

SKRIPSI

“STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG BOR PADA PROYEK PEMBANGUNAN AREA 2 MALL DINOYO CITY MALANG”



Disusun Oleh :

SAIDATUL MUFIDAH

09.21.045

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

304 4

MEMBERA LINDOGENA MYSTIKER NYNYMO
KATTE LVS LINDAK MYSTIKER NYNYMO
LINDOGENA LINDAK MYSTIKER NYNYMO

305 1042

MEMBERA LINDOGENA MYSTIKER NYNYMO

MEMBERA LINDOGENA MYSTIKER NYNYMO

MEMBERA LINDOGENA MYSTIKER NYNYMO
LINDOGENA LINDAK MYSTIKER NYNYMO
LINDOGENA LINDAK MYSTIKER NYNYMO

MEMBERA

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG BOR
PADA PROYEK PEMBANGUNAN AREA 2
MALL DINOYO CITY MALANG”**

**Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang**

**Disusun Oleh :
SAIDATUL MUFIDAH
09.21.045**

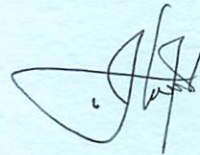
Menyetujui,

Dosen Pembimbing I



Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Dosen Pembimbing II



Ir. Munasih, MT.

**Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1**



Ir. A. Agus Santosa, MT.

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

2014

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG BOR
PADA PROYEK PEMBANGUNAN AREA 2
MALL DINOYO CITY MALANG”**

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

Pada hari : Jumat

Tanggal : 21 Februari 2014

**Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna memperoleh gelar Sarjana Teknik**

**Disusun Oleh :
SAIDATUL MUFIDAH
09.21.045**

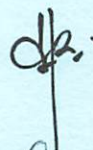
Disahkan Oleh :

Ketua



Ir. A. Agus Santosa, MT.

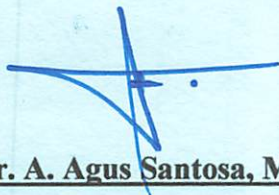
Sekretaris



Lila Ayu Ratna W., 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 : Saidatul Mufidah

NIM : 09.21.045

Program Studi : Teknik Sipil S-1 ITN Malang

Alamat : Jl. Jendral Basuki Rahmad II/800 Malang

dengan ini menyatakan bahwa skripsi dengan judul :

“STUDI PERENCANAAN PONDASI TIANG BOR PADA PROYEK PEMBANGUNAN AREA 2 MALL DINOYO CITY 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, 8 Maret 2014

Yang membuat pernyataan,



Saidatul Mufidah

Studi Perencanaan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Area 2 Mall Dinoyo City Malang.

Oleh : Saidatul Mufidah

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 di atasnya. 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 $q_c = 100 \text{ kg/cm}^2$ terletak pada kedalaman 6 m.

Hasil perencanaan pondasi tiang bor dengan daya dukung tiang tunggal sebesar 1697,143 kN yang terletak pada kedalaman 6 m dan diameter tiang 60 cm didapat jumlah tiang sebanyak 6 (enam) buah dalam satu poer untuk pondasi tiang bor tipe 1. Pondasi tiang bor tipe 2 juga membutuhkan 6 (enam) 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 tiang bor, daya dukung, sondir

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puja dan puji syukur kehadiran Tuhan YME, yang telah memberikan rahmad dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan penyusunan Skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Area 2 Mall Dinoyo City 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 Djiwo, 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. Lila Ayu Ratna W., ST., MT. selaku Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku Dosen Pembimbing Skripsi.
6. Ibu Ir. Munasih, MT. selaku Dosen Pembimbing Skripsi.
7. Ibu Ir. Ester Priskasari, MT. selaku Dosen Penguji Skripsi.
8. Orang Tua dan keluarga yang telah memberikan dorongan moril dan materil.
9. Teman-teman atas dukungan dan kerjasamanya .

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	
LEMBAR PERSETUJUAN	
LEMBAR PENGESAHAN	
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	
ABSTRAKSI	
KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR NOTASI	xii
LEMBAR ASISTENSI	
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	4
1.4 Maksud dan Tujuan	4
1.5 Lingkup Pembahasan	5
BAB II DASAR TEORI	6
2.1 Pondasi Secara Umum	6
2.2 Klasifikasi Pondasi	7
2.2.1 Pondasi Dangkal	7

2.2.2	Pondasi Dalam	9
2.3	Pondasi Tiang Bor	10
2.4	Daya Dukung Pondasi Tiang Bor	14
2.4.1	Daya Dukung Ujung	17
2.4.2	Daya Dukung Selimut	18
2.5	Daya Dukung Kelompok Tiang	19
2.6	Pembebanan	25
2.7	Konversi Data ke Parameter Tanah	27
BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA		32
3.1	Data Perencanaan	32
3.1.1	Spesifikasi Umum	32
3.1.2	Pedoman Perencanaan	32
3.1.3	Bahan Bangunan	33
3.1.4	Pembebanan	33
3.1.5	Dimensi Balok dan Kolom	33
3.2	Perhitungan Pembebanan	34
3.2.1	Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 1, 1B dan 2 ...	34
3.2.2	Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 3	34
3.2.3	Perataan beban plat lantai	35
3.2.4	Pembebanan portal	41
3.2.5	Perhitungan pembebanan gempa	86
BAB IV PERENCANAAN PONDASI		98
4.1	Data Perencanaan	98
4.1.1	Spesifikasi Umum	98

4.1.2	Data Tanah	98
4.2	Perencanaan Pondasi Tiang Bor	98
4.2.1	Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 1	100
4.2.2	Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 2	139
4.2.3	Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 3	180
BAB V PENUTUP		209
5.1	Hasil Perhitungan	209
5.2	Kesimpulan	210
5.3	Saran	211
DAFTAR PUSTAKA		212
LAMPIRAN		

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Pondasi batu kali	7
Gambar 2.2.	(a) Pondasi telapak, (b) Pondasi telapak menerus	8
Gambar 2.3.	Pondasi rakit	9
Gambar 2.4.	Pondasi dalam	10
Gambar 2.5.	Tahapan pelaksanaan pondasi tiang bor	13
Gambar 2.6.	Daya dukung pondasi tiang bor	14
Gambar 2.7.	Peninjauan perlawanan ujung sondir	17
Gambar 2.8.	Hubungan tahanan selimut ultimit terhadap N_{SPT}	19
Gambar 2.9.	Skema jarak antar tiang	21
Gambar 2.10.	Skema konstribusi daya dukung tiang	22
Gambar 2.11.	Skema efisiensi kelompok tiang	23
Gambar 2.12.	Skema pondasi tiang kelompok	24
Gambar 2.13.	Hubungan antara sudut geser dalam ϕ dan nilai N	29
Gambar 2.14.	Klasifikasi tanah berdasarkan pada hasil uji sondir listrik	29
Gambar 2.15.	Klasifikasi tanah berdasarkan pada hasil uji sondir mekanis...	30
Gambar 3.1.	Rencana pondasi tiang bor	32
Gambar 4.1.	Perencanaan pondasi tiang bor	99
Gambar 4.2.	Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 1	101
Gambar 4.3.	Jarak antar tiang bor Tipe 1 (3 tiang)	107
Gambar 4.4.	Jarak antar tiang bor Tipe 1 (4 tiang)	110

Gambar 4.5. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang)	112
Gambar 4.6. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (6 tiang)	115
Gambar 4.7. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (6 tiang)	117
Gambar 4.9. Skema penulangan poer	120
Gambar 4.10. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (6 tiang)	121
Gambar 4.11. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (6 tiang)	122
Gambar 4.12. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (6 tiang)	123
Gambar 4.13. Penulangan poer arah x dan y Tipe 1	128
Gambar 4.14. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 1.....	129
Gambar 4.15. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen	134
Gambar 4.16. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 2	140
Gambar 4.17. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (3 tiang)	146
Gambar 4.18. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (3 tiang)	148
Gambar 4.19. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (4 tiang)	151
Gambar 4.20. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (4 tiang)	153
Gambar 4.21. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (6 tiang)	156
Gambar 4.22. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)	158
Gambar 4.23. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer Tipe 2 (6 tiang)	162
Gambar 4.24. Momen arah x akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)	163
Gambar 4.25. Momen arah y akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)	164

Gambar 4.26. Penulangan poer arah x dan y Tipe 2	169
Gambar 4.27. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 2.....	170
Gambar 4.28. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen	175
Gambar 4.29. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 3	181
Gambar 4.30. Jarak antar tiang bor Tipe 3 (2 tiang)	187
Gambar 4.31. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3 (2 tiang)	189
Gambar 4.32. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (2 tiang)	192
Gambar 4.33. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (2 tiang)	193
Gambar 4.34. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (2 tiang)	194
Gambar 4.36. Penulangan poer arah x dan y Tipe 3	198
Gambar 4.37. Analisa geser dua arah pondasi Tipe 3	199
Gambar 4.38. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen	204

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1.	Rangkuman hasil tes sondir	3
Tabel 2.1.	Faktor keamanan untuk pondasi tiang	15
Tabel 2.2.	Konsistensi tanah menurut G.A. Leonard (1962)	30
Tabel 2.3.	Konsistensi tanah	31
Tabel 3.1.	Hasil perhitungan perataan beban	39
Tabel 3.2.	Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 1	49
Tabel 3.3.	Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 1B ..	50
Tabel 3.4.	Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 2	51
Tabel 3.5.	Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 3	52
Tabel 3.6.	Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 1 ...	58
Tabel 3.7.	Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 1B	59
Tabel 3.8.	Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 2....	60
Tabel 3.9.	Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 3....	61
Tabel 3.10.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line M'	67
Tabel 3.11.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line P	68
Tabel 3.12.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line Q	69
Tabel 3.13.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line R	70
Tabel 3.14.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line S'	71
Tabel 3.15.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line S''	72
Tabel 3.16.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line T'	73
Tabel 3.17.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line U	74

Tabel 3.18.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line V'	75
Tabel 3.19.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line UV'	76
Tabel 3.20.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line M' dan P	80
Tabel 3.21.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line Q dan R	81
Tabel 3.22.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line S' dan S''	82
Tabel 3.23.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line S'' (lanjutan) dan T'	83
Tabel 3.24.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line U dan V	84
Tabel 3.25.	Perhitungan beban mati merata portal melintang line UV'	85
Tabel 3.26.	Distribusi gaya gempa	97
Tabel 4.1.	Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan	99
Tabel 4.2.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 1	102
Tabel 4.3.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang Tipe 1	103
Tabel 4.4.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang Tipe 1	104
Tabel 4.5.	Tabel pelat : Stiglet/Wipel	121
Tabel 4.6.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 2	141
Tabel 4.7.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang Tipe 2	142
Tabel 4.8.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang Tipe 2	143
Tabel 4.9.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 8D diatas dasar tiang Tipe 3	182
Tabel 4.10.	Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang	

	Tipe 3	183
Tabel 4.11.	Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) 4D sepanjang tiang	
	Tipe 3	184
Tabel 5.1.	Hasil analisa perhitungan	209

DAFTAR NOTASI

A	: Luas penampang tiang bor
C_i	: faktor respon gempa
c_u	: Kohesi tanah
D	: Diameter podasi tiang
E_g	: Efisiensi kelompok tiang
FK	: Faktor keamanan
f_s	: Gesekan selimut tiang
I	: Faktor keutamaan gedung
L	: Panjang tiang
p	: Keliling penampang tiang
Q_a	: Daya dukung ijin pondasi
q_c	: tahanan ujung konus
Q_p	: Daya dukung ujung tiang
q_p	: Tahanan ujung per satuan luas
Q_s	: Daya dukung selimut tiang
Q_u	: 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_i	: Berat lantai ke – i termasuk beban hidup

- W_p : Berat sendiri tiang
- W_t : Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai
- z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i
- α : Faktor adhesi
- η : Efisiensi kelompok tiang



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Saidatul Mufidah
 NIM : 09.21.045
 Dosen Pembimbing : Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

No.	Tanggal	Keterangan	TTD
1	04/12 '13	Bab I & II. simpul-rakon sesuai arah Bab III. Lanjutan g. perataan beban - ak.	
2	13/12 '13	- sumber konversi data portal pembelangan portal memanjang - ak - - - portal melintang pembaca: beban pelat, perataan beban hitung portal melintang sesuai - beban gempa Leri contoh 1. Fi ✓	
3	18/12 '13	- pembelangan ak. lanjutan an. struk. program bantu	
4	07/01 '14	- input STAAD → sat. m, kN. - outputnya → sat. m, kN - coba 3D.	
5	09/01 '14	- Input 3D - ak. - print out support reaction.	
6	11/01 '14	- gar. stipe sendiri d'lylapi ds. kedalaman tiang - ga, JHL - susunan 3 tiang - luasan bahan? baik ds. luasan panel.	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Malang

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Saidatul Mufidah
NIM : 09.21.045
Dosen Pembimbing : Ir. Munasih, MT.

No.	Tanggal	Keterangan	TTD
1	2/10 - 2013	ky.	
2	10/10 - 2013	para. dekomposisi	
3	18/12 - 2013	bahan gempa penyelesaian (buat gb puntal)	
4	18/12 - 2013	bahan rekrutasi seluruh	
5	10/1 - 2014	perencanaan pond. penyelesaian	
6	6/2 - 2014	Coba muka beton & ukuran di-porobator	
7	18/2 - 2014	ky. perulangan	
8	13/3 - 2014	gb Arsitek. & aee seminar	

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 lainya.

Pada proyek pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) kota Malang digunakan pondasi tiang pancang dengan penampang segi empat. Pemilihan pondasi tiang pancang yang merupakan salah satu jenis dari pondasi dalam ini didasarkan karena lapisan tanah keras terletak pada kedalaman 4 m – 7 m. Dalam skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Area 2 Mall Dinoyo City Malang” ini, penulis hendak merencanakan pondasi tiang bor untuk mendapatkan dimensi yang optimum serta untuk mendapatkan daya dukung tiang yang lebih besar dibandingkan dengan pondasi tiang pancang.

1.2 Identifikasi Masalah

Perencanaan pembangunan Area 2 Mall Dinoyo City Malang ini mempunyai luas $\pm 1193 \text{ m}^2$ dengan tinggi total bangunan dari permukaan tanah 14 m. Bangunan ini terdiri dari 4 (empat) lantai dimana lantai dasar dan lantai 1A berfungsi untuk pasar. Sedangkan lantai 1B digunakan untuk mall dan sebagian tempat parkir mobil. Lantai 2 (dua) berfungsi sebagai mall dan lantai teratas yaitu lantai 3 berfungsi sebagai tempat parkir mobil.

Dalam perencanaan pondasi suatu bangunan harus didasari oleh data-data yang dapat dipertanggung jawabkan secara teknis, agar hasil yang dihasilkan akurat dan sesuai dengan keinginan perencana. Data yang dipakai pada perencanaan pondasi adalah data penyelidikan tanah, dimana penyelidikan ini bertujuan untuk mendapatkan data-data teknik terkait data teknik tanah pada

lokasi pembangunan. Pada pembangunan MDC ini tes sondir dilakukan pada 6 (enam) titik dengan hasil sebagai berikut :

Tabel 1.1. Rangkuman Hasil Tes Sondir

Kedalaman (cm)	Rata-rata Nilai Konus (kg/cm ²)					
	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6
0	0	0	0	0	0	0
20	38	25	40	18	48	50
40	18	20	32	10	24	20
60	20	19	11	20	24	12
80	18	20	10	10	24	13
100	19	16	12	16	22	13
120	18	17	20	24	24	12
140	20	20	26	22	24	24
160	20	28	30	28	28	22
180	22	28	26	30	24	22
200	20	30	30	22	20	30
220	20	28	28	18	18	28
240	20	28	28	18	22	22
260	20	23	31	16	18	20
280	18	18	23	12	15	18
300	18	17	18	12	12	20
320	14	20	18	13	16	14
340	12	20	16	14	35	26
360	10	20	16	18	85	80
380	20	18	16	75	90	130
400	40	19	14	110	50	80
420	120	20	18	250	30	140
440	140	25	40		95	40
460	250	30	50		75	20
480		70	100		95	35
500		55	110		100	75
520		30	40		110	250
540		30	20		250	
560		30	45			
580		45	40			
600		70	100			
620		80	150			
640		145	250			
660		150				
680		160				
700		250				

Berdasarkan hasil tersebut diatas, maka yang digunakan adalah jenis pondasi dalam sehingga terdapat beberapa alternatif pilihan jenis pondasi. Perencanaan awal pondasi pada Mall Dinoyo City ini menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan kedalaman 7 m. Sedangkan pada penulisan skripsi ini, penulis ingin merencanakan penggunaan pondasi tiang bor pada pembangunan Area 2 Mall Dinoyo City Malang.

1.3 Rumusan Masalah

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

1. Berapa kedalaman tiang yang dibutuhkan pada pondasi tiang bor 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

Perencanaan pondasi tiang bor pada proposal skripsi ini dimaksudkan sebagai gambaran atau alternatif perencanaan pondasi di lapangan yang menggunakan pondasi tiang pancang. Perencanaan pondasi tiang bor ini diharapkan mempunyai daya dukung tanah yang mampu menahan semua beban diatasnya dengan penurunan yang kecil. Adapun tujuan dari penulisan proposal skripsi ini diharapkan dapat merencanakan pondasi yang sesuai dengan data-data

yang tersedia sehingga dapat dihasilkan perencanaan yang sesuai dengan kondisi lapangan.

1.5 Lingkup Pembahasan

Dengan memperhatikan maksud dan tujuan maka ruang lingkup pembahasan skripsi ini meliputi:

1. Analisa pembebanan dan analisa statika.

Sebagai pedoman perhitungan didasarkan pada :

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983
 - b. SNI 3-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
 - c. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer (STAAD Pro).
2. Perhitungan daya dukung pondasi tiang bor.
 3. Perhitungan penulangan pondasi tiang bor.
 4. Perhitungan penurunan pondasi tiang bor.



BAB II

DASAR TEORI

2.1 Pondasi Secara Umum

Pondasi adalah suatu bagian bangunan dari konstruksi bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban yang disalurkan oleh struktur atas ke tanah dasar pondasi yang cukup kuat untuk menahannya, tanpa adanya *differential settlement* (penurunan) pada sistem strukturnya. Dalam perencanaan pondasi ada beberapa faktor yang perlu diperhatikan seperti keadaan tanah pada lokasi pembangunan, fungsi bangunan dan beban yang bekerja pada bangunan serta pelaksanaan pengerjaan pondasi. Secara umum jenis-jenis pondasi dapat dibedakan dalam beberapa klasifikasi sebagai berikut :

1. Berdasarkan bahan yang dipakai
 - a. Pondasi batu bata
 - b. Pondasi batu kali
 - c. Pondasi beton
2. Berdasarkan bentuk dan kedalaman
 - a. Pondasi dangkal
 - b. Pondasi dalam
3. Berdasarkan beban yang dipikul
 - a. Pondasi : menanggung beban vertikal
 - b. Turab : menanggung beban horisontal

2.2 Klasifikasi Pondasi

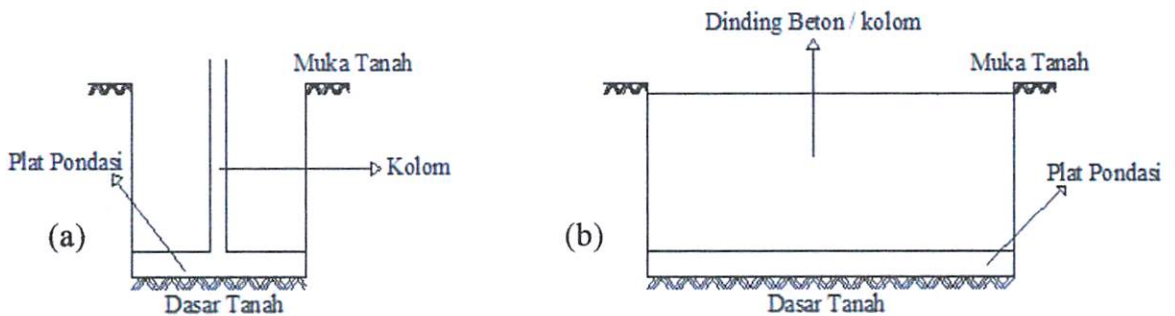
Klasifikasi pondasi dapat dibedakan dalam beberapa jenis berdasarkan bahan yang digunakan, bentuk dan kedalaman pondasi serta berdasarkan beban yang dipikul sebagaimana yang dijelaskan di atas. Berikut penjelasan klasifikasi pondasi berdasarkan bentuk dan kedalaman pondasi.

2.2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal tidak membutuhkan galian tanah yang terlalu dalam karena lapisan tanah dangkal sudah cukup keras. Pondasi dapat dikatakan sebagai pondasi dangkal jika memiliki perbandingan kedalaman pondasi dari permukaan tanah (D) dengan lebar pondasi (B) lebih kecil sama dengan satu ($D/B \leq 1$). Selain itu penggunaan pondasi dangkal biasa digunakan pada bangunan dengan beban yang tidak terlalu besar seperti rumah tinggal atau bangunan berlantai dua. Berikut beberapa contoh pondasi dangkal :

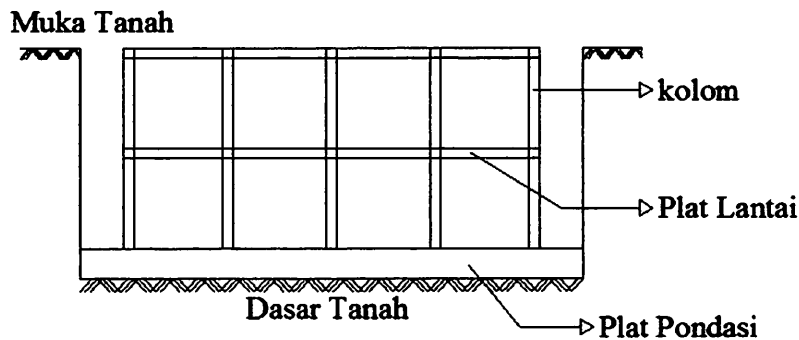
1. Pondasi pasangan batu kali, pondasi yang terdiri dari susunan batu kali ini biasa digunakan pada bangunan rumah satu lantai. Pondasi ini dipasang sepanjang dinding bangunan untuk mendukung dinding serta kolom di atasnya.

2. Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit di bawah permukaan tanah (Sosarodarsono, S., Nakazawa, K. 1981. 79). Pondasi telapak atau yang sering disebut dengan *footplat* ini berbentuk seperti telapak kaki setempat yang diletakkan tepat pada kolom bangunan. Pondasi telapak terbuat dari beton bertulang dengan bentuk telapak persegi atau persegi panjang.
3. Pondasi telapak menerus, adalah pondasi telapak yang dibuat memanjang sepanjang dinding bangunan. Ini adalah versi menerus dari pondasi *footplat*.



Gambar 2.2. (a) Pondasi telapak, (b) Pondasi telapak menerus

4. Pondasi rakit, didefinisikan sebagai bagian bawah struktur yang berbentuk rakit melebar keseluruhan dasar bangunan. Pondasi ini berguna untuk mendukung kolom-kolom yang letaknya berdekatan.



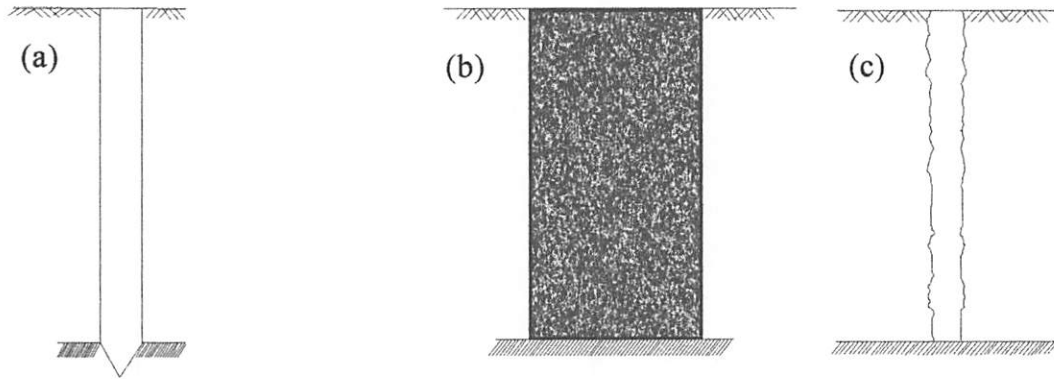
Gambar 2.3. Pondasi Rakit

2.2.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam di definisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras yang letaknya cukup dalam dari permukaan tanah dasar. Kedalaman pondasi dari muka tanah adalah lebih dari lima kali lebar pondasi ($D > 5B$). Pondasi ini pada umumnya digunakan untuk mendukung beban bangunan tingkat tinggi yang memiliki beban cukup besar. Berikut beberapa contoh pondasi dalam :

1. Pondasi tiang pancang, pondasi tiang ini merupakan salah satu alternatif penggunaan pondasi bilamana tanah keras terletak pada lapisan tanah yang cukup dalam. Pondasi tiang dibuat satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang yang terletak di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi atau yang disebut dengan pilecap.
2. Pondasi sumuran, adalah suatu bentuk peralihan dari pondasi dangkal dan pondasi tiang. Pada umumnya pondasi ini terbuat dari beton bertulang atau beton pracetak dengan diameter 100 cm atau lebih layaknya lubang sumur, oleh karena itu pondasi bentuk ini disebut pondasi sumuran.

3. Pondasi tiang bor, adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah pada awal pengerjaannya kemudian diisi tulangan dan dicor beton.



Gambar 2.4. Pondasi dalam, (a) Pondasi tiang pancang (b) Pondasi sumuran (c) Pondasi tiang bor

2.3 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang digunakan apabila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini kerap kali digunakan untuk mendukung bangunan yang memiliki beban total bangunan cukup besar. Pondasi tiang dibuat satu kesatuan dengan menyatukan pangkal tiang yang terletak dibawah kolom dengan struktur poer. Pondasi tiang ini berfungsi untuk menyalurkan beban-beban dari konstruksi di atasnya ke lapisan tanah pendukung yang lebih dalam.

Pondasi tiang bor dipasang dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Pondasi ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membuat lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air atau lembek, maka dibutuhkan pipa atau casing untuk menahan dinding lubang dan akan

pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (*end bearing*).

Adapun beberapa keuntungan penggunaan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Getaran dan keriuhan pada saat melaksanakan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Pondasi tiang bor dibuat tanpa sambungan sehingga dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter yang besar, juga untuk tiang yang lebih panjang. Lebih jauh, panjang tiang dapat ditetapkan dengan mudah.
3. Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak dan daya dukung tiap tiang juga lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil.
4. Selain cara pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada lapisan antara atau ada tanah pendukung pondasi dapat langsung diketahui.
5. Pengaruh jelek terhadap bangunan di dekatnya cukup kecil.

Selain mempunyai beberapa keuntungann penggunaan pondasi tiang bor seperti yang telah disebutkan di atas, penggunaan tiang bor juga memiliki kerugian sebagai berikut :

1. Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang diletakkan di bawah air dan kualitasnya setelah selesai lebih rendah dari tiang-tiang pracetak. Di

3. Walaupun penetrasi sampai ke tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi, kadang-kadang terjadi tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang tertimbun di dasar.
4. Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton, untuk pekerjaan yang kecil mengakibatkan biaya yang melonjak.
5. Karena pada cara pemasangan tiang yang diputar berlawanan arah jarum jam dipakai air, maka lapangan akan menjadi sangat kotor dan perlu dipikirkan bagaimana menangani tanah yang telah digali.

Secara umum, metode pelaksanaan konstruksi tiang bor adalah dengan menggali lubang secara manual kemudian dilakukan pengecoran beton. Berikut metode konstruksi tiang bor yang dikenal :

1. Pelaksanaan dengan cara kering (*Dry Method*)

Cara ini sesuai untuk jenis tanah kohesif dan pada tanah dengan elevasi muka air tanah di bawah lubang bor, atau jika permeabilitas tanah sangat kecil sehingga pengecoran beton dapat dilakukan sebelum air tanah masuk ke dalam lubang bor.

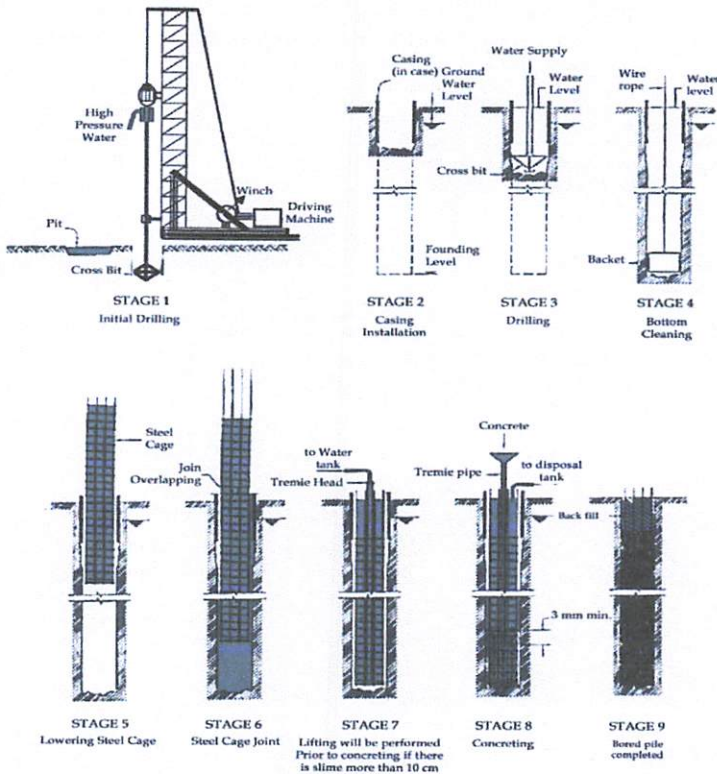
2. Pelaksanaan dengan *casing*

Casing diperlukan jika runtuh tanah (*caving*) atau deformasi lateral yang berlebihan dalam lubang bor dapat terjadi. Dimana *slurry* perlu dipertahankan sebelum *casing* masuk dan untuk kondisi tertentu *casing* harus dimasukkan dengan menggunakan alat penggetar (*vibrator*). *Casing* juga dibutuhkan pada pengecoran di atas tanah atau di dalam air misalnya untuk pondasi dermaga atau jembatan.

3. Pelaksanaan dengan *slurry*

Metode ini diperlukan untuk kondisi yang sama halnya dengan kondisi yang membutuhkan *casing*. Perlu diperhatikan bahwa tinggi *slurry* dalam lubang bor harus mencukupi untuk memberikan tekanan yang lebih tinggi dari tekanan air di sekitar lubang bor.

Sedangkan pada tahap perencanaan (*design*), pondasi tiang dapat dibedakan menjadi dua golongan berdasarkan mekanisme pemikulan beban, yaitu berupa gesekan selimut dan tahanan ujung. Gesekan selimut diperoleh sebagai akibat dari adhesi atau perlawanan geseran antara selimut tiang dengan tanah disekelilingnya. Sedangkan tahanan ujung timbul karena desakan ujung pondasi terhadap tanah.



Gambar 2.5. Tahapan pelaksanaan pondasi tiang bor

2.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan. Apabila beban yang bekerja pada tanah pondasi melampaui batas daya dukung dan tegangan geser maka akan berakibat keruntuhan pada pondasi. Persamaan daya dukung tiang secara umum dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

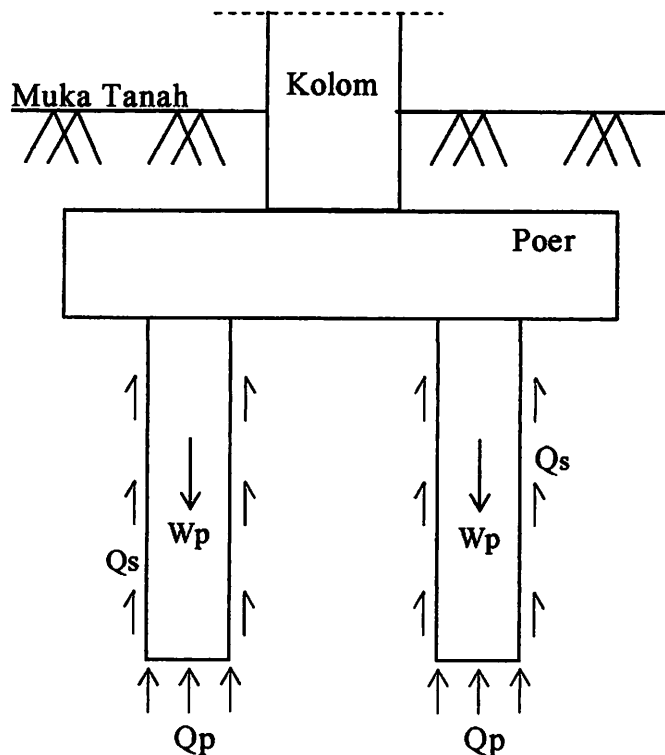
dimana :

Q_u : daya dukung ultimit tiang

Q_p : daya dukung ujung tiang (ultimit)

Q_s : daya dukung selimut tiang (ultimit)

W_p : berat sendiri tiang



Gambar 2.6. Daya dukung pondasi tiang bor

Dalam perencanaan pondasi tiang, pada umumnya berat sendiri tiang (W_p) tidak diikutsertakan dalam perhitungan karena tidak memberikan kontribusi terhadap pemikulan beban rencana. Sehingga daya dukung ultimit pondasi tiang dapat dinyatakan sebagai :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

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 :

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK}$$

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)	3,5	2,8	2,3

kurang)			
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 konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional, terdapat informasi uji pembebanan di atau di dekat lokasi proyek dan pengawasan konstruksi 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.

2.4.1 Daya Dukung Ujung

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 :

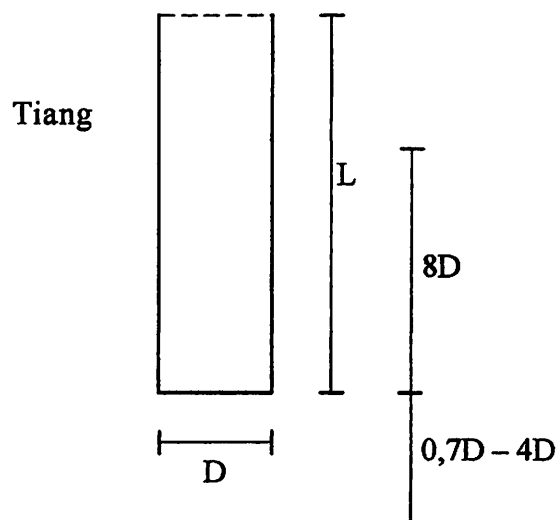
Q_p : daya dukung ultimit tiang (kg)

q_p : tahanan ujung per satuan luas (kg/cm^2)

A : luas penampang tiang bor (cm^2)

Perlawanan 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 :

$$Q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \times A$$



Gambar 2.7. 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 (kg/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 :

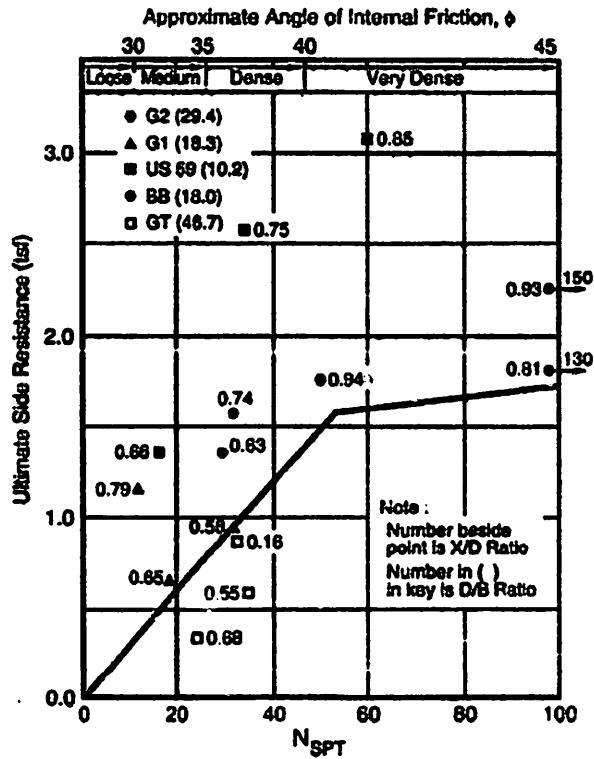
$$\text{Tanah kohesif : } f_s = \alpha \cdot c_u$$

dimana :

α : faktor adhesi

c_u : kohesi tanah (kN/m^2)

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



Gambar 2.8. 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

2.5 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 η 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 $K = m.n$.

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

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

$$Q_{tiang} = \eta . n . Q_{l_{tiang}}$$

dimana :

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

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

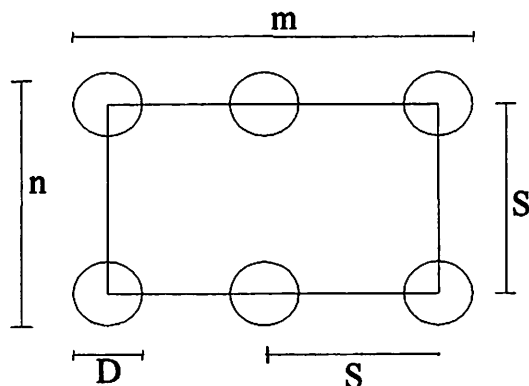
n : jumlah tiang

η : Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

1. Jarak antara tiang dalam kelompok

syarat jarak tiang :



Gambar 2.9. 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.

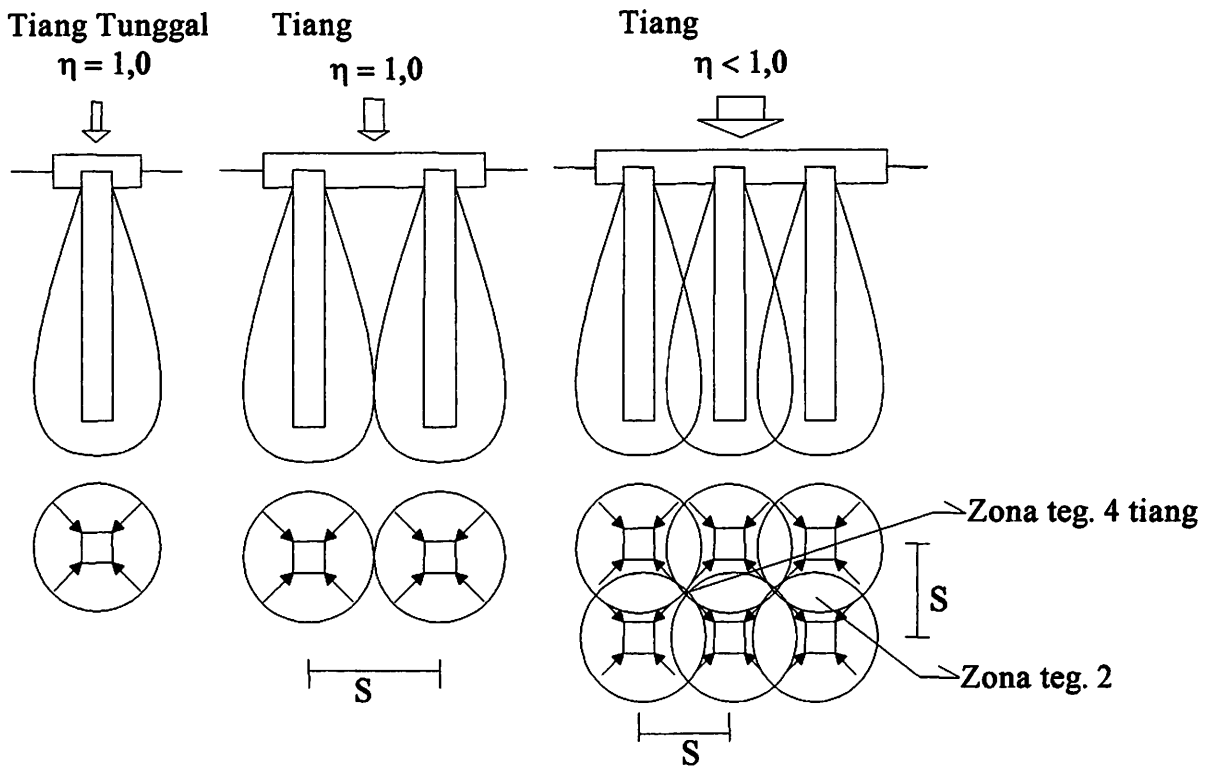
- $S \leq 2,00 \text{ m}$

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 2.10. Skema kontribusi daya dukung tiang

Berikut beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang :

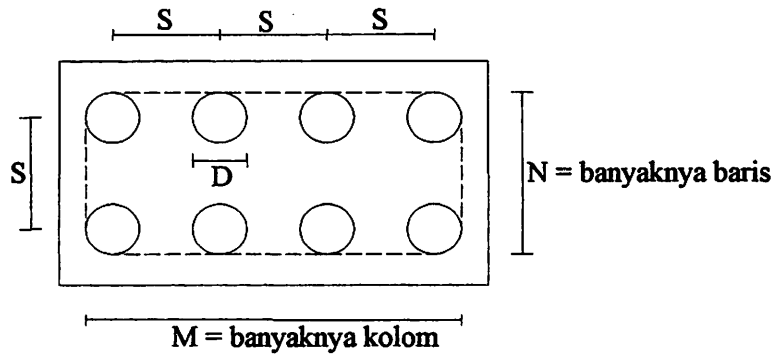
1. Formula sederhana

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

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

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 2.11. Skema efisiensi kelompok tiang

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana :

- m : jumlah tiang pada deretan baris
- n : jumlah tiang pada deretan kolom
- θ : $\tan^{-1} (D/s)$, dalam derajat
- s : jarak antar tiang
- D : diameter atau sisi tiang
- p : keliling dari penampang tiang

3. Formula Los Angeles

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

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

4. Formula Seiler-Keeney

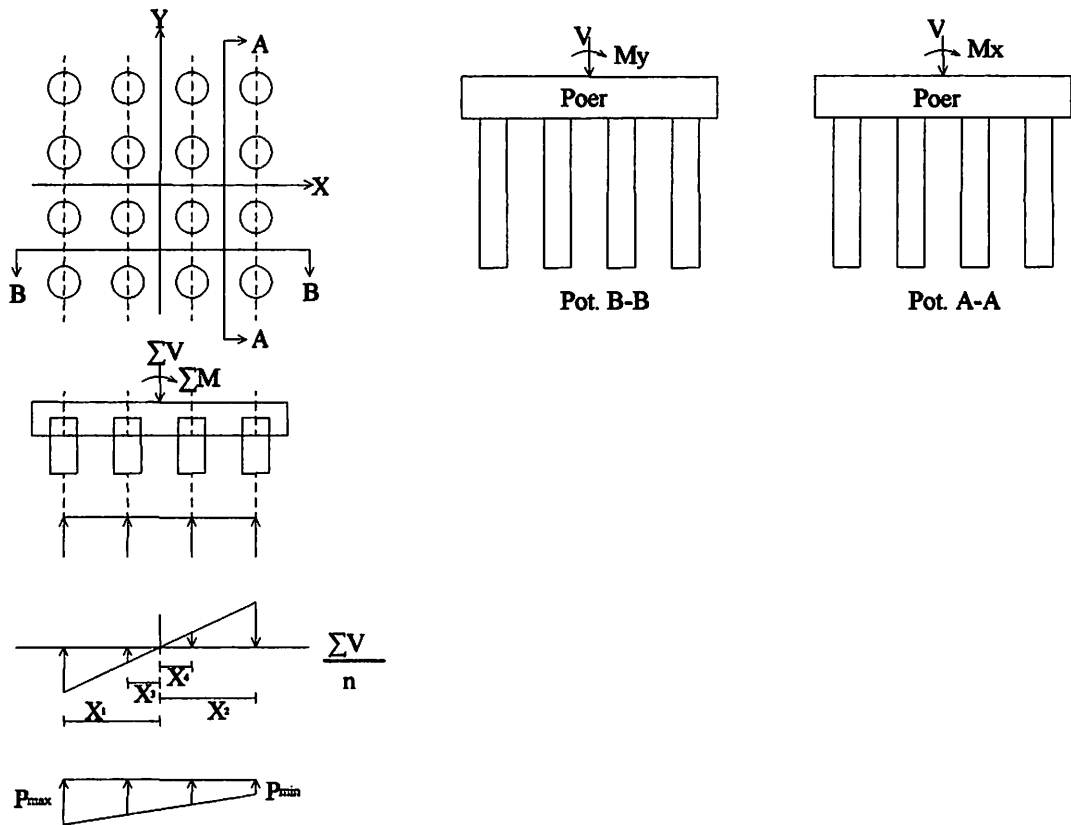
$$Eg = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

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 sentries dan momen yang bekerja pada dua arah.



Gambar 2.12. 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_{total} : Beban vertikal yang diterima oleh kelompok tiang (kN)

n : Banyaknya jumlah tiang (buah)

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

Y_{\max} : Jarak terjauh tiang ke pusat 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.

2.6 Pembebanan

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 Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983, maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Berat penutup lantai per cm tebal = 24 kg/m^2
- Berat isi beton bertulang = 2400 kg/m^3

- **Beban Hidup**

Semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah-pindah. Sesuai dengan PPIUG 1983 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Ruang parkir = 400 kg/m²
- Beban guna atap sebagai tempat parkir = 400 kg/m²
- Pasar atau pertokoan = 250 kg/m²

- **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_i : faktor respon gempa

I : faktor keutamaan gedung

R : faktor reduksi gempa

T : Waktu getar alami fundamental struktur gedung

W_t : 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_i)**

$$F_1 = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Z_i} \cdot V$$

dimana :

W_i : Berat lantai ke – i termasuk beban hidup

z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i

n : Jumlah Tingkat

2.7 Konversi Data ke Parameter Tanah

Uji penetrasi kerucut statis atau uji sondir banyak digunakan di Indonesia, di samping uji SPT. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau tahanan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian, dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas dukung tanah dan penurunan pada pondasi-pondasi dangkal dan pondasi tiang.

Pekerjaan sondir yang dilaksanakan menggunakan bikonus tipe Begemann dengan kapasitas maksimum 250 kg/cm^2 , yang mempunyai diameter 3,57 cm, dengan kemiringan kerucut 60° . Pada saat melakukan test, penetrometer ditusukkan ke dalam tanah dengan kecepatan 2 cm per detik. Data penetrasi dan jumlah penetrasi diperoleh dari pembacaan manometer dengan system hidrolik, dengan interval 20 cm. Pada setiap kedalaman 20 cm, yang dapat dibaca pada manometer adalah penetrasi konus (PK) bacaan yang pertama, sedangkan bacaan kedua adalah jumlah penetrasi (JP) yang merupakan penetrasi konus (PK) + hambatan lekat (HL). Untuk kemudian dihitung hambatan lekatnya (HL) tiap 20 cm. Besarnya jumlah hambatan lekat (JHL) sama dengan jumlah komulatif dari hambatan lekat (HL).

