298 371 373 446 448 521 523 596 598 671 673 746 -  
 748 821 823 896 898 UNI GY -4.444  
 446 448 UNI GY -5.98  
 521 523 UNI GY -4.948  
 1247 1254 1261 1287 1294 1301 1351 1358 1365 1375 1382 1389 1447 1449 1451 -  
 1453 1455 1457 1459 1461 UNI GY -1.444  
 1465 1467 UNI GY -1.948  
 972 1047 UNI GY -4  
 447 UNI GY -5.96  
 75 79 150 154 225 229 300 304 375 379 450 454 525 529 600 604 675 679 750 -  
 754 825 829 900 904 UNI GY -1.8  
 976 978 1051 1053 UNI GY -1.2  
 76 78 151 153 226 228 301 303 376 378 601 603 676 678 751 753 826 828 901 -  
 903 UNI GY -2.6664  
 451 453 UNI GY -3.588  
 526 528 UNI GY -2.9688  
 1248 1255 1262 1288 1295 1302 1352 1359 1366 1376 1383 1390 1468 TO 1474 -  
 1475 UNI GY 0.8664  
 1479 1481 UNI GY -1.1688  
 977 1052 UNI GY -2.4  
 452 UNI GY -3.576  
 46 946 UNI GY -2.0748  
 949 1115 1124 1151 UNI GY -2.0748  
 121 124 196 199 271 274 346 349 421 424 496 499 571 574 646 649 721 724 796 -  
 799 871 874 UNI GY -4.1496  
 1022 1023 1097 1098 UNI GY -1.494  
 47 48 947 948 1306 1312 1396 1400 UNI GY -2.094  
 48 948 1306 1312 UNI GY -1.494

422 423 1310 1398 UNI GY -2.28  
423 1310 UNI GY -1.68  
497 498 1476 1477 UNI GY -2.52  
498 1476 UNI GY -1.68  
572 1308 1394 1480 UNI GY -1.44  
572 1394 UNI GY -0.84  
JOINT LOAD  
26 27 29 30 56 57 59 60 86 87 89 90 116 117 119 120 146 147 149 150 176 177 -  
179 180 206 207 209 210 236 237 239 240 266 267 269 270 296 297 299 300 326 -  
327 329 330 356 357 359 360 386 387 389 390 416 417 419 446 447 -  
449 FY -5.5  
LOAD 3 BEBAN GEMPA  
JOINT LOAD  
6 36 66 96 126 156 186 216 246 276 306 336 366 396 426 FX 249.067  
396 TO 399 451 FZ 74.7202  
11 41 71 101 131 161 191 221 251 281 311 341 371 401 431 FX 498.134  
401 TO 404 452 FZ 149.44  
16 46 76 106 136 166 196 226 256 286 316 346 376 406 436 FX 747.202  
406 TO 409 453 FZ 224.16  
21 51 81 111 141 171 201 231 261 291 321 351 381 411 441 FX 1106.67  
411 TO 414 454 FZ 332  
26 56 86 116 146 176 206 236 266 296 326 356 386 416 446 FX 3.93551  
416 TO 419 455 FZ 1.18065  
LOAD 4 BEBAN ANGIN  
JOINT LOAD  
26 30 56 60 86 90 116 120 146 150 176 180 206 210 236 240 266 270 296 300 -  
326 330 356 360 386 390 416 446 FY -0.82691  
27 29 57 59 87 89 117 119 147 149 177 179 207 209 237 239 267 269 297 299 -  
327 329 357 359 387 389 417 419 447 449 FY -1.50772  
26 30 56 60 86 90 116 120 146 150 176 180 206 210 236 240 266 270 296 300 -  
326 330 356 360 386 390 416 446 FX 3.89221  
416 446 FX 1.67  
26 56 86 116 146 176 206 236 266 296 326 356 386 FX 3.24  
411 441 FX 3.132  
21 51 81 111 141 171 201 231 261 291 321 351 381 FX 6.264  
396 401 406 426 431 436 FX 3.024  
6 11 16 36 41 46 66 71 76 96 101 106 126 131 136 156 161 166 186 191 196 216 -  
221 226 246 251 256 276 281 286 306 311 316 336 341 346 366 371 -  
376 FX 6.048  
LOAD COMB 5 KOMBINASI 1  
1 1.2 2 1.6  
LOAD COMB 6 KOMBINASI 2  
1 1.2 2 1.0 3 1.0  
LOAD COMB 7 KOMBINASI 3  
1 1.2 2 1.0 3 -1.0  
LOAD COMB 8 KOMBINASI 4  
1 0.9 3 1.0  
LOAD COMB 9 KOMBINASI 5  
1 0.9 3 -1.0  
LOAD COMB 10 KOMBINASI 6  
1 1.0 2 1.0 3 1.0  
LOAD COMB 11 KOMBINASI 7  
1 1.2 2 1.0 4 1.6  
LOAD COMB 12 KOMBINASI 8  
1 1.2 2 1.0 4 -1.6  
LOAD COMB 13 KOMBINASI 9  
1 0.9 4 1.6  
LOAD COMB 14 KOMBINASI 10  
1 0.9 4 -1.6  
PERFORM ANALYSIS  
FINISH