Langkah – langkah yang harus dilakukan dalam mengkonversikan data sondir ke parameter tanah, antara lain :

1. Untuk tanah kerikil : $q_c = 4N$

Untuk tanah lempung : $q_c = 14 C_u$

dimana : N : nilai SPT

q_c : tahanan konus (kg/cm^2)

C_u : kohesi tanah

2. Hubungan N dan q_c dari jenis tanah

- Tanah kohesif, q_c (ton/sq ft) = $2N$

- Tanah non kohesif, q_c (ton/sq ft) = $4N$

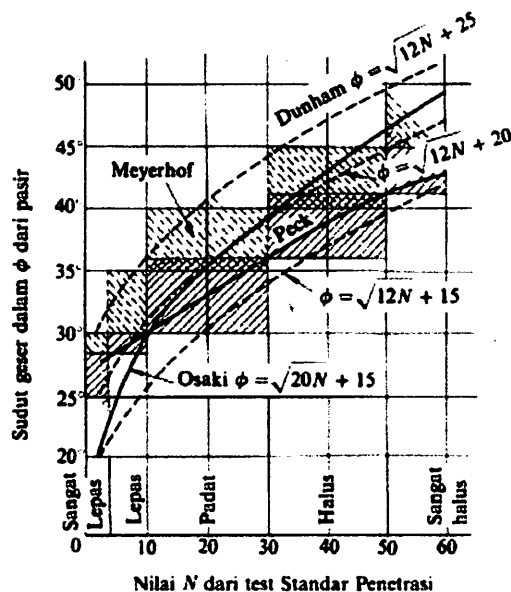
3. Setelah mendapat nilai N , kita dapat menentukan nilai sudut geser (ϕ)

- $\phi = \sqrt{20N} + 15$ (Ohsaki)

- $\phi = \sqrt{12N} + 25$ (Dunham)

- $\phi = \sqrt{12N} + 20$ (Mayerhof)

- $\phi = \sqrt{12N} + 15$ (Peck)

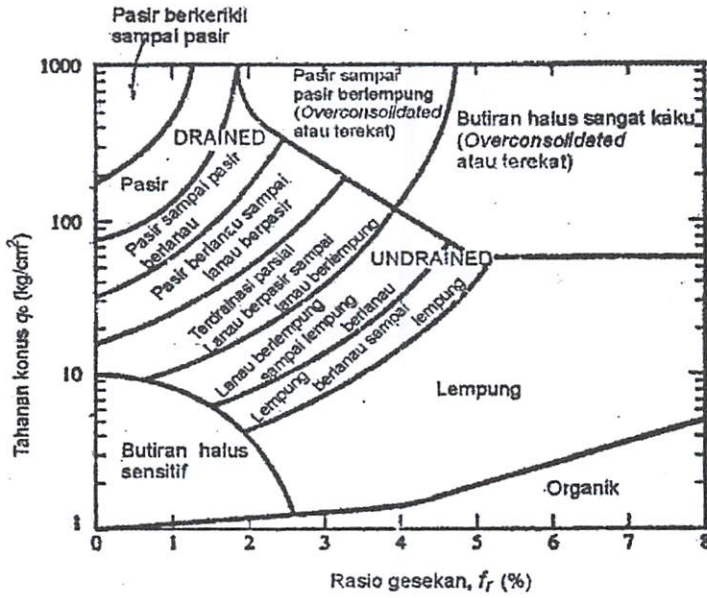


Gambar 2.13. Hubungan antara sudut geser dalam ϕ dan nilai N

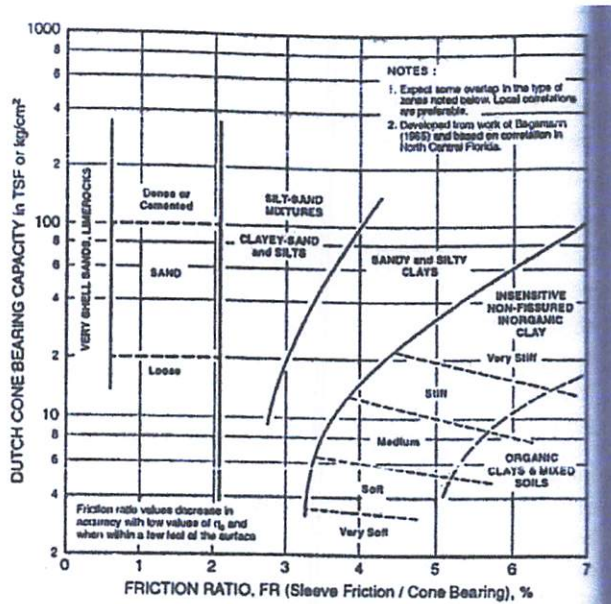
4. Konversi ke nilai C_u (kohesi)

$$C_u = \frac{q_c}{14} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Klasifikasi tanah pada gambar 2.14. ditentukan oleh rasio gesekan (f_r) yaitu perbandingan antara q_c dan f_s .



Gambar 2.14. Klasifikasi tanah berdasarkan hasil uji sondir listrik (Robertson, 1983)



Gambar 2.15. Klasifikasi tanah berdasarkan hasil uji sondir mekanis (Schmertmann, 1978)

Sedangkan konsistensi atau kepadatan tanah berdasarkan *unconfined compressive strength* (q_u) menurut G.A. Leonards sebagai berikut :

Tabel 2.2. Konsistensi tanah menurut G.A. Leonards (1962)

Konsistensi Tanah	q_u (tons/ sq ft)
Very soft	< 0,25
Soft	0,25 – 0,5
Medium	0,5 – 1,0
Stiff	1,0 – 2,0
Hard Stiff	2,0 – 4,0
Hard	> 4,0

Sedangkan Sasrodarsono dan Nakazawa (1983) menuliskan hubungan antara nilai N , q_u dan konsistensi tanah sebagai berikut :

Tabel 2.3. Konsistensi tanah

Konsistensi Tanah	N	q_u (kg/cm ²)
Sangat lunak	< 2	< 0,25
Lunak	2 – 4	0,25 – 0,5
Sedang	4 – 8	0,5 – 1,0
Keras	8 – 15	1,0 – 2,0
Sangat Keras	15 – 30	2,0 – 4,0
Padat	> 30	> 4,0

BAB III

ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Spesifikasi Umum

1. Fungsi Bangunan :
Lantai Dasar : Pasar
Lantai 1 : Pasar
Lantai 1B : Mall dan tempat parkir
Lantai 2 : Mall
Lantai 3 (Atap) : Tempat parkir
2. Struktur Atas : Portal beton bertulang
3. Struktur Lantai : Plat beton bertulang
4. Struktur Bawah : Pondasi Tiang Bor
5. Jumlah Lantai : 4 (14 meter)
6. Bentang Memanjang : 51 m
7. Bentang Melintang : 23,4 m
8. Data Tanah : Sondir (*Cone Penetration Test*)
9. Zona Gempa : Zona 4 (Kota Malang)

3.1.2 Pedoman 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)

3.1.3 Bahan Bangunan

1. Kuat tekan beton (f'_c) : 30 MPa
2. Tegangan leleh tulangan : BJTD 50 (500 MPa)

3.1.4 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 kg/m³
- Pasangan bata merah ($\frac{1}{2}$ batu) : 250 kg/m²
- Spesi per cm tebal : 21 kg/m²
- Penutup lantai per cm tebal : 24 kg/m²

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

- Lantai pertokoan : 250 kg/m²
- Lantai bangunan parkir : 400 kg/m²
- Beban hidup air hujan : 20 kg/m²

3.1.5 Dimensi Balok dan Kolom

1. Balok

- $B1a = B1b = 40 \times 70 \text{ cm}$

- $B2 = 30 \times 60 \text{ cm}$

2. Kolom

- $K1 = 50 \times 50 \text{ cm}$

- $K2 = 40 \times 40 \text{ cm}$

3.2 Perhitungan Pembebanan

3.2.1 Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 1, 1B dan 2

- Beban mati (qd)

Berat sendiri plat = $0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$

Berat spesi 3 cm = $3 \times 21 \text{ kg/m}^2 = 63 \text{ kg/m}^2$

Penutup lantai 1 cm = $1 \times 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2$

qd = 447 kg/m^2

- Beban mati (qd) untuk parkir lantai 1B

Berat sendiri plat = $0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup (ql)

Lantai pertokoan ql = 250 kg/m^2

Lantai parkir ql = 400 kg/m^2

3.2.2 Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 3

- Beban mati (qd)

Berat sendiri plat = $0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 360 \text{ kg/m}^2$

qd = 360 kg/m^2

- Beban hidup (ql)

$$\text{Lantai bangunan parkir} = 400 \text{ kg/m}^2$$

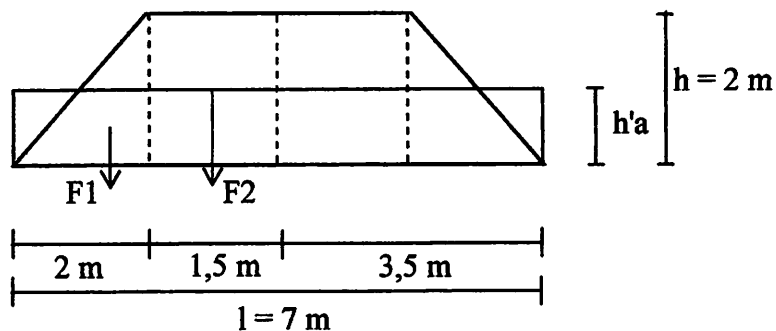
$$\text{Beban air hujan} = 20 \text{ kg/m}^2$$

$$ql = 420 \text{ kg/m}^2$$

3.2.3 Perataan beban plat lantai

Perataan beban terdiri dari beberapa tipe perataan seperti yang tercantum pada Gambar. Sedangkan hasil perhitungan perataan beban dapat dilihat pada Tabel 3.1. Berikut contoh perhitungan perataan beban :

1. Tipe A



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

$$F2 = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 2 + 3 = 5$$

$$M_{\text{max 1}} = \frac{1}{8} \cdot h'a \cdot l^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h'a \cdot 7^2$$

$$= 6,125 h'a$$

$$M_{\text{max 2}} = (RA \cdot 3,5) - (F1 \cdot (1,5 + \frac{1}{3} \cdot 2)) - (F2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,5)$$

$$= (5 \cdot 3,5) - (2 \cdot (1,5 + \frac{1}{3} \cdot 2)) - (3 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,5)$$

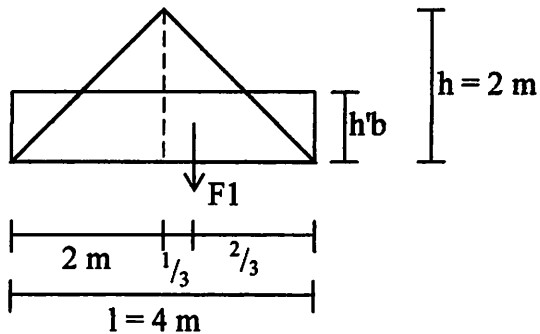
$$= 10,917$$

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

$$6,125 h'a = 10,917$$

$$h'a = 1,782 \text{ m}$$

2. Tipe B



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

$$R_A = R_B = F1 = 2$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= \frac{1}{8} \cdot h'b \cdot l^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h'b \cdot 4^2 \\ &= 2 h'b \end{aligned}$$

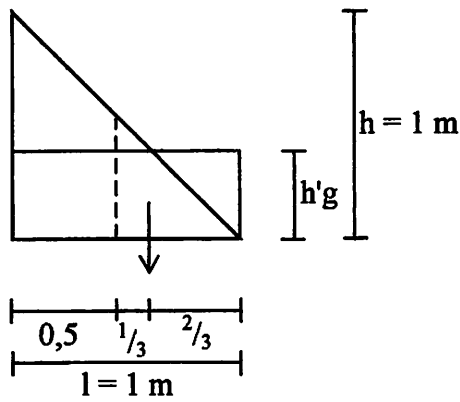
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= (R_A \cdot 2) - (F1 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2)) \\ &= (2 \cdot 2) - (2 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2)) \\ &= 2,667 \end{aligned}$$

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

$$2 h'b = 2,667$$

$$h'b = 1,333 \text{ m}$$

3. Tipe G



$$F1 = \frac{1}{2} \cdot 0,5 \cdot 0,5 = 0,125 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 1}{2} = 0,25$$

$$\begin{aligned} M \text{ max } 1 &= \frac{1}{8} \cdot h'g \cdot l^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h'g \cdot 1^2 \\ &= 0,125 h'g \end{aligned}$$

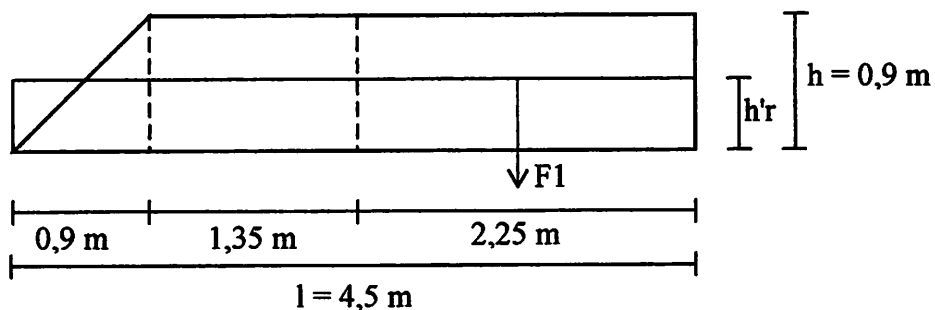
$$\begin{aligned} M \text{ max } 2 &= (RA \cdot 0,5) - (F1 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 0,5)) \\ &= (0,25 \cdot 0,5) - (0,125 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 0,5)) \\ &= 0,104 \end{aligned}$$

$$M \text{ max } 1 = M \text{ max } 2$$

$$0,125 h'g = 0,104$$

$$h'g = 0,833 \text{ m}$$

4. Tipe R



$$F1 = 2,25 \cdot 0,9 = 2,025 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = \frac{(\frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 0,9) + (3,6 \cdot 0,9)}{2} = 1,8225$$

$$\begin{aligned} M \text{ max 1} &= \frac{1}{8} \cdot h'r \cdot l^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h'r \cdot 4,5^2 \\ &= 2,531 \text{ h'r} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ max 2} &= (RA \cdot 2,25) - (F1 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,25)) \\ &= (1,8225 \cdot 2,25) - (2,025 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,25)) \\ &= 1,823 \end{aligned}$$

$$M \text{ max 1} = M \text{ max 2}$$

$$2,531 \text{ h'r} = 1,8225$$

$$h'r = 0,72 \text{ m}$$

Tabel 3.1. Hasil perhitungan perataan beban

Tipe Plat	1	h	F1	F2	RA = RB	M max 1	M max 2	h'	
A	7	2	2	3	5	6,125	h'a	10,917	1,782
B	4	2	2		2	2,000	h'b	2,667	1,333
C	6	2	2	2	4	4,500	h'c	7,667	1,704
D	4	2	2		2	2,000	h'd	2,667	1,333
E	2	1	0,5	0	0,5	0,500	h'e	0,333	0,667
F	5	1	0,5	1,5	2	3,125	h'f	2,958	0,947
G	1	1	0,125		0,25	0,125	h'g	0,104	0,833
H	1	0,5	0,125		0,125	0,125	h'h	0,042	0,333
I	2,5	0,5	0,125	0,375	0,5	0,781	h'i	0,370	0,473
J	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'j	5,208	1,667
K	5,5	2,5	3,125	0,625	3,75	3,781	h'k	6,849	1,811
L	4	2	2		2	2,000	h'l	2,667	1,333
M	8	2	2	4	6	8,000	h'm	14,667	1,833
N	6	1,55	1,20125	2,2475	3,44875	4,500	h'n	6,354	1,412
O	3,1	1,55	1,20125		1,20125	1,201	h'o	1,241	1,033
P	7	1,55	1,20125	3,0225	4,22375	6,125	h'p	8,873	1,449
Q	3,1	1,55	1,20125		1,20125	1,201	h'q	1,241	1,033
R	4,5	0,9	2,025		1,8225	2,531	h'r	1,823	0,720
S	1,8	0,9	0,405		0,405	0,405	h's	0,243	0,600
T	1,3	0,9	0,585		0,3825	0,211	h'r	0,059	0,277
U	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'u	5,208	1,667
V	8	2,5	3,125	3,75	6,875	8,000	h'v	17,396	2,174
W	7	1,85	1,71125	3,0525	4,76375	6,125	h'w	10,276	1,678
X	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'x	2,111	1,233
Y	6	1,85	1,71125	2,1275	3,83875	4,500	h'y	7,270	1,615
Z	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'z	2,111	1,233
AA	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'aa	5,208	1,667
AB	7,4	2,5	3,125	3	6,125	6,845	h'ab	14,508	2,120
AC	4	2	2		2	2,000	h'ac	2,667	1,333
AD	7,4	2	2	3,4	5,4	6,845	h'ad	12,357	1,805
AE	3,5	1,75	1,53125		1,53125	1,531	h'ae	1,786	1,167
AF	3,7	1,75	1,53125	0,175	1,70625	1,711	h'af	2,101	1,228



Tabel 3.1. Hasil perhitungan perataan beban (lanjutan)

TIPE PLAT	l	h	F1	F2	RA = RB	M max 1	M max 2	h'
AG	3,5	1,75	1,53125		1,53125	1,531 h'ag	1,786	1,167
AH	4	1,75	1,53125	0,4375	1,96875	2,000 h'ah	2,607	1,303
AI	5	1,85	1,71125	1,2025	2,91375	3,125 h'ai	4,726	1,512
AJ	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711 h'aj	2,111	1,233
AK	5	2	2	1	3	3,125 h'ak	4,917	1,573
AL	4	2	2		2	2,000 h'al	2,667	1,333
AM	8	1,85	1,71125	3,9775	5,68875	8,000 h'am	13,745	1,718
AN	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711 h'an	2,111	1,233
AO	8	1	0,5	3	3,5	8,000 h'ao	7,833	0,979
AP	2	1	0,5		0,5	0,500 h'ap	0,333	0,667
AQ	7	1	0,5	2,5	3	6,125 h'aq	5,958	0,973
AR	2	1	0,5		0,5	0,500 h'ar	0,333	0,667
AS	6	1	0,5	2	2,5	4,500 h'as	4,333	0,963
AT	2	1	0,5		0,5	0,500 h'at	0,333	0,667
AU	5	1	0,5	1,5	2	3,125 h'au	2,958	0,947
AV	2	1	0,5		0,5	0,500 h'av	0,333	0,667
AW	2	1	0,5		0,5	0,500 h'aw	0,333	0,667
AX	4	1	0,5	1	1,5	2,000 h'ax	1,833	0,917
AY	2	1	0,5		0,5	0,500 h'ay	0,333	0,667

Keterangan :

Perhitungan perataan beban ini selanjutnya digunakan pada perhitungan beban yang bekerja di balok melintang dan balok memanjang akibat beban-beban yang bekerja pada plat.

3.2.4 Pembebanan portal

3.2.4.1 Pembebanan balok pada portal memanjang

1. Beban mati merata (qd)

$$\text{Berat sendiri balok} = b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$$

$$\text{Berat dinding} = \text{berat dinding} \times \text{tinggi dinding}$$

$$\text{Berat plat} = \text{perataan beban} \times \text{berat sendiri plat}$$

Contoh perhitungan beban mati merata pada balok memanjang lantai 1, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

Lantai 1

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Berat balok }^{30/60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 0,947 \cdot 447 = 423,16 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (3-0,6) \cdot 250 = 600 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1347,16 \text{ kg/m}$$

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,782 \cdot 447 = 796,694 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (3-0,7) \cdot 250 = 575 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1899,694 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S'''-T' ; bentang = 6 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } ^{40}/_{70} &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 &= 528 &\text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 1,704 \cdot 447 &= 761,556 &\text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= (3-0,7) \cdot 250 &= 575 &\text{ kg/m} \\ &&&\hline \text{qd} &= 1864,556 &&\text{ kg/m} \end{aligned}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } ^{40}/_{70} &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 &= 528 &\text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= (0,833+0,333) \cdot 447 &= 521,5 &\text{ kg/m} \\ &&&\hline \text{qd} &= 1049,5 &&\text{ kg/m} \end{aligned}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } ^{40}/_{70} &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 &= 528 &\text{ kg/m} \\ \text{Beban plat} &= 1,333 \cdot 447 &= 596 &\text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= (3-0,7) \cdot 250 &= 575 &\text{ kg/m} \\ &&&\hline \text{qd1} &= 1699 &&\text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } ^{40}/_{70} &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 &= 528 &\text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= (3-0,7) \cdot 250 &= 575 &\text{ kg/m} \\ &&&\hline \text{qd2} &= 1103 &&\text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Balok memanjang line 0'-1'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok } ^{30}/_{60} &= 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 &= 324 & \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} &= (0,333+1,667) \cdot 447 &= 894 & \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 \text{qd1} &= 1218 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok } ^{30}/_{60} &= 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 &= 324 & \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} &= 1,667 \cdot 447 &= 745 & \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 \text{qd2} &= 1069 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

d. Balok memanjang line 0''

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok } ^{30}/_{60} &= 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 &= 324 & \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} &= (1,782+1,782) \cdot 447 &= 1593,388 & \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 \text{qd} &= 1917,388 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S'''-T' ; bentang = 6 m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok } ^{30}/_{60} &= 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 &= 324 & \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} &= (1,704+1,704) \cdot 447 &= 1523,111 & \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 \text{qd} &= 1847,111 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

e. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat balok } ^{40}/_{70} &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 &= 528 & \text{ kg/m} \\
 \text{Beban plat} &= (1,782+1,499) \cdot 447 &= 1444,249 & \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 \text{qd} &= 1972,249 & \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,704+1,704) \cdot 447 = 1523,111 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2051,111 \text{ kg/m}}$$

Balok S''-T ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,704+1,412) \cdot 447 = 1392,755 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1920,755 \text{ kg/m}}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,667+1,667) \cdot 447 = 1490 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2018 \text{ kg/m}}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,333 \cdot 447 = 596 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1124 \text{ kg/m}}$$

f. Balok memanjang line 1'-2'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok } ^{30}/_{60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,499 \cdot 447 = 647,556 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{971,556 \text{ kg/m}}$$

Balok S''-T ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } 30/60 = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (0,720+1,412) \cdot 447 = 953,039 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd1} = \underline{1277,039 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Berat balok } 30/60 = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,412 \cdot 447 = 631,199 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd2} = \underline{955,199 \text{ kg/m}}$$

Balok T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok } 30/60 = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (0,277+1,449) \cdot 447 = 771,340 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd1} = \underline{1095,340 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Berat balok } 30/60 = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,449 \cdot 447 = 647,556 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd2} = \underline{971,556 \text{ kg/m}}$$

g. Balok memanjang line 1''

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } 30/60 = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,704+1,704) \cdot 447 = 1523,111 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1847,111 \text{ kg/m}}$$

h. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,499+1,678) \cdot 447 = \underline{1397,492 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1925,492 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,704+1,615) \cdot 447 = \underline{1483,682 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 2011,682 \text{ kg/m}$$

Balok S''-T ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,412+1,615) \cdot 447 = \underline{1353,326 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1881,326 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,667+1,667) \cdot 447 = \underline{1490 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 2018 \text{ kg/m}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,333 \cdot 447 = \underline{596 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1124 \text{ kg/m}$$

i. Balok memanjang line 2''

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok }^{30/60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,678+1,678) \cdot 447 = \underline{1499,874 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1823,874 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S'''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok }^{30/60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,615+1,615) \cdot 447 = \underline{1444,253 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1768,253 \text{ kg/m}$$

j. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,678 \cdot 447 = 749,937 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (3-0,7) \cdot 250 = \underline{575 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1852,937 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S'''-T ; bentang = 6 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 1,615 \cdot 447 = 722,126 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (3-0,7) \cdot 250 = \underline{575 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 1825,126 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	$= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400$	$= 528$	kg/m
Beban plat	$= 1,667 \cdot 447$	$= 745$	kg/m
Berat dinding	$= (3-0,7) \cdot 250$	$= 575$	kg/m
		<hr/>	
		qd = 1848	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	$= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400$	$= 528$	kg/m
Beban plat	$= 1,333 \cdot 447$	$= 596$	kg/m
Berat dinding	$= (3-0,7) \cdot 250$	$= 575$	kg/m
		<hr/>	
		qd1 = 1699	kg/m

Berat balok $^{40}/_{70}$	$= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400$	$= 528$	kg/m
Berat dinding	$= (3-0,7) \cdot 250$	$= 575$	kg/m
		<hr/>	
		qd2 = 1103	kg/m

Tabel 3.2. Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 1

Lantai/ Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat			Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		Beban (kg/m)	Tinggi dinding	Berat dinding		
				(m)	(m)					
BALOK MEMANJANG LANTAI 1										
0'	R-S'	30/60	324	h'f	0,947		423,16	2,4	600	1347,16
0'	M'-P	40/70	528	h'a	1,782		796,694	2,3	575	1899,694
	P-Q	40/70	528	h'e	1,704		761,556	2,3	575	1864,556
	Q-R	40/70	528	h'e	1,704		761,556	2,3	575	1864,556
	R-S'	40/70	528	h'g	0,833	h'h	0,333	521,5		1049,5
	S'-S"	40/70	528	h'e	1,704		761,556	2,3	575	1864,556
	S"-T'	40/70	528	h'e	1,704		761,556	2,3	575	1864,556
	T'-U	40/70	528	h'a	1,782		796,694	2,3	575	1899,694
	U-V'	40/70	528	h'l	1,333		596	2,3	575	1699
		40/70	528					2,3	575	1103
0'-1'	R-S'	30/60	324	h'h	0,333	h'j	1,667	894		1218
		30/60	324	h'j	1,667		745			1069
0"	M'-P	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1593,388		1917,388
	P-Q	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	Q-R	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	S'-S"	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	S"-T'	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	T'-U	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1593,388		1917,388
1'	M'-P	40/70	528	h'a	1,782	h'p	1,449	1444,249		1972,249
	P-Q	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		2051,111
	Q-R	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		2051,111
	R-S'	40/70	528	h'j	1,667	h'u	1,667	1490		2018
	S'-S"	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		2051,111
	S"-T'	40/70	528	h'e	1,704	h'n	1,412	1392,755		1920,755
	T'-U	40/70	528	h'a	1,782	h'p	1,449	1444,249		1972,249
	U-V'	40/70	528	h'l	1,333		596			1124
1'-2'	M'-P	30/60	324	h'p	1,449		647,556			971,556
	S"-T'	30/60	324	h'r	0,720	h'n	1,412	953,039		1277,039
		30/60	324	h'n	1,412		631,199			955,199
	T'-U	30/60	324	h't	0,277	h'p	1,449	771,340		1095,340
		30/60	324	h'p	1,449		647,556			971,556
1"	P-Q	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	Q-R	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
	S'-S"	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1523,111		1847,111
2'	M'-P	40/70	528	h'p	1,449	h'w	1,678	1397,492		1925,492
	P-Q	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1483,682		2011,682
	Q-R	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1483,682		2011,682
	R-S'	40/70	528	h'u	1,667	h'aa	1,667	1490		2018
	S'-S"	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1483,682		2011,682
	S"-T'	40/70	528	h'n	1,412	h'y	1,615	1353,326		1881,326
	T'-U	40/70	528	h'p	1,449	h'w	1,678	1397,492		1925,492
	U-V'	40/70	528	h'ac	1,333		596			1124
2"	M'-P	30/60	324	h'w	1,678	h'w	1,678	1499,874		1823,874
	P-Q	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1444,253		1768,253
	Q-R	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1444,253		1768,253
	S'-S"	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1444,253		1768,253
	S"-T'	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1444,253		1768,253
	T'-U	30/60	324	h'w	1,678	h'w	1,678	1499,874		1823,874
3'	M'-P	40/70	528	h'w	1,678		749,937	2,3	575	1852,937
	P-Q	40/70	528	h'y	1,615		722,126	2,3	575	1825,126
	Q-R	40/70	528	h'y	1,615		722,126	2,3	575	1825,126
	R-S'	40/70	528	h'aa	1,667		745	2,3	575	1848
	S'-S"	40/70	528	h'y	1,615		722,126	2,3	575	1825,126
	S"-T'	40/70	528	h'y	1,615		722,126	2,3	575	1825,126
	T'-U	40/70	528	h'w	1,678		749,937	2,3	575	1852,937
	U-V'	40/70	528	h'ac	1,333		596	2,3	575	1699
		40/70	528					2,3	575	1103

Tabel 3.3. Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 1B

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat		Beban (kg/m)	Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban (m)	Beban (m)		Tinggi dinding	Berat dinding	
BALOK MEMANJANG LANTAI 1B									
0'	R-S'	30/60	324	hf 0,947		340,8	3,4	850	1514,8
0'	M'-P	40/70	528	ha 1,782		641,633	3,3	825	1994,633
	P-Q	40/70	528	hc 1,704		613,333	3,3	825	1966,333
	Q-R	40/70	528	hc 1,704		613,333	3,3	825	1966,333
	R-S'	40/70	528	hg 0,833	hh 0,333	420			948
	S-S''	40/70	528	hc 1,704		613,333	3,3	825	1966,333
	S'-T'	40/70	528	hc 1,704		613,333	3,3	825	1966,333
	T-U	40/70	528	ha 1,782		641,633	3,3	825	1994,633
	U-V'	40/70	528	hl 1,333		480	3,3	825	1833
0'-1'	R-S'	30/60	324	hh 0,333	hj 1,667	720			1044
		30/60	324	hi 1,667		600			924
0''	M'-P	30/60	324	ha 1,782	ha 1,782	1283,2653			1607,265
	P-Q	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1226,6667			1550,667
	Q-R	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1226,6667			1550,667
	S-S''	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1226,6667			1550,667
	S'-T'	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1226,6667			1550,667
	T-U	30/60	324	ha 1,782	ha 1,782	1283,2653			1607,265
1'	M'-P	40/70	528	ha 1,782	hga 1,167	1163,133			1691,133
	P-Q	40/70	528	ha 1,782		641,633			1169,633
	Q-R	40/70	528	hc 1,704	hc 1,704	1374,889			1902,889
	R-S'	40/70	528	hc 1,704	hc 1,704	1374,889			1902,889
	S-S''	40/70	528	hi 1,667	hak 1,573	1303,280			1831,28
	S'-T'	40/70	528	hc 1,704	hc 1,704	1374,889			1902,889
	T-U	40/70	528	hc 1,704	hn 1,412	1244,533			1772,533
	U-V'	40/70	528	ha 1,782	hp 1,449	1289,188			1817,188
				hl 1,333	hl 1,333	480			1008
						1076			1076
1'-2'	S'-T'	30/60	324	ht 0,720	hn 1,412	953,039			1277,039
	T-U	30/60	324	ht 1,412	hp 1,449	631,199			955,199
		30/60	324	hp 0,277	hp 1,449	771,340			1095,340
		30/60	324	hp 1,449		647,556			971,556
1''	M'-P	30/60	324	hga 1,167	hga 1,167	1043,000			1367
	P-Q	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1523,111			1847,111
	Q-R	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1523,111			1847,111
	R-S'	30/60	324	hak 1,573	hak 1,573	1406,560			1730,56
	S-S''	30/60	324	hc 1,704	hc 1,704	1523,111			1847,111
2'	M'-P	40/70	528	hga 1,167	hga 1,167	1043,000			1371
	P-Q	40/70	528	hc 1,704	hy 1,615	1483,682			2011,682
	Q-R	40/70	528	hc 1,704	hy 1,615	1483,682			2011,682
	R-S'	40/70	528	hak 1,573	hai 1,512	1379,2841			1907,284
	S-S''	40/70	528	hc 1,704	hy 1,615	1483,682			2011,682
	S'-T'	40/70	528	hn 1,412	hy 1,615	1353,326			1881,326
	T-U	40/70	528	hp 1,449	hw 1,678	1397,492			1925,492
	U-V'	40/70	528	hl 1,333	hga 1,333	1192			1720
2''	M'-P	30/60	324	hga 1,167	hga 1,167	1043			1367
	P-Q	30/60	324	hy 1,615	hy 1,615	1444,253			1768,253
	Q-R	30/60	324	hy 1,615	hy 1,615	1444,253			1768,253
	R-S'	30/60	324	hai 1,512	hai 1,512	1352,008			1676,008
	S-S''	30/60	324	hy 1,615	hy 1,615	1444,253			1768,253
	S'-T'	30/60	324	hy 1,615	hy 1,615	1444,253			1768,253
	T-U	30/60	324	hw 1,678	hw 1,678	1499,874			1823,874
3'	M'-P	40/70	528	hga 1,167		521,500	3,3	825	1874,5
	P-Q	40/70	528	hy 1,615		722,126	3,3	825	1353
	Q-R	40/70	528	hy 1,615		722,126	3,3	825	2075,126
	R-S'	40/70	528	hai 1,512		676,00406	3,3	825	2029,004
	S-S''	40/70	528	hy 1,615		722,126	3,3	825	2075,126
	S'-T'	40/70	528	hy 1,615		722,126	3,3	825	2075,126
	T-U	40/70	528	hw 1,678		749,937	3,3	825	2102,937
	U-V'	40/70	528	hga 1,333		596	3,3	825	1949
		40/70	528				3,3	825	1353

Tabel 3.4. Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 2

Lantai/ Lime	Balok	Berat Balok		Beban Plat		Beban Dinding		qd (kg/m)		
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban (m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding	Berat dinding			
BALOK MEMANJANG LANTAI 2										
-0'	M-M'	30/60	324	h'ay 0,667			298	3,4	850	1472
	M-P	30/60	324	h'aq 0,973			434,837	3,4	850	1608,837
	P-Q	30/60	324	h'as 0,963			430,444	3,4	850	1604,444
	Q-R	30/60	324	h'as 0,963			430,444	3,4	850	1604,444
	R-S'	30/60	324	h'au 0,947			423,16	3,4	850	1597,16
	S'-S''	30/60	324	h'as 0,963			430,444	3,4	850	1604,444
	S''-T'	30/60	324	h'as 0,963			430,444	3,4	850	1604,444
	T'-U	30/60	324	h'aq 0,973			434,837	3,4	850	1608,837
	U-V'	30/60	324	h'ao 0,979			437,6875	3,4	850	1611,688
0'	M-M'	40/70	528	h'aw 0,667		h'aw 0,667	596			1124
	M-P	40/70	528	h'aq 0,973		h'a 1,782	1231,531			1759,531
	P-Q	40/70	528	h'as 0,963		h'c 1,704	1192			1720
	Q-R	40/70	528	h'as 0,963		h'c 1,704	1192			1720
	R-S'	40/70	528	h'au 0,947		h'h 0,333	572,16			1100,16
	S'-S''	40/70	528	h'as 0,963		h'c 1,704	1192			1720
	S''-T'	40/70	528	h'as 0,963		h'c 1,704	1192			1720
	T'-U	40/70	528	h'aq 0,973		h'a 1,782	1231,531			1759,531
	U-V'	40/70	528	h'ao 0,979		h'm 1,833	1257,1875			1785,188
0''	M-M'	30/60	324	h'aw 0,667		h'aw 0,667	596			920
	M-P	30/60	324	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			1917,388
	P-Q	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	Q-R	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	R-S'	30/60	324	h'ak 1,573		h'ak 1,573	1406,56			1730,56
	S'-S''	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	S''-T'	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	T'-U	30/60	324	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			1917,388
	U-V'	30/60	324	h'm 1,833		h'm 1,833	1639			1963
1'	M-M'	40/70	528	h'aw 0,667			298			826
	M-P	40/70	528	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			2121,388
	P-Q	40/70	528	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			2051,111
	Q-R	40/70	528	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			2051,111
	R-S'	40/70	528	h'ak 1,573		h'ak 1,573	1406,56			1954,56
	S'-S''	40/70	528	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			2051,111
	S''-T'	40/70	528	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			2051,111
	T'-U	40/70	528	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			2121,388
	U-V'	40/70	528	h'm 1,833		h'm 1,833	1639			2167
1''	M-P	30/60	324	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			1917,388
	P-Q	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	Q-R	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	R-S'	30/60	324	h'ak 1,573		h'ak 1,573	1406,56			1730,56
	S'-S''	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	S''-T'	30/60	324	h'c 1,704		h'c 1,704	1523,111			1847,111
	T'-U	30/60	324	h'a 1,782		h'a 1,782	1593,388			1917,388
	U-V'	30/60	324	h'm 1,833		h'm 1,833	1639			1963
2	M-P	40/70	528	h'a 1,782		h'w 1,678	1546,631			2074,631
	P-Q	40/70	528	h'c 1,704		h'y 1,615	1483,682			2011,682
	Q-R	40/70	528	h'c 1,704		h'y 1,615	1483,682			2011,682
	R-S'	40/70	528	h'ak 1,573		h'ai 1,512	1379,2841			1907,284
	S'-S''	40/70	528	h'c 1,704		h'y 1,615	1483,682			2011,682
	S''-T'	40/70	528	h'c 1,704		h'y 1,615	1483,682			2011,682
	T'-U	40/70	528	h'a 1,782		h'w 1,678	1546,631			2074,631
	U-V'	40/70	528	h'm 1,833		h'am 1,718	1587,4867			2115,487
2''	M-P	30/60	324	h'w 1,678		h'w 1,678	1499,874			1823,874
	P-Q	30/60	324	h'y 1,615		h'y 1,615	1444,253			1768,253
	Q-R	30/60	324	h'y 1,615		h'y 1,615	1444,253			1768,253
	R-S'	30/60	324	h'ai 1,512		h'ai 1,512	1352,0081			1676,008
	S'-S''	30/60	324	h'y 1,615		h'y 1,615	1444,253			1768,253
	S''-T'	30/60	324	h'y 1,615		h'y 1,615	1444,253			1768,253
	T'-U	30/60	324	h'w 1,678		h'w 1,678	1499,874			1823,874
	U-V'	30/60	324	h'am 1,718		h'am 1,718	1535,9735			1859,973
3	M-P	40/70	528	h'w 1,678			749,937	3,3	825	2102,937
	P-Q	40/70	528	h'y 1,615			722,126	3,3	825	2075,126
	Q-R	40/70	528	h'y 1,615			722,126	3,3	825	2075,126
	R-S'	40/70	528	h'ai 1,512			676,004	3,3	825	2029,004
	S'-S''	40/70	528	h'y 1,615			722,126	3,3	825	2075,126
	S''-T'	40/70	528	h'y 1,615			722,126	3,3	825	2075,126
	T'-U	40/70	528	h'w 1,678			749,937	3,3	825	2102,937
	U-V'	40/70	528	h'am 1,718			767,987	3,3	825	2120,987

Tabel 3.5. Perhitungan beban mati merata balok memanjang lantai 3

Lantai/ Line	Balok	Berat Babok		Beban Plat		Beban (kg/m)	Tinggi dinding	Berat dinding	qd (kg/m)		
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban (m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI 3											
-0'	M-M'	30/60	324	h'ay	0,667			1	250	814	
	M-P	30/60	324	h'aq	0,973			1	250	924,204	
	P-Q	30/60	324	h'as	0,963			1	250	920,667	
	Q-R	30/60	324	h'as	0,963			1	250	920,667	
	R-S'	30/60	324	h'au	0,947			1	250	914,8	
	S-S''	30/60	324	h'as	0,963			1	250	920,667	
	S'-T'	30/60	324	h'as	0,963			1	250	920,667	
	T-U	30/60	324	h'aq	0,973			1	250	924,204	
	U-V'	30/60	324	h'ao	0,979			1	250	926,5	
	0'	M-M'	40/70	528	h'ay	0,667	h'aw	0,667			1008
		M-P	40/70	528	h'aq	0,973	h'a	1,782	991,83673		1519,837
		P-Q	40/70	528	h'as	0,963	h'e	1,704	960		1488
		Q-R	40/70	528	h'as	0,963	h'e	1,704	960		1488
		R-S'	40/70	528	h'au	0,947	h'h	0,333	460,8		988,8
		S-S''	40/70	528	h'as	0,963	h'e	1,704	960		1488
		S'-T'	40/70	528	h'as	0,963	h'e	1,704	960		1488
T-U		40/70	528	h'aq	0,973	h'a	1,782	991,83673		1519,837	
U-V'		40/70	528	h'ao	0,979	h'm	1,833	1012,5		1540,5	
0''		M-M'	30/60	324	h'aw	0,667	h'aw	0,667			804
		M-P	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1607,265
		P-Q	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		Q-R	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		R-S'	30/60	324	h'ak	1,573	h'ak	1,573	1132,8		1456,8
		S-S''	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		S'-T'	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
	T-U	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1607,265	
	U-V'	30/60	324	h'm	1,833	h'm	1,833	1320		1644	
	1'	M-M'	40/70	528	h'aw	0,667					768
		M-P	40/70	528	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1811,265
		P-Q	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1754,667
		Q-R	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1754,667
		R-S'	40/70	528	h'ak	1,573	h'ak	1,573	1132,8		1660,8
		S-S''	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1754,667
		S'-T'	40/70	528	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1754,667
T-U		40/70	528	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1811,265	
U-V'		40/70	528	h'm	1,833	h'm	1,833	1320		1848	
1''		M-P	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1607,265
		P-Q	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		Q-R	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		R-S'	30/60	324	h'ak	1,573	h'ak	1,573	1132,8		1456,8
		S-S''	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		S'-T'	30/60	324	h'e	1,704	h'e	1,704	1226,6667		1550,667
		T-U	30/60	324	h'a	1,782	h'a	1,782	1283,2653		1607,265
	U-V'	30/60	324	h'm	1,833	h'm	1,833	1320		1644	
	2'	M-P	40/70	528	h'a	1,782	h'w	1,678	1245,6086		1773,609
		P-Q	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1194,9117		1722,912
		Q-R	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1194,9117		1722,912
		R-S'	40/70	528	h'ak	1,573	h'ai	1,512	1110,8328		1638,833
		S-S''	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1194,9117		1722,912
		S'-T'	40/70	528	h'e	1,704	h'y	1,615	1194,9117		1722,912
		T-U	40/70	528	h'a	1,782	h'w	1,678	1245,6086		1773,609
		U-V'	40/70	528	h'm	1,833	h'am	1,718	1278,5128		1806,513
2''		M-P	30/60	324	h'w	1,678	h'w	1,678	1207,9518		1531,952
		P-Q	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1163,1567		1487,157
		Q-R	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1163,1567		1487,157
		R-S'	30/60	324	h'ai	1,512	h'ai	1,512	1088,8656		1412,866
		S-S''	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1163,1567		1487,157
		S'-T'	30/60	324	h'y	1,615	h'y	1,615	1163,1567		1487,157
		T-U	30/60	324	h'w	1,678	h'w	1,678	1207,9518		1531,952
		U-V'	30/60	324	h'am	1,718	h'am	1,718	1237,0256		1561,026
	3'	M-P	40/70	528	h'w	1,678					1381,976
		P-Q	40/70	528	h'y	1,615					1359,578
		Q-R	40/70	528	h'y	1,615					1359,578
		R-S'	40/70	528	h'ai	1,512					1322,433
		S-S''	40/70	528	h'y	1,615					1359,578
		S'-T'	40/70	528	h'y	1,615					1359,578
		T-U	40/70	528	h'w	1,678					1381,976
		U-V'	40/70	528	h'am	1,718					1396,513

2. Beban hidup merata

Beban hidup (ql) = perataan beban x beban hidup bangunan

Contoh perhitungan beban mati merata pada balok memanjang lantai 1, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

Lantai 1

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 0,947 \cdot 250 = 236,667 \text{ kg/m}$$

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,782 \cdot 250 = 445,578 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S'''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,704 \cdot 250 = 425,926 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (0,833+0,333) \cdot 250 = 291,667 \text{ kg/m}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,333 \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

c. Balok memanjang line 0'-1'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql1)} = (0,333+1,667) \cdot 250 = 500 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql2)} = 1,667 \cdot 250 = 416,667 \text{ kg/m}$$

d. Balok memanjang line 0''

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,782+1,782) \cdot 250 = 891,156 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,704+1,704) \cdot 250 = 851,852 \text{ kg/m}$$

e. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,782+1,449) \cdot 250 = 807,746 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,704+1,704) \cdot 250 = 851,852 \text{ kg/m}$$

Balok S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,704+1,412) \cdot 250 = 778,946 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,667+1,667) \cdot 250 = 833,333 \text{ kg/m}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,333 \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

f. Balok memanjang line 1'-2'

Balok M'-P ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,449 \cdot 250 = 362,168 \text{ kg/m}$$

Balok S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql1)} = (0,720+1,412) \cdot 250 = 533,020 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql2)} = 1,412 \cdot 250 = 353,020 \text{ kg/m}$$

Balok T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql1)} = (0,277+1,449) \cdot 250 = 431,398 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql2)} = 1,449 \cdot 250 = 362,168 \text{ kg/m}$$

g. Balok memanjang line 1''

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,704+1,704) \cdot 250 = 851,852 \text{ kg/m}$$

h. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,449+1,678) \cdot 250 = 781,595 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,704+1,615) \cdot 250 = 829,8 \text{ kg/m}$$

Balok S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,412+1,615) \cdot 250 = 756,894 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,667+1,667) \cdot 250 = 833,333 \text{ kg/m}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,333 \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

i. Balok memanjang line 2''

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,678+1,678) \cdot 250 = 838,855 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,615+1,615) \cdot 250 = 807,748 \text{ kg/m}$$

j. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,678 \cdot 250 = 419,428 \text{ kg/m}$$

Balok P-Q = Q-R = S'-S'' = S''-T' ; bentang = 6 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,615 \cdot 250 = 403,874 \text{ kg/m}$$

Balok R-S' ; bentang = 5 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,667 \cdot 250 = 416,667 \text{ kg/m}$$

Balok U-V' ; bentang = 4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,333 \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

Tabel 3.6. Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 1

Lantai/ Lme	Bakki	Beban Hidup Plat		Total ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI 1					
0'	R-S'	h'f	0,947	250	236,667
0'	M-P	h'a	1,782	250	445,578
	P-Q	h'c	1,704	250	425,926
	Q-R	h'c	1,704	250	425,926
	R-S'	h'g	0,833	250	291,667
	S'-S''	h'c	1,704	250	425,926
	S'-T'	h'c	1,704	250	425,926
	T'-U	h'a	1,782	250	445,578
	U-V'	h'l	1,333	250	333,333
0'-1'	R-S'	h'h	0,333	250	500
		h'j	1,667	250	416,667
0''	M-P	h'a	1,782	250	891,156
	P-Q	h'c	1,704	250	851,852
	Q-R	h'c	1,704	250	851,852
	S'-S''	h'c	1,704	250	851,852
	S'-T'	h'c	1,704	250	851,852
	T'-U	h'a	1,782	250	891,156
1'	M-P	h'a	1,782	250	807,746
	P-Q	h'c	1,704	250	851,852
	Q-R	h'c	1,704	250	851,852
	R-S'	h'j	1,667	250	833,333
	S'-S''	h'c	1,704	250	851,852
	S'-T'	h'c	1,704	250	851,852
	T'-U	h'a	1,782	250	807,746
	U-V'	h'l	1,333	250	333,333
1'-2'	M-P	h'p	1,449	250	362,168
	S'-T'	h'r	0,720	250	533,020
	T'-U	h't	0,277	250	353,020
		h'p	1,449	250	431,398
		h'p	1,449	250	362,168
1''	P-Q	h'c	1,704	250	851,852
	Q-R	h'c	1,704	250	851,852
	S'-S''	h'c	1,704	250	851,852
2'	M-P	h'p	1,449	250	781,595
	P-Q	h'c	1,704	250	829,800
	Q-R	h'c	1,704	250	829,800
	R-S'	h'u	1,667	250	833,333
	S'-S''	h'c	1,704	250	829,800
	S'-T'	h'n	1,412	250	756,894
	T'-U	h'p	1,449	250	781,595
	U-V'	h'ae	1,333	250	333,333
2''	M-P	h'w	1,678	250	838,855
	P-Q	h'y	1,615	250	807,748
	Q-R	h'y	1,615	250	807,748
	S'-S''	h'y	1,615	250	807,748
	S'-T'	h'y	1,615	250	807,748
	T'-U	h'w	1,678	250	838,855
3'	M-P	h'w	1,678	250	419,428
	P-Q	h'y	1,615	250	403,874
	Q-R	h'y	1,615	250	403,874
	R-S'	h'aa	1,667	250	416,667
	S'-S''	h'y	1,615	250	403,874
	S'-T'	h'y	1,615	250	403,874
	T'-U	h'w	1,678	250	419,428
	U-V'	h'ac	1,333	250	333,333

Tabel 3.7. Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 1B

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat		Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	
0	R-S'	Rf' 0,947	400	378,667
	M-P	Ha 1,782	400	712,925
	P-Q	Hc 1,704	400	681,481
	Q-R	Hc 1,704	400	681,481
	R-S'	Hg 0,833	400	466,667
	S-S''	Hc 1,704	400	681,481
	S'-T	Hc 1,704	400	681,481
	T-U	Ha 1,782	400	712,925
	U-V	Hl 1,333	400	533,333
	R-S'	Hh 0,333	400	800
		Hj 1,667	400	666,667
	0"	M-P	Ha 1,782	400
P-Q		Hc 1,704	400	1362,963
Q-R		Hc 1,704	400	1362,963
S-S''		Hc 1,704	400	1362,963
S'-T		Hc 1,704	400	1362,963
T-U		Ha 1,782	400	1425,850
M-P		Ha 1,782	400	1004,592
P-Q		Hc 1,704	400	712,925
Q-R		Hc 1,704	400	1107,407
R-S'		Hj 1,667	400	1060
S-S''		Hc 1,704	400	1107,407
S'-T		Hc 1,704	400	1034,501
T-U	Ha 1,782	400	1075,093	
U-V	Hl 1,333	400	533,333	
	Hl 1,333	400	866,667	
1'-2	S'-T	Hr 0,720	250	533,020
		Hn 1,412	250	333,020
	T-U	Ht 0,277	250	431,398
		Hp 1,449	250	362,168
1"	M-P	Hag 1,167	250	583,333
	P-Q	Hc 1,704	250	851,852
	Q-R	Hc 1,704	250	851,852
	R-S'	Hak 1,573	250	786,667
	S-S''	Hc 1,704	250	851,852
	M-P	Hag 1,167	250	583,333
	P-Q	Hc 1,704	250	829,800
	Q-R	Hc 1,704	250	829,800
	R-S'	Hak 1,573	250	771,412
	S-S''	Hc 1,704	250	829,800
	S'-T	Hn 1,412	250	756,894
	T-U	Hp 1,449	250	781,595
U-V	Hl 1,333	250	666,667	
2"	M-P	Hae 1,167	250	583,333
	P-Q	H'y 1,615	250	807,748
	Q-R	H'y 1,615	250	807,748
	R-S'	H'ai 1,512	250	756,157
	S-S''	H'y 1,615	250	807,748
	S'-T	H'y 1,615	250	807,748
	T-U	H'w 1,678	250	838,855
	U-V	H'l 1,333	250	666,667
	M-P	Hae 1,167	250	583,333
	P-Q	H'y 1,615	250	807,748
	Q-R	H'y 1,615	250	807,748
	R-S'	H'ai 1,512	250	756,157
S-S''	H'y 1,615	250	807,748	
S'-T	H'y 1,615	250	807,748	
T-U	H'w 1,678	250	838,855	
U-V	H'l 1,333	250	666,667	
3'	M-P	Hae 1,167	250	291,667
	P-Q	H'y 1,615	250	403,874
	Q-R	H'y 1,615	250	403,874
	R-S'	H'ai 1,512	250	378,078
	S-S''	H'y 1,615	250	403,874
	S'-T	H'y 1,615	250	403,874
	T-U	H'w 1,678	250	419,428
	U-V	H'ae 1,333	250	333,333

Tabel 3.8. Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 2

Lantai/ Line	Balok	Beban Hidup Plat			Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	
BALOK MEMANJANG LANTAI 2					
-0	M-M	h'ay 0,667	250		166,667
	M-P	h'aq 0,973	250		243,197
	P-Q	h'as 0,963	250		240,741
	Q-R	h'as 0,963	250		240,741
	R-S	h'au 0,947	250		236,667
	S-S"	h'as 0,963	250		240,741
	S"-T	h'as 0,963	250		240,741
	T-U	h'aq 0,973	250		243,197
	U-V	h'ao 0,979	250		244,792
0	M-M	h'aw 0,667	250	h'aw 0,667	333,333
	M-P	h'ay 0,973	250	h'a 1,782	688,776
	P-Q	h'as 0,963	250	h'c 1,704	666,667
	Q-R	h'as 0,963	250	h'c 1,704	666,667
	R-S	h'au 0,947	250	h'h 0,333	320
	S-S"	h'as 0,963	250	h'c 1,704	666,667
	S"-T	h'as 0,963	250	h'c 1,704	666,667
	T-U	h'aq 0,973	250	h'a 1,782	688,776
	U-V	h'ao 0,979	250	h'm 1,833	703,125
0	M-M	h'aw 0,667	250	h'aw 0,667	333,333
	M-P	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	P-Q	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	Q-R	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	R-S	h'ak 1,573	250	h'ak 1,573	786,667
	S-S"	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	S"-T	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	T-U	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	U-V	h'm 1,833	250	h'm 1,833	916,667
1	M-M	h'aw 0,667	250		166,667
	M-P	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	P-Q	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	Q-R	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	R-S	h'ak 1,573	250	h'ak 1,573	786,667
	S-S"	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	S"-T	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	T-U	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	U-V	h'm 1,833	250	h'm 1,833	916,667
1	M-P	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	P-Q	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	Q-R	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	R-S	h'ak 1,573	250	h'ak 1,573	786,667
	S-S"	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	S"-T	h'c 1,704	250	h'c 1,704	851,852
	T-U	h'a 1,782	250	h'a 1,782	891,156
	U-V	h'm 1,833	250	h'm 1,833	916,667
2	M-P	h'a 1,782	250	h'w 1,678	865,006
	P-Q	h'c 1,704	250	h'y 1,615	829,800
	Q-R	h'c 1,704	250	h'y 1,615	829,800
	R-S	h'ak 1,573	250	h'ai 1,512	771,412
	S-S"	h'c 1,704	250	h'y 1,615	829,800
	S"-T	h'c 1,704	250	h'y 1,615	829,800
	T-U	h'a 1,782	250	h'w 1,678	865,006
	U-V	h'm 1,833	250	h'am 1,718	887,856
2	M-P	h'w 1,678	250	h'w 1,678	838,855
	P-Q	h'y 1,615	250	h'y 1,615	807,748
	Q-R	h'y 1,615	250	h'y 1,615	807,748
	R-S	h'ai 1,512	250	h'ai 1,512	756,157
	S-S"	h'y 1,615	250	h'y 1,615	807,748
	S"-T	h'y 1,615	250	h'y 1,615	807,748
	T-U	h'w 1,678	250	h'w 1,678	838,855
	U-V	h'am 1,718	250	h'am 1,718	859,046
3	M-P	h'w 1,678	250		419,428
	P-Q	h'y 1,615	250		403,874
	Q-R	h'y 1,615	250		403,874
	R-S	h'ai 1,512	250		378,078
	S-S"	h'y 1,615	250		403,874
	S"-T	h'y 1,615	250		403,874
	T-U	h'w 1,678	250		419,428
	U-V	h'am 1,718	250		429,523

Tabel 3.9. Perhitungan beban hidup merata balok memanjang lantai 3

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	
BALOK MEMANJANG LANTAI 3						
-0'	M-M'	h'ay 0,667	420			280
	M'-P	h'aq 0,973	420			408,571
	P-Q	h'as 0,963	420			404,444
	Q-R	h'as 0,963	420			404,444
	R-S'	h'au 0,947	420			397,600
	S'-S"	h'as 0,963	420			404,444
	S"-T'	h'as 0,963	420			404,444
	T'-U	h'aq 0,973	420			408,571
	U-V'	h'ao 0,979	420			411,250
0'	M-M'	h'ay 0,667	420	h'aw 0,667	420	560
	M'-P	h'aq 0,973	420	h'a 1,782	420	1157,143
	P-Q	h'as 0,963	420	h'e 1,704	420	1120
	Q-R	h'as 0,963	420	h'e 1,704	420	1120
	R-S'	h'au 0,947	420	h'h 0,333	420	537,600
	S'-S"	h'as 0,963	420	h'e 1,704	420	1120
	S"-T'	h'as 0,963	420	h'e 1,704	420	1120
	T'-U	h'aq 0,973	420	h'a 1,782	420	1157,143
	U-V'	h'ao 0,979	420	h'm 1,833	420	1181,250
0"	M-M'	h'aw 0,667	420	h'aw 0,667	420	560
	M'-P	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	P-Q	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	Q-R	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	R-S'	h'ak 1,573	420	h'ak 1,573	420	1321,600
	S'-S"	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	S"-T'	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	T'-U	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	U-V'	h'm 1,833	420	h'm 1,833	420	1540
1'	M-M'	h'aw 0,667	420			280
	M'-P	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	P-Q	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	Q-R	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	R-S'	h'ak 1,573	420	h'ak 1,573	420	1321,600
	S'-S"	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	S"-T'	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	T'-U	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	U-V'	h'm 1,833	420	h'm 1,833	420	1540
1"	M'-P	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	P-Q	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	Q-R	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	R-S'	h'ak 1,573	420	h'ak 1,573	420	1321,600
	S'-S"	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	S"-T'	h'e 1,704	420	h'e 1,704	420	1431,111
	T'-U	h'a 1,782	420	h'a 1,782	420	1497,143
	U-V'	h'm 1,833	420	h'm 1,833	420	1540
	2'	M'-P	h'a 1,782	420	h'w 1,678	420
P-Q		h'e 1,704	420	h'y 1,615	420	1394,064
Q-R		h'e 1,704	420	h'y 1,615	420	1394,064
R-S'		h'ak 1,573	420	h'ai 1,512	420	1295,972
S'-S"		h'e 1,704	420	h'y 1,615	420	1394,064
S"-T'		h'e 1,704	420	h'y 1,615	420	1394,064
T'-U		h'a 1,782	420	h'w 1,678	420	1453,210
U-V'		h'm 1,833	420	h'am 1,718	420	1491,598
2"		M'-P	h'w 1,678	420	h'w 1,678	420
	P-Q	h'y 1,615	420	h'y 1,615	420	1357,016
	Q-R	h'y 1,615	420	h'y 1,615	420	1357,016
	R-S'	h'ai 1,512	420	h'ai 1,512	420	1270,343
	S'-S"	h'y 1,615	420	h'y 1,615	420	1357,016
	S"-T'	h'y 1,615	420	h'y 1,615	420	1357,016
	T'-U	h'w 1,678	420	h'w 1,678	420	1409,277
	U-V'	h'am 1,718	420	h'am 1,718	420	1443,197
	3'	M'-P	h'w 1,678	420		
P-Q		h'y 1,615	420			678,508
Q-R		h'y 1,615	420			678,508
R-S'		h'ai 1,512	420			635,172
S'-S"		h'y 1,615	420			678,508
S"-T'		h'y 1,615	420			678,508
T'-U		h'w 1,678	420			704,639
U-V'		h'am 1,718	420			721,598

3. Beban mati terpusat

Akibat beban kolom :

$$\begin{aligned} \text{Pd1 (kolom }^{50/50}) &= \text{berat kolom lantai 1} \\ &= 0,5 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \\ &= 1800 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pd2 (kolom }^{40/40}) &= \text{berat kolom lantai 1} \\ &= 0,4 \times 0,4 \times 3 \times 2400 \\ &= 1152 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pd3 (kolom }^{50/50}) &= \text{berat kolom lantai 1B dan 2} \\ &= 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 2400 \\ &= 2400 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pd4 (kolom }^{40/40}) &= \text{berat kolom lantai 1B} \\ &= 0,4 \times 0,4 \times 4 \times 2400 \\ &= 1536 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.2.4.2 Pembebanan balok pada portal melintang

1. Beban mati merata (qd)

$$\text{Berat sendiri balok} = b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$$

$$\text{Berat dinding} = \text{berat dinding} \times \text{tinggi dinding}$$

$$\text{Berat plat} = \text{perataan beban} \times \text{berat sendiri plat}$$

Contoh perhitungan portal melintang line R, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

Lantai 1

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 0,667 \cdot 447 = 298 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (3-0,7) \cdot 250 = 575 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1401} \quad \text{kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat h'd} = 1,333 \cdot 447 = 596 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd1} = \underline{1124} \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat h'i (qd2)} = 0,473 \cdot 447 = 211,58 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat h'k (qd3)} = 1,811 \cdot 447 = 809,649 \quad \text{kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+2,174) \cdot 447 = 1567,992 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2095,992 \text{ kg/m}}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,233+2,120) \cdot 447 = 1498,739 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2026,739 \text{ kg/m}}$$

Lantai 1B

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = 0,667 \cdot 360 = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = (4-0,7) \cdot 250 = 825 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1593 \text{ kg/m}}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat h'd} = 1,333 \cdot 360 = 480 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd1} = \underline{1008 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Beban plat h'i (qd2)} = 0,473 \cdot 360 = 170,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat h'k (qd3)} = 1,811 \cdot 360 = 652,066 \text{ kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+1,333) \cdot 447 = 1192 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1720 \quad \text{kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,233+1,233) \cdot 447 = 1102,6 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1630,6 \quad \text{kg/m}$$

Lantai 2

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (0,667+0,667) \cdot 447 = 596 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1124 \quad \text{kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+1,333) \cdot 447 = 1192 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1720 \quad \text{kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+1,333) \cdot 447 = 1192 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1720 \quad \text{kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,233+1,233) \cdot 447 = 1102,6 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1630,6 \quad \text{kg/m}$$

Lantai 3

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (0,667+0,667) \cdot 360 = 480 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1008 \quad \text{kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+1,333) \cdot 360 = 960 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1488 \quad \text{kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,333+1,333) \cdot 360 = 960 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1488 \quad \text{kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Berat balok }^{40/70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Beban plat} = (1,233+1,233) \cdot 360 = 888 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{qd} = 1416 \quad \text{kg/m}$$

Tabel 3.10. Perhitungan beban mati merata portal melintang line M'

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)		
			Perataan Beban (m)		Beban	Total				
PORTAL MELINTANG LINE M'										
LANTAI 1										
	0'-1'	528	h'b	1,333		447	596	575	1699	
	1'-2'	528	h'q	1,033		447	461,9	575	1564,9	
	2'-3'	528	h'x	1,233		447	551,3	575	1654,3	
LANTAI 1B										
	0'-1'	528	h'b	1,333		360	480	825	1833	
	1'-2'	528						825	1353	
	2'-3'	528						825	1353	
LANTAI 2										
	-0' - 0'	528	h'ay	0,667	h'ar	0,667	447	596	825	1949
	0'-1'	528	h'ax	0,917	h'b	1,333	447	1005,75	825	2358,75
	1'-2'	528	h'b	1,333		447	596	825	1949	
	2'-3'	528	h'x	1,233		447	551,3	825	1904,3	
LANTAI 3										
	-0' - 0'	528	h'ay	0,667	h'ar	0,667	360	480	250	1258
	0'-1'	528	h'ax	0,917	h'b	1,333	360	810	250	1588
	1'-2'	528	h'b	1,333		360	480	250	1258	
	2'-3'	528	h'x	1,233		360	444	250	1222	

Tabel 3.11. Perhitungan beban mati merata portal melintang line P

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE P								
LANTAI 1								
	0'-1'	528	hb 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	1'-2'		hg 1,033		447	461,9		461,9
		528	hd 1,333		447	596		1124
	2'-3'	528	hx 1,233	hz 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 1B								
	0'-1'	528	hb 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	Hah 1,303	Hd 1,333	447	1178,613		1706,613
	2'-3'	528	Haf 1,228	hz 1,233	447	1100,227		1628,227
LANTAI 2								
	-0' - 0'	528	har 0,667	Hat 0,667	447	596		1124
	0'-1'	528	hb 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	hb 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	Hx 1,233	hz 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 3								
	-0' - 0'	528	har 0,667	Hat 0,667	360	480		1008
	0'-1'	528	hb 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	hb 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	2'-3'	528	Hx 1,233	hz 1,233	360	888		1416

Tabel 3.12. Perhitungan beban mati merata portal melintang line Q

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE Q								
LANTAI 1								
	0'-1'	528	hd 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	hd 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	hz 1,233	HZ 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 1B								
	0'-1'	528	hd 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	hd 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	hz 1,233	HZ 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 2								
	-0' - 0'	528	hat 0,667	Hat 0,667	447	596		1124
	0'-1'	528	hd 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	hd 1,333	Hd 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	hz 1,233	HZ 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 3								
	-0' - 0'	528	hat 0,667	Hat 0,667	360	480		1008
	0'-1'	528	hd 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	hd 1,333	Hd 1,333	360	960		1488
	2'-3'	528	hz 1,233	HZ 1,233	360	888		1416

Tabel 3.13. Perhitungan beban mati merata portal melintang line R

Lantai	Bakok	Berat Bakok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	q _d (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE R								
LANTAI 1								
	-0' - 0'	528	h _e 0,667		447	298	575	1401
	0'-1'	528	h _d 1,333		447	596		1124
			h _i 0,473		447	211,58		211,58
			h _k 1,811		447	809,649		809,649
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _v 2,174	447	1567,992		2095,992
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _{ab} 2,120	447	1498,74		2026,74
LANTAI IB								
	-0' - 0'	528	h _e 0,667		360	240	825	1593
	0'-1'	528	h _d 1,333		360	480		1008
			h _i 0,473		360	170,4		170,4
			h _k 1,811		360	652,066		652,066
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _z 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 2								
	-0' - 0'	528	h _{at} 0,667	h _{av} 0,667	447	596		1124
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _{al} 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _{al} 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _{aj} 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 3								
	-0' - 0'	528	h _{at} 0,667	h _{av} 0,667	360	480		1008
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _{al} 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _{al} 1,333	360	960		1488
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _{aj} 1,233	360	888		1416

Tabel 3.14. Perhitungan beban mati merata portal melintang line S'

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)	
			Perataan Beban (m)		Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE S'									
LANTAI 1									
	-0' - 0'	528	h'e	0,667		447	298	575	1401
	0'-1'	528	h'd	1,333		447	596		1124
			h'i	0,473		447	211,58		211,58
			h'k	1,811		447	809,649		809,649
	1'-2'	528	h'd	1,333	h'v	2,174	447	1567,992	2095,992
	2'-3'	528	h'z	1,233	h'ab	2,120	447	1498,74	2026,74
LANTAI 1B									
	-0' - 0'	528	h'e	0,667		360	240	825	1593
	0'-1'	528	h'd	1,333		360	480		1008
			h'i	0,473		360	170,4		170,4
			h'k	1,811		360	652,066		652,066
	1'-2'	528	h'd	1,333	h'al	1,333	447	1192	1720
	2'-3'	528	h'z	1,233	h'aj	1,233	447	1102,6	1630,6
LANTAI 2									
	-0' - 0'	528	h'at	0,667	h'av	0,667	447	596	1124
	0'-1'	528	h'd	1,333	h'al	1,333	447	1192	1720
	1'-2'	528	h'd	1,333	h'al	1,333	447	1192	1720
	2'-3'	528	h'z	1,233	h'aj	1,233	447	1102,6	1630,6
LANTAI 3									
	-0' - 0'	528	h'at	0,667	h'av	0,667	360	480	1008
	0'-1'	528	h'd	1,333	h'al	1,333	360	960	1488
	1'-2'	528	h'd	1,333	h'al	1,333	360	960	1488
	2'-3'	528	h'z	1,233	h'aj	1,233	360	888	1416

Tabel 3.15. Perhitungan beban mati merata portal melintang line S"

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat			Berat Dinding (kg/m)	q _d (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total		
PORTAL MELINTANG LINE S"							
LANTAI 1							
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	447	1192	1720
	1'-2'	528	h _d 1,333		447	596	1124
			h _o 1,033		447	461,9	461,9
			h _s 0,600		447	268,2	268,2
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _z 1,233	447	1102,6	1630,6
LANTAI 1B							
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	360	960	1488
	1'-2'	528	h _d 1,333		447	596	1124
			h _o 1,033		447	461,9	461,9
			h _s 0,600		447	268,2	268,2
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _z 1,233	447	1102,6	1630,6
LANTAI 2							
	0'-0'	528	h _{at} 0,667	h _{at} 0,667	447	596	1124
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	447	1192	1720
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	447	1192	1720
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _z 1,233	447	1102,6	1630,6
LANTAI 3							
	0'-0'	528	h _{at} 0,667	h _{at} 0,667	360	480	1008
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	360	960	1488
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _d 1,333	360	960	1488
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _z 1,233	360	888	1416

Tabel 3.16. Perhitungan beban mati merata portal melintang line T'

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	q _d (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE T'								
LANTAI 1								
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	h _o 1,033	h _q 1,033	447	923,8		1451,8
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _x 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 1B								
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	h _o 1,033	h _q 1,033	447	923,8		1451,8
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _x 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 2								
	0'-0'	528	h _{at} 0,667	h _{ar} 0,667	447	596		1124
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	447	1192		1720
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	447	1192		1720
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _x 1,233	447	1102,6		1630,6
LANTAI 3								
	0'-0'	528	h _{at} 0,667	h _{ar} 0,667	360	480		1008
	0'-1'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	360	960		1488
	1'-2'	528	h _d 1,333	h _b 1,333	360	960		1488
	2'-3'	528	h _z 1,233	h _x 1,233	360	888		1416

Tabel 3.17. Perhitungan beban mati merata portal melintang line U

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat						Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total	Beban	Total			
PORTAL MELINTANG LINE U										
LANTAI 1										
	0'-1'	528	h'b 1,333	h'm 1,833	447	1415,5		1943,5		
	1'-2'	528	h'q 1,033		447	461,9		989,9		
		528	h's 0,600		447	268,2		796,2		
	2'-3'	528	h'x 1,233		447	551,3		1079,3		
LANTAI 1B										
	0'-1'	528	h'b 1,333	h'm 1,833	360	1140		1668		
	1'-2'	528	h'q 1,033		447	461,9		989,9		
		528	h's 0,600		447	268,2		796,2		
	2'-3'	528	h'x 1,233		447	551,3		1079,3		
LANTAI 2										
	-0' - 0'	528	h'ar 0,667	h'ap 0,667	447	596		1124		
	0'-1'	528	h'b 1,333	h'l 1,333	447	1192		1720		
	1'-2'	528	h'b 1,333	h'l 1,333	447	1192		1720		
	2'-3'	528	h'x 1,233	h'an 1,233	447	1102,6		1630,6		
LANTAI 3										
	-0' - 0'	528	h'ar 0,667	h'ap 0,667	360	480		1008		
	0'-1'	528	h'b 1,333	h'l 1,333	360	960		1488		
	1'-2'	528	h'b 1,333	h'l 1,333	360	960		1488		
	2'-3'	528	h'x 1,233	h'an 1,233	360	888		1416		

Tabel 3.18. Perhitungan beban mati merata portal melintang line V'

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat			Berat Dinding (kg/m)	q _d (kg/m)
			Perataan Beban (m)	Beban	Total		
PORTAL MELINTANG LINE V'							
LANTAI 1							
	0'-1'	528				575	1103
	1'-2'	528				575	1103
	2'-3'	528	had	1,805	447	806,929	1909,929
LANTAI 1B							
	0'-1'	528	hm	1,833	360	660	2013
	1'-2'	528	hm	1,833	447	819,5	2172,5
	2'-3'	528	had	1,805	447	806,929	2159,929
LANTAI 2							
	0'-0'	528	hap	0,667	447	298	1651
	0'-1'	528	h1	1,333	447	596	1949
	1'-2'	528	h1	1,333	447	596	1949
	2'-3'	528	han	1,233	447	551,3	1904,3
LANTAI 3							
	0'-0'	528	hap	0,667	360	240	1018
	0'-1'	528	h1	1,333	360	480	1258
	1'-2'	528	h1	1,333	360	480	1258
	2'-3'	528	han	1,233	360	444	1222

Tabel 3.19. Perhitungan beban mati merata portal melintang line UV'

Lantai	Balok	Berat Balok 40/70	Beban Mati Plat				Berat Dinding (kg/m)	qd (kg/m)
			Perataan Beban (m)		Beban	Total		
PORTAL MELINTANG LINE UV'								
LANTAI 1								
	0'-1'	528	h'm	1,833		447	819,500	1347,5
	1'-2'	528						528
	2'-3'	528	h'ad	1,805		447	806,929	1334,929
LANTAI 1B								
	0'-1'	528	h'm	1,833	h'm 1,833	360	1320	1848
	1'-2'	528			h'm 1,833	447	819,5	1347,5
	2'-3'	528	h'ad	1,805		447	806,9291	1334,929

2. Beban hidup merata (ql)

Beban hidup (ql) = perataan beban x beban hidup

Contoh perhitungan portal melintang line R, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

Lantai 1

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 0,667 \cdot 250 = 166,667 \text{ kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql1) h'd} = 1,333 \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql2) h'i} = 0,473 \cdot 250 = 118,333 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql3) h'k} = 1,811 \cdot 250 = 452,824 \text{ kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+2,174) \cdot 250 = 876,953 \text{ kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,233+2,120) \cdot 250 = 838,221 \text{ kg/m}$$

Lantai 1B

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = 0,667 \cdot 400 = 266,667 \text{ kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql1) h'd} = 1,333 \cdot 400 = 533,333 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql2) h'i} = 0,473 \cdot 400 = 189,333 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup (ql3) h'k} = 1,811 \cdot 400 = 724,518 \text{ kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+1,333) \cdot 250 = 666,667 \text{ kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,233+1,233) \cdot 250 = 616,667 \text{ kg/m}$$

Lantai 2

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (0,667+0,667) \cdot 250 = 333,333 \text{ kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+1,333) \cdot 250 = 666,667 \text{ kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+1,333) \cdot 250 = 666,667 \text{ kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,233+1,233) \cdot 250 = 616,667 \text{ kg/m}$$

Lantai 3

Balok -0' - 0' ; bentang = 2 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (0,667+0,667) \cdot 420 = 560 \text{ kg/m}$$

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+1,333) \cdot 420 = 1120 \text{ kg/m}$$

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,333+1,333) \cdot 420 = 1120 \text{ kg/m}$$

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,233+1,233) \cdot 420 = 1036 \text{ kg/m}$$

Tabel 3.20. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line M' dan P

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat				ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)		Beban			
PORTAL MELINTANG LINE M'							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'b	1,333		250	333,333	
	1'-2'	h'q	1,033		250	258,333	
	2'-3'	h'x	1,233		250	308,333	
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'b	1,333		400	533,333	
	1'-2'						
	2'-3'						
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'ay	0,667	h'ar	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'ax	0,917	h'b	1,333	250	562,5
	1'-2'	h'b	1,333		250	333,333	
	2'-3'	h'x	1,233		250	308,333	
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'ay	0,667	h'ar	0,667	420	560
	0'-1'	h'ax	0,917	h'b	1,333	420	945
	1'-2'	h'b	1,333		420	560	
	2'-3'	h'x	1,233		420	518	
PORTAL MELINTANG LINE P							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'b	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'q	1,033		250	258,333	
		h'd	1,333		250	333,333	
	2'-3'	h'x	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'b	1,333	h'd	1,333	400	1066,667
	1'-2'	h'ah	1,303	h'd	1,333	250	659,180
	2'-3'	h'af	1,228	h'z	1,233	250	615,340
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'ar	0,667	h'at	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'b	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'b	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'x	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'ar	0,667	h'at	0,667	420	560
	0'-1'	h'b	1,333	h'd	1,333	420	1120
	1'-2'	h'b	1,333	h'd	1,333	420	1120
	2'-3'	h'x	1,233	h'z	1,233	420	1036

Tabel 3.21. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line Q dan R

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat				ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)		Beban			
PORTAL MELINTANG LINE Q							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	400	1066,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'at	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'at	0,667	420	560
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	420	1120
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	420	1120
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	420	1036
PORTAL MELINTANG LINE R							
LANTAI 1							
	-0' - 0'	h'e	0,667			250	166,667
	0'-1'	h'd	1,333			250	333,333
		h'i	0,473			250	118,333
		h'k	1,811			250	452,824
	1'-2'	h'd	1,333	h'v	2,174	250	876,953
	2'-3'	h'z	1,233	h'ab	2,120	250	838,221
LANTAI 1B							
	-0' - 0'	h'e	0,667			400	266,667
	0'-1'	h'd	1,333			400	533,333
		h'i	0,473			400	189,333
		h'k	1,811			400	724,518
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'av	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'd	1,333	h'al	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'al	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'aj	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'av	0,667	420	560
	0'-1'	h'd	1,333	h'al	1,333	420	1120
	1'-2'	h'd	1,333	h'al	1,333	420	1120
	2'-3'	h'z	1,233	h'aj	1,233	420	1036

Tabel 3.22. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line S' dan S''

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat				ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)		Beban		
PORTAL MELINTANG LINE S'						
LANTAI 1						
	-0' - 0'	h'e	0,667		250	166,667
	0'-1'	h'd	1,333		250	333,333
		h'i	0,473		250	118,333
		h'k	1,811		250	452,824
	1'-2'	h'd	1,333	h'v	2,174	876,953
	2'-3'	h'z	1,233	h'ab	2,120	838,221
LANTAI 1B						
	-0' - 0'	h'e	0,667		400	266,667
	0'-1'	h'd	1,333		400	533,333
		h'i	0,473		400	189,333
		h'k	1,811		400	724,518
	1'-2'	h'd	1,333	h'al	1,333	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'aj	1,233	616,667
LANTAI 2						
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'av	0,667	333,333
	0'-1'	h'd	1,333	h'al	1,333	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'al	1,333	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'aj	1,233	616,667
LANTAI 3						
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'av	0,667	560
	0'-1'	h'd	1,333	h'al	1,333	1120
	1'-2'	h'd	1,333	h'al	1,333	1120
	2'-3'	h'z	1,233	h'aj	1,233	1036
PORTAL MELINTANG LINE S''						
LANTAI 1						
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	666,667
	1'-2'	h'd	1,333		250	333,333
		h'o	1,033		250	258,333
		h's	0,600		250	150
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	616,667
LANTAI 1B						
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	1066,667
	1'-2'	h'd	1,333		250	333,333
		h'o	1,033		250	258,333
		h's	0,600		250	150
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	616,667

Tabel 3.23. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line S''

(lanjutan) dan T'

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat				ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)		Beban			
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'at	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'at	0,667	420	560
	0'-1'	h'd	1,333	h'd	1,333	420	1120
	1'-2'	h'd	1,333	h'd	1,333	420	1120
	2'-3'	h'z	1,233	h'z	1,233	420	1036
PORTAL MELINTANG LINE T'							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'd	1,333	h'b	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'o	1,033	h'q	1,033	250	516,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'x	1,233	250	616,667
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'd	1,333	h'b	1,333	400	1066,667
	1'-2'	h'o	1,033	h'q	1,033	250	516,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'x	1,233	250	616,667
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'ar	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'd	1,333	h'b	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'd	1,333	h'b	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'z	1,233	h'x	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'at	0,667	h'ar	0,667	420	560
	0'-1'	h'd	1,333	h'b	1,333	420	1120
	1'-2'	h'd	1,333	h'b	1,333	420	1120
	2'-3'	h'z	1,233	h'x	1,233	420	1036

Tabel 3.24. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line U dan V'

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat				ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)		Beban			
PORTAL MELINTANG LINE U							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'b	1,333	h'm	1,833	250	791,667
	1'-2'	h'q	1,033			250	258,333
		h's	0,600			250	150
	2'-3'	h'x	1,233			250	308,333
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'b	1,333	h'm	1,833	400	1266,667
	1'-2'	h'q	1,033			250	258,333
		h's	0,600			250	150
	2'-3'	h'x	1,233			250	308,333
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'ar	0,667	h'ap	0,667	250	333,333
	0'-1'	h'b	1,333	h'l	1,333	250	666,667
	1'-2'	h'b	1,333	h'l	1,333	250	666,667
	2'-3'	h'x	1,233	h'an	1,233	250	616,667
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'ar	0,667	h'ap	0,667	420	560
	0'-1'	h'b	1,333	h'l	1,333	420	1120
	1'-2'	h'b	1,333	h'l	1,333	420	1120
	2'-3'	h'x	1,233	h'an	1,233	420	1036
PORTAL MELINTANG LINE V'							
LANTAI 1							
	0'-1'						
	1'-2'						
	2'-3'	h'ad	1,805			250	451,303
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'm	1,833			400	733,333
	1'-2'	h'm	1,833			250	458,333
	2'-3'	h'ad	1,805			250	451,303
LANTAI 2							
	-0' - 0'	h'ap	0,667			250	166,667
	0'-1'	h'l	1,333			250	333,333
	1'-2'	h'l	1,333			250	333,333
	2'-3'	h'an	1,233			250	308,333
LANTAI 3							
	-0' - 0'	h'ap	0,667			420	280
	0'-1'	h'l	1,333			420	560
	1'-2'	h'l	1,333			420	560
	2'-3'	h'an	1,233			420	518

Tabel 3.25. Perhitungan beban hidup merata portal melintang line UV'

Lantai	Balok	Beban Hidup Plat			ql (kg/m)		
		Perataan Beban (m)		Beban			
PORTAL MELINTANG LINE UV'							
LANTAI 1							
	0'-1'	h'm	1,833		250	458,333	
	1'-2'						
	2'-3'	h'ad	1,805		250	451,303	
LANTAI 1B							
	0'-1'	h'm	1,833	h'm	1,833	400	1466,667
	1'-2'			h'm	1,833	250	458,333
	2'-3'	h'ad	1,805			250	451,303

3. Beban terpusat

Akibat beban kolom

$$\begin{aligned}
 P_{dk1} (50/50) &= \text{berat kolom lantai 1} \\
 &= 0,5 \times 0,5 \times 3 \times 2400 \\
 &= 1800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{dk2} (50/50) &= \text{berat kolom lantai 1b dan 2} \\
 &= 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 2400 \\
 &= 2400 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



3.2.5 Perhitungan pembebanan gempa

3.2.5.1 Perhitungan berat total bangunan

Lantai 1

$$\begin{aligned}\text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (51 \times 23,4) + (5 \times 2) - (7 \times 1,8 - (3 \times 3,5)) - (1,8 \times 7,2) - (15,4 \times 4) \\ &\quad - (16 \times 4) \\ &= 1041,74 \text{ m}^2\end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}- \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 1041,74 \times 447 \\ &= 465657,78 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned}0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 29568 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 50688 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 10560 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 6 &= 12672 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 18144 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 13 &= 25272 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 3240 \text{ kg} \\ \hline \Sigma &= 150144 \text{ kg}\end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 20 &= 84480 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7,4 \cdot 2400 \cdot 10 &= 39072 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2112 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 125664 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban kolom**

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

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 32 &= 86400 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 8 &= 13824 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 100224 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$51 \cdot (4,5-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 96900 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$23,4 \cdot (4,5-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 44460 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 1

$$\begin{aligned} W_{D1} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 465657,78 + (150144 + 125664) + 100224 + (96900 + 44460) \\ &= 983049,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

$$\text{Beban guna bangunan lantai pertokoan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0,8 \text{ (PPIUG 1983)}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (} W_{L1} \text{)} &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 1041,74 \times 250 \times 0,8 \\ &= 208348 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 1 (} W_1 \text{)} &= (W_{D1}) \text{ total beban mati} + (W_{L1}) \text{ total beban hidup} \\ &= 983049,78 + 208348 \\ &= 1191397,78 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 1B

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (51 \times 23,4) + (5 \times 2) - (15,4 \times 3,5) - (3 \times 3,5) - (1,8 \times 7,2) - \\ &\quad (15,4 \times 4) \\ &= 1064,44 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Luas lantai parkir} = 8 \times 51 = 408 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas lantai mall} = 656,44 \text{ m}^2$$

a. Beban mati (q_d)

$$\begin{aligned} - \text{ Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= (408 \times 360) + (656,44 \times 447) \\ &= 440308,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Beban balok**

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 7 &= 25872 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 3,5 \cdot 2400 \cdot 1 &= 1848 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 50688 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 10560 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 7 &= 14784 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 5 &= 11340 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 3,5 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2268 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 13 &= 25272 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 6480 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 149112 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 21 &= 88704 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7,4 \cdot 2400 \cdot 11 &= 42979,2 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2112 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 133795,2 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban kolom**

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

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 32 &= 76800 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 8 &= 12288 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 89088 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$51 \cdot (3,5-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 71400 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$23,4 \cdot (3,5-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 32760 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 1B

$$\begin{aligned} W_{D2} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 440308,68 + (149112 + 133795,2) + 77952 + (71400 + 32760) \\ &= 905327,88 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m²

Beban guna bangunan lantai parkir = 400 kg/m²

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

Beban hidup = luas x beban guna x koefisien reduksi

$$W_L \text{ lantai parkir} = 408 \times 400 \times 0,8 = 130560 \text{ kg}$$

$$W_L \text{ lantai mall} = 656,44 \times 250 \times 0,8 = 131288 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 1B (W1B)} &= (W_{D1b}) \text{ total beban mati} + (W_{L1b}) \text{ total beban hidup} \\ &= 905327,88 + (130560 + 131288) \\ &= 1167175,88 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 2

$$\begin{aligned}\text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (51 \times 25,4) + (10 \times 2) \\ &= 1315,4 \text{ m}^2\end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}- \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 1315,4 \times 447 \\ &= 587983,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned}0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 29568 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 50688 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 10560 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 4 &= 16896 \text{ kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2112 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 18144 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 31104 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 6480 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 1296 \text{ kg} \\ \hline \Sigma &= 166848 \text{ kg}\end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 18 &= 76032 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7,4 \cdot 2400 \cdot 9 &= 35164,8 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 9 &= 9504 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 1 &= 2592 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 1 &= 648 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 123941,8 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- Beban kolom

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

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot 0,5 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 32 &= 76800 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 8 &= 12288 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 89088 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- Beban dinding

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

Beban dinding memanjang

$$51 \cdot (4-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 84150 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$23,4 \cdot (4-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 38610 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 2

$$\begin{aligned} W_{D2} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 587983,8 + (166848 + 123941,8) + 89088 + (84150 + 38610) \\ &= 1090620,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = $0,8$ (PPIUG 1983)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L2}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 1315,4 \times 250 \times 0,8 \\ &= 263080 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 2 } (W_2) &= (W_{D2}) \text{ total beban mati} + (W_{L2}) \text{ total beban hidup} \\ &= 1090620,6 + 263080 \\ &= 1353700,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 3

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{luas total} \\ &= (51 \times 25,4) + (10 \times 2) \\ &= 1315,4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (q_d)

$$\begin{aligned} - \text{ Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 1315,4 \times 360 \\ &= 473544 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 29568 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 50688 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 10560 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 4 &= 16896 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 2112 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 8 &= 18144 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 16 &= 31104 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 4 &= 6480 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 2 &= 1296 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 166848 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 18 &= 76032 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 7,4 \cdot 2400 \cdot 9 &= 35164,8 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 9 &= 9504 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 1 &= 2592 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2 \cdot 2400 \cdot 1 &= 648 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 123941,8 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- Beban kolom

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

$$\begin{aligned} 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 32 &= 57600 \quad \text{kg} \\ 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 8 &= 9216 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 66816 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$51 \cdot (3-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 58650 \text{ kg}$$

Beban dinding melintang

$$23,4 \cdot (3-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 26910 \text{ kg}$$

Total beban mati lantai 2

$$\begin{aligned} W_{D3} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 473544 + (166848 + 123941,8) + 66816 + (58650 + 26910) \\ &= 916708,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. **Beban hidup (ql)**

Beban guna bangunan lantai parkir atap = 420 kg/m²

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L3}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 1315,4 \times 420 \times 0,8 \\ &= 441974,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 3 } (W_3) &= (W_{D3}) \text{ total beban mati} + (W_{L3}) \text{ total beban hidup} \\ &= 916708,8 + 441974,4 \\ &= 1358683,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.2.5.2 Perhitungan waktu getar bangunan (T)

$$H \text{ total bangunan} = 14 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= 0,063 \cdot H^{3/4} \\ &= 0,063 \cdot 14^{3/4} \\ &= 0,456 \end{aligned}$$

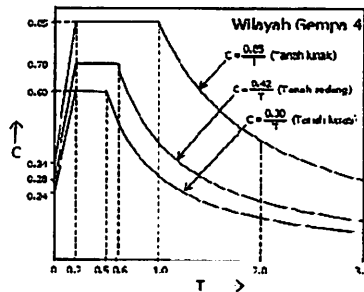
3.2.5.3 Perhitungan gaya geser horizontal

$$R = 5,5 \text{ (Tabel 3, SNI 1726)}$$

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

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai $T = 0,456$ diperoleh

$$C = \frac{0,30}{T} = \frac{0,30}{0,456} = 0,658$$



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

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_t = \frac{0,658 \times 1}{5,5} \times 5070957,46 = 606613,3395 \text{ kg}$$

Contoh perhitungan untuk lantai 3 :

$$\begin{aligned} F_i &= \frac{z_i \cdot W_i}{\sum(z_i \cdot W_i)} \times V \\ &= \frac{19021564,8}{43135819,42} \times 606613,3395 = 267497,757 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$100\% F_i = 100\% \times 267497,757 = 267497,757 \text{ kg}$$

$$30\% F_i = 30\% \times 267497,757 = 80249,327 \text{ kg}$$

Distribusi gaya geser horizontal total gempa kesepanjang tinggi bangunan : (Rumus 27, SNI 1726)

Tabel 3.26. Distribusi gaya gempa

Tingkat / Lantai	z _i (m)	W _i (kg)	z _i · W _i (kgm)	F _i (kg)	100% F _i (kg)	30% F _i (kg)
3	14	1358683,2	19021564,8	267497,757	267497,757	80249,327
2	10	1353700,6	13537006	190369,130	190369,130	57110,739
1B	6	1167175,88	7003055,28	98483,043	98483,043	29544,913
1	3	1191397,78	3574193,34	50263,410	50263,410	15079,023
	Σ	5070957,46	43135819,42	606613,3395		

Keterangan :

Hasil perhitungan pembebanan bangunan yang meliputi pembebanan pada balok memanjang, balok melintang serta beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan ini selanjutnya digunakan pada perhitungan analisa struktur menggunakan bantuan program STAADPro.

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1 Spesifikasi Umum

Data tanah : Sondir (*Cone Penetration Test*)

Mutu bahan :

Kuat tekan beton ($f'c$) : 30 MPa

Baja tulangan : BJTD 50 (500 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 Mall Dinoyo City Malang. Hasil penyelidikan sondir yang dilakukan pada 6 (enam) titik didapat data tanah keras ($qc = 80 \text{ kg/cm}^2$) terletak pada kedalaman 4 – 6 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

Type	L/C	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
1	6	1550	4440	191,549	324,563	3,02	3000
2	5	1220	3550	164,087	304,622	14,212	2380
3	6	1730	2310	166,148	325,847	0,235	3,04

Direncanakan pondasi tiang bor sebagai berikut :

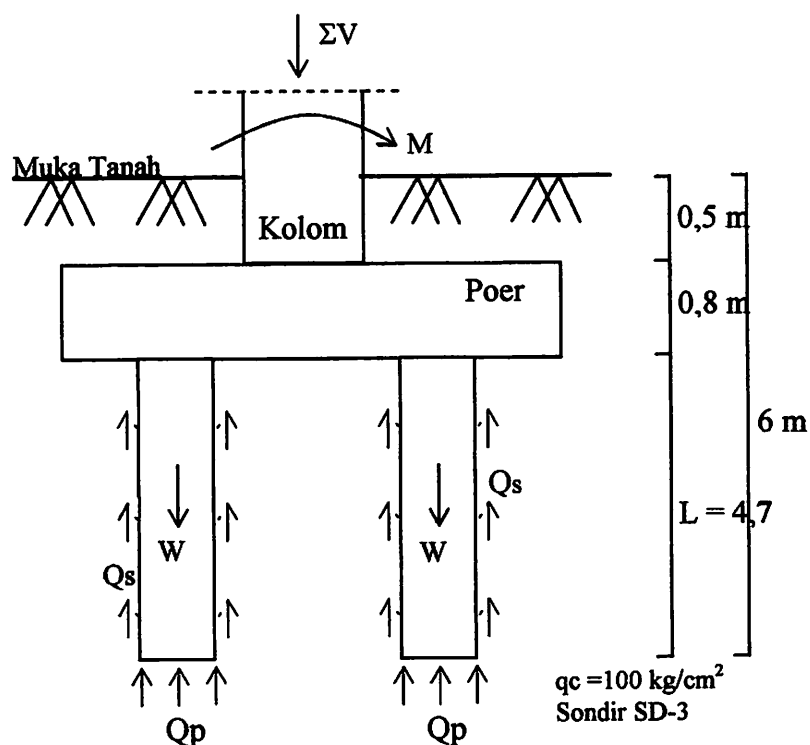
Tebal poer : 0,8 m

Kedalaman poer : 1,3 m

Kedalaman tiang bor : 6 m

Panjang tiang bor : 4,7 m

Diameter tiang bor : 0,6 m



Gambar 4.1. Rencana pondasi tiang bor

4.2.1 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 1

4.2.1.1 Pondasi tiang tunggal

$$F_x = 1550 \text{ kN}$$

$$F_y = V = 4440 \text{ kN}$$

$$F_z = 191,549 \text{ kN}$$

$$M_x = 324,563 \text{ kNm}$$

$$M_y = 3,02 \text{ kNm}$$

$$M_z = 3000 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang tiang (A}_p) &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2 \\ &= 2828,571 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

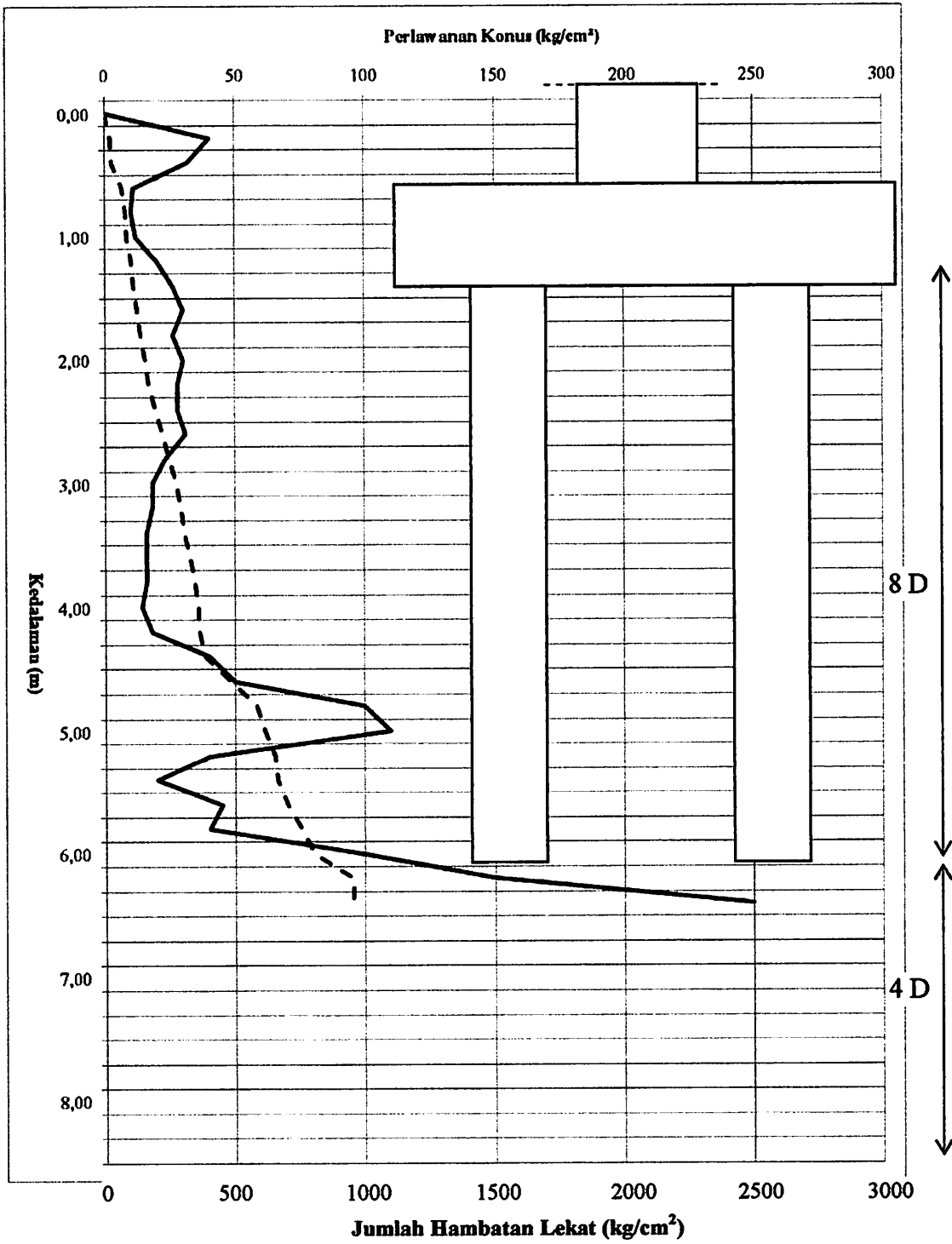
$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (p)} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,6 \\ &= 1,886 \text{ m} = 188,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 4,7 \text{ m} = 470 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas selimut tiang (A}_s) &= p \cdot \text{panjang tiang} \\ &= 1,886 \cdot 4,7 \\ &= 8,863 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor keamanan (SF)} &= 2,5 \text{ (Tabel 2.1. untuk bangunan monumental} \\ &\quad \text{dengan pengendalian normal)} \end{aligned}$$



Gambar 4.2. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 1

Nilai q_c di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata $8D$ diatas dasar tiang hingga $0,7-4D$ dibawah dasar tiang.

$$6 - 8D = 6 - (8 \cdot 0,6) = 1,2 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai q_c sebesar :

Tabel 4.2. Perhitungan penetrasi konus (q_c) $8D$ diatas dasar tiang

Tipe 1

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm ²)
1	1,2	20
2	1,4	26
3	1,6	30
4	1,8	26
5	2	30
6	2,2	28
7	2,4	28
8	2,6	31
9	2,8	23
10	3	18
11	3,2	18
12	3,4	16
13	3,6	16
14	3,8	16
15	4	14
16	4,2	18
17	4,4	40
18	4,6	50
19	4,8	100
20	5	110
21	5,2	40
22	5,4	20
23	5,6	45
24	5,8	40
25	6	100
	Σ	903
	Rata-rata	36,120

$$q_{c1} = \frac{\Sigma q_c}{n} = \frac{903}{25} = 36,120 \text{ kg/cm}^2$$

$$6 + 4D = 6 + (4 \cdot 0,6) = 8,4 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai q_c sebesar :

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

Tipe 1

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm ²)
1	6	100
2	6,2	150
3	6,4	250
4	6,6	250
5	6,8	250
6	7	250
7	7,2	250
8	7,4	250
9	7,6	250
10	7,8	250
11	8	250
12	8,2	250
13	8,4	250
	Σ	3000
	Rata-rata	230,769

$$q_{c2} = \frac{\Sigma q_c}{n} = \frac{3000}{13} = 230,769 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai q_c di sekitar dasar tiang :

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} = \frac{36,120 + 230,769}{2} = 133,44 \text{ kg/cm}^2$$

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

Tabel 4.4. Perhitungan gesekan selimut tiang (f_s) sepanjang tiang

Tipe 1

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)
1	120	102	
2	140	110	0,4
3	160	122	0,6
4	180	138	0,8
5	200	154	0,8
6	220	170	0,8
7	240	194	1,2
8	260	222	1,4
9	280	246	1,2
10	300	274	1,4
11	320	290	0,8
12	340	306	0,8
13	360	326	1
14	380	344	0,9
15	400	356	0,6
16	420	364	0,4
17	440	384	1
18	460	484	5
19	480	584	5
20	500	614	1,5
21	520	654	2
22	540	664	0,5
23	560	704	2
24	580	754	2,5
25	600	804	2,5
		Σ	35,1
		Rata-rata	1,4625

Perhitungan f_s masing-masing segmen kedalaman :

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

$$\text{Contoh perhitungan : } f_{s2} = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{110 - 102}{140 - 120} = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$f_s = \frac{\sum f_s}{n} = \frac{35,1}{25} = 1,4625 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A \\ &= 133,44 \cdot 2828,571 \\ &= 377457,626 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot L \cdot p \\ &= 1,4625 \cdot 470 \cdot 188,571 \\ &= 129619,286 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= 377457,626 + 129619,286 \\ &= 507076,912 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{507076,912}{2,5} = 202830,765 \text{ kg} = 2028,308 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,2 \cdot f'_c \\ &= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P &= \sigma \cdot A \text{ tiang} \\
&= 60 \cdot 2828,571 \\
&= 169714,286 \text{ kg} \\
&= 1697,143 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1697,143 kN (berdasarkan kekuatan bahan).

4.2.1.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{4440}{1697,143} = 2,616 \quad \sim \quad 3 \text{ buah tiang}$$

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)

$$\begin{aligned}
S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2} \\
&\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(2+2) - 2} \\
&\leq 1,284 \text{ m}
\end{aligned}$$

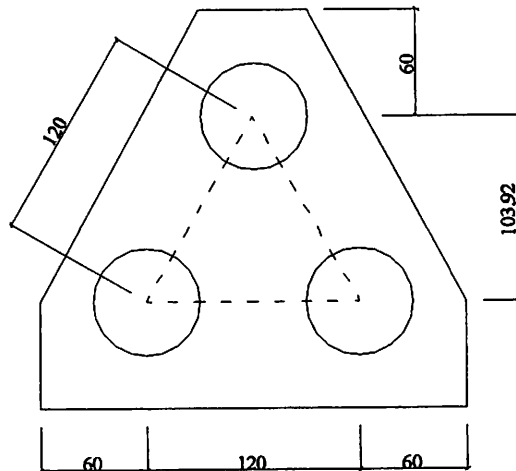
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.3. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (3 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$E_g = \frac{\text{keliling susunan pondasi kelompok}}{\text{jumlah tiang} \cdot \text{keliling tiang}}$$

$$= \frac{3 \cdot (S + D)}{3 \cdot p}$$

$$= \frac{S + D}{p}$$

$$= \frac{1,2 + 0,6}{1,886}$$

$$= 0,955 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

2. Formula Feld

$$E_g = 14/16 = 0,875 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga E_g yang terkecil yaitu 0,875.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\ &= 0,875 \cdot 3 \cdot 1697,143 \\ &= 4455 \text{ kN} > V = 4440 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= [(3,899 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 9343,296 \text{ kg} = 93,433 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(3,899 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 3721,98 \text{ kg} = 37,2198 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 4440 + 93,433 + 37,2198 \\ &= 4570,653 \text{ kN} > Q_{\text{tiang kelompok}} = 4455 \text{ kN} \quad (\text{tidak aman}) \end{aligned}$$

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)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{4440}{1697,143} = 2,616 \quad \sim \quad 4 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 4 buah tiang dengan susunan :

$$n \text{ (jumlah baris tiang)} \quad = 2 \text{ buah}$$

$$m \text{ (jumlah tiang dalam baris)} \quad = 2 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

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

$$\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(2+2)-2}$$

$$\leq 1,284 \text{ m}$$

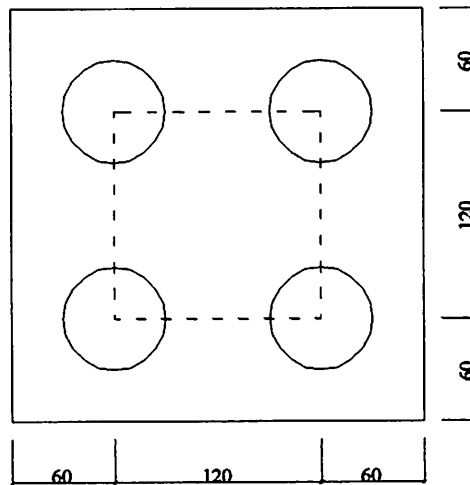
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.4. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (4 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2.(m+n-2).s+4D}{p.m.n} \\
 &= \frac{2.(2+2-2).1,2+4.0,6}{1,886.2.2} \\
 &= 0,955 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,6/1,2) = 26,565^\circ$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] . \theta \\
 &= 1 - \left[\frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \right] . 26,565^\circ \\
 &= 0,705 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 1 - \frac{0,6}{\pi \cdot 1,2 \cdot 2 \cdot 2} \cdot [2 \cdot (2-1) + 2 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (2-1) \cdot \sqrt{2}] \\
 &= 0,785 < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}
 E_g &= \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\
 &= \left[1 - \frac{36 \cdot 1,2 \cdot (2+2-2)}{(75 \cdot 1,2^2 - 7) \cdot (2+2-1)} \right] + \frac{0,3}{2+2} \\
 &= 0,790 < 1 \quad (\text{memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga E_g yang terkecil yaitu 0,705.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,705 \cdot 4 \cdot 1697,143 \\
 &= 4784,811 \text{ kN} > V = 4440 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 13631,04 \text{ kg} = 136,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tanah urug} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\
 &= 5620,2 \text{ kg} = 56,202 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\
 &= 4440 + 136,31 + 56,202 \\
 &= 4632,512 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 4784,811 \text{ kN} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1

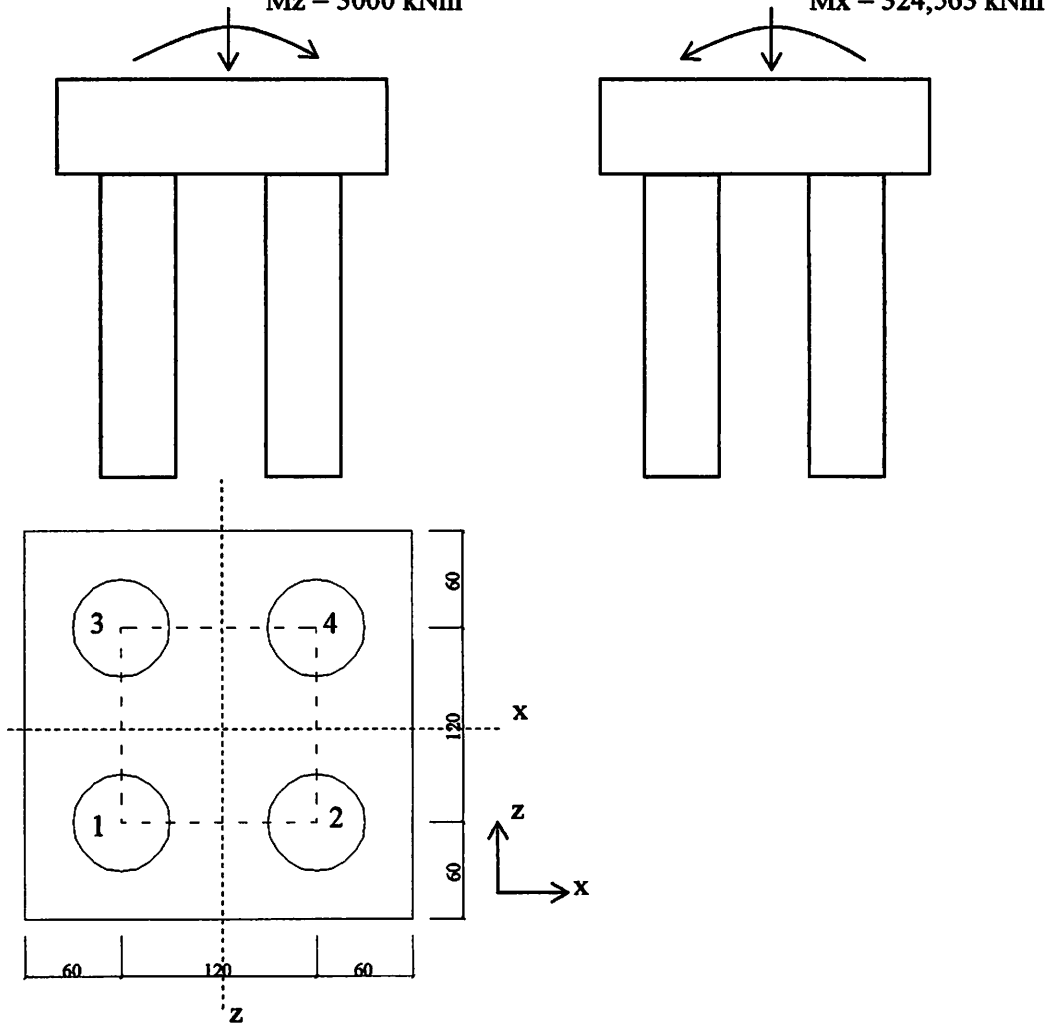
(4 tiang)

$$\Sigma V = 4632,512 \text{ kN}$$

$$M_z = 3000 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V = 4632,512 \text{ kN}$$

$$M_x = 324,563 \text{ kNm}$$



Gambar 4.5. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (4 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n z \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n x \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 4632,512 \text{ kN}$$

$$M_x = 324,563 \text{ kNm}$$

$$Mz = 3000 \text{ kNm}$$

$$n_x = 2$$

$$n_z = 2$$

$$X_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,6 ; z_1 = -0,6)$$

$$P_1 = \frac{4632,512}{4} + \frac{3000 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{324,563 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= -227,106 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,6 ; z_2 = -0,6)$$

$$P_2 = \frac{4632,512}{4} + \frac{3000 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{324,563 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 2272,894 \text{ kN}$$

$$(x_3 = -0,6 ; z_3 = 0,6)$$

$$P_3 = \frac{4632,512}{4} + \frac{3000 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{324,563 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 43,363 \text{ kN}$$

$$(x_4 = 0,6 ; z_4 = 0,6)$$

$$P_4 = \frac{4632,512}{4} + \frac{3000 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{324,563 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 2543,363 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 2543,363 \text{ kN} > Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN}$$

(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)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{4440}{1697,143} = 2,616 \quad \sim \quad 6 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 6 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)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 3 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(3+2)-2} \\ &\leq 1,484 \text{ m} \end{aligned}$$

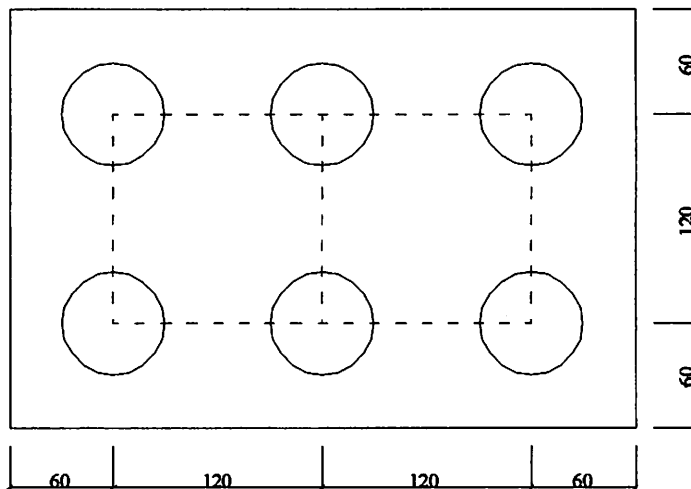
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.6. Jarak antar tiang bor Tipe 1 (6 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2.(3+2-2).1,2+4.0,6}{1,886.3.2}$$

$$= 0,848 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,6/1) = 26,565^\circ$

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

$$= 1 - \left[\frac{(2-1).3 + (3-1).2}{90.3.2} \right] . 26,565^\circ$$

$$= 0,656 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}Eg &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\&= 1 - \frac{0,6}{\pi \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot 2} \cdot [3 \cdot (2-1) + 2 \cdot (3-1) + (3-1) \cdot (2-1) \cdot \sqrt{2}] \\&= 0,739 < 1 \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}Eg &= \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\&= \left[1 - \frac{36 \cdot 1,2 \cdot (3+2-2)}{(75 \cdot 1,2^2 - 7) \cdot (3+2-1)} \right] + \frac{0,3}{3+2} \\&= 0,739 < 1 \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,656.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_{\text{tiang}} &= Eg \cdot n \cdot Q1_{\text{tiang}} \\&= 0,656 \cdot 6 \cdot 1697,143 \\&= 6676,277 \text{ kN} > V = 4440 \text{ kN} \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}\text{Berat poer} &= [(3,6 \cdot 2,4 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\&= 20266,56 \text{ kg} = 202,666 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tanah urug} &= [(3,6 \cdot 2,4 \cdot 0,8) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\&= 8557,8 \text{ kg} = 85,578 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\&= 4440 + 202,666 + 85,578 \\&= 4728,244 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 6676,277 \text{ kN} \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

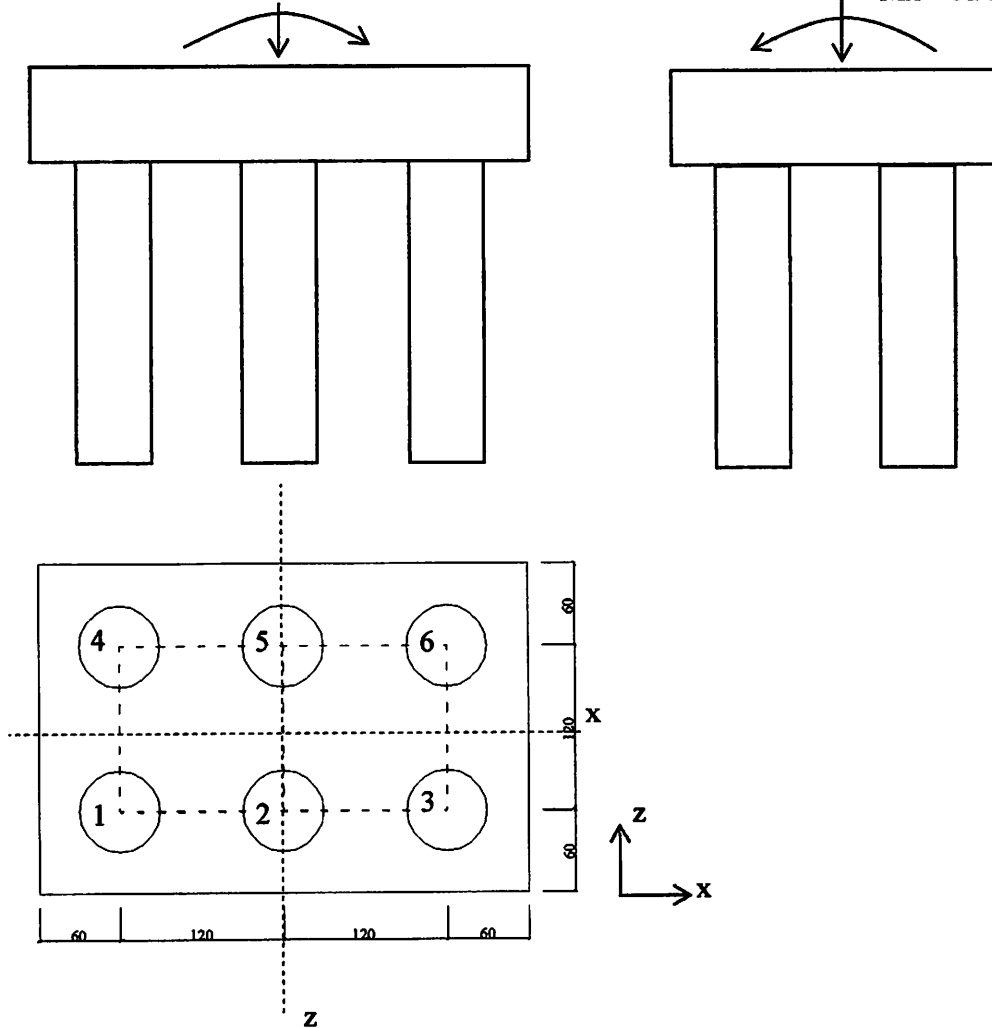
4.2.1.5 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1

(6 tiang)

$\Sigma V = 4728,244 \text{ kN}$ $M_z = 3000 \text{ kNm}$

$\Sigma V = 4728,244 \text{ kN}$

$M_x = 324,563 \text{ kNm}$



Gambar 4.7. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1 (6 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$P_{\text{total}} = \Sigma V = 4728,244 \text{ kN}$

$M_x = 324,563 \text{ kNm}$

$$Mz = 3000 \text{ kNm}$$

$$nx = 3$$

$$nz = 2$$

$$X_{\max} = 1,2 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-1,2) + (1,2) = 2,88 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -1,2 ; z_1 = -0,6)$$

$$P_1 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot -1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 72,884 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0 ; z_2 = -0,6)$$

$$P_2 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot 0}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 697,884 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 1,2 ; z_3 = -0,6)$$

$$P_3 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot 1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 1322,884 \text{ kN}$$

$$(x_4 = -1,2 ; z_4 = 0,6)$$

$$P_4 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot -1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 253,197 \text{ kN}$$

(x5 = 0 ; z5 = 0,6)

$$P5 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot 0}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 878,197 \text{ kN}$$

(x6 = 1,2 ; z6 = 0,6)

$$P6 = \frac{4728,244}{6} + \frac{3000 \cdot 1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{324,563 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 1503,197 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 1503,197 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

Sehingga untuk Tipe 1 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 60 cm kedalaman 6 m sesuai dengan perencanaan diatas (6 tiang).



4.2.1.6 Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 1

Diketahui :

$$P_{max} = 1503,197 \text{ kN}$$

$$P = V = 4440 \text{ kN}$$

$$M_x = 324,563 \text{ kNm}$$

$$M_z = 3000 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

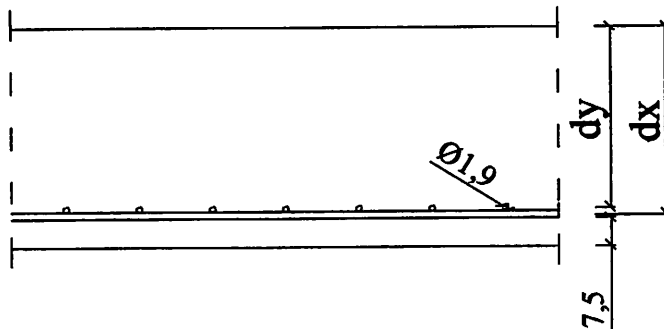
$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 500 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

$$\text{Tebal poer (H)} = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

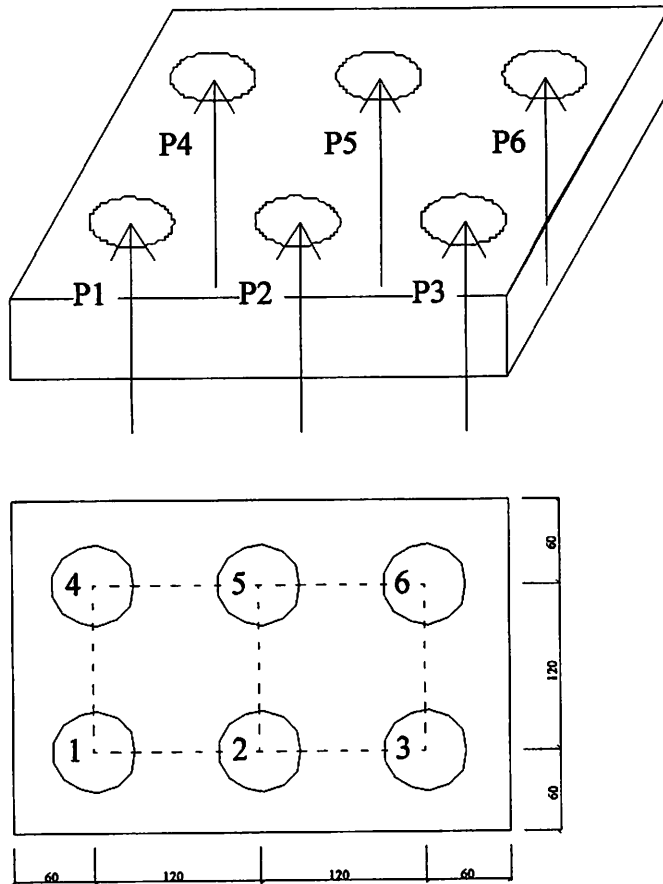
$$\text{Tulangan pokok} = \varnothing 19$$



Gambar 4.9. Sketsa penulangan poer

$$dx = 800 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 715,5 \text{ mm}$$

$$dy = 800 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 696,5 \text{ mm}$$



Gambar 4.10. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (6 tiang)

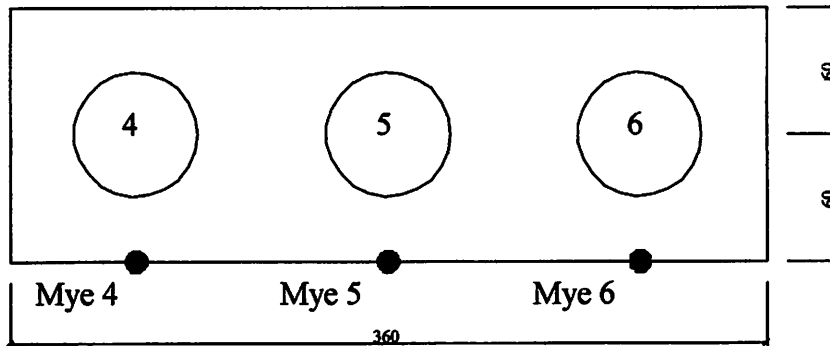
Perhitungan Momen :

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel P.2.3. (Pelat : Stiglet/Wipel: 209) didapat nilai M_y 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
M_y	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 4.11. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (6 tiang)

Diketahui nilai P untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P1 = 72,884 \text{ kN}$$

$$P2 = 697,884 \text{ kN}$$

$$P3 = 1322,884 \text{ kN}$$

$$P4 = 253,197 \text{ kN}$$

$$P5 = 878,197 \text{ kN}$$

$$P6 = 1503,197 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_4 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

$$\text{Mye} = 0,21$$

$$(Y/L)_5 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

$$\text{Mye} = 0,21$$

$$(Y/L)_6 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

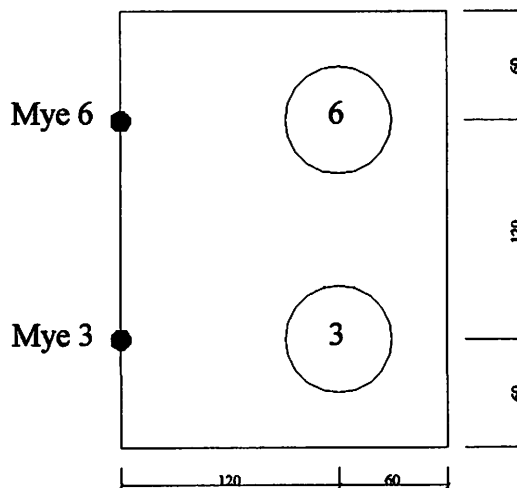
$$\text{Mye} = 0,21$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 4} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (253,197 \cdot 0,21) + (878,197 \cdot 0,21) + (1503,197 \cdot 0,21) \\
 &= 553,264 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 5} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (253,197 \cdot 0,21) + (878,197 \cdot 0,21) + (1503,197 \cdot 0,21) \\
 &= 553,264 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 6} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (253,197 \cdot 0,21) + (878,197 \cdot 0,21) + (1503,197 \cdot 0,21) \\
 &= 553,264 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.12. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (6 tiang)

$$(Y/L)_3 = \frac{1,2}{1,2 + 0,6} = 0,667$$

$$\text{Mye} = 0,18 + \left[\frac{0,667 - 0,6}{0,7 - 0,6} \times (0,14 - 0,18) \right] = 0,153$$

$$(Y/L)_6 = \frac{1,2}{1,2 + 0,6} = 0,667$$

$$M_{ye} = 0,18 + \left[\frac{0,667 - 0,6}{0,7 - 0,6} \times (0,14 - 0,18) \right] = 0,153$$

$$\begin{aligned} M_{ye\ 3} &= (P_3 \cdot M_{ye}) + (P_6 \cdot M_{ye}) \\ &= (1322,884 \cdot 0,153) + (1503,197 \cdot 0,153) \\ &= 433,332 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ye\ 6} &= (P_3 \cdot M_{ye}) + (P_6 \cdot M_{ye}) \\ &= (1322,884 \cdot 0,153) + (1503,197 \cdot 0,153) \\ &= 433,332 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$M_u = 553,264 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{553,264}{0,8} = 691,580 \text{ kNm} = 691580128,8 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 800 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 715,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{691580128,8}{1000 \cdot 715,5^2} = 1,351 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500} \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,351 \cdot 19,608}{500}} \right] \\ &= 0,003 \end{aligned}$$

$\rho \text{ min} = \rho \text{ perlu} < \rho \text{ max}$, maka digunakan $\rho \text{ perlu} = 0,003$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,003 \cdot 1000 \cdot 715,5 \\ &= 1987,250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1987,250}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 7,006 \approx 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2269,143 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ ada} = 2269,143 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1987,250 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, 8D19-125

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 20\% \cdot A_s \text{ perlu} \\ &= 20\% \cdot 1987,250 \\ &= 397,450 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{397,450}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,401 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 956,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 397,450 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, 3D19-300

2. Perhitungan penulangan poer arah y

$$\text{Mu} = 433,332 \text{ kNm}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{433,332}{0,8} = 541,666 \text{ kNm} = 541665563,3 \text{ Nmm}$$

$$\text{dy} = 800 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 696,5 \text{ mm}$$

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

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{b \cdot \text{dy}^2} = \frac{541665563,3}{1000 \cdot 696,5^2} = 1,117 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500}$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,117 \cdot 19,608}{500}} \right] \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,003 \cdot 1000 \cdot 696,5 \\ &= 1950,200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1950,200}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 6,878 \approx 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,857 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2026,020 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ ada} = 2026,020 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 1950,200 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, 7D19-140

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 20\% \cdot A_s \text{ perlu} \\ &= 20\% \cdot 1950,200 \\ &= 390,040 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D19

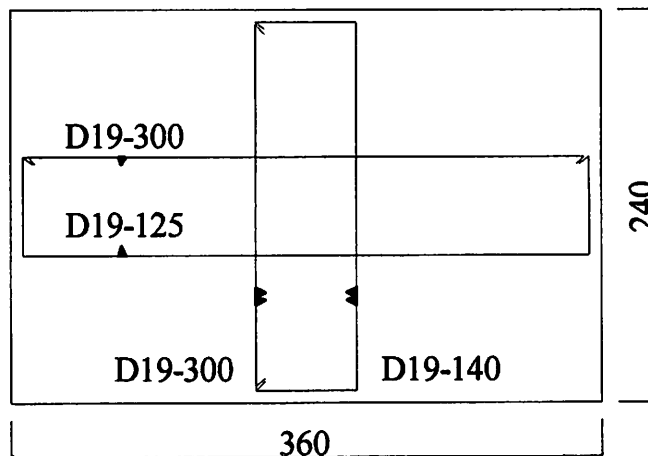
$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{390,040}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,375 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

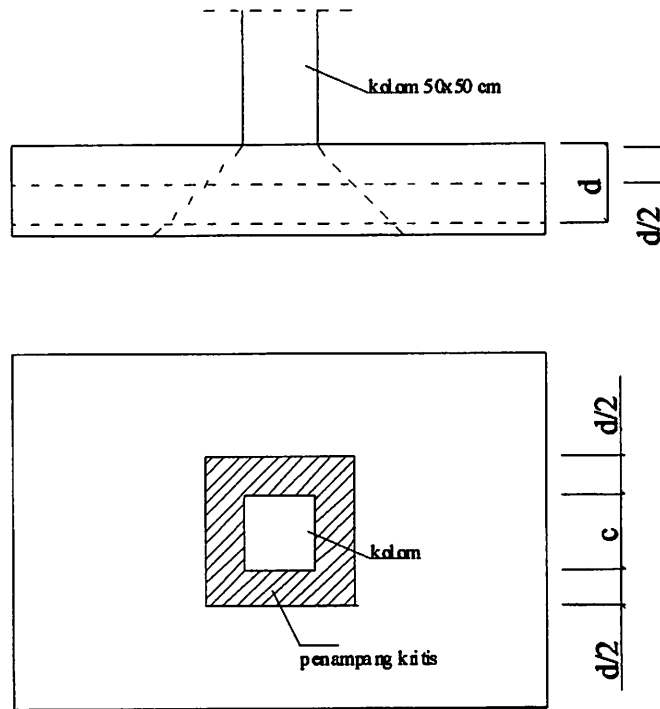
$$\text{As ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 390,040 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, 3D19-300



Gambar 4.13. Penulangan poer arah x dan y Tipe 1

3. Kontrol geser pons (gaya geser dua arah sumbu)



Gambar 4.14. Analisis geser dua arah pondasi Tipe 1

Diketahui :

$$V_u = P = 4440 \text{ kN} = 4440000 \text{ N}$$

$$P_{oer} = 3,6 \times 2,4 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\ &= 800 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 715,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom (c)} = 50/50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P / A \\ &= 4440000 / (3600 \cdot 2400) \\ &= 0,514 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 500 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 715,5 \\ &= 1215,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \cdot B' \\ &= 4 \cdot 1215,5 \\ &= 4862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \cdot (L^2 - B'^2) \\ &= 0,514 \cdot (2400^2 - 1215,5^2) \\ &= 2200759,872 \text{ N} \\ &= 2200,760 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_{c1} &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{0,85}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{6} \\ &= 9526979,359 \text{ N} \\ &= 9526,979 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 2 &= \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \left(\frac{40 \cdot 715,5}{4862} + 2 \right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{12} \\
 &= 12522367,22 \text{ N} \\
 &= 12522,367 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5 \\
 &= 6351319,573 \text{ N} \\
 &= 6351,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,6 \cdot 6351,320 \\
 &= 4763,490 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 2200,760 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 4763,490 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

Karena $V_u < \phi \cdot V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.2.1.7 Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 1

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{max} = 1503,197 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 4728,244 \text{ Kn}$$

$$M_z = 3000 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \varnothing \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan pokok} \\ &= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 94,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 600^2 \\ &= 282857,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 2% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - \text{Ast} &= 2\% \cdot A_g \\
 &= 2\% \cdot 282857,143 \\
 &= 5657,143 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{Ast}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d \text{ tulangan}^2} \\
 &= \frac{5657,143}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} \\
 &= 19,945 \sim 20 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{As}_{\text{ada}} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 20 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 5672,857 \text{ mm}^2 > \text{Ast} = 5657,143 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{As} &= \text{As}' = 0,5 \cdot \text{As ada} \\
 &= 0,5 \cdot 5672,857 \\
 &= 2828,571 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 411}{20} = 64,586 \text{ mm} \approx 65 \text{ mm}$$

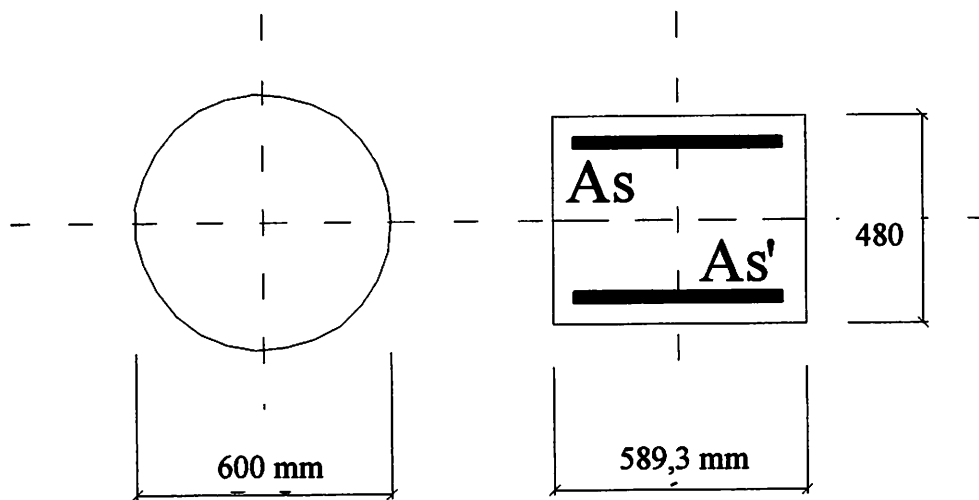
- Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 t_{\text{ek}} &= 0,8 \cdot D \text{ tiang} \\
 &= 0,8 \cdot 600 \\
 &= 480 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 600^2}{480} \\
 &= 589,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.15. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 480 - 94,5 \\
 &= 385,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_c &= \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{1503197}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 480} \\
 &= 188,939 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 385,5}{600 + 500} \\
 &= 178,732 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $a_c > a_b$, berarti penampang tiang pada kondisi beton tekan menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{max}} = \frac{3000000}{1503197} = 1,996 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{5657,143}{282857,143} = 0,02$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n \text{ perlu}}$)

$$P_{n \text{ perlu}} = \frac{\sum V}{\phi} = \frac{4728,244}{0,7} = 6754,634 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_{st} \cdot f_y}{(3 \cdot e/D_s) + 1,0} + \frac{A_g \cdot f_c'}{[9,6 \cdot D_{\text{tiang}} / 0,8 \cdot D_{\text{tiang}} + 0,67 \cdot D_s]^2 + 1,18} \\ &= \frac{5657,143 \cdot 500}{(3 \cdot 1,996/411) + 1,0} + \frac{282857,1429 \cdot 30}{[9,6 \cdot 600 / 0,8 \cdot 600 + 0,67 \cdot 411]^2 + 1,18} \\ &= 2933895,211 \text{ N} \\ &= 2933,895 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat kolom

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 2933,895 = 2053,727 \text{ kN} < P_{\text{max}} = 1503,197 \text{ kN}$$

- **Perencanaan tulangan spiral**

Direncanakan menggunakan tulangan spiral $\varnothing 10$ mm, $f_y = 240$ MPa.

$$\begin{aligned} \text{As spiral} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 78,571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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 jarak antar sengkang sebesar 300 mm.

Sehingga digunakan tulangan spiral praktis $\varnothing 10$ -300

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 20D19-65 dan tulangan spiral praktis $\varnothing 10$ -300.

4.2.1.8 Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 1

Penurunan pondasi tiang tunggal dihitung sebagai berikut :

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

dimana :

S : penurunan total di kepala tiang

D : diameter tiang

Q : beban kerja ($P_{max} = 1503,197 \text{ kN} = 150319,7 \text{ kg}$)

L : panjang tiang

E_p : modulus elastisitas tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{30} \text{ MPa} \\ &= 25742,96 \text{ N/mm}^2 \\ &= 257429,6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{60}{100} + \frac{150319,7 \cdot 470}{2828,571 \cdot 257429,6} \\ &= 0,697 \text{ cm} \\ &= 6,97 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2.2 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 2

4.2.2.1 Pondasi tiang tunggal

$$F_x = 1220 \text{ kN}$$

$$F_y = V = 3550 \text{ kN}$$

$$F_z = 164,087 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$

$$M_y = 14,212 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$

$$\text{Diameter tiang (D)} = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang tiang (A}_p) &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2 \\ &= 2828,571 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

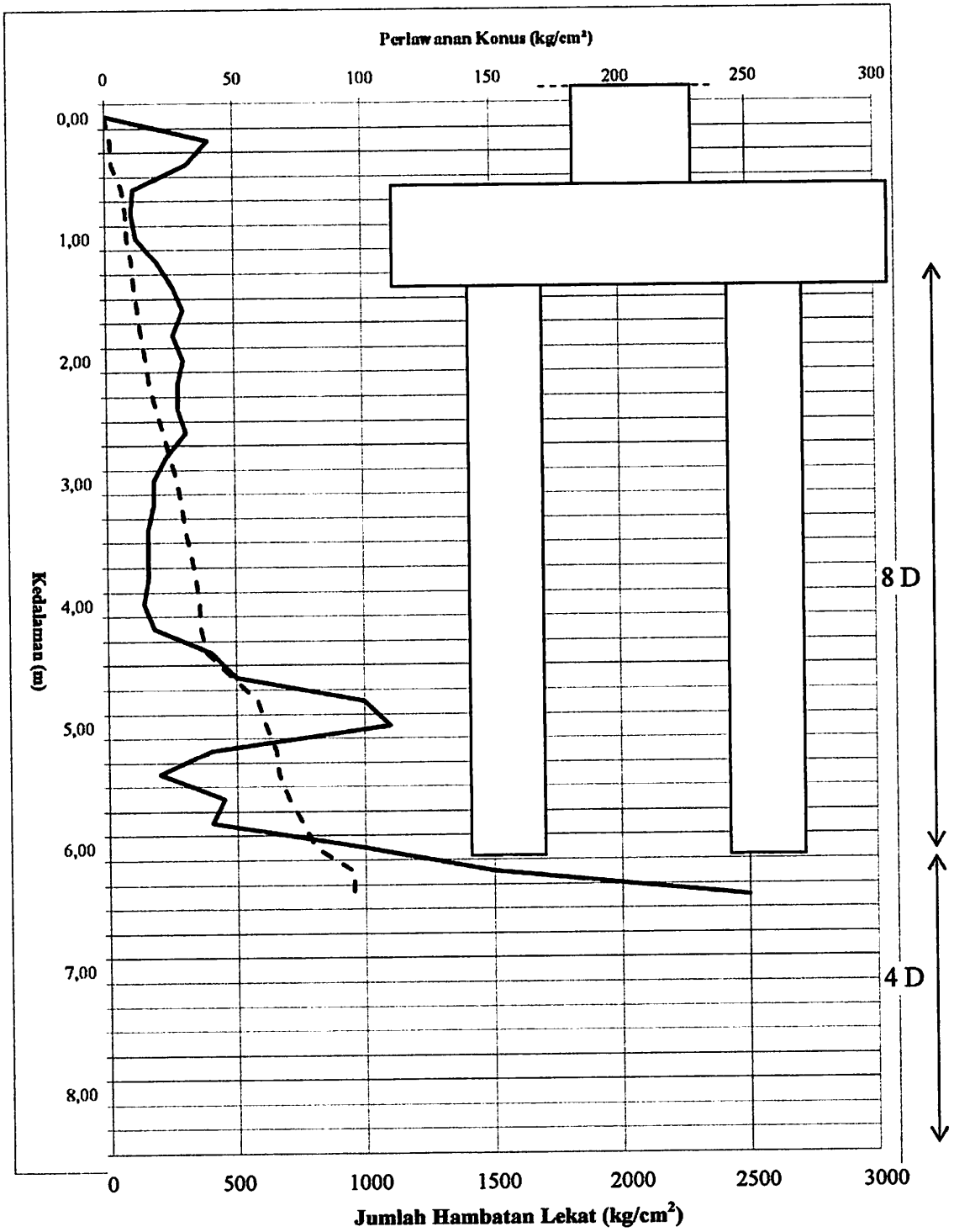
$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (p)} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,6 \\ &= 1,886 \text{ m} = 188,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Kedalaman tiang} = 6 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 4,7 \text{ m} = 470 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas selimut tiang (A}_s) &= p \cdot \text{panjang tiang} \\ &= 1,886 \cdot 4,7 \\ &= 8,863 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor keamanan (SF)} &= 2,5 \text{ (Tabel 2.1. untuk bangunan monumental} \\ &\quad \text{dengan pengendalian normal)} \end{aligned}$$



Gambar 4.16. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 2

Nilai q_c di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata $8D$ diatas dasar tiang hingga $0,7-4D$ dibawah dasar tiang.

$$6 - 8D = 6 - (8 \cdot 0,6) = 1,2 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai q_c sebesar :

Tabel 4.6. Perhitungan penetrasi konus (q_c) $8D$ diatas dasar tiang

Tipe 2

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm ²)
1	1,2	20
2	1,4	26
3	1,6	30
4	1,8	26
5	2	30
6	2,2	28
7	2,4	28
8	2,6	31
9	2,8	23
10	3	18
11	3,2	18
12	3,4	16
13	3,6	16
14	3,8	16
15	4	14
16	4,2	18
17	4,4	40
18	4,6	50
19	4,8	100
20	5	110
21	5,2	40
22	5,4	20
23	5,6	45
24	5,8	40
25	6	100
	Σ	903
	Rata-rata	36,120

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{n} = \frac{903}{25} = 36,120 \text{ kg/cm}^2$$

$$6 + 4D = 6 + (4 \cdot 0,6) = 8,4 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

Tabel 4.7. Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang

Tipe 2

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)
1	6	100
2	6,2	150
3	6,4	250
4	6,6	250
5	6,8	250
6	7	250
7	7,2	250
8	7,4	250
9	7,6	250
10	7,8	250
11	8	250
12	8,2	250
13	8,4	250
	Σ	3000
	Rata-rata	230,769

$$qc2 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{3000}{13} = 230,769 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang :

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{36,120 + 230,769}{2} = 133,44 \text{ kg/cm}^2$$

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

Tabel 4.8. Perhitungan gesekan selimut tiang (f_s) sepanjang tiang

Tipe 2

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)
1	120	102	
2	140	110	0,4
3	160	122	0,6
4	180	138	0,8
5	200	154	0,8
6	220	170	0,8
7	240	194	1,2
8	260	222	1,4
9	280	246	1,2
10	300	274	1,4
11	320	290	0,8
12	340	306	0,8
13	360	326	1
14	380	344	0,9
15	400	356	0,6
16	420	364	0,4
17	440	384	1
18	460	484	5
19	480	584	5
20	500	614	1,5
21	520	654	2
22	540	664	0,5
23	560	704	2
24	580	754	2,5
25	600	804	2,5
		Σ	35,1
		Rata-rata	1,4625

Perhitungan f_s masing-masing segmen kedalaman :

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

Contoh perhitungan : $f_{s2} = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{110 - 102}{140 - 120} = 0,4 \text{ kg/cm}^2$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$f_s = \frac{\sum f_s}{n} = \frac{35,1}{25} = 1,4625 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A \\ &= 133,44 \cdot 2828,571 \\ &= 377457,626 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot L \cdot p \\ &= 1,4625 \cdot 470 \cdot 188,571 \\ &= 129619,286 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= 377457,626 + 129619,286 \\ &= 507076,912 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{507076,912}{2,5} = 202830,765 \text{ kg} = 2028,308 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,2 \cdot f_c \\ &= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \sigma \cdot A \text{ tiang} \\
 &= 60 \cdot 2828,571 \\
 &= 169714,286 \text{ kg} \\
 &= 1697,143 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1697,143 kN (berdasarkan kekuatan bahan).

4.2.2.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{3550}{1697,143} = 2,092 \quad \sim \quad 3 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 3 buah tiang dengan susunan :

$$n \text{ (jumlah baris tiang)} \quad = -$$

$$m \text{ (jumlah tiang dalam baris)} \quad = -$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned}
 S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\
 &\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(3+1)-2} \\
 &\leq 1,284 \text{ m}
 \end{aligned}$$

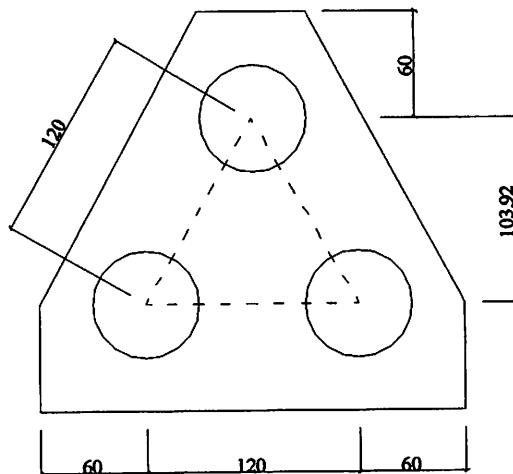
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.17. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (3 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$E_g = \frac{\text{keliling susunan pondasi kelompok}}{\text{jumlah tiang} \cdot \text{keliling tiang}}$$

$$= \frac{3 \cdot (S + D)}{3 \cdot p}$$

$$= \frac{S + D}{p}$$

$$= \frac{1 + 0,6}{1,886}$$

$$= 0,955 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

2. Formula Feld

$$E_g = 14/16 = 0,875 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga E_g yang terkecil yaitu 0,875.

- Daya dukung tiap kelompok

$$\begin{aligned} Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\ &= 0,875 \cdot 3 \cdot 1697,143 \\ &= 4455 \text{ kN} > V = 3550 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= [(3,899 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 9343,296 \text{ kg} = 93,433 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(3,899 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 3721,98 \text{ kg} = 37,2198 \text{ kN} \end{aligned}$$

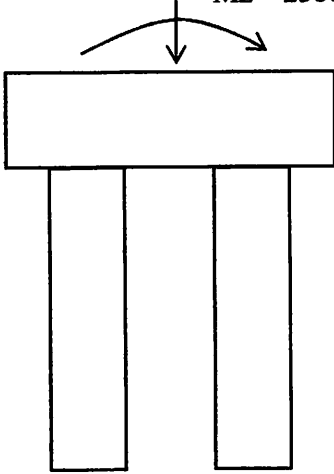
$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 3550 + 93,433 + 37,2198 \\ &= 3680,653 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 4455 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

4.2.2.3 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2

(3 tiang)

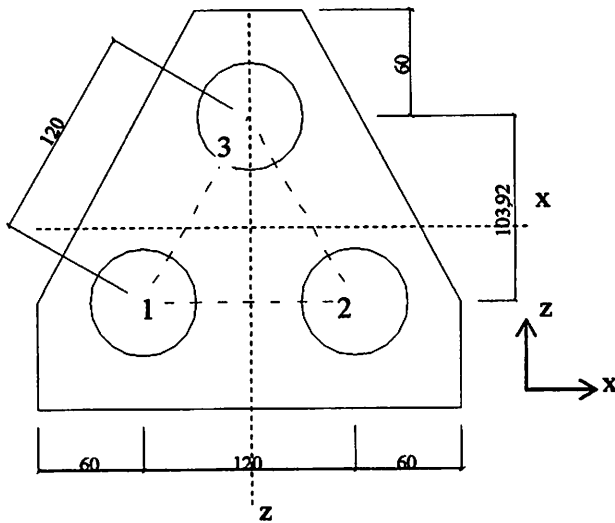
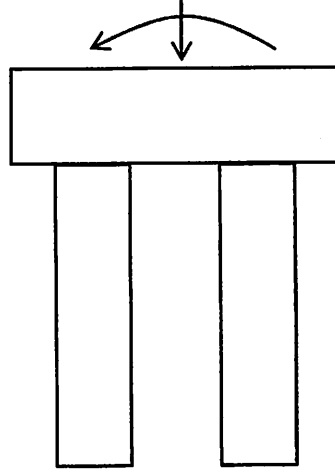
$$\Sigma V = 3680,653 \text{ kN}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$



$$\Sigma V = 3680,653 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$



Gambar 4.18. 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 :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3680,653 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$

$$n_x = 2$$

$$n_z = 1$$

$$X_{\text{max}} = 0,6$$

$$Z_{\text{max}} = 0,5196 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,6^2 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,5196^2 = 0,540 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,6 ; z_1 = -0,5196)$$

$$P_1 = \frac{3680,653}{3} + \frac{2380 \cdot -0,6}{1 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot -0,5196}{2 \cdot 0,54}$$
$$= -903,015 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,6 ; z_2 = -0,5196)$$

$$P_2 = \frac{3680,653}{3} + \frac{2380 \cdot 0,6}{1 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot -0,5196}{2 \cdot 0,54}$$
$$= 3063,652 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 0 ; z_3 = 0,5196)$$

$$P_3 = \frac{3680,653}{3} + \frac{2380 \cdot 0}{1 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot 0,5196}{2 \cdot 0,54}$$
$$= 1373,450 \text{ kN}$$

$$P_{\text{max}} = 3063,652 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN}$$

(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)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{3550}{1697,143} = 2,092 \quad \sim \quad 4 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 4 buah tiang dengan susunan :

$$n \text{ (jumlah baris tiang)} = 2 \text{ buah}$$

$$m \text{ (jumlah tiang dalam baris)} = 2 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n)-2} \\ &\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(2+2)-2} \\ &\leq 1,284 \text{ m} \end{aligned}$$

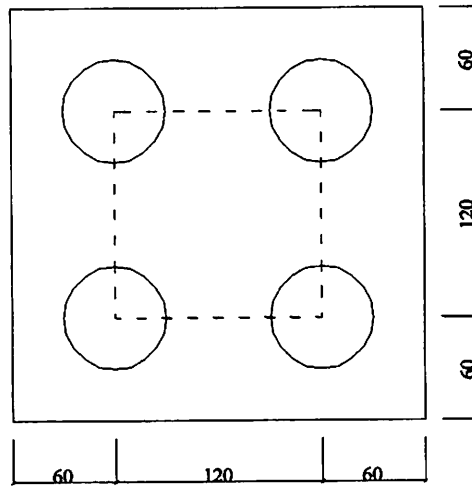
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.19. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (4 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

$$\begin{aligned}
 E_g &= \frac{2.(m+n-2).s+4D}{p.m.n} \\
 &= \frac{2.(2+2-2).1,2+4.0,6}{1,886.2.2} \\
 &= 0,955 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,6/1,2) = 26,565^\circ$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] . \theta \\
 &= 1 - \left[\frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \right] . 26,565^\circ \\
 &= 0,705 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\ &= 1 - \frac{0,6}{\pi \cdot 1,2 \cdot 2,2} \cdot [2 \cdot (2-1) + 2 \cdot (2-1) + (2-1) \cdot (2-1) \cdot \sqrt{2}] \\ &= 0,785 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} E_g &= \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\ &= \left[1 - \frac{36 \cdot 1,2 \cdot (2+2-2)}{(75 \cdot 1,2^2 - 7) \cdot (2+2-1)} \right] + \frac{0,3}{2+2} \\ &= 0,790 < 1 \quad (\text{memenuhi}) \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga E_g yang terkecil yaitu 0,705.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_{\text{tiang}} &= E_g \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\ &= 0,705 \cdot 4 \cdot 1697,143 \\ &= 4784,811 \text{ kN} > V = 3550 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 13631,04 \text{ kg} = 136,31 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 5620,2 \text{ kg} = 56,202 \text{ kN} \end{aligned}$$

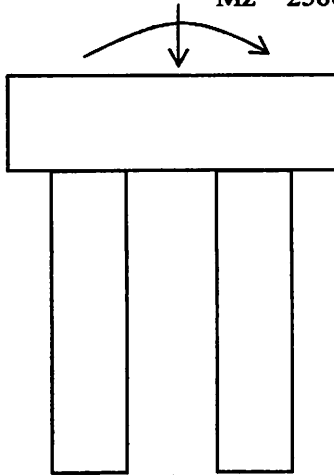
$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 3550 + 136,31 + 56,202 \\ &= 3742,512 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 4784,811 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

4.2.1.9 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1

(4 tiang)

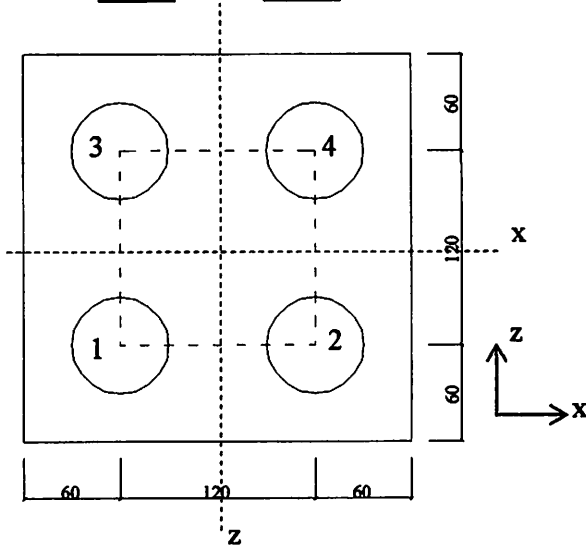
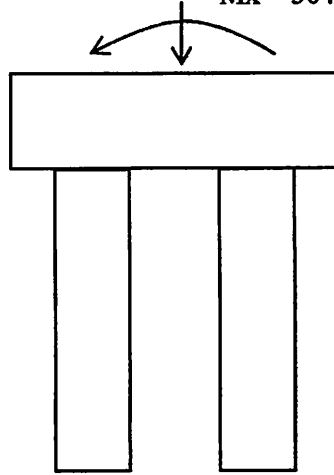
$$\Sigma V = 3742,512 \text{ kN}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$



$$\Sigma V = 3742,512 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$



Gambar 4.20. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (4 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n z \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n x \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3742,512 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$

$$Mz = 2380 \text{ kNm}$$

$$nx = 2$$

$$nz = 2$$

$$X_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,6 ; z_1 = -0,6)$$

$$P_1 = \frac{3742,512}{4} + \frac{2380 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= -182,964 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,6 ; z_2 = -0,6)$$

$$P_2 = \frac{3742,512}{4} + \frac{2380 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 1800,369 \text{ kN}$$

$$(x_3 = -0,6 ; z_3 = 0,6)$$

$$P_3 = \frac{3742,512}{4} + \frac{2380 \cdot -0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 70,887 \text{ kN}$$

$$(x_4 = 0,6 ; z_4 = 0,6)$$

$$P_4 = \frac{3742,512}{4} + \frac{2380 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72} + \frac{304,622 \cdot 0,6}{2 \cdot 0,72}$$
$$= 2054,221 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 2054,221 \text{ kN} > Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN}$$

(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)

$$n = \frac{V}{Q_{ijin}} = \frac{3550}{1697,143} = 2,092 \quad \sim \quad 6 \text{ buah tiang}$$

Dicoba penempatan 6 buah tiang dengan susunan :

$$n \text{ (jumlah baris tiang)} \quad = 2 \text{ buah}$$

$$m \text{ (jumlah tiang dalam baris)} \quad = 3 \text{ buah}$$

- Syarat jarak antar tiang (S)

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

$$\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 3 \cdot 2 - (2 \cdot 0,6)}{(3+2) - 2}$$

$$\leq 1,484 \text{ m}$$

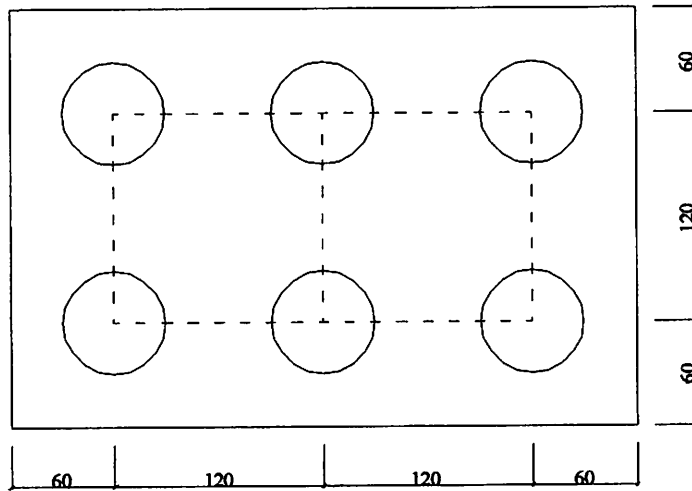
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.21. Jarak antar tiang bor Tipe 2 (6 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2.(3 + 2 - 2).1,2 + 4.0,6}{1,886.3.2}$$

$$= 0,848 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,6/1) = 26,565^\circ$

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

$$= 1 - \left[\frac{(2-1).3 + (3-1).2}{90.3.2} \right] . 26,565^\circ$$

$$= 0,656 < 1 \quad (\text{memenuhi})$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}Eg &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot [m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}] \\&= 1 - \frac{0,6}{\pi \cdot 1,2 \cdot 3 \cdot 2} \cdot [3 \cdot (2-1) + 2 \cdot (3-1) + (3-1) \cdot (2-1) \cdot \sqrt{2}] \\&= 0,739 < 1 \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}Eg &= \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\&= \left[1 - \frac{36 \cdot 1,2 \cdot (3+2-2)}{(75 \cdot 1,2^2 - 7) \cdot (3+2-1)} \right] + \frac{0,3}{3+2} \\&= 0,739 < 1 \quad (\text{memenuhi})\end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga Eg yang terkecil yaitu 0,656.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_{\text{tiang}} &= Eg \cdot n \cdot Q_{1\text{tiang}} \\&= 0,656 \cdot 6 \cdot 1697,143 \\&= 6676,277 \text{ kN} > V = 3550 \text{ kN} \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

$$\begin{aligned}\text{Berat poer} &= [(3,6 \cdot 2,4 \cdot 0,8) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\&= 20266,56 \text{ kg} = 202,666 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat tanah urug} &= [(3,6 \cdot 2,4 \cdot 0,8) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\&= 8557,8 \text{ kg} = 85,578 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\&= 3550 + 202,666 + 85,578 \\&= 3838,244 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 6676,277 \text{ kN} \quad (\text{aman})\end{aligned}$$

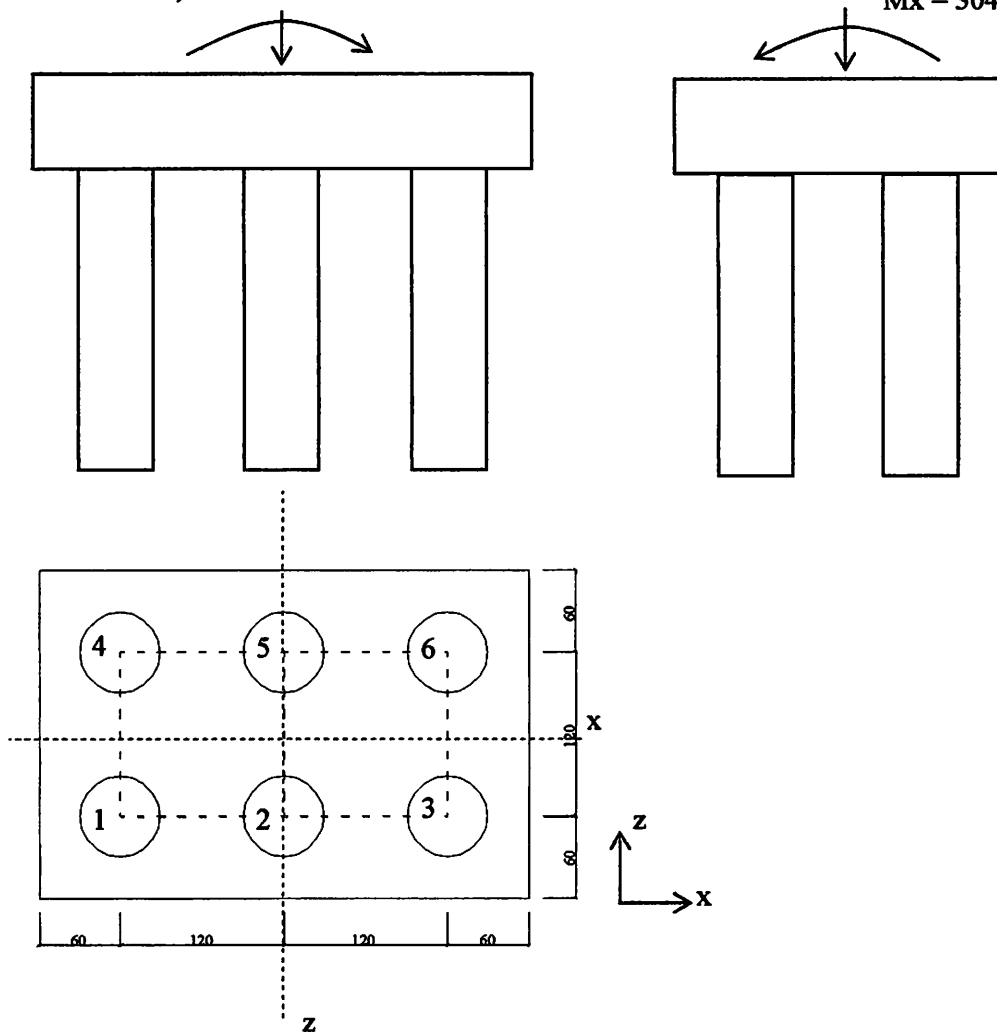
4.2.1.10 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 1

(6 tiang)

$$\Sigma V = 3838,244 \text{ kN} \quad M_z = 2380 \text{ kNm}$$

$$\Sigma V = 3838,244 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$



Gambar 4.22. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 3838,244 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$

$$Mz = 2380 \text{ kNm}$$

$$n_x = 3$$

$$n_z = 2$$

$$X_{\max} = 1,2 \text{ m}$$

$$Z_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = (-1,2) + (1,2) = 2,88 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -1,2 ; z_1 = -0,6)$$

$$P_1 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot -1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 59,257 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0 ; z_2 = -0,6)$$

$$P_2 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot 0}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 555,090 \text{ kN}$$

$$(x_3 = 1,2 ; z_3 = -0,6)$$

$$P_3 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot 1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot -0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 1050,923 \text{ kN}$$

$$(x_4 = -1,2 ; z_4 = 0,6)$$

$$P_4 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot -1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$
$$= 228,491 \text{ kN}$$

(x5 = 0 ; z5 = 0,6)

$$P5 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot 0}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 724,324 \text{ kN}$$

(x6 = 1,2 ; z6 = 0,6)

$$P6 = \frac{3838,244}{6} + \frac{2380 \cdot 1,2}{2 \cdot 2,88} + \frac{304,622 \cdot 0,6}{3 \cdot 0,72}$$

$$= 1220,158 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 1220,158 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN} \quad (\text{aman})$$

Sehingga untuk Tipe 2 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 60 cm kedalaman 6 m sesuai dengan perencanaan diatas (6 tiang).



4.2.2.4 Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 2

Diketahui :

$$P_{max} = 1220,158 \text{ kN}$$

$$P = V = 3550 \text{ kN}$$

$$M_x = 304,622 \text{ kNm}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } (f_y) = 500 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

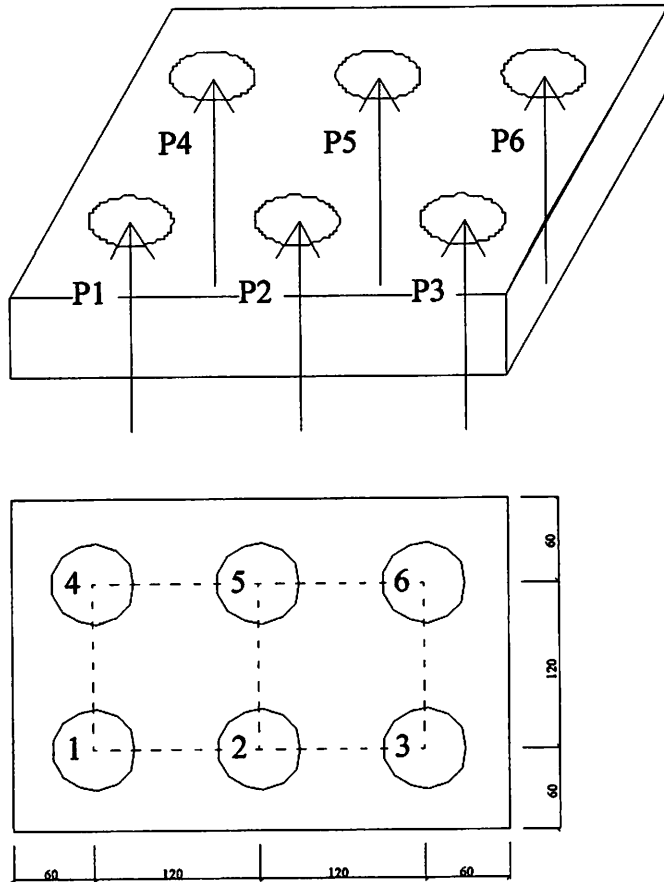
$$\text{Tebal poer } (H) = 80 \text{ cm} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \varnothing 19$$

$$d_x = 800 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 715,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 800 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 696,5 \text{ mm}$$

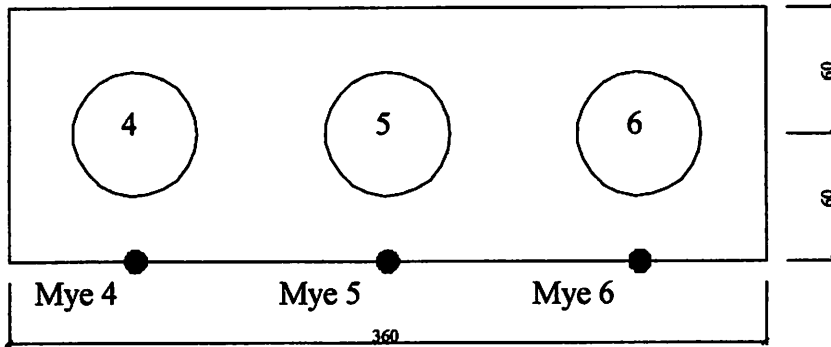


Gambar 4.23. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer Tipe 2(6 tiang)

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 M_y dengan cara interpolasi. (Tabel 4.5.)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.24. Momen arah x akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)

Diketahui nilai P untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P1 = 59,257 \text{ kN}$$

$$P2 = 555,090 \text{ kN}$$

$$P3 = 1050,923 \text{ kN}$$

$$P4 = 228,491 \text{ kN}$$

$$P5 = 724,324 \text{ kN}$$

$$P6 = 1220,158 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_4 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_5 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

$$Mye = 0,21$$

$$(Y/L)_6 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

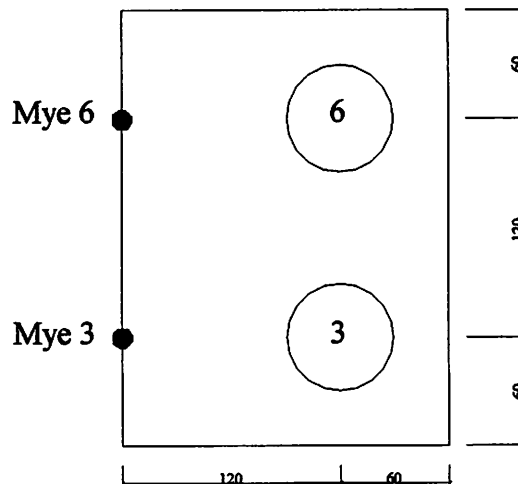
$$Mye = 0,21$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 4} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (228,491 \cdot 0,21) + (724,324 \cdot 0,21) + (1220,158 \cdot 0,21) \\
 &= 456,324 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 5} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (228,491 \cdot 0,21) + (724,324 \cdot 0,21) + (1220,158 \cdot 0,21) \\
 &= 456,324 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mxe 6} &= (P4 \cdot \text{Mye}) + (P5 \cdot \text{Mye}) + (P6 \cdot \text{Mye}) \\
 &= (228,491 \cdot 0,21) + (724,324 \cdot 0,21) + (1220,158 \cdot 0,21) \\
 &= 456,324 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.25. Momen arah y akibat reaksi tiang bor Tipe 2 (6 tiang)

$$(Y/L)_3 = \frac{1,2}{1,2 + 0,6} = 0,667$$

$$\text{Mye} = 0,18 + \left[\frac{0,667 - 0,6}{0,7 - 0,6} \times (0,14 - 0,18) \right] = 0,153$$

$$(Y/L)_6 = \frac{1,2}{1,2 + 0,6} = 0,667$$

$$M_{ye} = 0,18 + \left[\frac{0,667 - 0,6}{0,7 - 0,6} \times (0,14 - 0,18) \right] = 0,153$$

$$\begin{aligned} M_{ye\ 3} &= (P_3 \cdot M_{ye}) + (P_6 \cdot M_{ye}) \\ &= (1050,923 \cdot 0,153) + (1220,158 \cdot 0,153) \\ &= 348,232 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ye\ 6} &= (P_3 \cdot M_{ye}) + (P_6 \cdot M_{ye}) \\ &= (1050,923 \cdot 0,153) + (1220,158 \cdot 0,153) \\ &= 348,232 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$M_u = 456,324 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{456,324}{0,8} = 570,406 \text{ kNm} = 570405535 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 800 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 715,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_x^2} = \frac{570405535}{1000 \cdot 715,5^2} = 1,114 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500} \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,114 \cdot 19,608}{500}} \right] \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,003$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,003 \cdot 1000 \cdot 715,5 \\ &= 2003,400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2003,4}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 7,063 \approx 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{125} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2269,143 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ ada} = 2269,143 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 2003,4 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, 8D19-125

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} A_s \text{ tekan} &= 20\% \cdot A_s \text{ perlu} \\ &= 20\% \cdot 2003,4 \\ &= 400,680 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{400,680}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,413 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 400,680 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, 3D19-300

2. Perhitungan penulangan poer arah y

$$M_u = 348,232 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{348,232}{0,8} = 435,291 \text{ kNm} = 435290563,3 \text{ Nmm}$$

$$d_y = 800 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 696,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d_y^2} = \frac{435290563,3}{1000 \cdot 696,5^2} = 0,897 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500}$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,897 \cdot 19,608}{500}} \right] \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

$\rho \text{ perlu} < \rho \text{ min} < \rho \text{ max}$, maka digunakan $\rho \text{ min} = 0,003$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d_x \\ &= 0,003 \cdot 1000 \cdot 696,5 \\ &= 1950,200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1950,200}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 6,878 \approx 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,857 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2026,020 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 2026,020 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1950,200 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, 7D19-140

Perhitungan tulangan tekan

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \cdot \text{As perlu} \\ &= 20\% \cdot 1950,200 \\ &= 390,040 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D19

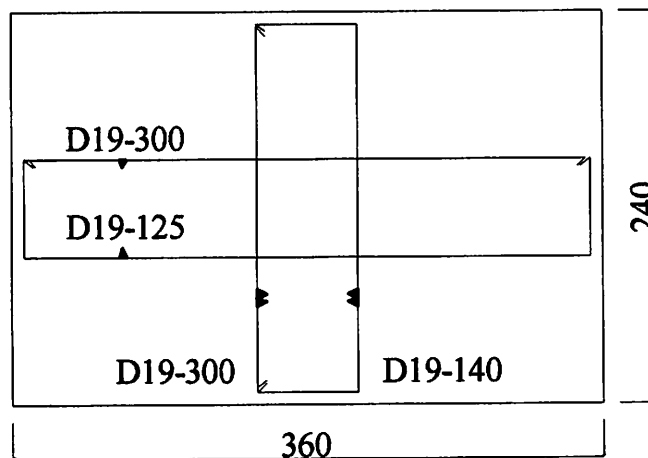
$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{390,040}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,375 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

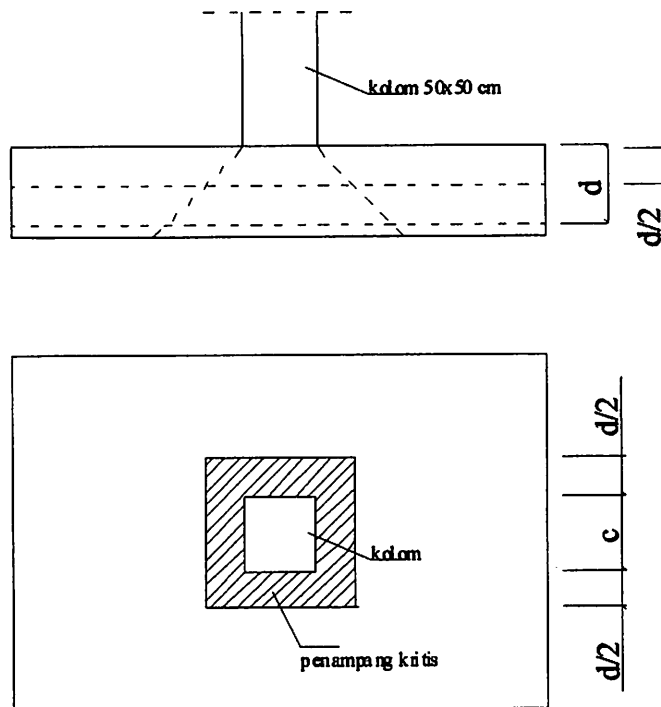
$$\text{As ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 390,040 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, 3D19-300



Gambar 4.26. Penulangan poer arah x dan y Tipe 2

3. Kontrol geser pons (gaya geser dua arah sumbu)



Gambar 4.27. Analisis geser dua arah pondasi Tipe 2

Diketahui :

$$V_u = P = 3550 \text{ kN} = 3550000 \text{ N}$$

$$P_{oer} = 3,6 \times 2,4 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\ &= 800 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 715,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom (c)} = 50/50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P / A \\ &= 3550000 / (3600 \cdot 2400) \\ &= 0,411 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 500 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 715,5 \\ &= 1215,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned} bo &= 4 \cdot B' \\ &= 4 \cdot 1215,5 \\ &= 4862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} Vu &= \sigma \cdot (L^2 - B'^2) \\ &= 0,411 \cdot (2400^2 - 1215,5^2) \\ &= 1759616,564 \text{ N} \\ &= 1759,617 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} Vc 1 &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{0,85}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{6} \\ &= 9526979,359 \text{ N} \\ &= 9526,979 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 2 &= \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \left(\frac{40 \cdot 715,5}{4862} + 2 \right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{12} \\
 &= 12522367,22 \text{ N} \\
 &= 12522,367 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5 \\
 &= 6351319,573 \text{ N} \\
 &= 6351,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,6 \cdot 6351,320 \\
 &= 4763,490 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 1759,617 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 4763,490 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

Karena $V_u < \phi \cdot V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.2.2.5 Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 2

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{\max} = 1220,158 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 3838,244 \text{ Kn}$$

$$M_z = 2380 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \varnothing \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing \text{ tulangan pokok} \\ &= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 94,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 600^2 \\ &= 282857,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

- $A_{st} = 1\% \cdot A_g$
 $= 1\% \cdot 282857,143$
 $= 2828,571 \text{ mm}^2$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_{\text{tulangan}}^2}$$

$$= \frac{2828,571}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2}$$

$$= 9,972 \sim 10 \text{ tulangan}$$

- $A_{S_{ada}} = n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$
 $= 10 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2$
 $= 2836,429 \text{ mm}^2 > A_{st} = 2828,571 \text{ mm}^2$

- $A_s = A_{s'} = 0,5 \cdot A_{s_{ada}}$
 $= 0,5 \cdot 2828,571$
 $= 1414,286 \text{ mm}^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 411}{10} = 129,171 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

- Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Tebal penampang segi empat ekivalen

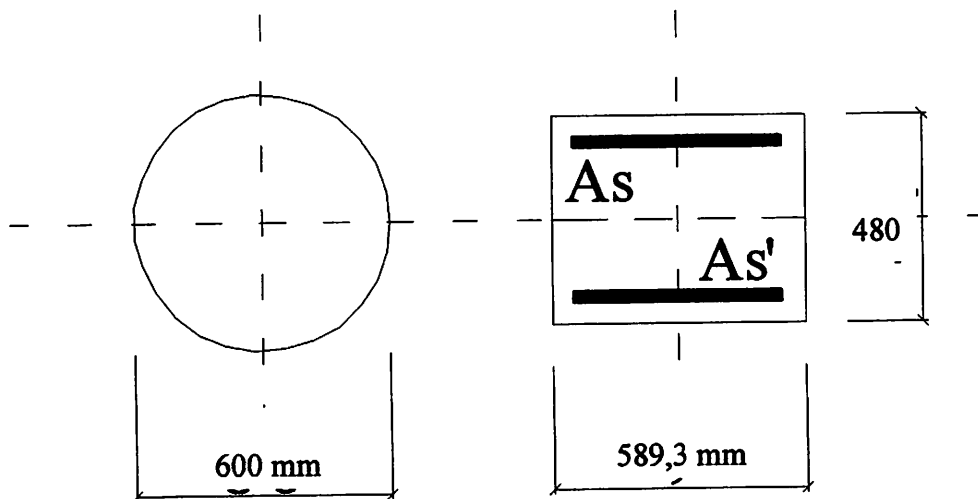
$$t_{ek} = 0,8 \cdot D \text{ tiang}$$

$$= 0,8 \cdot 600$$

$$= 480 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 600^2}{480} \\
 &= 589,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.28. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 480 - 94,5 \\
 &= 385,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_c &= \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{1220158}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 480} \\
 &= 153,363 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 385,5}{600 + 500} \\
 &= 178,732 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $a_c < a_b$, berarti penampang tiang pada kondisi tulangan tarik menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{max}} = \frac{2380000}{1220158} = 1,951 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2828,571}{282857,143} = 0,01$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n \text{ perlu}}$)

$$P_{n \text{ perlu}} = \frac{\sum V}{\phi} = \frac{3838,244}{0,7} = 5483,205 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tarik

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot D_{\text{tiang}}^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{D_{\text{tiang}}} \right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D_{\text{eff}}}{2,5 \cdot D_{\text{tiang}}} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{D_{\text{tiang}}} - 0,38 \right)} \right) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 600^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot 1,951}{600} \right)^2 + \frac{0,01 \cdot 19,608 \cdot 411}{2,5 \cdot 600} - \left(\frac{0,85 \cdot 1,951}{600} - 0,38 \right)} \right) \\ &= 5590994,218 \text{ N} \\ &= 5590,994 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat kolom

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 5590,994 = 3913,696 \text{ kN} > P_{\text{max}} = 1220,158 \text{ kN}$$

- Perencanaan tulangan spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral $\varnothing 10$ mm, $f_y = 240$ MPa.

$$\begin{aligned} \text{As spiral} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 78,571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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 10D19-130 dan tulangan spiral praktis $\varnothing 10-300$.

4.2.2.6 Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 2

Penurunan pondasi tiang tunggal dihitung sebagai berikut :

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

dimana :

S : penurunan total di kepala tiang

D : diameter tiang

Q : beban kerja ($P_{max} = 1220,158 \text{ kN} = 122015,8 \text{ kg}$)

L : panjang tiang

E_p : modulus elastisitas tiang

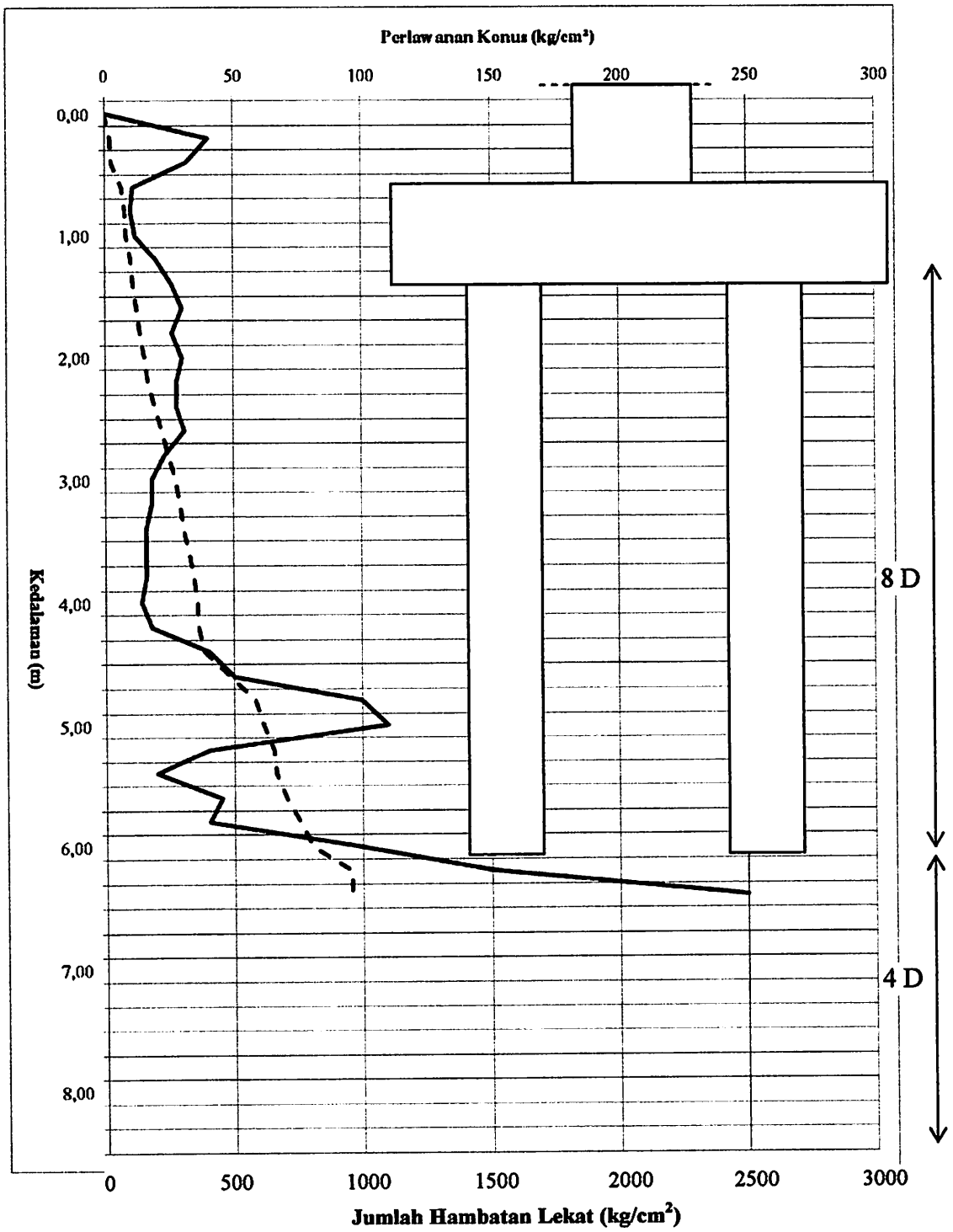
$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{30} \text{ MPa} \\ &= 25742,96 \text{ N/mm}^2 \\ &= 257429,6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{60}{100} + \frac{122015,8 \cdot 470}{2828,571 \cdot 257429,6} \\ &= 0,679 \text{ cm} \\ &= 6,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2.3 Perencanaan pondasi tiang bor Tipe 3

4.2.3.1 Pondasi tiang tunggal

$$\begin{aligned}F_x &= 1730 \text{ kN} \\F_y = V &= 2310 \text{ kN} \\F_z &= 166,148 \text{ kN} \\M_x &= 325,847 \text{ kNm} \\M_y &= 0,235 \text{ kNm} \\M_z &= 3,04 \text{ kNm} \\ \text{Diameter tiang (D)} &= 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m} \\ \text{Luas penampang tiang (A}_p\text{)} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2 \\ &= 2828,571 \text{ cm}^2 \\ \text{Keliling tiang (p)} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,6 \\ &= 1,886 \text{ m} = 188,6 \text{ cm} \\ \text{Kedalaman tiang} &= 6 \text{ m} \\ \text{Panjang tiang (L)} &= 4,7 \text{ m} = 470 \text{ cm} \\ \text{Luas selimut tiang (A}_s\text{)} &= p \cdot \text{panjang tiang} \\ &= 1,886 \cdot 4,7 \\ &= 8,863 \text{ m}^2 \\ \text{Faktor keamanan (SF)} &= 2,5 \text{ (Tabel 2.1. untuk bangunan monumental} \\ &\quad \text{dengan pengendalian normal)}\end{aligned}$$



Gambar 4.29. Grafik hasil sondir titik SD-3 dan penempatan kedalaman pondasi tiang bor Tipe 3

Nilai q_c di sekitar dasar tiang dihitung rata-rata $8D$ diatas dasar tiang hingga $0,7-4D$ dibawah dasar tiang.

$$6 - 8D = 6 - (8 \cdot 0,6) = 1,2 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai q_c sebesar :

Tabel 4.9. Perhitungan penetrasi konus (q_c) $8D$ diatas dasar tiang

Tipe 3

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm ²)
1	1,2	20
2	1,4	26
3	1,6	30
4	1,8	26
5	2	30
6	2,2	28
7	2,4	28
8	2,6	31
9	2,8	23
10	3	18
11	3,2	18
12	3,4	16
13	3,6	16
14	3,8	16
15	4	14
16	4,2	18
17	4,4	40
18	4,6	50
19	4,8	100
20	5	110
21	5,2	40
22	5,4	20
23	5,6	45
24	5,8	40
25	6	100
	Σ	903
	Rata-rata	36,120

$$q_{c1} = \frac{\Sigma q_c}{n} = \frac{903}{25} = 36,120 \text{ kg/cm}^2$$

$$6 + 4D = 6 + (4 \cdot 0,6) = 8,4 \text{ m}$$

Pada kedalaman tersebut didapat nilai qc sebesar :

Tabel 4.10. Perhitungan penetrasi konus (qc) 4D dibawah dasar tiang

Tipe 3

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm ²)
1	6	100
2	6,2	150
3	6,4	250
4	6,6	250
5	6,8	250
6	7	250
7	7,2	250
8	7,4	250
9	7,6	250
10	7,8	250
11	8	250
12	8,2	250
13	8,4	250
	Σ	3000
	Rata-rata	230,769

$$qc2 = \frac{\sum qc}{n} = \frac{3000}{13} = 230,769 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga didapat nilai qc di sekitar dasar tiang :

$$qp = \frac{qc1 + qc2}{2} = \frac{36,120 + 230,769}{2} = 133,44 \text{ kg/cm}^2$$

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

Tabel 4.11. Perhitungan gesekan selimut tiang (f_s) sepanjang tiang

Tipe 3

No.	Kedalaman (cm)	JHL (kg/cm ²)	f_s (kg/cm ²)
1	120	102	
2	140	110	0,4
3	160	122	0,6
4	180	138	0,8
5	200	154	0,8
6	220	170	0,8
7	240	194	1,2
8	260	222	1,4
9	280	246	1,2
10	300	274	1,4
11	320	290	0,8
12	340	306	0,8
13	360	326	1
14	380	344	0,9
15	400	356	0,6
16	420	364	0,4
17	440	384	1
18	460	484	5
19	480	584	5
20	500	614	1,5
21	520	654	2
22	540	664	0,5
23	560	704	2
24	580	754	2,5
25	600	804	2,5
		Σ	35,1
		Rata-rata	1,4625

Perhitungan f_s masing-masing segmen kedalaman :

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

Contoh perhitungan : $f_{s2} = \frac{JHL_2 - JHL_1}{L_2 - L_1} = \frac{110 - 102}{140 - 120} = 0,4 \text{ kg/cm}^2$

Sehingga didapat nilai gesekan selimut sepanjang tiang :

$$f_s = \frac{\sum f_s}{n} = \frac{35,1}{25} = 1,4625 \text{ kg/cm}^2$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan tanah :

1. Daya dukung ujung

$$\begin{aligned} Q_p &= q_p \cdot A \\ &= 133,44 \cdot 2828,571 \\ &= 377457,626 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= f_s \cdot L \cdot p \\ &= 1,4625 \cdot 470 \cdot 188,571 \\ &= 129619,286 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Daya dukung pondasi tiang bor

$$\begin{aligned} Q_u &= 377457,626 + 129619,286 \\ &= 507076,912 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung satu tiang yang diijinkan

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{507076,912}{2,5} = 202830,765 \text{ kg} = 2028,308 \text{ kN}$$

Daya dukung tiang yang diijinkan berdasarkan kekuatan bahan :

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,2 \cdot f'_c \\ &= 0,2 \cdot 300 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \sigma \cdot A \text{ tiang} \\
 &= 60 \cdot 2828,571 \\
 &= 169714,286 \text{ kg} \\
 &= 1697,143 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 1697,143 kN (berdasarkan kekuatan bahan).

4.2.3.2 Pondasi tiang kelompok

- Jumlah tiang dalam 1 poer (n)

$$n = \frac{V}{Q \text{ ijin}} = \frac{2310}{1697,143} = 1,361 \quad \sim \quad 2 \text{ buah tiang}$$

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)

$$\begin{aligned}
 S &\leq \frac{1,57 \cdot D \cdot m \cdot n - 2D}{(m+n) - 2} \\
 &\leq \frac{1,57 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 1 - (2 \cdot 0,6)}{(2+1) - 2} \\
 &\leq 0,684 \text{ m}
 \end{aligned}$$



1997-1998
 1998-1999
 1999-2000
 2000-2001

giant (2) and (3) ...
 may be ...

...
 ...

$$\frac{1}{1-x} = \sum_{n=0}^{\infty} x^n$$

...
 ...

...
 ...

...
 ...

...
 ...

$$\frac{1}{1-x} = \sum_{n=0}^{\infty} x^n$$

$$\frac{1}{1-x} = \sum_{n=0}^{\infty} x^n$$

...
 ...



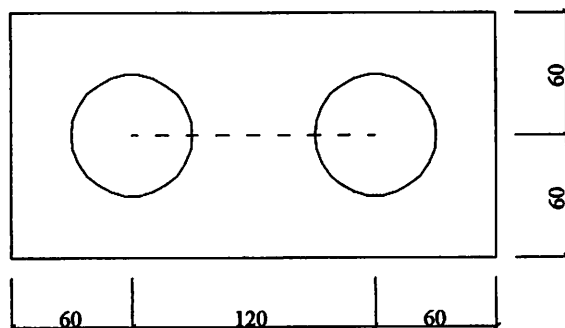
- Kontrol jarak antar tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$2 \cdot 0,6 \leq S \leq 3 \cdot 0,6$$

$$1,2 \text{ m} \leq S \leq 1,8 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 1,2 m



Gambar 4.30. Jarak antar tiang bor Tipe 3 (2 tiang)

- Efisiensi kelompok tiang

1. Formula sederhana

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

$$= \frac{2 \cdot (2 + 1 - 2) \cdot 1,2 + 4 \cdot 0,6}{1,886 \cdot 2 \cdot 1}$$

$$= 1,273 > 1 \quad \text{(tidak memenuhi)}$$

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana : $\theta = \tan^{-1} (D/s) = \tan^{-1} (0,6/1,2) = 26,565^\circ$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \right] . \theta \\
 &= 1 - \left[\frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 26,565^\circ \\
 &= 0,852 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

3. Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} . [m.(n-1) + n.(m-1) + (m-1).(n-1).\sqrt{2}] \\
 &= 1 - \frac{0,6}{\pi.1,2.2.1} . [2.(1-1) + 1.(2-1) + (2-1).(1-1).\sqrt{2}] \\
 &= 0,920 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

4. Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}
 E_g &= \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\
 &= \left[1 - \frac{36.1,2.(2+1-2)}{(75.1,2^2-7).(2+1-1)} \right] + \frac{0,3}{2+1} \\
 &= 0,886 < 1 \quad \text{(memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas, diambil harga E_g yang terkecil yaitu 0,852.

- Daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= E_g . n . Q_{1\text{tiang}} \\
 &= 0,852 . 2 . 1697,143 \\
 &= 2893,346 \text{ kN} > V = 2310 \text{ kN} \quad \text{(aman)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol ΣV dimana $\Sigma V = (V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug}) < Q_{\text{tiang}}$

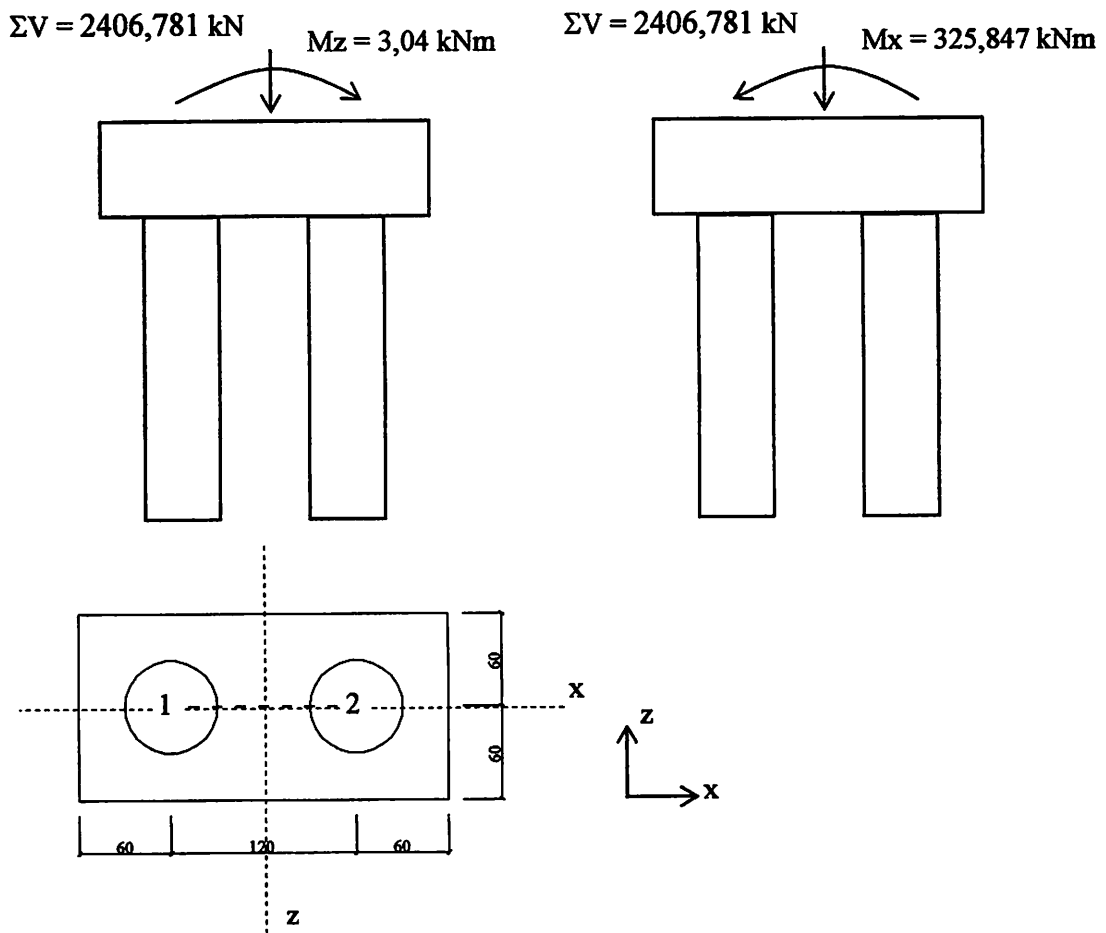
$$\begin{aligned}
 \text{Berat poer} &= [(2,4 . 1,2 . 0,8) + (0,5 . 0,5 . 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\
 &= 6995,52 \text{ kg} = 69,955 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(2,4 \cdot 1,2 \cdot 0,8) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 2682,6 \text{ kg} = 26,826 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} \\ &= 2310 + 69,955 + 26,826 \\ &= 2406,781 \text{ kN} < Q_{\text{tiang kelompok}} = 2893,346 \text{ kN} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

4.2.2.7 Perhitungan beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3

(2 tiang)



Gambar 4.31. Beban yang diterima pondasi tiang bor Tipe 3 (2 tiang)

Mencari beban tiang maksimum :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{Mz \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma z^2}$$

dimana :

$$P_{\text{total}} = \Sigma V = 2406,781 \text{ kN}$$

$$Mx = 325,847 \text{ kNm}$$

$$Mz = 3,04 \text{ kNm}$$

$$nx = 2$$

$$nz = 1$$

$$X_{\max} = 0,6 \text{ m}$$

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

$$\Sigma x^2 = (-0,6^2) + (0,6^2) = 0,72 \text{ m}^2$$

$$\Sigma z^2 = (-0) + (0^2) = 0 \text{ m}^2$$

sehingga :

$$(x_1 = -0,6 ; z_1 = 0)$$

$$P_1 = \frac{2406,781}{2} + \frac{3,04 \cdot -0,6}{1 \cdot 0,72} + \frac{325,847 \cdot 0}{2 \cdot 0}$$
$$= 1200,857 \text{ kN}$$

$$(x_2 = 0,6 ; z_2 = 0)$$

$$P_2 = \frac{2406,781}{2} + \frac{3,04 \cdot 0,6}{1 \cdot 0,72} + \frac{325,847 \cdot 0}{2 \cdot 0}$$
$$= 1205,924 \text{ kN}$$

$$P_{\max} = 1205,924 \text{ kN} < Q_{\text{tiang}} = 1697,143 \text{ kN}$$

(aman)

Sehingga untuk Tipe 3 dapat digunakan pondasi tiang bor dengan diameter 60 cm kedalaman 6 m sesuai dengan perencanaan diatas (2 tiang).

4.2.3.4 Perhitungan penulangan poer pondasi tiang bor Tipe 3

Diketahui :

$$P_{\max} = 1205,924 \text{ kN}$$

$$P = V = 2310 \text{ kN}$$

$$M_x = 325,847 \text{ kNm}$$

$$M_z = 3,04 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 30 \text{ MPa}$$

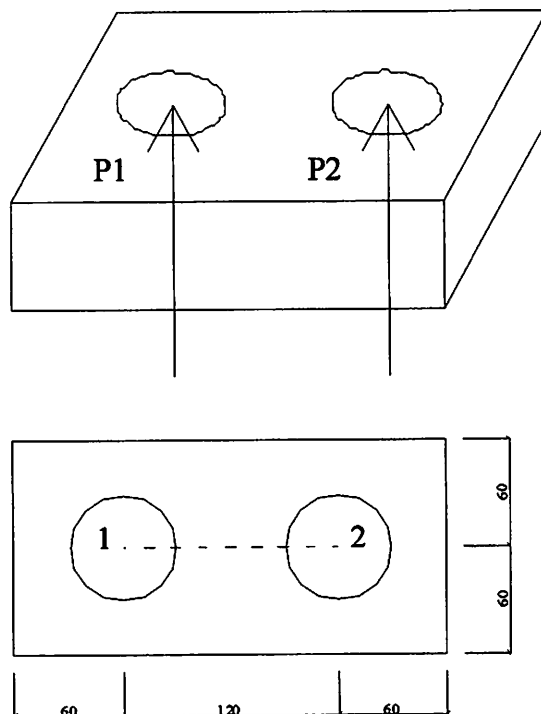
$$\text{Mutu baja tulangan } (f_y) = 500 \text{ MPa}$$

Direncanakan :

$$\text{Tebal poer } (H) = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \varnothing 19$$

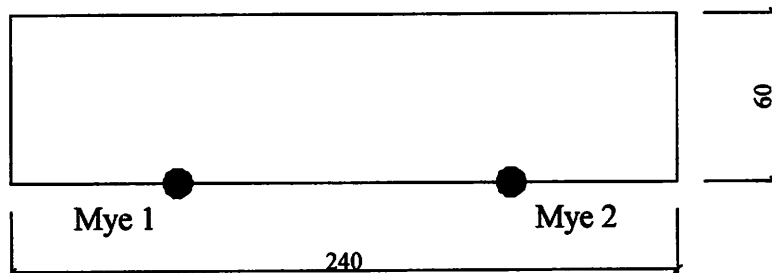


Gambar 4.32. Arah pembebanan pondasi tiang bor pada poer (2 tiang)

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 4.33. Momen arah x akibat reaksi tiang bor (2 tiang)

Diketahui nilai Pmax untuk masing-masing tiang adalah sebagai berikut :

$$P1 = 1200,857 \text{ kN}$$

$$P2 = 1205,924 \text{ kN}$$

$$(Y/L)_1 = \frac{0}{0,6 + 0} = 0$$

$$Mye = 0,32$$

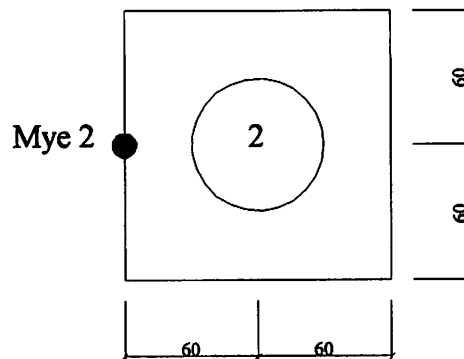
$$(Y/L)_2 = \frac{0}{0,6 + 0} = 0$$

$$Mye = 0,32$$

$$\begin{aligned} Mxe 1 &= (P1 \cdot Mye) + (P2 \cdot Mye) \\ &= (1200,857 \cdot 0,32) + (1205,924 \cdot 0,32) \\ &= 770,170 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{xe\ 2} &= (P_1 \cdot M_{ye}) + (P_2 \cdot M_{ye}) \\
 &= (1200,857 \cdot 0,32) + (1205,924 \cdot 0,32) \\
 &= 770,170 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.34. Momen arah y akibat reaksi tiang bor (2 tiang)

$$(Y/L)_2 = \frac{0,6}{0,6 + 0,6} = 0,5$$

$$M_{ye} = 0,21$$

$$\begin{aligned}
 M_{ye\ 2} &= (P_2 \cdot M_{ye}) \\
 &= (1205,924 \cdot 0,21) \\
 &= 253,244 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

1. Perhitungan penulangan poer arah x

$$M_u = 770,170 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{770,170}{0,8} = 962,712 \text{ kNm} = 962712480 \text{ Nmm}$$

$$d_x = 800 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 715,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot dx^2} = \frac{962712480}{1000 \cdot 715,5^2} = 1,881 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500} \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,881 \cdot 19,608}{500}} \right] \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$, maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,004$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot dx \\ &= 0,004 \cdot 1000 \cdot 715,5 \\ &= 2798,316 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{2798,316}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 9,866 \approx 10 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

$$As \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{100} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2836,429 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ ada} = 2836,429 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 2798,316 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x, 10D19-100

Perhitungan tulangan tekan

$$As \text{ tekan} = 20\% \cdot As \text{ perlu}$$

$$= 20\% \cdot 2798,316$$

$$= 559,663 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{559,663}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,973 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$As \text{ ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu} = 559,663 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan x, 3D19-300

2. Perhitungan penulangan poer arah y

$$Mu = 253,244 \text{ kNm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{253,244}{0,8} = 316,555 \text{ kNm} = 316555032,5 \text{ Nmm}$$

$$dy = 800 - 75 - 19 - (\frac{1}{2} \cdot 19) = 696,5 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d \cdot y^2} = \frac{316555032,5}{1000 \cdot 696,5^2} = 0,635 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608 \text{ MPa}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \cdot 30}{500} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 500}$$

$$= 0,024$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,024 = 0,018$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{500} = 0,003$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{19,608} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,635 \cdot 19,608}{500}} \right]$$

$$= 0,001$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{max}}$, maka digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,003$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d_x$$

$$= 0,003 \cdot 1000 \cdot 696,5$$

$$= 1950,200 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D-19

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{1950,200}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 6,876 \approx 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,857 \text{ mm} \sim 140 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{140} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 2026,020 \text{ mm}^2$$

$$\text{As ada} = 2026,020 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 1950,200 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y, 7D19-140

Perhitungan tulangan tekan

$$\text{As tekan} = 20\% \cdot \text{As perlu}$$

$$= 20\% \cdot 1950,200$$

$$= 390,040 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D19

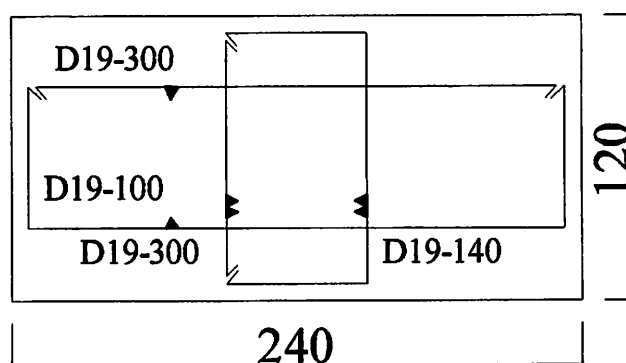
$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2} = \frac{390,040}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} = 1,375 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333,333 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 = \frac{1000}{300} \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 = 945,476 \text{ mm}^2$$

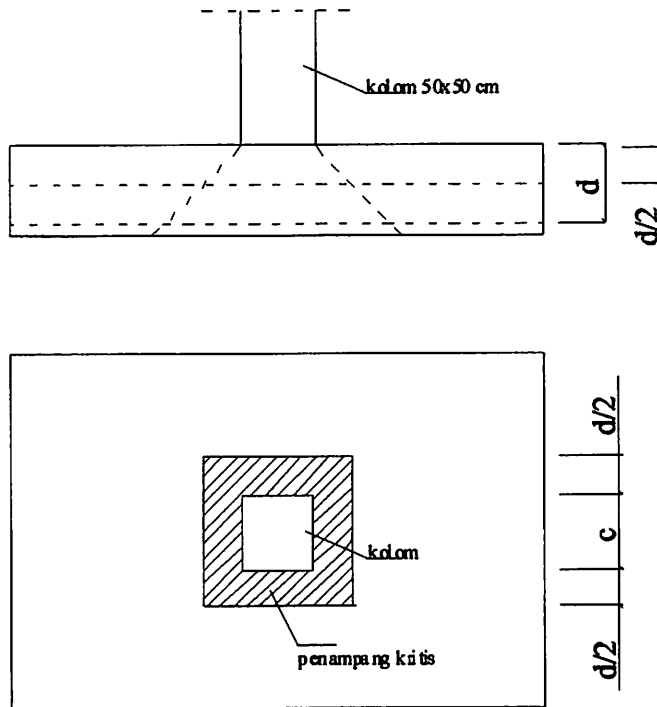
$$\text{As ada} = 945,476 \text{ mm}^2 > \text{As perlu} = 390,040 \text{ mm}^2$$

Jadi digunakan tulangan tekan y, 3D19-300



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 :

$$V_u = P = 2310 \text{ kN} = 2310000 \text{ N}$$

$$P_{\text{ouer}} = 2,4 \times 1,2 \text{ m}$$

Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tul. terluar} \\ &= 800 - 75 - \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 715,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Dimensi kolom (c)} = 50/50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P / A \\ &= 2310000 / (2400 \cdot 1200) \\ &= 0,802 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Lebar penampang kritis (B')

$$\begin{aligned} B' &= \text{lebar kolom (c)} + 2 \cdot \frac{1}{2} d \\ &= 500 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 715,5 \\ &= 1215,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Keliling penampang kritis geser pons (bo)

$$\begin{aligned} bo &= 4 \cdot B' \\ &= 4 \cdot 1215,5 \\ &= 4862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis

$$\begin{aligned} Vu &= \sigma \cdot (L^2 - B'^2) \\ &= 0,802 \cdot (2400^2 - 1215,5^2) \\ &= 3434969,799 \text{ N} \\ &= 3434,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} Vc1 &= \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot bo \cdot d}{6} \\ &= \left(1 + \frac{2}{0,85}\right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{6} \\ &= 9526979,359 \text{ N} \\ &= 9526,979 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 2 &= \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d}{12} \\
 &= \left(\frac{40 \cdot 715,5}{4862} + 2 \right) \frac{\sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5}{12} \\
 &= 12522367,22 \text{ N} \\
 &= 12522,367 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c 3 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \cdot \sqrt{30} \cdot 4862 \cdot 715,5 \\
 &= 6351319,573 \text{ N} \\
 &= 6351,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_c &= 0,6 \cdot 6351,320 \\
 &= 4763,490 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 3434,970 \text{ kN} < \phi \cdot V_c = 4763,490 \text{ kN} \quad (\text{memenuhi})$$

Karena $V_u < \phi \cdot V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser pons terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.2.3.5 Perhitungan penulangan pondasi tiang bor Tipe 3

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan :

$$P_{max} = 1205,924 \text{ kN}$$

$$P = \Sigma V = 2406,781 \text{ Kn}$$

$$M_z = 3,04 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 500 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tiang} = 60 \text{ cm} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} = 7,5 \text{ cm}$$

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan pokok} \\ &= 75 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 \\ &= 94,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 600^2 \\ &= 282857,143 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 - \text{Ast} &= 1\% \cdot A_g \\
 &= 1\% \cdot 282857,143 \\
 &= 2828,571 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{Ast}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d \text{ tulangan}^2} \\
 &= \frac{2828,571}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2} \\
 &= 9,972 \sim 10 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{AS}_{\text{ada}} &= n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 10 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \\
 &= 2836,429 \text{ mm}^2 > \text{Ast} = 2828,571 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{As} &= \text{As}' = 0,5 \cdot \text{As ada} \\
 &= 0,5 \cdot 2828,571 \\
 &= 1414,286 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \cdot d}{n} = \frac{\pi \cdot 411}{10} = 129,171 \text{ mm} \approx 130 \text{ mm}$$

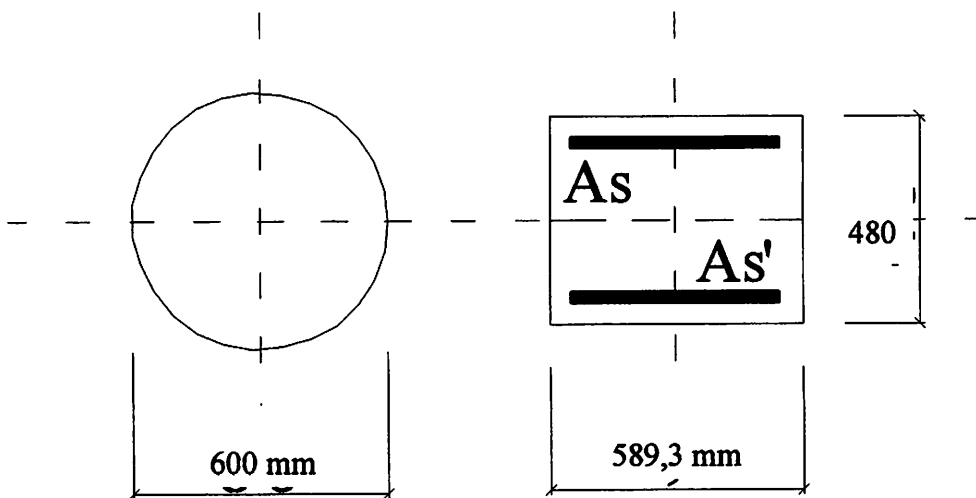
- Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned}
 t_{\text{ek}} &= 0,8 \cdot D \text{ tiang} \\
 &= 0,8 \cdot 600 \\
 &= 480 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot d \text{ tiang}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 600^2}{480} \\
 &= 589,286 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.38. Transformasi kolom bundar menjadi kolom segi empat ekuivalen

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 480 - 94,5 \\
 &= 385,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_c &= \frac{P_u}{\phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\
 &= \frac{1205924}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 480} \\
 &= 151,574 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_b &= \frac{600 \cdot \beta \cdot d_b}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \cdot 0,85 \cdot 385,5}{600 + 500} \\
 &= 178,732 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $a_c < a_b$, berarti penampang tiang pada kondisi tulangan tarik menentukan.

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{\max}} = \frac{3040}{1205924} = 0,003 \text{ mm}$$

- Memeriksa kekuatan penampang kolom bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{2828,571}{282857,143} = 0,01$$

- Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned} D_s &= D \text{ tiang} - (2 \cdot d') \\ &= 600 - (2 \cdot 94,5) \\ &= 411 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{500}{0,85 \cdot 30} = 19,608$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n_{\text{perlu}}}$)

$$P_{n_{\text{perlu}}} = \frac{\sum V}{\phi} = \frac{2406,781}{0,7} = 3438,259 \text{ kN}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tarik

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \cdot f_c' \cdot D_{\text{tiang}}^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{D_{\text{tiang}}} \right)^2 + \frac{\rho \cdot m \cdot D_{\text{eff}}}{2,5 \cdot D_{\text{tiang}}} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{D_{\text{tiang}}} - 0,38 \right)} \right) \\ &= 0,85 \cdot 30 \cdot 600^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot 0,003}{600} \right)^2 + \frac{0,01 \cdot 19,608 \cdot 411}{2,5 \cdot 600} - \left(\frac{0,85 \cdot 0,003}{600} - 0,38 \right)} \right) \\ &= 5616177,358 \text{ N} \\ &= 5616,177 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Kuat kolom

$$\phi \cdot P_n = 0,7 \cdot 5616,177 = 3931,324 \text{ kN} > P_{\text{max}} = 1205,924 \text{ kN}$$

- **Perencanaan tulangan spiral**

Direncanakan menggunakan tulangan spiral $\varnothing 10$ mm, $f_y = 240$ MPa.

$$\begin{aligned} \text{As spiral} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2 \\ &= 78,571 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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 jarak antar sengkang sebesar 300 mm.

Sehingga digunakan tulangan spiral praktis $\varnothing 10$ -300

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 10D19-130 dan tulangan spiral praktis $\varnothing 10$ -300.

4.2.3.5 Perhitungan penurunan pondasi tiang bor Tipe 3

Penurunan pondasi tiang tunggal dihitung sebagai berikut :

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

dimana :

S : penurunan total di kepala tiang

D : diameter tiang

Q : beban kerja ($P_{max} = 1205,924 \text{ kN} = 120592,4 \text{ kg}$)

L : panjang tiang

E_p : modulus elastisitas tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{30} \text{ MPa} \\ &= 25742,96 \text{ N/mm}^2 \\ &= 257429,6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{60}{100} + \frac{120592,4 \cdot 470}{2828,571 \cdot 257429,6} \\ &= 0,678 \text{ cm} \\ &= 6,78 \text{ mm} \end{aligned}$$

BAB V
PENUTUP

5.1 Hasil Perhitungan

Dari hasil analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang bor pada proyek pembangunan area 2 Mall Dinoyo City 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	60	60	60	cm
2	Panjang tiang	4,7	4,7	4,7	m
3	Kedalaman tiang	6	6	6	m
4	Daya dukung tiang tunggal	1697,143	1697,143	1697,143	kN
5	Jumlah tiang	6	6	2	buah
6	Jarak antar tiang	120	120	120	cm
7	Efisiensi kelompok tiang (Eg)	0,656	0,656	0,852	
8	Daya dukung kelompok tiang	6676,277	6676,277	2893,346	kN
9	Dimensi poer	3,6 x 2,4	3,6 x 2,4	2,4 x 1,2	m
10	Tebal poer	80	80	80	cm
11	Pmax	1503,197	1220,158	1205,924	kN
12	Tulangan pokok poer arah x	D19-125	D19-125	D19-100	

13	Tulangan pokok poer arah y	D19-140	D19-140	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	20D19-65	10D19-130	10D19-130	
17	Tulangan spiral tiang	Ø10-300	Ø10-300	Ø10-300	
18	Penurunan tiang tunggal	6,97	6,79	6,78	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 6 m dan diameter 60 cm.
2. Daya dukung tiang kelompok yang didapatkan dari hasil perhitungan untuk dapat memikul beban diatasnya adalah sebagai berikut :
 - Pondasi tiang bor tipe 1 = 6676,277 kN
 - Pondasi tiang bor tipe 2 = 6676,277 kN
 - Pondasi tiang bor tipe 3 = 2893,346 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	= 6 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 Sodik 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

PENYELIDIKAN TANAH
SONDIR TEST

PROYEK PEMBANGUNAN
PASAR DINGYO, KOTA MALANG

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG





UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
Jl. Raya Tlogomas 246 Malang Telp. 0341-464318 Psw.176

Nomor : 051 / LABMT / UMM / VI / 2010
Lampiran : 1 (satu) set Laporan
Perihal : Laporan Penyelidikan Tanah

Kepada : Yth. Direktur PT. Citra Gading Utama
Di - Tempat

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dengan hormat, memenuhi permintaan PT. Citra Gading Utama, bersama ini kami sampaikan LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH pada rencana pembangunan Gedung Pasar Dinoyo Kota Malang.

Penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan sondir sebanyak 6 (enam) titik. Penyelidikan sondir telah dilaksanakan pada tanggal 6 dan 7 Juni 2010.

Kami senantiasa siap membantu kiranya ada hal-hal yang memerlukan penjelasan lebih lanjut. Demikian laporan ini kami sampaikan. Atas kerja samanya kami mengucapkan terima kasih

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Malang, 8 Juni 2010
An. Ka. Laboratorium



1. PENDAHULUAN

Untuk memperoleh informasi tentang kondisi lapisan tanah, terutama untuk menentukan prakiraan daya dukung pondasi (*bearing capacity*), maka di lokasi rencana Bangunan Pasar Dinoyo, kota Malang, telah dilakukan pengujian sondir sebanyak 6 (enam) titik uji. Pengujian dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Muhammadiyah Malang

2. JENIS DAN STANDART PENGUJIAN

2.1 UMMUM

Secara umum pelaksanaan pengujian lapangan yang seluruhnya dikerjakan di lokasi proyek, mengikuti standar pengujian yang dipublikasikan oleh American Society of Testing Material (ASTM).

2.2 UJI SONDIR

Pengujian sondir dilakukan di 3 (tiga) titik yang berada di lokasi rencana bangunan (lihat gambar pada lembar lampiran 1). Jenis alat sondir yang digunakan adalah sondir mekanis bitonus (*Dutch Cone Penetrometer*) dengan luas proyeksi horizontal ujung konus adalah 10 cm^2 , dan luas bidang geser (*sleeve*) adalah 100 cm^2 .

Pemberian gaya menggunakan system penekan hidrolis dengan luas torak 10 cm^2 , sedangkan pengukuran gaya yang dilakukan untuk interval kedalaman 0,20 meter, menggunakan dua buah manometer berskala $0-250 \text{ kg/cm}^2$. Metode pengujian mengikuti aturan ASTM D 3441-86.

3. HASIL PENYELIDIKAN TANAH

Hasil pengujian sondir menunjukkan bahwa lapisan tanah yang sangat kaku (*very stiff*, $q_c < 200 \text{ kg/cm}^2$) didapatkan pada kedalaman sekitar 3 meter dari permukaan tanah. Sedangkan lapisan tanah keras (*hard*, $q_c > 200 \text{ kg/cm}^2$) didapatkan pada kedalaman lebih dari 4 meter dari permukaan tanah. Rangkuman hasil sondir seperti Tabel 1.

Tabel 1. Rangkuman Hasil Tes Sondir

Kedalaman (m)	Rata-rata Nilai Konus (kg/cm^2)					
	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6
0	0	0	0	0	0	0
20	38	25	40	18	48	50
40	18	20	32	10	24	20
60	20	19	11	20	24	12
80	18	20	10	10	24	13
100	19	16	12	16	22	13
120	18	17	20	24	24	12
140	20	20	26	22	24	24
160	20	28	30	28	28	22
180	22	28	26	30	24	22

200	20	30	22	20	30	20	30
220	20	28	18	18	28	28	28
240	20	26	16	16	26	26	26
260	20	23	12	12	23	23	22
280	18	18	12	12	18	18	20
300	18	17	12	12	18	18	18
320	14	20	13	14	16	16	14
340	12	20	14	14	16	16	26
360	10	20	18	18	16	16	80
380	20	18	75	75	16	16	130
400	40	19	110	110	14	14	80
420	120	20	250	250	18	18	140
440	140	25			40	40	40
460	250	30			50	50	20
480		70			100	100	30
500		55			110	110	35
520		30			40	40	75
540		30			20	20	250
560		30			45	45	
580		45			40	40	
600		70			100	100	
620		80			150	150	
640		145			150	150	
660		160			160	160	
680		160			250	250	
700		250					

4. PERKIRAAN DAYA DUKUNG PONDASI

Pondasi dalam (struts / sumuran dan tiang pancang)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah meliputi daya dukung ujung pondasi (end bearing) dan daya dukung lekatan (friction) pada selanjut dengan rumusan sebagai berikut.

Daya dukung batas ujung pondasi (end bearing)

$$Q_u = A_u q_u$$

Q_u = Daya dukung batas ujung pondasi

q_u = Harga rata-rata nilai konus di ujung pondasi yaitu nilai rata-rata konus sepanjang 3 X diameter pondasi di atas ujung pondasi hingga 1 X diameter dibawah ujung pondasi.

A_u = Luas ujung pondasi

Daya dukung batas kulit pondasi (lekatan / friction), hanya berlaku untuk pondasi tiang pancang

$$Q_u = A_u f_u$$

Q_u = Daya dukung kulit pondasi

f_u = $q_u/200$ Unit skin friction (kg/cm²)

A_u = Luas kulit pondasi yaitu keliling penampang pondasi dikalikan panjang pondasi.

Daya dukung batas pondasi adalah :

$$Q_u = Q_c + Q_r$$

Untuk perhitungan daya dukung pondasi ijin adalah

$$Q = Q_u / SF$$

SF = Safety Factor (=5)

Pondasi telapak (footplate)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah pada ujung pondasi telapak (end bearing) dengan rumusan sebagai berikut;

$$q_{un} = (q_c/20) \cdot 5,14 + \gamma \cdot d$$

$$q_{in} = q_{un} / SF$$

q_{un} = Daya dukung tanah ujung pondasi

q_c = Nilai konus

γ = Berat jenis tanah

d = kedalaman tanah di ujung pondasi

SF = Safety Factor (=3)

5. KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 KESIMPULAN

- Secara umum hasil pengujian sondir (SD-1, SD-2, SD-3, SD-4, SD-5 dan SD-6) menunjukkan kedalaman tanah keras lebih dari 4 m.
- Lapisan tanah sangat kaku (*very stiff*) didapat pada kedalaman lebih dari 3 m dari permukaan tanah dan lapisan tanah keras (*hard*) didapat pada kedalaman lebih dari 4,0 m dari permukaan tanah.

5.2 SARAN dan REKOMENDASI

Dari data sondir yang telah dilakukan, pondasi yang paling cocok dengan kondisi setempat adalah menggunakan pondasi straussi (sumuran) sedalam 7m dari tanah asli dengan menggunakan formulasi rumus yang tersaji di bab sebelumnya.

Berikut disajikan tabel daya dukung pondasi menggunakan tipe sumuran.

Tabel 2. Kapasitas pondasi

diameter (cm)	Luas (A) (cm ²)	nilai konus (q) kg/cm ²	kapasitas end bearing (Q) (SF=3) ton
25	490.625	200	32.7
30	706.5	200	47.1
40	1256	200	83.7
50	1962.5	200	130.8
60	2826	200	188.4
70	3846.5	200	256.4



UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK
NO. TITIK
TANGGAL

: Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
: SD - 1
: 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDDIN
DIHITUNG : AFS

PENYONDIRAN
PB - C101 - 76

Kedalaman MT (m)	Perlawanan Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL=JP - PK (kg/cm ²)	HL x $\frac{20}{10}$ (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekat (ΣHL) (kg/cm ²)	Hambatan Setempal HS=HL/20 (kg/cm ²)
0.00	0	0	0	0	0	0
0.20	38	40	2	4	4	0.1
0.40	18	26	8	16	20	0.4
0.60	20	38	18	36	56	0.9
0.80	18	27	9	18	74	0.45
1.00	19	34	15	30	104	0.75
1.20	18	36	18	36	140	0.9
1.40	20	38	18	36	176	0.9
1.60	20	32	12	24	200	0.6
1.80	22	38	16	32	232	0.8
2.00	20	30	10	20	252	0.5
2.20	20	24	4	8	260	0.2
2.40	20	24	4	8	268	0.2
2.60	20	28	8	16	284	0.4
2.80	18	20	2	4	288	0.1
3.00	18	24	6	12	300	0.3
3.20	14	22	8	16	316	0.4
3.40	12	18	6	12	328	0.3
3.60	10	18	8	16	344	0.4
3.80	20	40	20	40	384	1
4.00	40	70	30	60	444	1.5
4.20	120	130	10	20	464	0.5
4.40	140	180	40	80	544	2
4.60	250	250	0	0	544	0

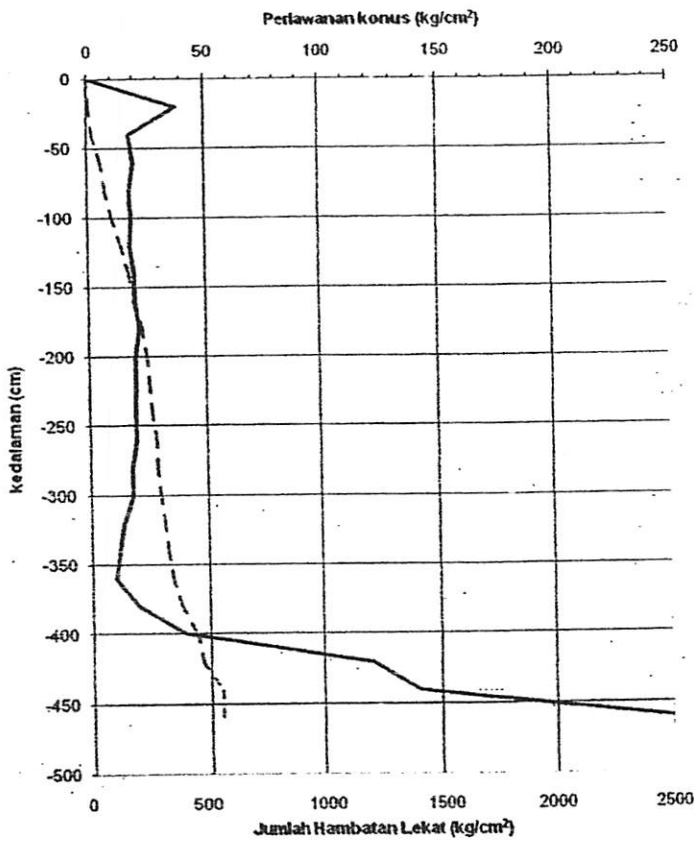


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
NO. TITIK : SD - 1
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



— pertahanan konus - - - jumlah hambatan lekat



UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK
NO. TITIK :
TANGGAL :

: Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
: SD-2
: 6/7-6-2010

DIKERJAKAN
DIHITUNG :

: ZAINUDDIN
: AFS

PENYONDIRAN
PB - 0101 - 76

Kedalaman MT (m)	Perlawanan Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (P)	Hambatan Lekak HL = P - PK (kg/cm ²)	20 HL x 10 (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekak (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan Setempat HS = H/20 (kg/cm ²)
0.00	0	0	0	0	0	0
0.20	20	25	5	10	10	0.25
0.40	15	20	5	10	20	0.25
0.60	15	19	4	8	28	0.2
0.80	14	20	6	12	40	0.3
1.00	13	16	3	6	46	0.15
1.20	14	17	3	6	52	0.15
1.40	16	20	4	8	60	0.2
1.60	20	28	8	16	76	0.4
1.80	19	28	9	18	94	0.45
2.00	20	30	10	20	114	0.5
2.20	20	28	8	16	130	0.4
2.40	20	28	8	16	146	0.4
2.60	15	23	8	16	162	0.4
2.80	14	18	4	8	170	0.2
3.00	13	17	4	8	178	0.2
3.20	13	20	7	14	192	0.35
3.40	12	20	8	16	208	0.4
3.60	14	20	6	12	220	0.3
3.80	12	18	6	12	232	0.3
4.00	11	19	8	16	248	0.4
4.20	11	20	9	18	266	0.45
4.40	20	25	5	10	276	0.25
4.60	20	30	10	20	296	0.5
4.80	50	70	20	40	336	1
5.00	20	55	35	70	406	1.75
5.20	20	30	10	20	426	0.5
5.40	25	30	5	10	436	0.25
5.60	20	30	10	20	456	0.5
5.80	30	45	15	30	486	0.75
6.00	50	70	20	40	526	1
6.20	65	80	15	30	556	0.75
6.40	120	145	25	50	606	1.25
6.60	85	150	65	130	736	3.25
6.80	145	160	15	30	766	0.75
7.00	250	250	0	0	766	0

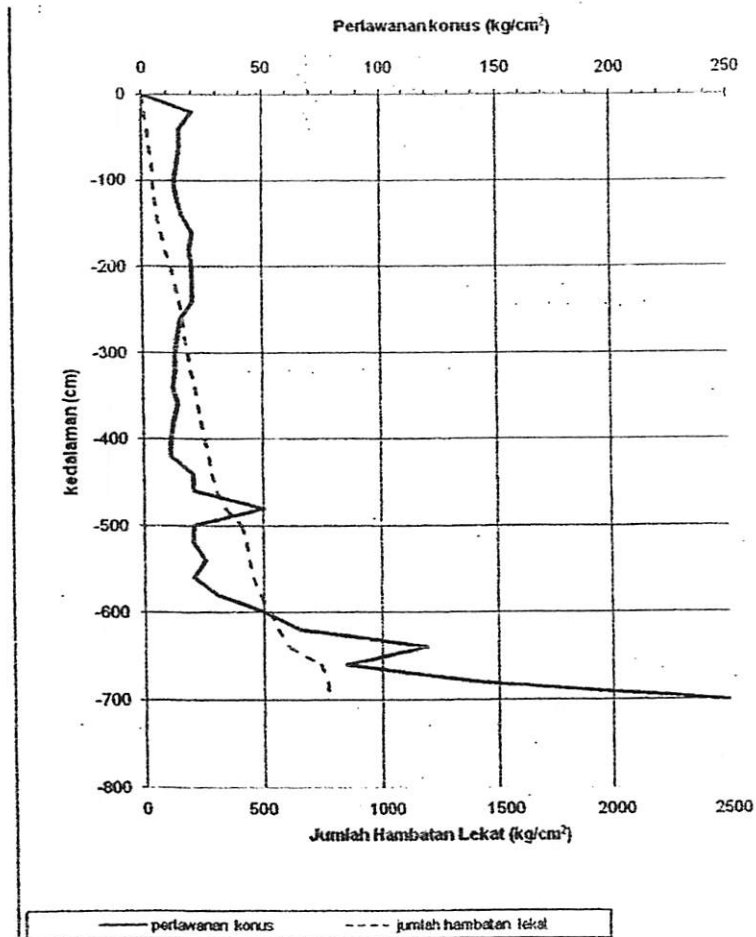


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
NO. TITIK : SD - 2
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN





UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK :
NO. TIKR :
TANGGAL :

Perencanaan Pagar Dingo, Malang
: SD - 3
: 6/7-6-2010

DIKERLUKAN : ZANUDDIN
DIHITUNG : AFS

PENYONDIRAN
PB-0101-7C

Kedalaman MT	Perlekaman Pasadisi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlekaman (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat - PK (kg/cm ²)	H _L x 10 (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekat (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan Sesempal HS-HL/20 (kg/cm ²)
0.00	0	0	0	0	0	0
0.20	40	50	10	20	20	0.5
0.40	32	36	4	8	28	0.2
0.60	11	30	19	38	66	0.95
0.80	10	16	6	12	78	0.3
1.00	12	14	2	4	82	0.1
1.20	20	30	10	20	102	0.5
1.40	26	30	4	8	110	0.2
1.60	30	36	6	12	122	0.3
1.80	26	34	8	16	138	0.4
2.00	30	36	8	16	154	0.4
2.20	28	36	8	16	170	0.4
2.40	28	40	12	24	194	0.6
2.60	31	45	14	28	222	0.7
2.80	23	35	12	24	246	0.6
3.00	18	32	14	28	274	0.7
3.20	18	26	8	16	290	0.4
3.40	16	24	8	16	306	0.4
3.60	16	26	10	20	325	0.5
3.80	16	25	9	18	344	0.45
4.00	14	26	6	12	356	0.3
4.20	18	22	4	8	364	0.2
4.40	40	50	10	20	384	0.5
4.60	50	100	50	100	484	2.5
4.80	100	150	50	100	584	2.5
5.00	110	125	15	30	614	0.75
5.20	40	60	20	40	654	1
5.40	20	25	5	10	664	0.25
5.60	45	65	20	40	704	1
5.80	40	65	25	50	794	1.25
6.00	100	125	25	50	804	1.25
6.20	150	225	75	150	954	3.75
6.40	250	250	0	0	954	0



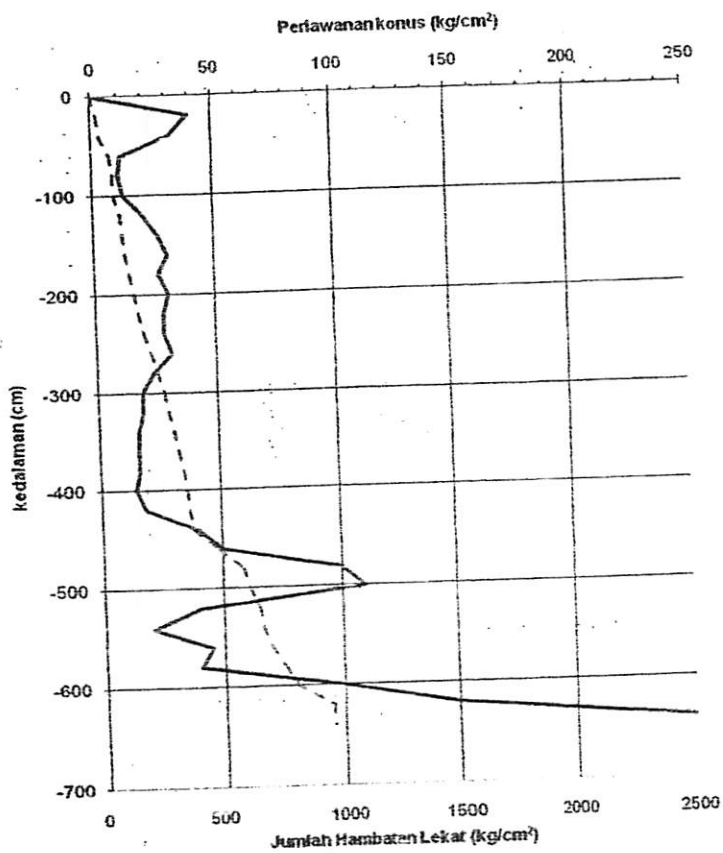
UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

NO. EK :
LOKASI :
WAKTU :

: Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
: SD - 3
: 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYENDIRAN



— pertawanan konus - - - jumlah hambatan lekat



UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

NOYER
NO. TIKK :
TANGGAL :

: Pembangunan Pasir Droyo, Malang
: SD 4
: 6/7-6-2010

DIKERJAKAN : ZANUDDIN
DIHITUNG : AFS

PENYONDIRAN
PB-0101-76

Kedalaman M _T	Pertamanan Pondasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Pertamanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekak H _{L-JP} -PK (kg/cm ²)	$\frac{20}{10}$ H _L x (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekak (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan Selengkap HS-M/20 (kg/cm ²)
0,00	0	0	0	0	0	0
0,20	18	20	2	4	4	0,1
0,40	10	12	2	4	8	0,1
0,60	20	30	10	20	28	0,5
0,80	10	22	12	24	52	0,6
1,00	16	22	6	12	64	0,3
1,20	24	28	4	8	72	0,2
1,40	22	34	12	24	96	0,6
1,60	28	42	14	28	124	0,7
1,80	30	44	14	28	152	0,7
2,00	22	32	10	20	172	0,5
2,20	18	28	10	20	192	0,5
2,40	18	26	8	16	208	0,4
2,60	16	22	6	12	220	0,3
2,80	12	17	5	10	238	0,25
3,00	12	16	4	8	238	0,2
3,20	13	17	4	8	246	0,2
3,40	14	18	4	8	254	0,2
3,60	18	42	24	48	302	1,2
3,80	75	85	10	20	322	0,5
4,00	110	150	45	90	402	2
4,20	258	250	0	0	402	0

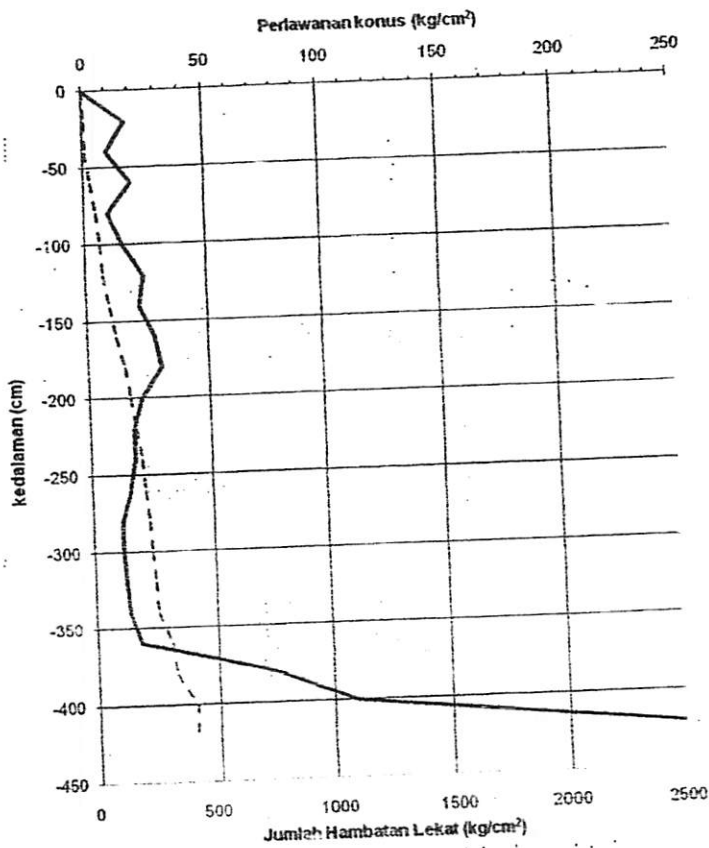


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
NO. TITIK : SD - 4
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



— perlawanan konus - - - jumlah hambatan lekat



UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

DOSEN PEMBIMBING :
 NAMA :
 NIM :
 TANGGAL :

: Pembangunan Pasar Durojo, Malang
 : SD-5
 : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN
 OLEH :

: ZAINUDDIN
 : AFS

PENYONDIRAN
PB - 0101 = 76

Jedalaman MT (m)	Perlawanan Penerasan Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekak HI=JP - PK (kg/cm ²)	20 HL x 10 (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekak (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan Selampai HS=HL/20 (kg/cm ²)
0,00	0	0	0	0	0	0
0,20	48	54	6	12	12	0,3
0,40	24	32	8	16	28	0,4
0,60	24	32	8	16	44	0,4
0,80	24	32	8	16	60	0,4
1,00	22	32	10	20	80	0,5
1,20	24	36	12	24	104	0,6
1,40	24	40	16	32	136	0,8
1,60	28	44	16	32	168	0,8
1,80	24	44	20	40	208	1
2,00	20	39	19	38	246	0,95
2,20	18	25	7	14	260	0,35
2,40	22	34	12	24	284	0,6
2,60	18	34	16	32	316	0,8
2,80	15	30	15	30	346	0,75
3,00	12	26	14	28	374	0,7
3,20	16	30	14	28	402	0,7
3,40	35	52	17	34	436	0,85
3,60	85	135	50	100	536	2,5
3,80	90	130	40	80	616	2
4,00	50	155	105	210	826	5,25
4,20	30	65	35	70	896	1,75
4,40	85	155	70	140	1036	3,5
4,60	75	125	50	100	1136	2,5
4,80	95	110	15	30	1166	0,75
5,00	100	150	50	100	1266	2,5
5,20	110	170	60	120	1386	3
5,40	250	250	0	0	1386	0

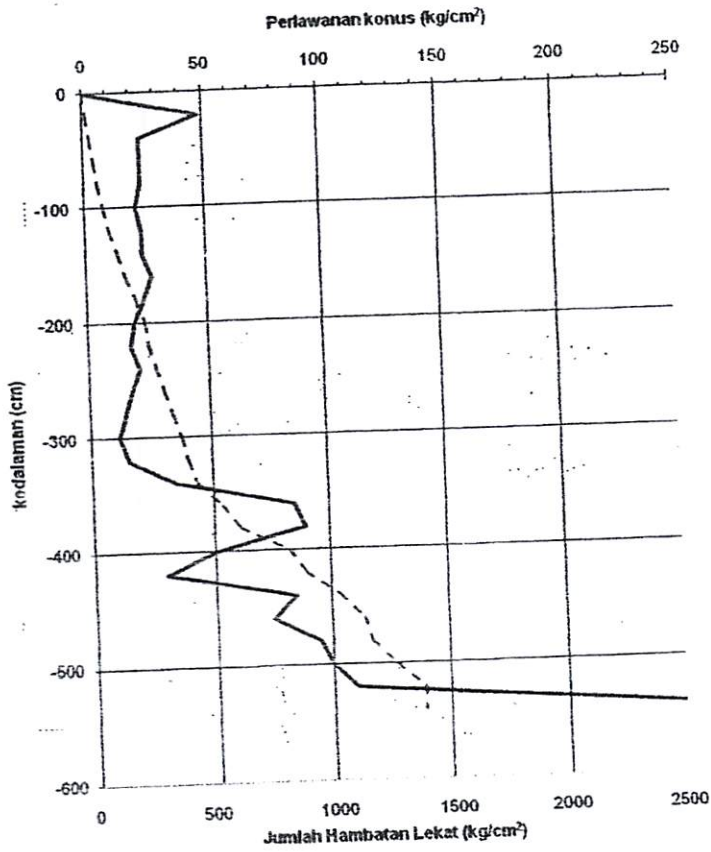


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

LOKASI : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
LOKASI : SD - 5
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN





UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK
NO. ITIK :
TANGGAL :

: Pembangunan Pasar Dromo, Malang
: SD - 6
: 6-7-6-2010

DIKERJAKAN
DIHITUNG : ZAINUDDIN
: AFS

PENYONDIRAN
PB-0101-76

Kedalaman M	Perlawanan Penerasi Kerus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (P) (kg/cm ²)	Hambatan Lekak H _{l-p} - PK (kg/cm ²)	H _l x 10 (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekak (HL) (kg/cm ²)	Hambatan Setempat HS=HL/20 (kg/cm ²)
0,20	50	55	5	10	10	0,25
0,40	20	25	5	10	20	0,25
0,60	12	20	8	16	36	0,4
0,80	13	15	2	4	40	0,1
1,00	13	16	3	6	46	0,15
1,20	12	20	8	16	62	0,4
1,40	24	30	6	12	74	0,3
1,60	22	34	12	24	98	0,6
1,80	22	32	10	20	118	0,5
2,00	30	38	8	16	134	0,4
2,20	28	38	10	20	154	0,5
2,40	22	34	12	24	176	0,6
2,60	20	30	10	20	198	0,5
2,80	18	28	10	20	218	0,5
3,00	20	28	8	16	234	0,4
3,20	14	24	10	20	254	0,5
3,40	26	46	20	40	294	1
3,60	80	100	20	40	334	1
3,80	130	170	40	80	414	2
4,00	80	175	95	190	604	4,75
4,20	140	200	60	120	724	3
4,40	40	130	90	180	904	4,5
4,60	20	35	15	30	934	0,75
4,80	35	85	50	100	1034	2,5
5,00	75	95	20	40	1074	1
5,20	250	250	0	0	1074	0

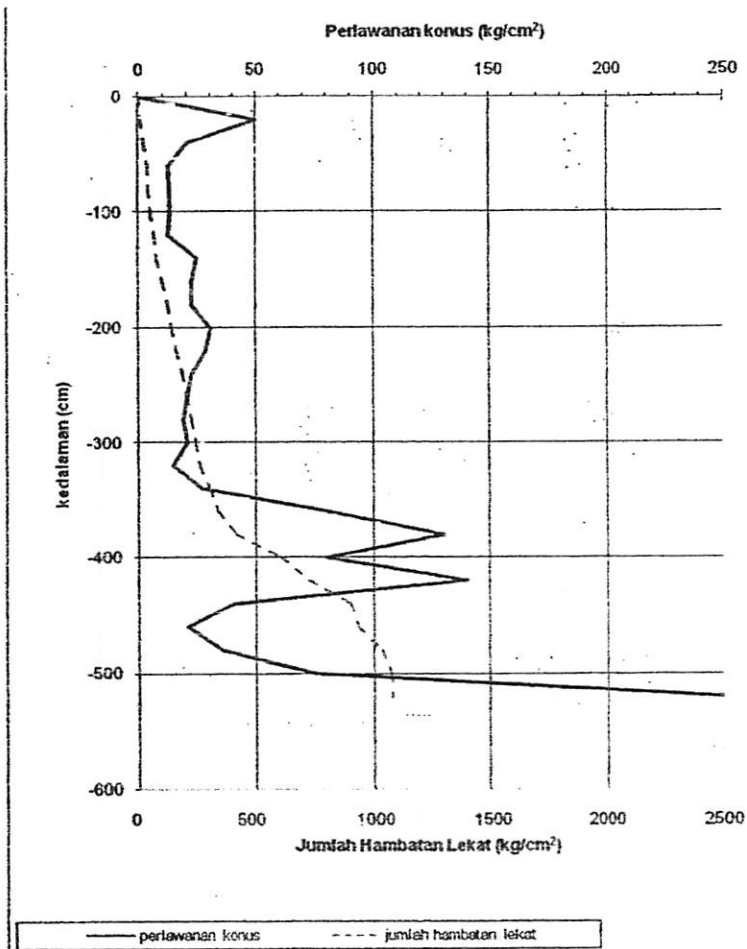


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

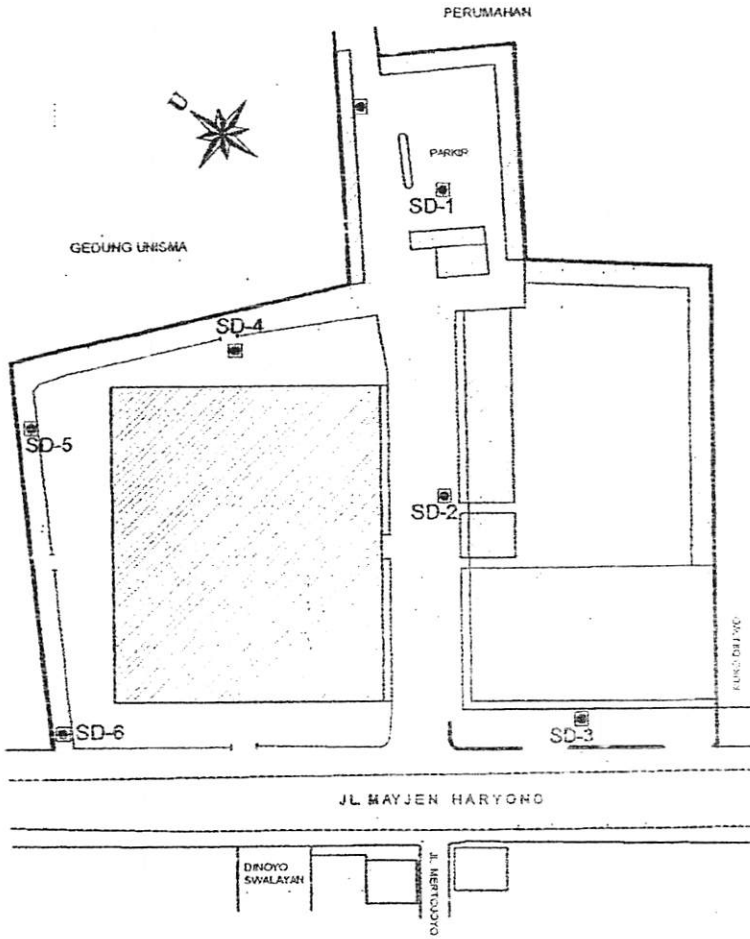
PROYEK : Pembangunan Pasar Dimoyo, Malang
NO. TITIK : SD - 6
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



Sketsa Lokasi Sondir



LOKASI TITIK SONDIR PASAR DINOYO

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

LOAD SPACE

PART JOB INFORMATION

JOB NAME SKRIPSI

JOB CLIENT SAIDATUL MUFIDAH

ENGINEER DATE 07-Jan-14

LOAD JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

UNIT METER KN

JOINT COORDINATES

1 0 0 51; 182 8 0 51; 183 16 0 51; 184 23.4 0 51; 185 0 3 51; 186 8 3 51;
 2 7 16 3 51; 188 23.4 3 51; 189 0 6 51; 190 8 6 51; 191 16 6 51; 192 23.4 6 51;
 3 0 10 51; 194 8 10 51; 195 16 10 51; 196 23.4 10 51; 197 0 14 51;
 4 8 14 51; 199 16 14 51; 200 23.4 14 51; 201 0 0 58; 202 8 0 58; 203 16 0 58;
 5 4 23.4 0 58; 205 0 3 58; 206 8 3 58; 207 16 3 58; 208 23.4 3 58; 209 0 6 58;
 6 0 8 6 58; 211 16 6 58; 212 23.4 6 58; 213 0 10 58; 214 8 10 58; 215 16 10 58;
 7 6 23.4 10 58; 217 0 14 58; 218 8 14 58; 219 16 14 58; 220 23.4 14 58;
 8 1 0 0 64; 222 8 0 64; 223 16 0 64; 224 23.4 0 64; 225 0 3 64; 226 8 3 64;
 9 7 16 3 64; 228 23.4 3 64; 229 0 6 64; 230 8 6 64; 231 16 6 64; 232 23.4 6 64;
 10 3 0 10 64; 234 8 10 64; 235 16 10 64; 236 23.4 10 64; 237 0 14 64;
 11 8 14 64; 239 16 14 64; 240 23.4 14 64; 241 0 0 70; 242 8 0 70; 243 16 0 70;
 12 14 23.4 0 70; 245 0 3 70; 246 8 3 70; 247 16 3 70; 248 23.4 3 70; 249 0 6 70;
 13 0 8 6 70; 251 16 6 70; 252 23.4 6 70; 253 0 10 70; 254 8 10 70; 255 16 10 70;
 14 6 23.4 10 70; 257 0 14 70; 258 8 14 70; 259 16 14 70; 260 23.4 14 70;
 15 1 0 0 75; 262 8 0 75; 263 16 0 75; 264 23.4 0 75; 265 0 3 75; 266 8 3 75;
 16 7 16 3 75; 268 23.4 3 75; 269 0 6 75; 270 8 6 75; 271 16 6 75; 272 23.4 6 75;
 17 3 0 10 75; 274 8 10 75; 275 16 10 75; 276 23.4 10 75; 277 0 14 75;
 18 8 14 75; 279 16 14 75; 280 23.4 14 75; 281 0 0 81; 282 8 0 81; 283 16 0 81;
 19 14 23.4 0 81; 285 0 3 81; 286 8 3 81; 287 16 3 81; 288 23.4 3 81; 289 0 6 81;
 20 0 8 6 81; 291 16 6 81; 292 23.4 6 81; 293 0 10 81; 294 8 10 81; 295 16 10 81;
 21 6 23.4 10 81; 297 0 14 81; 298 8 14 81; 299 16 14 81; 300 23.4 14 81;
 22 1 0 0 87; 302 8 0 87; 303 16 0 87; 304 23.4 0 87; 305 0 3 87; 306 8 3 87;
 23 7 16 3 87; 308 23.4 3 87; 309 0 6 87; 310 8 6 87; 311 16 6 87; 312 23.4 6 87;
 24 3 0 10 87; 314 8 10 87; 315 16 10 87; 316 23.4 10 87; 317 0 14 87;
 25 8 14 87; 319 16 14 87; 320 23.4 14 87; 321 0 0 94; 322 8 0 94; 323 16 0 94;
 26 14 23.4 0 94; 325 0 3 94; 326 8 3 94; 327 16 3 94; 328 23.4 3 94; 329 0 6 94;
 27 0 8 6 94; 331 16 6 94; 332 23.4 6 94; 333 0 10 94; 334 8 10 94; 335 16 10 94;
 28 16 23.4 10 94; 337 0 14 94; 338 8 14 94; 339 16 14 94; 340 23.4 14 94;
 29 1 0 0 98; 342 8 0 98; 343 16 0 98; 344 23.4 0 98; 345 0 3 98; 346 8 3 98;
 30 7 16 3 98; 348 23.4 3 98; 349 0 6 98; 350 8 6 98; 351 16 6 98; 352 23.4 6 98;
 31 1 0 0 102; 362 8 0 102; 363 16 0 102; 364 23.4 0 102; 365 0 3 102;
 32 6 8 3 102; 367 16 3 102; 368 23.4 3 102; 369 0 6 102; 370 8 6 102;
 33 7 16 6 102; 372 23.4 6 102; 373 0 10 102; 374 8 10 102; 375 16 10 102;
 34 7 6 23.4 10 102; 377 0 14 102; 378 8 14 102; 379 16 14 102; 380 23.4 14 102;
 35 8 1 -2 10 51; 382 -2 14 51; 383 -2 10 58; 384 -2 14 58; 385 -2 10 64;
 36 8 6 -2 14 64; 387 -2 10 70; 388 -2 14 70; 389 -2 10 75; 390 -2 14 75;
 37 9 1 -2 10 81; 392 -2 14 81; 393 -2 10 87; 394 -2 14 87; 395 -2 10 94;
 38 9 6 -2 14 94; 397 -2 10 102; 398 -2 14 102; 399 -2 3 70; 400 -2 6 70;
 39 0 1 -2 3 75; 402 -2 6 75; 403 4 3 94; 404 19.7 3 94; 405 4 3 87; 406 19.7 3 87;
 40 7 0 7 4 3 81; 408 19.7 3 81; 409 4 3 75; 410 19.7 3 75; 411 12 3 81; 412 12 3 75;
 41 13 19.7 3 70; 414 12 3 70; 415 4 3 70; 416 4 3 64; 417 4 3 58; 418 4 3 51;
 42 19 12 3 64; 420 12 3 58; 421 19.7 3 64; 422 19.7 3 58; 423 19.7 3 51;
 43 24 11.1 3 94; 425 12.9 3 94; 426 11.1 3 87; 427 11.1 3 81; 428 12.9 3 87;
 44 29 12.9 3 81; 430 11.1 3 51; 431 12.9 3 51; 432 11.1 3 58; 433 12.9 3 58;
 45 34 2.5 3 75; 435 2.5 3 70; 436 4 6 94; 437 4 6 87; 438 4 6 81; 439 4 6 75;
 46 4 10 4 6 70; 441 12 6 81; 442 19.7 6 94; 443 23.4 6 54.5; 444 16 6 54.5;
 47 45 8 6 54.5; 446 4 6 64; 447 4 6 58; 448 4 6 51; 449 12 6 75; 450 12 6 70;
 48 5 12 6 64; 452 12 6 58; 453 12 6 54.5; 454 19.7 6 87; 455 19.7 6 81;
 49 56 19.7 6 75; 457 19.7 6 70; 458 19.7 6 64; 459 19.7 6 58; 460 19.7 6 54.5;
 50 5 11.1 6 94; 462 12.9 6 94; 463 11.1 6 87; 464 11.1 6 81; 465 12.9 6 87;
 51 56 12.9 6 81; 467 2.5 6 75; 468 2.5 6 70; 469 0 10 49; 470 8 10 49;
 52 1 -2 10 49; 472 4 10 102; 473 12 10 102; 474 19.7 10 102; 475 4 10 94;
 53 6 4 10 87; 477 4 10 81; 478 4 10 75; 479 4 10 70; 480 4 10 64; 481 4 10 58;
 54 2 4 10 51; 483 4 10 49; 484 12 10 94; 485 12 10 87; 486 12 10 81;
 55 7 12 10 75; 488 12 10 70; 489 12 10 64; 490 12 10 58; 491 12 10 51;
 56 12 19.7 10 94; 493 19.7 10 87; 494 19.7 10 81; 495 19.7 10 75; 496 19.7 10 70;
 57 7 19.7 10 64; 498 19.7 10 58; 499 19.7 10 51; 500 0 14 49; 501 8 14 49;
 58 12 2 -2 14 49; 503 4 14 102; 504 12 14 102; 505 19.7 14 102; 506 4 14 94;
 59 7 4 14 87; 508 4 14 81; 509 4 14 75; 510 4 14 70; 511 4 14 64; 512 4 14 58;
 60 3 4 14 51; 514 4 14 49; 515 12 14 94; 516 12 14 87; 517 12 14 81;
 61 8 12 14 75; 519 12 14 70; 520 12 14 64; 521 12 14 58; 522 12 14 51;
 62 23 19.7 14 94; 524 19.7 14 87; 525 19.7 14 81; 526 19.7 14 75; 527 19.7 14 70;
 63 28 19.7 14 64; 529 19.7 14 58; 530 19.7 14 51;

MEMBER INCIDENCES

36 181 185; 437 182 186; 438 183 187; 439 184 188; 440 185 418; 441 186 430;
 42 187 423; 443 185 189; 444 186 190; 445 187 191; 446 188 192; 447 189 448;
 48 190 191; 449 191 192; 450 189 193; 451 190 194; 452 191 195; 453 192 196;
 54 193 482; 455 194 491; 456 195 499; 457 193 197; 458 194 198; 459 195 199;
 160 196 200; 461 197 513; 462 198 522; 463 199 530; 468 185 205; 469 186 206;
 170 187 207; 471 188 208; 472 189 209; 473 190 445; 475 192 443; 476 193 213;
 477 194 214; 478 195 215; 479 196 216; 480 197 217; 481 198 218; 482 199 219;
 483 200 220; 484 201 205; 485 202 206; 486 203 207; 487 204 208; 488 205 417;
 489 206 432; 490 207 422; 491 205 209; 492 206 210; 493 207 211; 494 208 212;

35 209 447; 496 210 452; 497 211 459; 498 209 213; 499 210 214; 500 211 215;
 01 212 216; 502 213 481; 503 214 490; 504 215 498; 505 213 217; 506 214 218;
 07 215 219; 508 216 220; 509 217 512; 510 218 521; 511 219 529; 516 205 225;
 17 206 226; 518 207 227; 519 208 228; 520 209 229; 521 210 230; 522 211 231;
 23 212 232; 524 213 233; 525 214 234; 526 215 235; 527 216 236; 528 217 237;
 29 218 238; 530 219 239; 531 220 240; 532 221 225; 533 222 226; 534 223 227;
 35 224 228; 536 225 416; 537 226 419; 538 227 421; 539 225 229; 540 226 230;
 41 227 231; 542 228 232; 543 229 446; 544 230 451; 545 231 458; 546 229 233;
 47 230 234; 548 231 235; 549 232 236; 550 233 480; 551 234 489; 552 235 497;
 53 233 237; 554 234 238; 555 235 239; 556 236 240; 557 237 511; 558 238 520;
 59 239 528; 564 225 245; 565 226 246; 566 227 247; 567 228 248; 568 229 249;
 59 230 250; 570 231 251; 571 232 252; 572 233 253; 573 234 254; 574 235 255;
 75 236 256; 576 237 257; 577 238 258; 578 239 259; 579 240 260; 580 241 245;
 81 242 246; 582 243 247; 583 244 248; 584 245 435; 585 246 414; 586 247 413;
 87 245 249; 588 246 250; 589 247 251; 590 248 252; 591 249 468; 592 250 450;
 93 251 457; 594 249 253; 595 250 254; 596 251 255; 597 252 256; 598 253 479;
 99 254 488; 600 255 496; 601 253 257; 602 254 258; 603 255 259; 604 256 260;
 95 257 510; 606 258 519; 607 259 527; 612 245 265; 613 246 266; 614 247 267;
 15 248 268; 616 249 269; 617 250 270; 618 251 271; 619 252 272; 620 253 273;
 21 254 274; 622 255 275; 623 256 276; 624 257 277; 625 258 278; 626 259 279;
 27 260 280; 628 261 265; 629 262 266; 630 263 267; 631 264 268; 632 265 434;
 33 266 412; 634 267 410; 635 265 269; 636 266 270; 637 267 271; 638 268 272;
 39 269 467; 640 270 449; 641 271 456; 642 269 273; 643 270 274; 644 271 275;
 45 272 276; 646 273 478; 647 274 487; 648 275 495; 649 273 277; 650 274 278;
 51 275 279; 652 276 280; 653 277 509; 654 278 518; 655 279 526; 660 265 285;
 61 266 286; 652 267 287; 663 268 288; 664 269 289; 665 270 290; 666 271 291;
 67 272 292; 668 273 293; 669 274 294; 670 275 295; 671 276 296; 672 277 297;
 73 278 298; 674 279 299; 675 280 300; 676 281 285; 677 282 286; 678 283 287;
 79 284 288; 680 285 407; 681 286 427; 682 287 408; 683 285 289; 684 286 290;
 35 287 291; 686 288 292; 687 289 438; 688 290 464; 689 291 455; 690 289 293;
 91 290 294; 692 291 295; 693 292 296; 694 293 477; 695 294 486; 696 295 494;
 97 293 297; 698 294 298; 699 295 299; 700 296 300; 701 297 508; 702 298 517;
 03 299 525; 708 285 305; 709 286 306; 710 287 307; 711 288 308; 712 289 309;
 13 290 310; 714 291 311; 715 292 312; 716 293 313; 717 294 314; 718 295 315;
 19 296 316; 720 297 317; 721 298 318; 722 299 319; 723 300 320; 724 301 305;
 25 302 306; 726 303 307; 727 304 308; 728 305 405; 729 306 426; 730 307 406;
 31 305 309; 732 306 310; 733 307 311; 734 308 312; 735 309 437; 736 310 463;
 37 311 454; 738 309 313; 739 310 314; 740 311 315; 741 312 316; 742 313 476;
 43 314 485; 744 315 493; 745 313 317; 746 314 318; 747 315 319; 748 316 320;
 49 317 507; 750 318 516; 751 319 524; 756 305 325; 757 306 326; 758 307 327;
 59 308 328; 760 309 329; 761 310 330; 762 311 331; 763 312 332; 764 313 333;
 65 314 334; 766 315 335; 767 316 336; 768 317 337; 769 318 338; 770 319 339;
 71 320 340; 772 321 325; 773 322 326; 774 323 327; 775 324 328; 776 325 403;
 77 326 424; 778 327 404; 779 325 329; 780 326 330; 781 327 331; 782 328 332;
 83 329 436; 784 330 461; 785 331 442; 786 329 333; 787 330 334; 788 331 335;
 89 332 336; 790 333 475; 791 334 484; 792 335 492; 793 333 337; 794 334 338;
 95 335 339; 796 336 340; 797 337 506; 798 338 515; 799 339 523; 804 325 345;
 05 326 346; 807 328 348; 808 329 349; 809 330 350; 811 332 352; 820 341 345;
 21 342 346; 822 343 347; 823 344 348; 824 345 346; 825 346 347; 826 347 348;
 27 345 349; 828 346 350; 829 347 351; 830 348 352; 831 349 350; 832 350 351;
 33 351 352; 852 345 365; 854 347 367; 855 348 368; 856 349 369; 857 350 370;
 58 351 371; 859 352 372; 868 361 365; 869 362 366; 870 363 367; 871 364 368;
 72 365 366; 873 366 367; 874 367 368; 875 365 369; 876 366 370; 877 367 371;
 78 368 372; 879 369 370; 880 370 371; 881 371 372; 882 369 373; 883 370 374;
 84 371 375; 885 372 376; 886 373 472; 887 374 473; 888 375 474; 889 373 377;
 90 374 378; 891 375 379; 892 376 380; 893 377 503; 894 378 504; 895 379 505;
 96 333 373; 897 334 374; 898 335 375; 899 336 376; 900 337 377; 901 338 378;
 02 339 379; 903 340 380; 904 193 381; 905 197 382; 906 213 383; 907 217 384;
 08 233 385; 909 237 386; 910 253 387; 911 257 388; 912 273 389; 913 277 390;
 14 293 391; 915 297 392; 916 313 393; 917 317 394; 918 333 395; 919 337 396;
 20 373 397; 921 377 398; 923 381 383; 924 382 384; 926 383 385; 927 384 386;
 29 385 387; 930 386 388; 932 387 389; 933 388 390; 935 389 391; 936 390 392;
 38 391 393; 939 392 394; 941 393 395; 942 394 396; 945 395 397; 946 396 398;
 47 245 399; 948 249 400; 949 265 401; 950 269 402; 951 399 401; 952 400 402;
 53 403 326; 954 404 328; 955 405 306; 956 403 405; 957 406 308; 958 404 406;
 59 407 286; 960 405 407; 961 408 288; 962 406 408; 963 409 266; 964 407 409;
 65 410 268; 966 408 410; 967 411 429; 968 412 267; 969 411 412; 970 413 248;
 71 414 247; 972 415 246; 973 416 226; 974 415 416; 975 417 206; 976 416 417;
 77 418 186; 978 417 418; 979 419 227; 980 414 419; 981 420 433; 982 419 420;
 83 421 228; 984 413 421; 985 422 208; 986 421 422; 987 423 188; 988 422 423;
 89 424 425; 990 425 327; 992 424 426; 993 427 411; 994 426 427; 995 428 307;
 96 425 428; 997 429 287; 998 428 429; 999 430 431; 1000 431 187; 1001 432 420;
 002 430 432; 1003 433 207; 1004 431 433; 1005 434 409; 1006 435 415;
 007 434 435; 1008 436 330; 1009 437 310; 1010 436 437; 1011 438 290;
 012 437 438; 1013 439 270; 1014 438 439; 1015 440 250; 1016 441 466;
 017 442 332; 1018 443 212; 1019 444 211; 1020 443 460; 1021 445 210;
 022 444 453; 1023 446 230; 1024 440 446; 1025 447 210; 1026 446 447;
 027 448 190; 1028 447 448; 1029 449 271; 1030 441 449; 1031 450 251;
 032 449 450; 1033 451 231; 1034 450 451; 1035 452 211; 1036 451 452;
 037 453 445; 1038 452 453; 1039 454 312; 1040 442 454; 1041 455 292;
 042 454 455; 1043 456 272; 1044 455 456; 1045 457 252; 1046 456 457;
 047 458 232; 1048 457 458; 1049 459 212; 1050 458 459; 1051 460 444;

052 459 460; 1053 461 462; 1054 462 331; 1056 461 463; 1057 464 441;
058 463 464; 1059 465 311; 1060 462 465; 1061 466 291; 1062 465 466;
063 467 439; 1064 468 440; 1065 467 468; 1066 193 469; 1067 194 470;
068 381 471; 1069 469 483; 1070 469 471; 1071 472 374; 1072 473 375;
073 474 376; 1074 475 334; 1075 472 475; 1076 476 314; 1077 475 476;
078 477 294; 1079 476 477; 1080 478 274; 1081 477 478; 1082 479 254;
083 478 479; 1084 480 234; 1085 479 480; 1086 481 214; 1087 480 481;
088 482 194; 1089 481 482; 1090 483 470; 1091 482 483; 1092 484 335;
093 473 484; 1094 485 315; 1095 484 485; 1096 486 295; 1097 485 486;
098 487 275; 1099 486 487; 1100 488 255; 1101 487 488; 1102 489 235;
103 488 489; 1104 490 215; 1105 489 490; 1106 491 195; 1107 490 491;
108 492 336; 1109 474 492; 1110 493 316; 1111 492 493; 1112 494 296;
113 493 494; 1114 495 276; 1115 494 495; 1116 496 256; 1117 495 496;
118 497 236; 1119 496 497; 1120 498 216; 1121 497 498; 1122 499 196;
123 498 499; 1124 197 500; 1125 198 501; 1126 382 502; 1127 500 514;
128 500 502; 1129 503 378; 1130 504 379; 1131 505 380; 1132 506 338;
133 503 506; 1134 507 318; 1135 506 507; 1136 508 298; 1137 507 508;
138 509 278; 1139 508 509; 1140 510 258; 1141 509 510; 1142 511 238;
143 510 511; 1144 512 218; 1145 511 512; 1146 513 198; 1147 512 513;
148 514 501; 1149 513 514; 1150 515 339; 1151 504 515; 1152 516 319;
153 515 516; 1154 517 299; 1155 516 517; 1156 518 279; 1157 517 518;
158 519 259; 1159 518 519; 1160 520 239; 1161 519 520; 1162 521 219;
163 520 521; 1164 522 199; 1165 521 522; 1166 523 340; 1167 505 523;
168 524 320; 1169 523 524; 1170 525 300; 1171 524 525; 1172 526 280;
173 525 526; 1174 527 260; 1175 526 527; 1176 528 240; 1177 527 528;
178 529 220; 1179 528 529; 1180 530 200; 1181 529 530;

EFINE MATERIAL START

ISOTROPIC CONCRETE

2.35e+007
DISSON 0.17
DENSITY 24
ALPHA 1e-005
TEMP 0.05

END DEFINE MATERIAL

CONSTANTS

MATERIAL CONCRETE MEMB 436 TO 463 468 TO 473 475 TO 511 516 TO 559 -
54 TO 607 612 TO 655 660 TO 703 708 TO 751 756 TO 799 804 805 807 TO 809 -
.1 820 TO 833 852 854 TO 859 868 TO 921 923 924 926 927 929 930 932 933 -
35 936 938 939 941 942 945 TO 990 992 TO 1054 1056 TO 1181

EMBER PROPERTY AMERICAN

40 TO 442 468 TO 471 488 TO 490 516 TO 519 536 TO 538 564 TO 567 584 TO 586 -
12 TO 615 632 TO 634 660 TO 663 680 TO 682 708 TO 711 728 TO 730 -
56 TO 759 776 TO 778 804 805 807 824 TO 826 852 854 855 872 TO 874 947 949 -
53 TO 955 957 959 961 963 965 967 968 970 TO 973 975 977 979 981 983 985 -
87 989 990 993 995 997 999 TO 1001 1003 1005 1006 PRIS YD 0.7 ZD 0.4
51 956 958 960 962 964 966 969 974 976 978 980 982 984 986 988 992 994 996 -
98 1002 1004 1007 PRIS YD 0.6 ZD 0.3
36 TO 439 443 TO 446 450 TO 453 457 TO 460 484 TO 487 491 TO 494 498 TO 501 -
05 TO 508 532 TO 535 539 TO 542 546 TO 549 553 TO 556 580 TO 583 -
87 TO 590 594 TO 597 601 TO 604 628 TO 631 635 TO 638 642 TO 645 -
49 TO 652 676 TO 679 683 TO 686 690 TO 693 697 TO 700 724 TO 727 -
31 TO 734 738 TO 741 745 TO 748 772 TO 775 779 TO 782 786 TO 789 -
93 TO 796 868 TO 871 875 TO 878 882 TO 885 889 TO 892 PRIS YD 0.5 ZD 0.5
17 TO 449 472 473 475 495 TO 497 520 TO 523 543 TO 545 568 TO 571 -
91 TO 593 616 TO 619 639 TO 641 664 TO 667 687 TO 689 712 TO 715 -
15 TO 737 760 TO 763 783 TO 785 808 809 811 831 TO 833 856 TO 859 -
9 TO 881 948 950 1008 1009 1011 1013 1015 TO 1019 1021 1023 1025 1027 1029 -
131 1033 1035 1039 1041 1043 1045 1047 1049 1053 1054 1057 1059 1061 1063 -
64 PRIS YD 0.7 ZD 0.4
2 1010 1012 1014 1024 1026 1028 1030 1032 1034 1036 1038 1040 1042 1044 -
46 1048 1050 1052 1056 1058 1060 1062 1065 PRIS YD 0.6 ZD 0.3
4 TO 456 476 TO 479 502 TO 504 524 TO 527 550 TO 552 572 TO 575 598 TO 600 -
0 TO 623 646 TO 648 668 TO 671 694 TO 696 716 TO 719 742 TO 744 -
4 TO 767 790 TO 792 886 TO 888 896 TO 899 904 906 908 910 912 914 916 918 -
0 1066 1067 1071 TO 1074 1076 1078 1080 1082 1084 1086 1088 1092 1094 1096 -
98 1100 1102 1104 1106 1108 1110 1112 1114 1116 1118 1120 -
22 PRIS YD 0.7 ZD 0.4
3 926 929 932 935 938 941 945 1068 TO 1070 1075 1077 1079 1081 1083 1085 -
87 1089 TO 1091 1093 1095 1097 1099 1101 1103 1105 1107 1109 1111 1113 -
15 1117 1119 1121 1123 PRIS YD 0.6 ZD 0.3
1 TO 463 480 TO 483 509 TO 511 528 TO 531 557 TO 559 576 TO 579 605 TO 607 -
4 TO 627 653 TO 655 672 TO 675 701 TO 703 720 TO 723 749 TO 751 -
8 TO 771 797 TO 799 893 TO 895 900 TO 903 905 907 909 911 913 915 917 919 -
1 1124 1125 1129 TO 1132 1134 1136 1138 1140 1142 1144 1146 1150 1152 1154 -
56 1158 1160 1162 1164 1166 1168 1170 1172 1174 1176 1178 -
80 PRIS YD 0.7 ZD 0.4
24 927 930 933 936 939 942 946 1126 TO 1128 1133 1135 1137 1139 1141 1143 -
145 1147 TO 1149 1151 1153 1155 1157 1159 1161 1163 1165 1167 1169 1171 -
173 1175 1177 1179 1181 PRIS YD 0.6 ZD 0.3

EMBER PROPERTY AMERICAN

020 1022 1037 1051 PRIS YD 0.6 ZD 0.3

EMBER PROPERTY

20 TO 823 827 TO 830 PRIS YD 0.4 ZD 0.4

SUPPORTS

81 TO 184 201 TO 204 221 TO 224 241 TO 244 261 TO 264 281 TO 284 301 TO 304 -
 21 TO 324 341 TO 344 361 TO 364 FIXED

LOAD 1 BEBAN MATI

MEMBER LOAD

51 UNI GY -13.4716
 68 756 UNI GY -18.9969
 04 UNI GY -16.99
 52 UNI GY -11.03
 12 UNI GY -10.495 0 1
 12 UNI GY -10.495 4
 16 564 660 708 UNI GY -18.6456
 007 UNI GY -12.18 0 1
 007 UNI GY -12.18 4
 007 UNI GY -10.69 1 4
 56 978 UNI GY -19.1739
 60 964 974 976 UNI GY -18.4711
 69 757 UNI GY -19.7225
 09 UNI GY -19.2076
 17 565 661 UNI GY -20.5111
 13 UNI GY -20.18
 05 UNI GY -11.24
 002 1004 UNI GY -9.71556
 94 998 UNI GY -12.7704 1.5
 94 998 UNI GY -9.55199 0 1.5
 92 996 UNI GY -9.71556 1.3
 92 996 UNI GY -10.9534 0 1.3
 69 980 982 UNI GY -18.4711
 70 758 UNI GY -19.2549
 54 UNI GY -11.24
 14 UNI GY -20.18
 18 566 662 UNI GY -20.1168
 10 UNI GY -18.8133
 58 988 UNI GY -18.2387
 62 966 984 986 UNI GY -17.6825
 55 UNI GY -16.99
 07 UNI GY -11.03
 71 759 UNI GY -18.5294
 15 UNI GY -18.48
 19 567 663 711 UNI GY -18.2513
 52 UNI GY -15.148
 72 760 UNI GY -19.9463
 08 856 UNI GY -18.33
 16 UNI GY -9.48 0 1
 16 UNI GY -9.48 4
 20 568 664 712 UNI GY -19.6633
 065 UNI GY -10.44 0 1
 065 UNI GY -10.44 4
 065 UNI GY -9.24 1 4
 010 1028 UNI GY -16.0727
 012 1014 1024 1026 UNI GY -15.5067
 73 UNI GY -11.6963
 021 UNI GY -16.9113
 21 569 665 UNI GY -19.0289
 13 UNI GY -17.7253
 61 UNI GY -18.1719
 09 UNI GY -10.08
 57 UNI GY -10.76
 058 1062 UNI GY -12.7704 1.5
 058 1062 UNI GY -9.55299 0 1.5
 056 1060 UNI GY -10.9534 0 1.3
 056 1060 UNI GY -9.71556 1.3
 030 1034 1036 UNI GY -18.4711
 032 UNI GY -17.3056
 07 UNI GY -18.3128
 019 UNI GY -15.71
 02 570 666 UNI GY -20.1168
 04 UNI GY -18.8133
 02 UNI GY -18.2387
 08 UNI GY -19.0728
 08 UNI GY -17.2
 052 UNI GY -13.67
 042 1044 1048 1050 UNI GY -17.6825
 046 UNI GY -16.7601
 040 UNI GY -18.2387
 75 UNI GY -13.53
 018 UNI GY -18.745
 023 571 667 715 UNI GY -20.7513
 519 UNI GY -20.29
 763 UNI GY -21.0294
 811 UNI GY -13.53

59 UNI GY -19.49
068 UNI GY -14.72
066 UNI GY -11.24
091 UNI GY -9.2
067 UNI GY -8.26
23 941 UNI GY -16.0884
26 929 935 938 UNI GY -16.0444
32 UNI GY -15.9716
45 UNI GY -16.1169
76 764 UNI GY -17.5953
24 572 668 716 UNI GY -17.2
20 UNI GY -11.0016
96 UNI GY -17.8519
077 1089 UNI GY -19.1739
079 1081 1085 1087 UNI GY -18.4711
083 UNI GY -17.3056
075 UNI GY -19.63
77 765 UNI GY -21.2139
25 573 669 717 UNI GY -20.5111
21 UNI GY -19.3456
97 UNI GY -21.67
099 1103 1105 UNI GY -18.4711
101 UNI GY -17.3056
093 UNI GY -19.63
78 766 UNI GY -20.7463
26 574 670 718 UNI GY -20.1168
22 UNI GY -19.0728
98 UNI GY -21.1549
111 1123 UNI GY -18.2387
113 1115 1119 1121 UNI GY -17.6825
117 UNI GY -16.7601
109 UNI GY -18.5997
79 767 UNI GY -21.0294
27 575 671 719 UNI GY -20.7513
23 UNI GY -20.29
09 UNI GY -21.2099
125 UNI GY -8.14
124 UNI GY -10.08
149 UNI GY -8.04
125 UNI GY -7.68
24 942 UNI GY -9.24204
27 930 936 939 UNI GY -9.20667
33 UNI GY -9.148
46 UNI GY -9.265
80 768 UNI GY -15.1984
28 576 672 720 UNI GY -14.88
24 UNI GY -9.888
00 UNI GY -15.405
135 1147 UNI GY -16.0727
137 1139 1143 1145 UNI GY -17.5467
141 UNI GY -14.568
133 UNI GY -16.44
81 769 UNI GY -18.1126
29 577 673 721 UNI GY -17.5467
25 UNI GY -16.608
01 UNI GY -18.48
157 1161 1163 UNI GY -15.5067
159 UNI GY -14.568
151 UNI GY -16.44
12 770 UNI GY -17.7361
10 578 674 722 UNI GY -17.2291
6 UNI GY -16.3883
2 UNI GY -18.0651
69 1181 UNI GY -15.3195
71 1173 1177 1179 UNI GY -14.8716
75 UNI GY -14.1287
67 UNI GY -15.6103
3 771 UNI GY -13.8198
1 579 675 723 UNI GY -13.5958
7 UNI GY -13.2243
13 UNI GY -13.9651
2 873 UNI GY -11.03
4 UNI GY -19.0993
79 UNI GY -20.13
30 UNI GY -21.725
81 UNI GY -21.5993
20 UNI GY -16.51
86 887 1071 1072 UNI GY -19.49
88 1073 UNI GY -19.043
21 UNI GY -10.18
93 894 1129 1130 UNI GY -12.58
95 1131 UNI GY -12.22

324 832 UNI GY -13.475
325 UNI GY -5.28
326 833 UNI GY -13.3493
331 UNI GY -18.48
776 953 UNI GY -19.435
777 784 990 1054 UNI GY -9.899
889 1053 UNI GY -7.962
778 785 954 1017 UNI GY -10.793
918 UNI GY -11.24
790 791 1074 1092 UNI GY -17.2
792 1108 UNI GY -16.306
919 UNI GY -10.08
797 798 1132 1150 UNI GY -14.88
99 1166 UNI GY -14.16
28 742 743 955 1076 1094 UNI GY -17.2
28 729 736 742 743 955 995 1059 1076 1094 UNI GY -14.518
35 1009 UNI GY -14.88
30 737 744 957 1039 1110 UNI GY -16.306
16 UNI GY -11.24
17 UNI GY -10.08
49 750 1134 1152 UNI GY -14.88
51 1168 UNI GY -14.16
80 694 695 959 1078 1096 UNI GY -17.2
81 688 967 993 997 1016 1057 1061 UNI GY -11.24
81 688 997 1061 UNI GY -4.619
67 993 1016 1057 UNI GY -2.682
82 689 696 961 1041 1112 UNI GY -16.306
14 UNI GY -11.24
15 UNI GY -10.08
01 702 1136 1154 UNI GY -14.88
03 1170 UNI GY -14.16
49 UNI GY -14.01
32 963 1005 UNI GY -11.24
32 UNI GY -2.1158
63 1005 UNI GY -8.09649
33 968 UNI GY -20.9599
34 965 UNI GY -20.2674
50 UNI GY -15.93
39 1013 1063 UNI GY -10.08
39 UNI GY -1.704
013 1063 UNI GY -6.52066
40 1029 UNI GY -17.2
41 1043 UNI GY -16.306
12 UNI GY -11.24
46 647 1080 1098 UNI GY -17.2
48 1114 UNI GY -16.306
13 UNI GY -10.08
53 654 1138 1156 UNI GY -14.88
55 1172 UNI GY -14.16
47 UNI GY -14.01
84 972 1006 UNI GY -11.24
84 UNI GY -2.1158
72 1006 UNI GY -8.09649
85 971 UNI GY -20.9599
86 970 UNI GY -20.2674
48 UNI GY -15.93
91 1015 1064 UNI GY -10.08
91 UNI GY -1.704
015 1064 UNI GY -6.52066
92 1031 UNI GY -17.2
93 1045 UNI GY -16.306
10 UNI GY -11.24
98 599 1082 1100 UNI GY -17.2
0 1116 UNI GY -16.306
11 UNI GY -10.08
05 606 1140 1158 UNI GY -14.88
07 1174 UNI GY -14.16
16 537 544 550 551 973 979 1033 1084 1102 UNI GY -17.2
8 545 552 983 1047 1118 UNI GY -16.306
13 557 558 1023 1142 1160 UNI GY -14.88
9 1176 UNI GY -14.16
08 UNI GY -11.24
09 UNI GY -10.08
06 UNI GY -11.24
07 UNI GY -10.08
89 981 1001 1003 UNI GY -11.24
89 1003 UNI GY -4.619
88 502 503 975 1086 1104 UNI GY -17.2
90 504 985 1120 UNI GY -16.306
495 509 510 1025 1144 1162 UNI GY -14.88
496 1035 UNI GY -17.0661
497 1049 UNI GY -16.2823

511 1178 UNI GY -14.16
 140 977 UNI GY -16.99
 141 1000 UNI GY -15.649
 142 987 UNI GY -16.543
 147 1027 UNI GY -18.33
 148 449 UNI GY -13.53
 304 UNI GY -19.49
 154 1088 UNI GY -23.5875
 155 1106 UNI GY -19.49
 156 1122 UNI GY -19.043
 162 905 1164 UNI GY -12.58
 161 1146 UNI GY -15.88
 163 1180 UNI GY -12.22
 153 1165 UNI GY -16.0727
 155 UNI GY -15.5067
 095 1107 UNI GY -19.1739
 097 UNI GY -18.4711
 022 1037 UNI GY -9.06613
 020 1051 UNI GY -8.72927
 038 UNI GY -13.67
 069 1090 UNI GY -7.3375
 070 UNI GY -6.22
 069 1090 1127 1148 UNI GY -7.3375
 070 1128 UNI GY -6.22
JOINT LOAD
 85 TO 192 205 TO 212 225 TO 232 245 TO 252 265 TO 272 285 TO 292 305 TO 312 -
 26 328 TO 332 365 TO 372 FY -18
 45 TO 348 FY -11.52
 89 TO 192 209 TO 212 229 TO 232 249 TO 252 269 TO 272 289 TO 292 309 TO 312 -
 29 TO 332 369 TO 372 FY -24
 49 TO 352 FY -15.36
 93 TO 196 213 TO 216 233 TO 236 253 TO 256 273 TO 276 293 TO 296 313 TO 316 -
 33 TO 336 373 TO 376 FY -24
LOAD 2 BEBAN HIDUP
MEMBER LOAD
 51 UNI GY -2.36667
 68 756 UNI GY -4.45578
 16 564 660 708 UNI GY -4.25926
 04 UNI GY -3.33333
 12 UNI GY -2.91667 0 1
 12 UNI GY -2.91667 4
 007 UNI GY -5 0 1
 007 UNI GY -5 4
 007 UNI GY -4.16667 1 4
 956 978 UNI GY -8.91156
 960 964 974 976 UNI GY -8.51852
 469 757 UNI GY -8.07746
 517 565 661 UNI GY -8.51852
 613 UNI GY -8.33333
 709 UNI GY -7.78946
 305 UNI GY -3.33333
 92 996 UNI GY -4.31398 0 1.3
 92 996 UNI GY -3.62168 1.3
 94 998 UNI GY -5.3302 1.5
 94 998 UNI GY -3.5302 0 1.5
 002 1004 UNI GY -3.62168
 69 980 982 UNI GY -8.51852
 70 758 UNI GY -7.81595
 18 566 662 UNI GY -8.298
 14 UNI GY -8.33333
 10 UNI GY -7.56894
 54 UNI GY -3.33333
 58 988 UNI GY -8.38855
 62 966 984 986 UNI GY -8.07748
 71 759 UNI GY -4.19428
 19 567 663 711 UNI GY -4.03874
 15 UNI GY -4.16667
 55 UNI GY -3.33333
 52 UNI GY -3.78667
 72 760 UNI GY -7.12925
 20 568 664 712 UNI GY -6.81481
 08 856 UNI GY -5.33333
 16 UNI GY -4.66667 0 1
 16 UNI GY -4.66667 4
 065 UNI GY -8 0 1
 065 UNI GY -8 4
 065 UNI GY -6.66667 1 4
 1010 1028 UNI GY -14.2585
 1012 1014 1024 1026 UNI GY -13.6296
 473 UNI GY -7.12925
 1021 UNI GY -10.0459
 521 569 665 UNI GY -11.0741

713 UNI GY -10.345
761 UNI GY -10.7509
809 UNI GY -5.33333
857 UNI GY -8.66667
887 UNI GY -10.6
1058 1062 UNI GY -5.3302 1.5
1058 1062 UNI GY -3.5302 0 1.5
1056 1060 UNI GY -4.31398 0 1.3
1056 1060 UNI GY -3.62168 1.3
1038 UNI GY -5.83333
1030 1034 1036 UNI GY -8.51852
032 UNI GY -7.86667
019 UNI GY -5.83333
22 570 666 UNI GY -8.298
14 UNI GY -7.56894
62 UNI GY -7.81595
18 UNI GY -7.71412
58 UNI GY -6.66667
052 UNI GY -5.83333
042 1044 1048 1050 UNI GY -8.07748
040 UNI GY -8.38855
046 UNI GY -7.56157
59 UNI GY -3.33333
018 UNI GY -2.91667
23 571 667 715 UNI GY -4.03874
19 UNI GY -3.78078
63 UNI GY -4.19428
068 UNI GY -1.66667
066 UNI GY -3.33333
091 UNI GY -3.33333
067 UNI GY -1.66667
23 941 UNI GY -2.43197
26 929 935 938 UNI GY -2.40741
32 UNI GY -2.36667
45 UNI GY -2.44792
76 764 UNI GY -6.88776
24 572 668 716 UNI GY -6.66667
20 UNI GY -3.2
96 UNI GY -7.03125
077 1089 UNI GY -8.91156
079 1081 1085 1087 UNI GY -8.51852
083 UNI GY -7.86667
075 UNI GY -9.16667
077 765 UNI GY -8.91156
525 573 669 717 UNI GY -8.51852
521 UNI GY -7.86667
397 UNI GY -9.16667
1095 1107 UNI GY -8.91156
1097 1099 1103 1105 UNI GY -8.51852
1101 UNI GY -7.86667
1093 UNI GY -9.16667
1078 766 UNI GY -8.65006
126 574 670 718 UNI GY -8.298
122 UNI GY -7.71412
98 UNI GY -8.87856
111 1123 UNI GY -8.38855
113 1115 1119 1121 UNI GY -8.07748
117 UNI GY -7.56157
109 UNI GY -8.59046
79 767 UNI GY -4.19428
27 575 671 719 UNI GY -4.03874
23 UNI GY -3.78078
99 UNI GY -4.29523
125 1126 UNI GY -2.8
124 1149 UNI GY -5.6
124 942 UNI GY -4.08571
127 930 936 939 UNI GY -4.04444
13 UNI GY -3.976
16 UNI GY -4.1125
30 768 UNI GY -11.5714
28 576 672 720 UNI GY -11.2
24 UNI GY -5.376
00 UNI GY -11.8125
135 1147 UNI GY 14.9714
137 1139 1143 1145 UNI GY -14.3111
141 UNI GY -13.216
133 UNI GY -15.4
181 769 UNI GY -14.9714
529 577 673 721 UNI GY -14.3111
625 UNI GY -13.216
901 UNI GY -15.4
1153 1165 UNI GY -14.9714

.155 1157 1161 1163 UNI GY -14.3111
.159 UNI GY -13.216
.151 UNI GY -15.4
.82 770 UNI GY -14.5321
.30 578 674 722 UNI GY -13.9406
.26 UNI GY -12.9597
.02 UNI GY -14.916
.169 1181 UNI GY -14.0928
.171 1173 1177 1179 UNI GY -13.5702
.175 UNI GY -12.7034
.167 UNI GY -14.432
.83 771 UNI GY -7.04639
.31 579 675 723 UNI GY -6.78508
.27 UNI GY -6.35172
.03 UNI GY -7.21598
.40 455 904 977 1106 UNI GY -3.33333
.41 1000 UNI GY -2.58333
.42 456 987 1122 UNI GY -3.08333
.47 1027 UNI GY -5.33333
.54 1088 UNI GY -5.625
.62 905 1164 UNI GY -5.6
.61 1146 UNI GY -9.45
.63 1180 UNI GY -5.18
.88 502 503 975 1086 1104 UNI GY -6.66667
.89 981 1001 1003 UNI GY -3.33333
.89 1003 UNI GY -2.58333
.90 504 985 1120 UNI GY -6.16667
.06 UNI GY -3.33333
.95 1025 UNI GY -10.6667
.96 1035 UNI GY -6.5918
.97 1049 UNI GY -6.1534
.07 UNI GY -5.6
.09 510 1144 1162 UNI GY -11.2
.11 1178 UNI GY -10.36
.36 537 544 550 551 973 979 1033 1084 1102 UNI GY -6.66667
.38 545 552 983 1047 1118 UNI GY -6.16667
.43 1023 UNI GY -10.6667
.08 UNI GY -3.33333
.09 UNI GY -5.6
.57 558 1142 1160 UNI GY -11.2
.59 1176 UNI GY -10.36
.47 UNI GY -1.66667
.84 972 1006 UNI GY -3.33333
.84 UNI GY -1.18333
.92 1006 UNI GY -4.52824
.85 971 UNI GY -8.76953
.86 970 UNI GY -8.38221
.98 UNI GY -2.66667
.91 1015 1064 UNI GY -5.33333
.91 UNI GY -1.89333
.015 1064 UNI GY -7.24518
.92 1031 UNI GY -6.66667
.93 1045 UNI GY -6.16667
.10 UNI GY -3.33333
.98 599 1082 1100 UNI GY -6.66667
.00 1116 UNI GY -6.16667
.11 UNI GY -5.6
.05 606 1140 1158 UNI GY -11.2
.07 1174 UNI GY -10.36
.49 UNI GY -1.66667
.32 912 963 1005 UNI GY -3.33333
.32 UNI GY -1.18333
.53 1005 UNI GY -4.52824
.33 968 UNI GY -8.76953
.34 965 UNI GY -8.38221
.50 UNI GY -2.66667
.39 1013 1063 UNI GY -5.33333
.39 UNI GY -1.89333
.013 1063 UNI GY -7.24518
.10 646 647 1029 1080 1098 UNI GY -6.66667
.41 648 1043 1114 UNI GY -6.16667
.13 UNI GY -5.6
.53 654 1138 1156 UNI GY -11.2
.55 1172 UNI GY -10.36
.80 694 695 959 1078 1096 UNI GY -6.66667
.81 688 914 967 993 997 1016 1057 1061 UNI GY -3.33333
.81 688 997 1061 UNI GY -2.58333
.67 993 1016 1057 UNI GY -1.5
.82 689 696 961 967 993 1016 1041 1057 1112 UNI GY -6.16667
.82 687 689 696 961 967 993 1011 1016 1041 1057 1112 UNI GY -10.6667
.915 UNI GY -5.6
.701 702 1136 1154 UNI GY -11.2

```

03 1170 UNI GY -10.36
28 742 743 955 1076 1094 UNI GY -6.66667
30 737 744 957 1039 1110 UNI GY -6.16667
35 1009 UNI GY -10.6667
29 736 995 1059 UNI GY -5.16667
16 UNI GY -3.33333
17 UNI GY -5.6
49 750 1134 1152 UNI GY -11.2
51 1168 UNI GY -10.36
76 953 UNI GY -7.91667
77 784 990 1054 UNI GY -2.58333
89 1053 UNI GY -1.5
78 785 954 1017 UNI GY -3.08333
83 1008 UNI GY -12.6667
18 UNI GY -3.33333
90 791 1074 1092 UNI GY -6.66667
92 1108 UNI GY -6.16667
19 UNI GY -5.6
97 798 1132 1150 UNI GY -11.2
99 1166 UNI GY -10.36
74 UNI GY -4.51303
79 UNI GY -7.33333
80 UNI GY -4.58333
81 UNI GY -4.51303
20 UNI GY -1.65667
86 887 1071 1072 UNI GY -3.33333
98 1073 UNI GY -3.08333
21 UNI GY -2.8
93 894 1129 1130 UNI GY -5.6
95 1131 UNI GY -5.18
24 832 UNI GY -4.58333
26 833 UNI GY -4.51303
31 UNI GY -14.6667
LOAD 3 BEBAN GEMPA
DINT LOAD
97 217 237 257 277 297 317 337 377 FX 2674.97757
93 213 233 253 273 293 313 333 373 FX 1903.69130
39 209 229 249 269 289 309 329 349 369 FX 984.83043
85 205 225 245 265 285 305 325 345 365 FX 502.63410
97 TO 200 FZ 802.49327
93 TO 196 FZ 571.10739
89 TO 192 FZ 295.44913
85 TO 188 FZ 150.79023
LOAD COMB 4 KOMBINASI 1
. 1.2 2 1.6
LOAD COMB 5 KOMBINASI 2
. 1.2 2 1.0 3 1.0
LOAD COMB 6 KOMBINASI 3
. 1.2 2 1.0 3 -1.0
LOAD COMB 7 KOMBINASI 4
. 0.9 3 1.0
LOAD COMB 8 KOMBINASI 5
. 0.9 3 -1.0
LOAD COMB 9 KOMBINASI 6
. 1.0 2 1.0 3 1.0
PERFORM ANALYSIS
START CONCRETE DESIGN
CODE ACI
C 250000 MEMB 436 TO 463 468 TO 473 475 TO 511 516 TO 559 564 TO 607 612 -
L3 TO 655 660 TO 703 708 TO 751 756 TO 799 804 805 807 TO 809 811 -
L0 TO 833 852 854 TO 859 868 TO 921 923 924 926 927 929 930 932 933 935 -
L6 938 939 941 942 945 TO 990 992 TO 1037 1039 TO 1054 1056 TO 1094 1096 -
L98 TO 1106 1108 TO 1152 1154 1156 TO 1164 1166 TO 1181
MAIN 5e+006 MEMB 436 TO 463 468 TO 473 475 TO 511 516 TO 559 564 TO 607 -
L2 TO 655 660 TO 703 708 TO 751 756 TO 799 804 805 807 TO 809 811 -
L0 TO 833 852 854 TO 859 868 TO 921 923 924 926 927 929 930 932 933 935 -
L6 938 939 941 942 945 TO 990 992 TO 1037 1039 TO 1054 1056 TO 1094 1096 -
L98 TO 1106 1108 TO 1152 1154 1156 TO 1164 1166 TO 1181
SEC 2.4e+006 ALL
END CONCRETE DESIGN
FINISH

```



Software licensed to Snow Panther [L20]

1

Job Title SKRIPSI

Pert

Ref

By

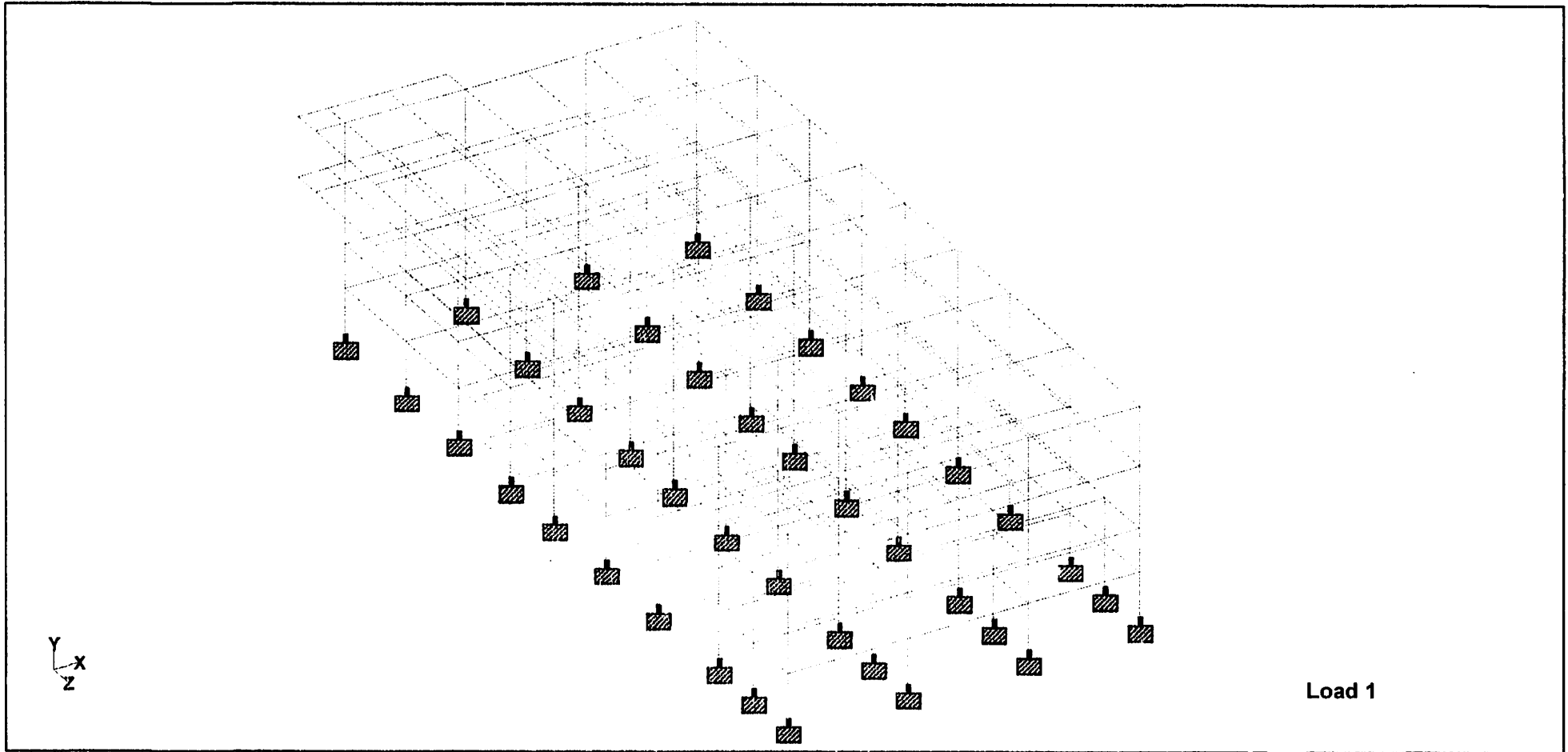
Date 07-Jan-14

Chd

Client SAIDATUL MUFIDAH

File 3D.std

Date/Time 25-Feb-2014 21:26



Whole Structure



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job Title SKRIPSI

Client SAIDATUL MUFIDAH

2

Part

Ref

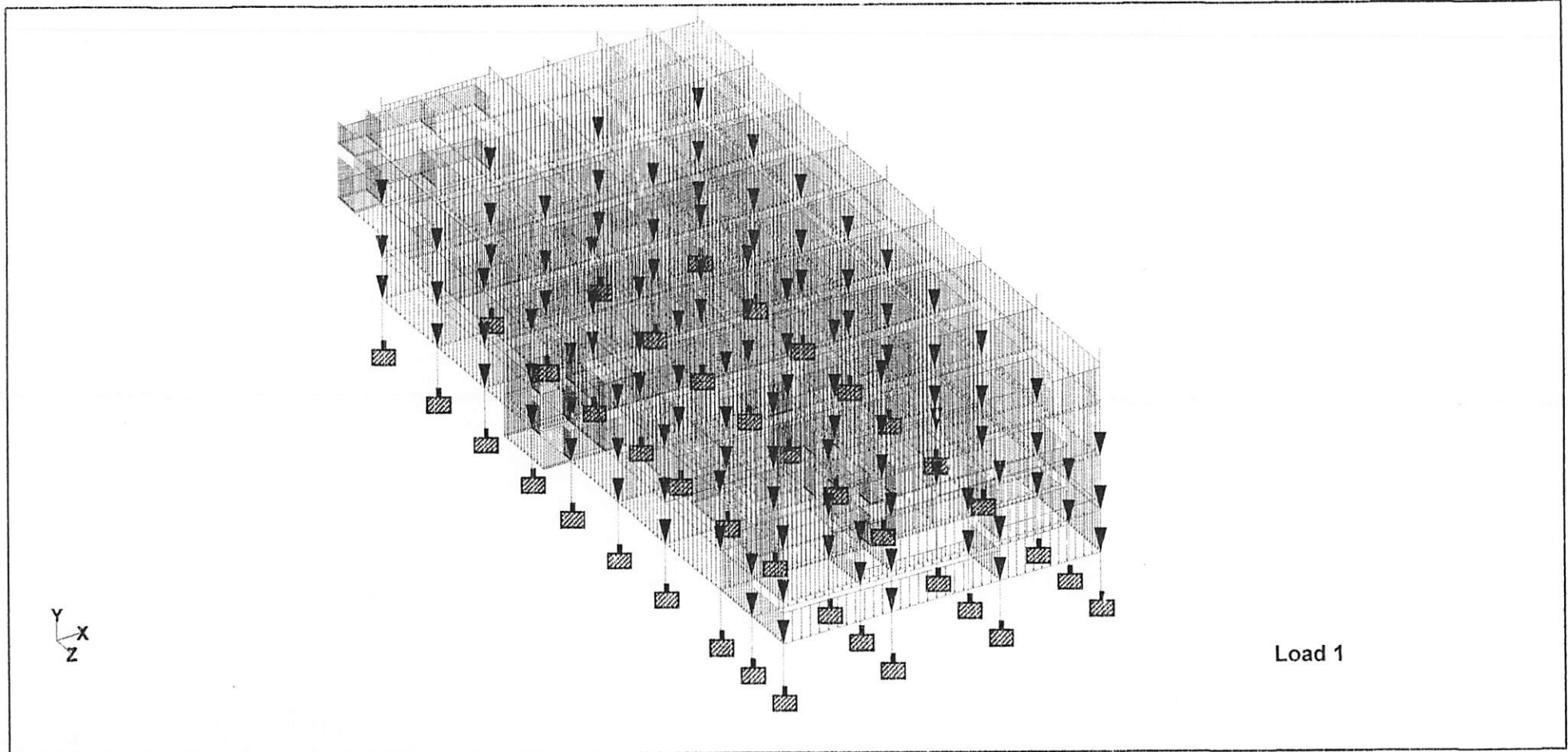
By

Date 07-Jan-14

Chd

File 3D.std

Date/Time 25-Feb-2014 21:26



Whole Structure Loads 3.01887kN:1m 1 BEBAN MATI



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

3

Job Title SKRIPSI

Part

Ref

By

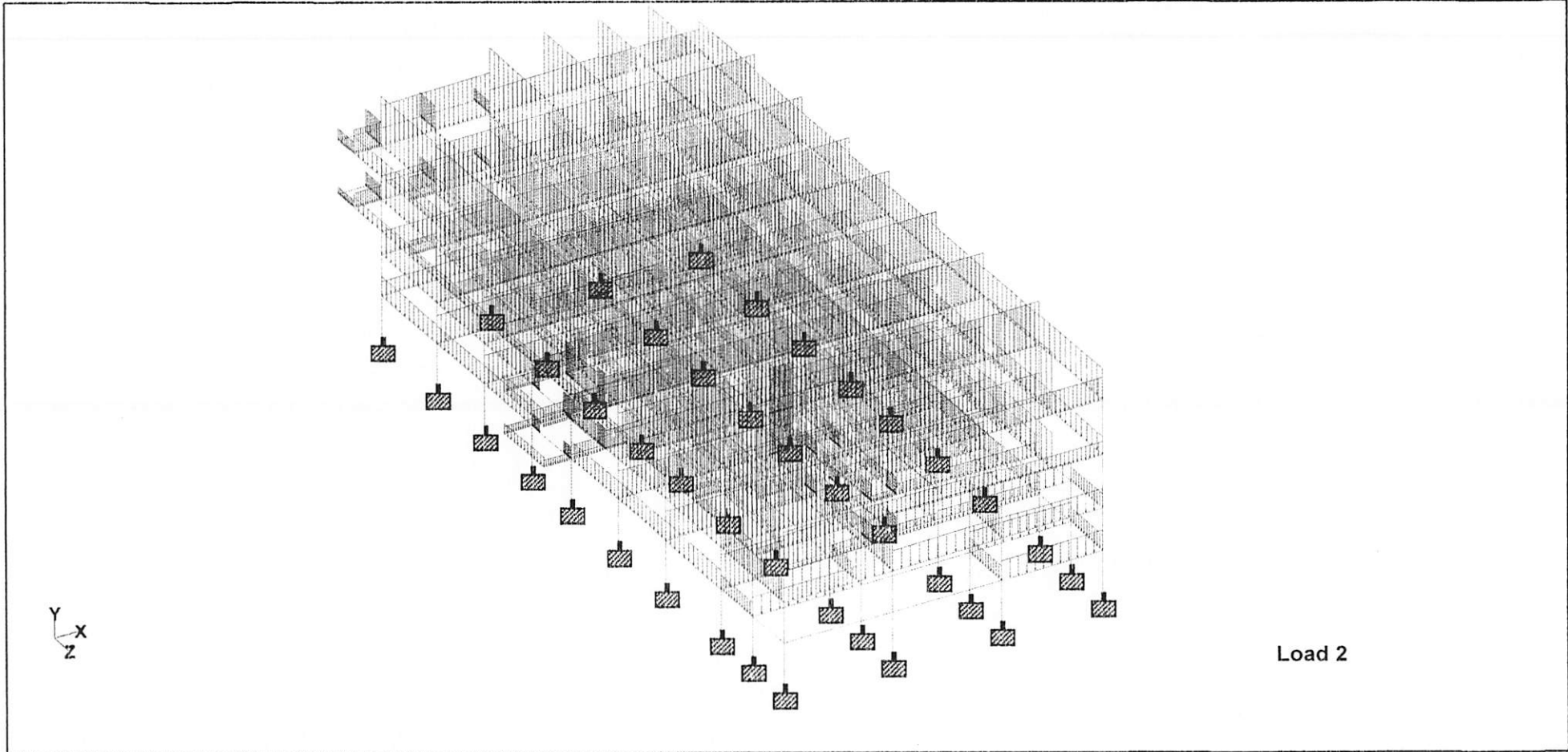
Date 07-Jan-14

Chd

Client SAIDATUL MUFIDAH

File 3D.std

Date/Time 25-Feb-2014 21:26



Whole Structure Loads 3.01887kN:1m 2 BEBAN HIDUP



Software licensed to Snow Panther [L20]

Job Title SKRIPS1

Part

Ref

By

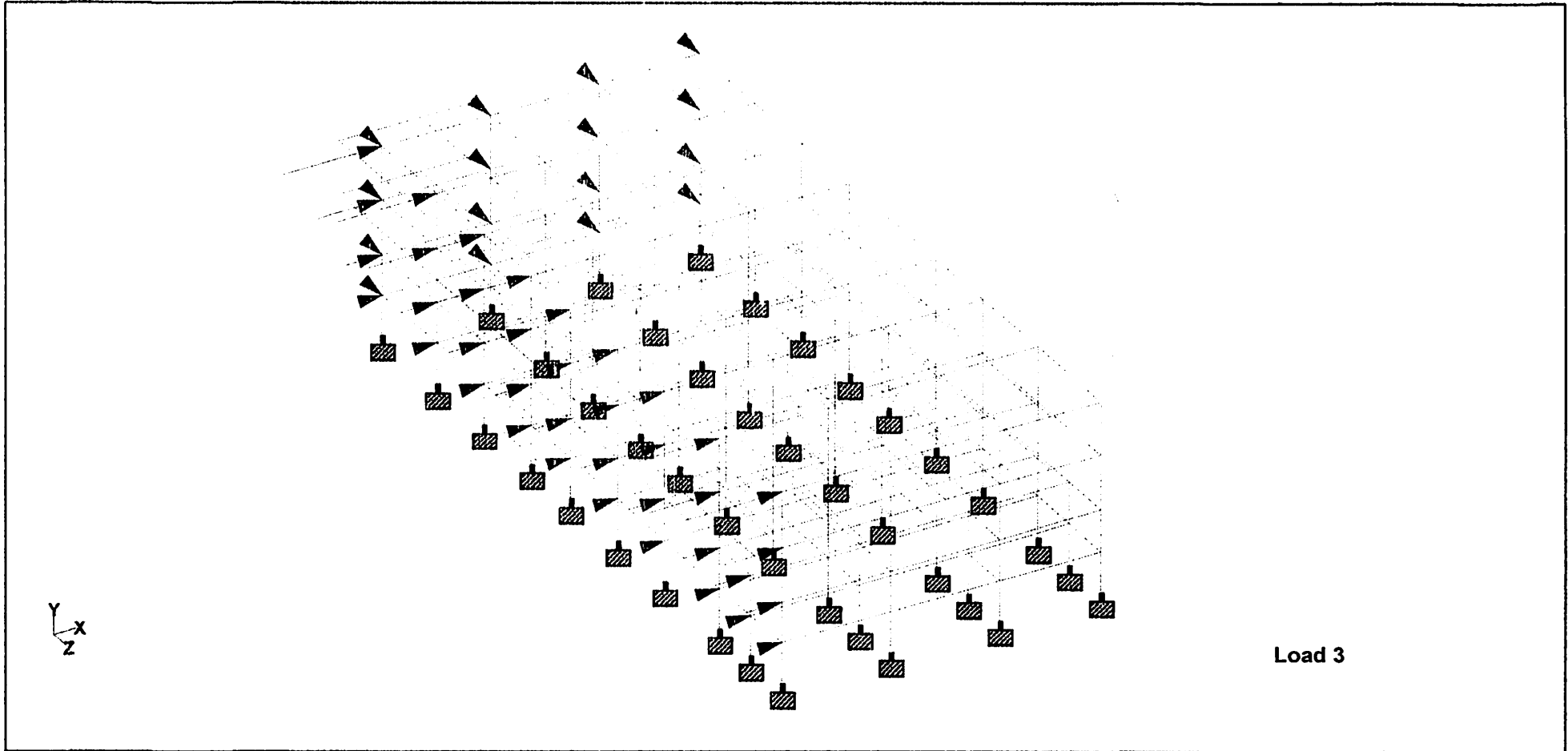
Date 07-Jan-14

Chd

Client SAIDATUL MUFIDAH

File 3D.std

Date/Time 25-Feb-2014 21:26



Whole Structure Loads 237.935kN:1m 3 BEBAN GEMPA



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

5

Job Title SKRIPSI

Part

Ref

By

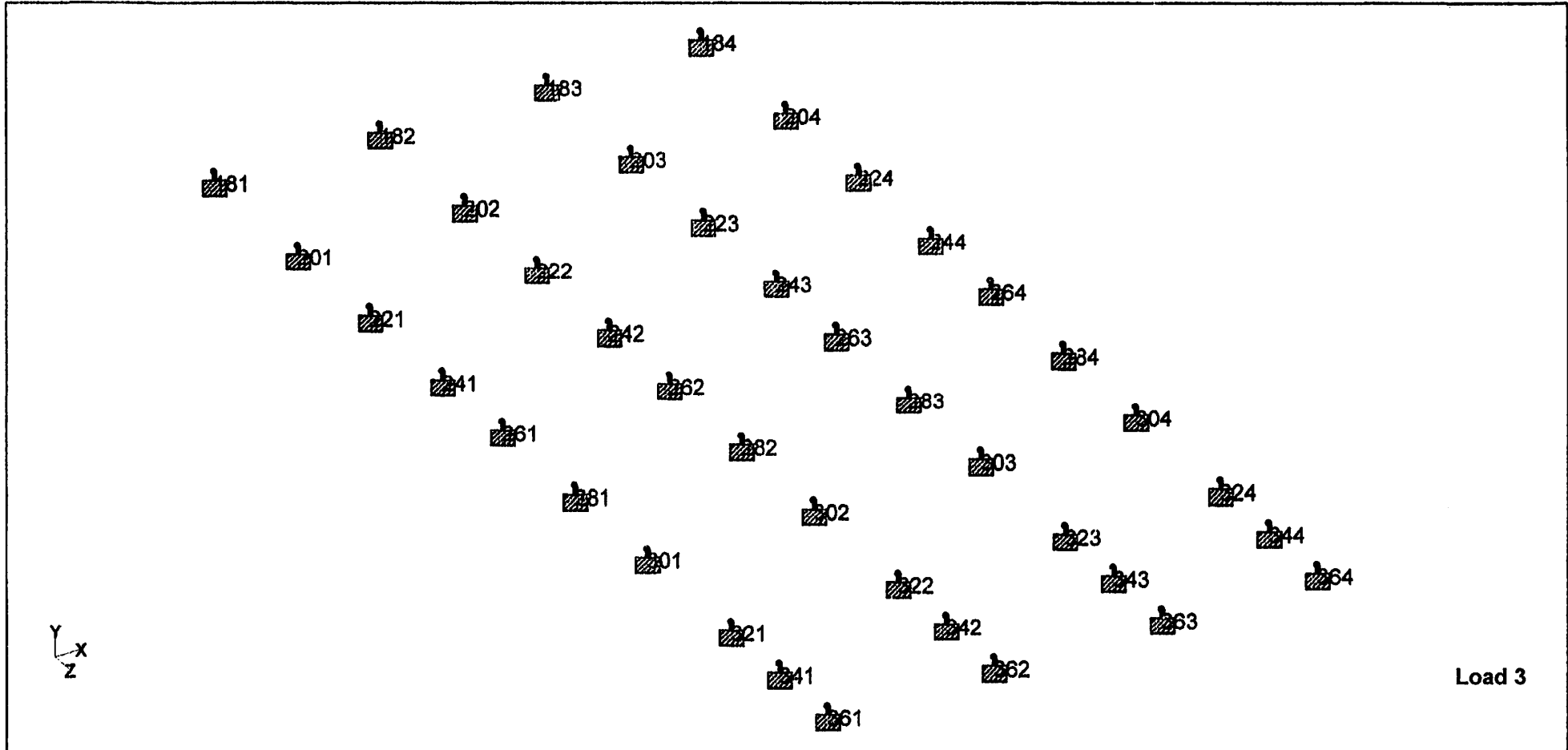
Date 07-Jan-14

Chd

Client SAIDATUL MUFIDAH

File 3D.std

Date/Time 25-Feb-2014 21:26



Whole Structure



Software licensed to Snow Panther [LZO]

Job No	Sheet No 1	Rev
Part		
Ref		
By	Date 07-Jan-14	Chd
File 3D.std		Date/Time 25-Feb-2014 21:26

Job Title SKRIPSI

Client SAIDATUL MUFIDAH

Reactions

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
181	1:BEBAN MAT	25.823	1.14E 3	15.450	15.258	0.040	-25.917
	2:BEBAN HIDL	7.215	299.117	4.727	4.865	0.062	-7.372
	3:BEBAN GEV	-1.34E 3	-2.69E 3	-159.775	-307.031	-0.245	2.67E 3
	4:KOMBINASI	42.533	1.85E 3	26.103	26.093	0.147	-42.895
	5:KOMBINASI	-1.3E 3	-1.02E 3	-136.508	-283.857	-0.135	2.63E 3
	6:KOMBINASI	1.37E 3	4.36E 3	183.041	330.205	0.355	-2.71E 3
	7:KOMBINASI	-1.31E 3	-1.66E 3	-145.870	-293.299	-0.210	2.65E 3
	8:KOMBINASI	1.36E 3	3.72E 3	173.680	320.763	0.281	-2.7E 3
	9:KOMBINASI	-1.3E 3	-1.25E 3	-139.598	-286.909	-0.143	2.64E 3
182	1:BEBAN MAT	-6.618	1.24E 3	18.782	18.710	0.058	5.917
	2:BEBAN HIDL	-1.341	372.196	8.527	8.574	0.013	1.256
	3:BEBAN GEV	-1.7E 3	162.417	-175.112	-331.452	2.186	3.02E 3
	4:KOMBINASI	-10.088	2.08E 3	36.182	36.171	0.090	9.111
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	2.02E 3	-144.047	-300.426	2.269	3.03E 3
	6:KOMBINASI	1.7E 3	1.7E 3	206.178	362.478	-2.104	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.71E 3	1.28E 3	-158.208	-314.613	2.239	3.03E 3
	8:KOMBINASI	1.7E 3	952.518	192.016	348.290	-2.134	-3.02E 3
	9:KOMBINASI	-1.71E 3	1.77E 3	-147.803	-304.168	2.257	3.03E 3
183	1:BEBAN MAT	4.206	924.933	18.597	16.148	-0.037	-4.174
	2:BEBAN HIDL	1.703	300.146	9.037	8.352	-0.003	-1.663
	3:BEBAN GEV	-1.72E 3	-902.165	-134.795	-298.118	-0.283	3.03E 3
	4:KOMBINASI	7.772	1.59E 3	36.776	32.740	-0.049	-7.670
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	507.901	-103.442	-270.389	-0.330	3.02E 3
	6:KOMBINASI	1.73E 3	2.31E 3	166.148	325.847	0.235	-3.04E 3
	7:KOMBINASI	-1.72E 3	-69.725	-118.058	-283.585	-0.316	3.03E 3
	8:KOMBINASI	1.72E 3	1.73E 3	151.532	312.651	0.249	-3.03E 3
	9:KOMBINASI	-1.72E 3	322.914	-107.161	-273.618	-0.323	3.02E 3
184	1:BEBAN MAT	-22.422	612.745	16.357	16.734	-0.214	21.690
	2:BEBAN HIDL	-7.338	137.912	5.112	4.980	-0.049	7.030
	3:BEBAN GEV	-1.33E 3	2.25E 3	-169.771	-323.977	-0.982	2.65E 3
	4:KOMBINASI	-38.648	955.953	27.808	28.049	-0.335	37.276
	5:KOMBINASI	-1.37E 3	3.12E 3	-145.031	-298.917	-1.288	2.68E 3
	6:KOMBINASI	1.3E 3	-1.38E 3	194.512	349.038	0.677	-2.62E 3
	7:KOMBINASI	-1.35E 3	2.8E 3	-155.050	-308.917	-1.175	2.67E 3
	8:KOMBINASI	1.31E 3	-1.7E 3	184.493	339.038	0.790	-2.63E 3
	9:KOMBINASI	-1.36E 3	3E 3	-148.302	-302.263	-1.245	2.68E 3
201	1:BEBAN MAT	37.375	1.25E 3	-3.990	-3.810	0.028	-37.272
	2:BEBAN HIDL	14.495	490.984	-0.491	-0.327	0.031	-14.833
	3:BEBAN GEV	-1.33E 3	-2.27E 3	-202.165	-344.909	0.503	2.67E 3
	4:KOMBINASI	68.042	2.28E 3	-5.573	-5.096	0.084	-68.459
	5:KOMBINASI	-1.27E 3	-286.502	-207.443	-349.808	0.568	2.61E 3
	6:KOMBINASI	1.39E 3	4.26E 3	196.886	340.010	-0.438	-2.73E 3
	7:KOMBINASI	-1.3E 3	-1.15E 3	-205.756	-348.338	0.529	2.63E 3
	8:KOMBINASI	1.37E 3	3.4E 3	198.574	341.480	-0.477	-2.7E 3
	9:KOMBINASI	-1.28E 3	-536.029	-206.645	-349.046	0.563	2.61E 3
202	1:BEBAN MAT	-5.669	1.61E 3	-3.791	-3.406	0.023	4.899
	2:BEBAN HIDL	-1.383	774.164	-0.899	-0.673	0.001	1.197
	3:BEBAN GEV	-1.7E 3	367.344	-218.866	-370.812	0.777	3.02E 3
	4:KOMBINASI	-9.016	3.17E 3	-5.988	-5.165	0.030	7.794

✓ Tipe 3

1954

1954

1954

1954

1954



Software licensed to Snow Panther [LZO]

Job No	Sheet No 2	Rev
Part		
Ref		
By	Date 07-Jan-14	Chd
File 3D.std	Date/Time 25-Feb-2014 21:26	

Job Title **SKRIPSI**

Client **SAIDATUL MUFIDAH**

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal			Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	3.07E 3	-224.314	-375.573	0.806	3.02E 3
	6:KOMBINASI	1.69E 3	2.34E 3	213.417	366.051	-0.748	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.71E 3	1.82E 3	-222.278	-373.878	0.798	3.02E 3
	8:KOMBINASI	1.7E 3	1.08E 3	215.454	367.747	-0.756	-3.01E 3
	9:KOMBINASI	-1.71E 3	2.75E 3	-223.556	-374.892	0.801	3.02E 3
203	1:BEAN MAT	1.259	1.65E 3	-4.639	-6.048	-0.012	-0.980
	2:BEAN HIDL	1.044	749.186	-1.907	-2.061	-0.002	-0.839
	3:BEAN GEM	-1.71E 3	-790.584	-237.394	-390.246	-0.011	3.02E 3
	4:KOMBINASI	3.182	3.18E 3	-8.618	-10.554	-0.017	-2.518
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	1.94E 3	-244.868	-399.564	-0.027	3.02E 3
	6:KOMBINASI	1.72E 3	3.52E 3	229.920	380.928	-0.006	-3.02E 3
	7:KOMBINASI	-1.71E 3	693.552	-241.569	-395.689	-0.021	3.02E 3
	8:KOMBINASI	1.72E 3	2.27E 3	233.219	384.803	-0.000	-3.02E 3
	9:KOMBINASI	-1.71E 3	1.61E 3	-243.940	-398.354	-0.024	3.02E 3
204	1:BEAN MAT	-31.291	999.209	-2.663	-1.906	-0.021	31.019
	2:BEAN HIDL	-13.670	333.392	-1.178	-1.076	-0.017	13.571
	3:BEAN GEM	-1.34E 3	2.56E 3	-210.909	-361.373	0.912	2.65E 3
	4:KOMBINASI	-59.421	1.73E 3	-5.080	-4.009	-0.052	58.937
	5:KOMBINASI	-1.39E 3	4.1E 3	-215.283	-364.737	0.871	2.7E 3
	6:KOMBINASI	1.29E 3	-1.03E 3	206.536	358.010	-0.954	-2.6E 3
	7:KOMBINASI	-1.37E 3	3.46E 3	-213.306	-363.089	0.894	2.68E 3
	8:KOMBINASI	1.31E 3	-1.66E 3	208.512	359.658	-0.931	-2.62E 3
	9:KOMBINASI	-1.38E 3	3.9E 3	-214.750	-364.355	0.875	2.7E 3
221	1:BEAN MAT	34.298	1.16E 3	0.799	0.664	0.064	-34.840
	2:BEAN HIDL	13.264	500.273	0.278	0.324	0.006	-13.746
	3:BEAN GEM	-1.32E 3	-2.29E 3	-198.201	-338.875	0.394	2.65E 3
	4:KOMBINASI	62.380	2.2E 3	1.404	1.315	0.087	-63.803
	5:KOMBINASI	-1.27E 3	-397.312	-196.965	-337.754	0.477	2.6E 3
	6:KOMBINASI	1.38E 3	4.19E 3	199.438	339.996	-0.312	-2.71E 3
	7:KOMBINASI	-1.29E 3	-1.25E 3	-197.483	-338.277	0.452	2.62E 3
	8:KOMBINASI	1.35E 3	3.34E 3	198.920	339.473	-0.337	-2.69E 3
	9:KOMBINASI	-1.28E 3	-630.029	-197.124	-337.887	0.464	2.61E 3
222	1:BEAN MAT	-0.891	1.51E 3	0.949	1.023	0.096	-0.299
	2:BEAN HIDL	1.289	794.322	0.560	0.611	0.016	-1.517
	3:BEAN GEM	-1.7E 3	414.881	-213.777	-364.002	0.767	3.01E 3
	4:KOMBINASI	0.993	3.08E 3	2.035	2.205	0.142	-2.785
	5:KOMBINASI	-1.7E 3	3.02E 3	-212.078	-362.163	0.899	3.01E 3
	6:KOMBINASI	1.7E 3	2.19E 3	215.476	365.840	-0.635	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.7E 3	1.77E 3	-212.923	-363.081	0.853	3.01E 3
	8:KOMBINASI	1.7E 3	945.142	214.631	364.922	-0.680	-3.01E 3
	9:KOMBINASI	-1.7E 3	2.72E 3	-212.268	-362.368	0.879	3.01E 3
223	1:BEAN MAT	-1.419	1.49E 3	-2.350	-3.065	0.064	0.899
	2:BEAN HIDL	-1.593	714.462	-0.013	-0.131	0.021	1.587
	3:BEAN GEM	-1.71E 3	-658.224	-215.471	-365.925	-0.186	3.01E 3
	4:KOMBINASI	-4.252	2.93E 3	-2.841	-3.887	0.111	3.618
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	1.84E 3	-218.304	-369.734	-0.087	3.01E 3
	6:KOMBINASI	1.7E 3	3.16E 3	212.638	362.117	0.285	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.71E 3	679.254	-217.586	-368.684	-0.128	3.01E 3
	8:KOMBINASI	1.71E 3	2E 3	213.355	363.167	0.244	-3.01E 3

Financial Statement

Account	Balance
1000	
1010	
1020	
1030	
1040	
1050	
1060	
1070	
1080	
1090	
1100	
1110	
1120	
1130	
1140	
1150	
1160	
1170	
1180	
1190	
1200	
1210	
1220	
1230	
1240	
1250	
1260	
1270	
1280	
1290	
1300	
1310	
1320	
1330	
1340	
1350	
1360	
1370	
1380	
1390	
1400	
1410	
1420	
1430	
1440	
1450	
1460	
1470	
1480	
1490	
1500	
1510	
1520	
1530	
1540	
1550	
1560	
1570	
1580	
1590	
1600	
1610	
1620	
1630	
1640	
1650	
1660	
1670	
1680	
1690	
1700	
1710	
1720	
1730	
1740	
1750	
1760	
1770	
1780	
1790	
1800	
1810	
1820	
1830	
1840	
1850	
1860	
1870	
1880	
1890	
1900	
1910	
1920	
1930	
1940	
1950	
1960	
1970	
1980	
1990	
2000	
2010	
2020	
2030	
2040	
2050	
2060	
2070	
2080	
2090	
2100	
2110	
2120	
2130	
2140	
2150	
2160	
2170	
2180	
2190	
2200	
2210	
2220	
2230	
2240	
2250	
2260	
2270	
2280	
2290	
2300	
2310	
2320	
2330	
2340	
2350	
2360	
2370	
2380	
2390	
2400	
2410	
2420	
2430	
2440	
2450	
2460	
2470	
2480	
2490	
2500	
2510	
2520	
2530	
2540	
2550	
2560	
2570	
2580	
2590	
2600	
2610	
2620	
2630	
2640	
2650	
2660	
2670	
2680	
2690	
2700	
2710	
2720	
2730	
2740	
2750	
2760	
2770	
2780	
2790	
2800	
2810	
2820	
2830	
2840	
2850	
2860	
2870	
2880	
2890	
2900	
2910	
2920	
2930	
2940	
2950	
2960	
2970	
2980	
2990	
3000	



Software licensed to Snow Panther [LZO]

Job No Sheet No 3 Rev

Part

Job Title SKRIPSI

Ref

By Date 07-Jan-14 Chd

Client SAIDATUL MUFIDAH

File 3D.std Date/Time 25-Feb-2014 21:26

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		FZ (kN)	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)		MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	9:KOMBINASI	-1.71E 3	1.54E 3	-217.834	-369.121	-0.100	3.01E 3
224	1:BEAN MAT	-28.129	914.489	1.428	1.909	0.060	27.213
	2:BEAN HIDL	-12.192	315.672	0.346	0.360	0.016	12.089
	3:BEAN GEN	-1.33E 3	2.57E 3	-209.475	-357.960	-0.112	2.64E 3
	4:KOMBINASI	-53.262	1.6E 3	2.267	2.868	0.097	51.997
	5:KOMBINASI	-1.38E 3	3.98E 3	-207.416	-355.308	-0.024	2.68E 3
	6:KOMBINASI	1.28E 3	-1.15E 3	211.535	360.611	0.199	-2.59E 3
	7:KOMBINASI	-1.35E 3	3.39E 3	-208.190	-356.241	-0.058	2.66E 3
	8:KOMBINASI	1.3E 3	-1.74E 3	210.761	359.678	0.166	-2.61E 3
	9:KOMBINASI	-1.37E 3	3.8E 3	-207.702	-355.690	-0.036	2.68E 3
241	1:BEAN MAT	16.119	1.11E 3	-4.626	-4.668	0.011	-17.488
	2:BEAN HIDL	9.035	431.671	-1.147	-1.128	0.010	-9.561
	3:BEAN GEN	-1.32E 3	-2.41E 3	-203.428	-341.913	0.157	2.66E 3
	4:KOMBINASI	33.800	2.02E 3	-7.387	-7.407	0.028	-36.284
	5:KOMBINASI	-1.29E 3	-649.669	-210.126	-348.642	0.180	2.62E 3
	6:KOMBINASI	1.35E 3	4.17E 3	196.730	335.183	-0.135	-2.69E 3
	7:KOMBINASI	-1.31E 3	-1.41E 3	-207.591	-346.114	0.167	2.64E 3
	8:KOMBINASI	1.34E 3	3.41E 3	199.265	337.712	-0.148	-2.67E 3
	9:KOMBINASI	-1.3E 3	-871.382	-209.201	-347.709	0.178	2.63E 3
242	1:BEAN MAT	-1.051	1.37E 3	-5.352	-5.166	0.080	-0.757
	2:BEAN HIDL	0.891	713.468	-2.329	-2.278	0.018	-1.229
	3:BEAN GEN	-1.7E 3	332.138	-216.018	-364.474	0.269	3.01E 3
	4:KOMBINASI	0.165	2.79E 3	-10.149	-9.844	0.124	-2.874
	5:KOMBINASI	-1.7E 3	2.7E 3	-224.770	-372.950	0.383	3.01E 3
	6:KOMBINASI	1.7E 3	2.03E 3	207.267	355.997	-0.155	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.7E 3	1.57E 3	-220.835	-369.123	0.341	3.01E 3
	8:KOMBINASI	1.7E 3	905.222	211.201	359.825	-0.197	-3.01E 3
	9:KOMBINASI	-1.7E 3	2.42E 3	-223.699	-371.917	0.367	3.01E 3
243	1:BEAN MAT	-0.525	1.38E 3	-6.708	-6.809	0.040	-0.735
	2:BEAN HIDL	-1.257	649.171	-2.712	-2.660	0.021	1.116
	3:BEAN GEN	-1.71E 3	-757.712	-216.859	-364.693	-0.401	3.01E 3
	4:KOMBINASI	-2.641	2.7E 3	-12.388	-12.427	0.081	0.904
	5:KOMBINASI	-1.71E 3	1.55E 3	-227.620	-375.524	-0.333	3.01E 3
	6:KOMBINASI	1.71E 3	3.07E 3	206.098	353.862	0.469	-3.01E 3
	7:KOMBINASI	-1.71E 3	486.812	-222.896	-370.822	-0.365	3.01E 3
	8:KOMBINASI	1.71E 3	2E 3	210.822	358.565	0.437	-3.01E 3
	9:KOMBINASI	-1.71E 3	1.27E 3	-226.279	-374.162	-0.341	3.01E 3
244	1:BEAN MAT	-21.460	845.902	-3.049	-2.509	0.016	19.958
	2:BEAN HIDL	-9.557	286.190	-1.243	-1.187	0.011	9.372
	3:BEAN GEN	-1.33E 3	2.48E 3	-210.761	-357.321	-0.832	2.64E 3
	4:KOMBINASI	-41.044	1.47E 3	-5.648	-4.911	0.037	38.946
	5:KOMBINASI	-1.37E 3	3.78E 3	-215.663	-361.519	-0.802	2.68E 3
	6:KOMBINASI	1.3E 3	-1.18E 3	205.859	353.122	0.862	-2.61E 3
	7:KOMBINASI	-1.35E 3	3.24E 3	-213.505	-359.579	-0.818	2.66E 3
	8:KOMBINASI	1.31E 3	-1.72E 3	208.017	355.062	0.847	-2.63E 3
	9:KOMBINASI	-1.36E 3	3.61E 3	-215.053	-361.017	-0.806	2.67E 3
261	1:BEAN MAT	16.219	1.1E 3	3.926	3.566	-0.048	-17.557
	2:BEAN HIDL	9.056	431.447	1.116	1.033	0.009	-9.633
	3:BEAN GEN	-1.33E 3	-2.19E 3	-201.179	-338.202	0.652	2.66E 3



Software licensed to Snow Panther [LZO]

Job No	Sheet No 5	Rev
Part		
Ref		
By	Date 07-Jan-14	Chd
Client SAIDATUL MUFIDAH	File 3D.std	Date/Time 25-Feb-2014 21:26

Job Title SKRIPSI

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	8:KOMBINASI	1.7E 3	883.265	200.383	346.791	4.933	-3.02E 3
	9:KOMBINASI	-1.7E 3	2.74E 3	-201.815	-348.711	-4.955	3.02E 3
283	1:BEAN MAT	-2.717	1.51E 3	-1.135	-1.005	-0.138	2.209
	2:BEAN HIDL	0.908	845.178	-0.621	-0.605	-0.053	-0.934
	3:BEAN GEV	-1.72E 3	-706.145	-214.908	-359.459	4.947	3.03E 3
	4:KOMBINASI	-1.808	3.17E 3	-2.355	-2.173	-0.251	1.156
	5:KOMBINASI	-1.72E 3	1.95E 3	-216.890	-361.270	4.728	3.03E 3
	6:KOMBINASI	1.72E 3	3.36E 3	212.926	357.649	-5.166	-3.03E 3
	7:KOMBINASI	-1.72E 3	653.734	-215.929	-360.364	4.823	3.03E 3
	8:KOMBINASI	1.72E 3	2.07E 3	213.887	358.555	-5.071	-3.03E 3
	9:KOMBINASI	-1.72E 3	1.65E 3	-216.663	-361.069	4.755	3.03E 3
284	1:BEAN MAT	-28.214	915.214	-0.472	-0.167	-0.140	27.336
	2:BEAN HIDL	-19.127	416.340	-0.351	-0.377	-0.048	18.785
	3:BEAN GEV	-1.34E 3	2.59E 3	-202.966	-346.788	8.033	2.66E 3
	4:KOMBINASI	-64.459	1.76E 3	-1.145	-0.804	-0.244	62.860
	5:KOMBINASI	-1.4E 3	4.11E 3	-203.895	-347.365	7.818	2.71E 3
	6:KOMBINASI	1.29E 3	-1.08E 3	202.038	346.211	-8.249	-2.61E 3
	7:KOMBINASI	-1.37E 3	3.42E 3	-203.391	-346.938	7.908	2.69E 3
	8:KOMBINASI	1.32E 3	-1.77E 3	202.541	346.638	-8.159	-2.64E 3
	9:KOMBINASI	-1.39E 3	3.92E 3	-203.800	-347.332	7.846	2.71E 3
301	1:BEAN MAT	54.776	1.33E 3	3.573	3.059	-0.096	-54.949
	2:BEAN HIDL	15.795	481.108	0.823	0.623	-0.037	-16.696
	3:BEAN GEV	-1.47E 3	-2.37E 3	-186.439	-320.269	2.868	2.91E 3
	4:KOMBINASI	91.003	2.36E 3	5.604	4.668	-0.174	-92.653
	5:KOMBINASI	-1.38E 3	-293.882	-181.328	-315.974	2.715	2.83E 3
	6:KOMBINASI	1.55E 3	4.44E 3	191.549	324.553	-3.020	-3E 3
	7:KOMBINASI	-1.42E 3	-1.17E 3	-183.223	-317.516	2.781	2.86E 3
	8:KOMBINASI	1.52E 3	3.56E 3	189.854	323.022	-2.954	-2.96E 3
	9:KOMBINASI	-1.4E 3	-559.337	-182.043	-316.586	2.735	2.84E 3
302	1:BEAN MAT	-6.127	1.71E 3	3.649	3.142	-0.064	3.739
	2:BEAN HIDL	4.181	755.325	0.964	0.626	-0.018	-4.910
	3:BEAN GEV	-1.64E 3	1.29E 3	-203.692	-349.359	1.775	3.07E 3
	4:KOMBINASI	-0.663	3.26E 3	5.922	4.773	-0.106	-3.369
	5:KOMBINASI	-1.64E 3	4.1E 3	-198.348	-344.962	1.680	3.07E 3
	6:KOMBINASI	1.63E 3	1.52E 3	209.036	353.756	-1.870	-3.07E 3
	7:KOMBINASI	-1.64E 3	2.83E 3	-200.407	-346.531	1.718	3.07E 3
	8:KOMBINASI	1.63E 3	249.977	206.976	352.187	-1.832	-3.07E 3
	9:KOMBINASI	-1.64E 3	3.76E 3	-199.078	-345.590	1.693	3.07E 3
303	1:BEAN MAT	-12.974	1.6E 3	3.785	3.710	-0.085	14.266
	2:BEAN HIDL	-4.531	748.864	1.073	0.978	-0.035	5.412
	3:BEAN GEV	-1.34E 3	-1.46E 3	-206.989	-350.364	4.212	2.53E 3
	4:KOMBINASI	-22.818	3.12E 3	6.258	6.016	-0.157	25.779
	5:KOMBINASI	-1.36E 3	1.21E 3	-201.375	-344.935	4.075	2.56E 3
	6:KOMBINASI	1.32E 3	4.13E 3	212.604	355.794	-4.348	-2.51E 3
	7:KOMBINASI	-1.35E 3	-23.104	-203.583	-347.026	4.136	2.55E 3
	8:KOMBINASI	1.33E 3	2.9E 3	210.396	353.703	-4.288	-2.52E 3
	9:KOMBINASI	-1.36E 3	885.636	-202.132	-345.677	4.092	2.55E 3
304	1:BEAN MAT	-33.931	975.772	3.872	3.904	-0.079	34.688
	2:BEAN HIDL	-15.560	344.463	0.652	0.557	-0.020	16.176

✓ Tipe 1

1942

1942

1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
11	
12	
13	
14	
15	
16	
17	
18	
19	
20	
21	
22	
23	
24	
25	
26	
27	
28	
29	
30	
31	
32	
33	
34	
35	
36	
37	
38	
39	
40	
41	
42	
43	
44	
45	
46	
47	
48	
49	
50	
51	
52	
53	
54	
55	
56	
57	
58	
59	
60	
61	
62	
63	
64	
65	
66	
67	
68	
69	
70	
71	
72	
73	
74	
75	
76	
77	
78	
79	
80	
81	
82	
83	
84	
85	
86	
87	
88	
89	
90	
91	
92	
93	
94	
95	
96	
97	
98	
99	
100	



Software licensed to Snow Panther [L20]

Job No _____ Sheet No **7** Rev _____

Part _____

Job Title **SKRIPSI**

Ref _____

By _____ Date **07-Jan-14** Chd _____

Client **SAIDATUL MUFIDAH**

File **3D.std** Date/Time **25-Feb-2014 21:26**

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	7:KOMBINASI	-631.631	-505.084	-103.346	-158.004	2.548	1.12E 3
	8:KOMBINASI	648.112	1.06E 3	101.406	155.700	-2.370	-1.14E 3
	9:KOMBINASI	-628.083	-361.858	-104.329	-159.103	2.564	1.12E 3
342	1:BEAN MAT	-4.964	326.406	-3.352	-3.589	0.124	4.632
	2:BEAN HIDL	-1.787	149.496	-1.793	-1.970	0.065	1.593
	3:BEAN GEN	-793.771	335.916	-94.977	-155.611	2.544	1.27E 3
	4:KOMBINASI	-8.816	630.881	-6.892	-7.459	0.253	8.108
	5:KOMBINASI	-801.515	877.100	-100.793	-161.888	2.750	1.28E 3
	6:KOMBINASI	786.027	205.267	89.161	149.335	-2.330	-1.27E 3
	7:KOMBINASI	-798.239	629.682	-97.994	-158.842	2.656	1.28E 3
	8:KOMBINASI	789.303	-42.151	91.960	152.381	-2.432	-1.27E 3
	9:KOMBINASI	-800.522	811.819	-100.123	-161.171	2.734	1.28E 3
343	1:BEAN MAT	4.584	264.944	0.591	-0.802	-0.040	-4.587
	2:BEAN HIDL	2.350	69.414	-0.145	-0.820	-0.029	-2.401
	3:BEAN GEN	-793.818	-554.497	-70.619	-115.379	-2.929	1.27E 3
	4:KOMBINASI	9.262	428.995	0.477	-2.274	-0.093	-9.345
	5:KOMBINASI	-785.966	-167.150	-70.055	-117.161	-3.005	1.26E 3
	6:KOMBINASI	801.669	941.844	71.183	113.596	2.853	-1.28E 3
	7:KOMBINASI	-789.692	-316.047	-70.087	-116.100	-2.965	1.27E 3
	8:KOMBINASI	797.943	792.947	71.150	114.657	2.894	-1.28E 3
	9:KOMBINASI	-786.883	-220.139	-70.173	-117.001	-2.998	1.26E 3
344	1:BEAN MAT	-7.320	256.007	0.638	0.599	0.012	7.124
	2:BEAN HIDL	-2.455	53.590	0.101	0.045	0.002	2.331
	3:BEAN GEN	-640.735	733.754	-109.115	-167.078	4.689	1.12E 3
	4:KOMBINASI	-12.711	392.953	0.927	0.790	0.018	12.278
	5:KOMBINASI	-651.973	1.09E 3	-108.249	-166.315	4.705	1.13E 3
	6:KOMBINASI	629.496	-372.955	109.981	167.841	-4.672	-1.11E 3
	7:KOMBINASI	-647.323	964.160	-108.541	-166.539	4.700	1.13E 3
	8:KOMBINASI	634.147	-503.348	109.689	167.817	-4.678	-1.11E 3
	9:KOMBINASI	-650.509	1.04E 3	-108.376	-166.435	4.703	1.13E 3
361	1:BEAN MAT	10.131	704.477	-1.452	-1.868	-0.107	-11.099
	2:BEAN HIDL	-0.221	216.955	0.051	-0.211	-0.065	-0.309
	3:BEAN GEN	-1.2E 3	-1.77E 3	-158.549	-290.997	-12.544	2.38E 3
	4:KOMBINASI	11.804	1.19E 3	-1.660	-2.579	-0.232	-13.813
	5:KOMBINASI	-1.19E 3	-704.031	-160.240	-293.450	-12.737	2.37E 3
	6:KOMBINASI	1.21E 3	2.83E 3	156.859	288.545	12.351	-2.4E 3
	7:KOMBINASI	-1.19E 3	-1.13E 3	-159.856	-292.679	-12.640	2.37E 3
	8:KOMBINASI	1.21E 3	2.4E 3	157.243	289.316	12.448	-2.39E 3
	9:KOMBINASI	-1.19E 3	-844.927	-159.950	-293.077	-12.716	2.37E 3
362	1:BEAN MAT	0.125	889.959	2.220	4.381	0.292	-0.944
	2:BEAN HIDL	0.820	320.549	0.488	0.850	0.149	-1.044
	3:BEAN GEN	-1.51E 3	607.343	-56.580	-189.071	-12.307	2.67E 3
	4:KOMBINASI	1.463	1.58E 3	3.444	6.617	0.588	-2.804
	5:KOMBINASI	-1.51E 3	2E 3	-53.428	-182.964	-11.809	2.67E 3
	6:KOMBINASI	1.51E 3	781.156	59.732	195.178	12.806	-2.68E 3
	7:KOMBINASI	-1.51E 3	1.41E 3	-54.581	-185.128	-12.045	2.67E 3
	8:KOMBINASI	1.51E 3	193.619	58.578	193.014	12.570	-2.67E 3
	9:KOMBINASI	-1.51E 3	1.82E 3	-53.872	-183.840	-11.867	2.67E 3
363	1:BEAN MAT	5.644	956.932	-3.042	-6.355	0.109	-5.785



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No Sheet No
8 Rev

Job Title **SKRIPSI**

Part
Ref
By Date **07-Jan-14** Chd
File **3D.std** Date/Time **25-Feb-2014 21:26**

Client **SAIDATUL MUFIDAH**

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	2:BEAN HIDU	3.113	320.139	-1.310	-2.941	0.007	-3.122
	3:BEAN GEV	-1.53E 3	-243.129	-126.419	-234.417	-0.768	2.69E 3
	4:KOMBINASI	11.754	1.66E 3	-5.748	-12.331	0.141	-11.938
	5:KOMBINASI	-1.52E 3	1.23E 3	-131.381	-244.984	-0.631	2.68E 3
	6:KOMBINASI	1.54E 3	1.71E 3	121.458	223.851	0.905	-2.7E 3
	7:KOMBINASI	-1.53E 3	618.109	-129.158	-240.137	-0.670	2.68E 3
	8:KOMBINASI	1.54E 3	1.1E 3	123.681	228.698	0.866	-2.7E 3
	9:KOMBINASI	-1.52E 3	1.03E 3	-130.772	-243.713	-0.653	2.66E 3
364	1:BEAN MAT	-14.913	574.755	-2.613	-2.526	-0.283	14.369
	2:BEAN HIDU	-3.953	148.184	-0.578	-0.664	-0.139	3.770
	3:BEAN GEV	-1.2E 3	2.72E 3	-160.372	-300.926	-13.733	2.36E 3
	4:KOMBINASI	-24.220	926.799	-4.062	-4.094	-0.563	23.274
	5:KOMBINASI	-1.22E 3	3.55E 3	-164.087	-304.622	-14.212	2.38E 3
	6:KOMBINASI	1.18E 3	-1.88E 3	156.657	297.231	13.254	-2.34E 3
	7:KOMBINASI	-1.21E 3	3.23E 3	-162.724	-303.200	-13.988	2.37E 3
	8:KOMBINASI	1.19E 3	-2.2E 3	158.020	298.653	13.479	-2.35E 3
	9:KOMBINASI	-1.22E 3	3.44E 3	-163.564	-304.116	-14.156	2.38E 3

✓ Tipe 2.

