

SKRIPSI

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA
PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN
POLIKLINIK HEWAN FAKULTAS KEDOKTERAN HEWAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”**



Disusun Oleh :

YOHANES G. G. L. DURAN

09.21.031

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

2014

1941

REPUBLICAN PARTY
STATE OF NEW YORK
COUNTY OF ALBANY
IN SENATE
JANUARY 15, 1941

REPORT

OF THE

COMMISSION

ON THE
MATTER OF THE
REVISION OF THE
CONSTITUTION

1937-1940

1941

LEMBAR PERSETUJUAN

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK
PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK
HEWAN FAKULTAS KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS
BRAWIJAYA MALANG**

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

Disusun Oleh :

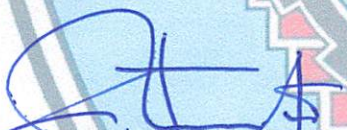
YOHANES G. G. L. DURAN

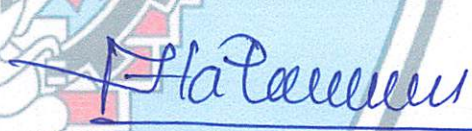
NIM : 09.21.031

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II


(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)


(Ir. Togi H. Nainggolan, MS)

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

STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK HEWAN FAKULTAS KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

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

Disusun Oleh :

YOHANES G. G. L. DURAN

NIM : 09.21.031

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

(Ir. A. Agus Santosa., MT.)

(Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT.)

Anggota Penguji :

Penguji I

Penguji II

(Ir. Bambang Wedyantadi., MT.)

(Ir. Munasih., MT.)

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

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Yohanes G. G. L. Duran

NIM : 0921031

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Dengan ini menyatakan bahwa skripsi dengan judul :

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK
PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK
HEWAN FAKULTAS KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS
BRAWIJAYA MALANG”**

Adalah merupakan hasil karya saya sendiri yang belum pernah di publikasikan baik secara keseluruhan maupun sebagian, dalam bentuk jurnal, working paper atau bentuk lain yang di publikasikan secara umum. Skripsi ini sepenuhnya merupakan karya intelektual saya dan seluruh sumber yang menjadi rujukkan 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 dan penuh tanggung jawab dan integritas.

Malang, 29 Agustus 2014

Yang membuat pernyataan ini



Yohanes G. G. L. Duran

ABSTRAK

YOHANES G. G. L. DURAN, 2014, “STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK HEWAN FAKULTAS KEDOKTERAN HEWAN UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”, Skripsi, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

Pembimbing II : Dr. Togi H. Nainggolan, MS.

Kata kunci : Daya Dukung Pondasi, Pondasi Sumuran,

Pondasi adalah bagian konstruksi bangunan yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas ke lapisan tanah padat yang memiliki daya dukung cukup kuat. Pada proyek gedung Laboratorium dan poliklinik hewan FKH Universitas Brawijaya Malang pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang bor dan pada skripsi ini di rencanakan pondasi sumuran.

Data tanah yang digunakan dalam perhitungan pondasi berdasarkan pengujian yang dilaksanakan dilapangan, berupa data SPT yang dilaksanakan pada 3 titik. Untuk merencanakan pondasi tersebut digunakan titik yang mendekati pada pondasi yang direncanakan, yaitu dapa titik 2. Dengan nilai N-SPT 12 pada kedalaman 10 m. Pada kedalaman menunjukkan konsistensi tanah dalam kategori keras.

Skripsi ini merupakan pembahasan perhitungan pondasi sumuran perhitungan tersebut meliputi perhitungan daya dukung, jumlah tiang sumuran, penurunan pondasi dan perhitungan penulangan pondasi sumuran yang diharapkan dapat dijadikan sebagai alternatif untuk memberikan daya dukung yang sesuai sesuai dengan kondisi di lapangan.

Hasil perencanaan pondasi sumuran tipe kolom berat dengan daya dukung 259082,03 kg pada kedalaman 10 m dengan diameter sumuran 160 cm didapat jumlah tiang 1 buah dalam satu poer. Untuk tipe kolom sedang dengan daya dukung 120707,49 kg pada kedalaman 10 m dengan diameter sumuran 120 cm didapat jumlah tiang 1 buah dalam satu poer. Untuk tipe kolom ringan dengan daya dukung 103498,57 kg pada kedalaman 10 m dengan diameter sumuran 100 cm didapat jumlah tiang 1 buah dalam satu poer.

Disimpulkan bahwa desain pondasi sumuran dapat digunakan sebagai alternatif perencanaan pondasi pada Gedung Laboratorium dan Poliklinik Hewan FKH Teknik Universitas Brawijaya Malang.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Tuhan YME, karena atas berkat dan rahman-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Proyek Pembangunan Gedung Laboratorium dan Poliklinik FKH Universitas Brawijaya Malang” ini dengan baik. Pada kesempatan ini pula penyusun ingin mengucapkan 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.
4. Ibu 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 I.
6. Bapak Ir. Togi H. Nainggolan, MS. selaku Dosen Pembimbing II.

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

Malang, Oktober 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

ABSTRAKSI

KATA PENGANTAR.....	i
DAFTAR ISI	ii
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR TABEL	ix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Maksud dan Tujuan	3
1.5 Lingkup Pembahasan	3
BAB II DASAR TEORI	5
2.1 Pondasi Secara Umum	5
2.2 Klasifikasi Pondasi	6
2.2.1 Pondasi Dangkal	6
2.2.2 Pondasi Dalam	8
2.3 Pondasi Sumuran atau Kaison	10

2.4	Penyelidikan Tanah di Lapangan	16
2.5	Daya Dukung Pondasi Sumuran	20
2.6	Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang Diperlukan	23
2.7	Jarak Antar Tiang dalam Kelompok	24
2.8	Efisiensi Kelompok Tiang	24
2.9	Penurunan Pondasi Tiang Sumuran.....	29
2.10	Penulangan Pondasi Sumuran	34
2.11	Pembebanan.....	36
BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA		38
3.1	Data Perencanaan.....	38
3.1.1	Spesifikasi Umum.....	38
3.1.2	Pedoman Perencanaan	38
3.1.3	Bahan Bangunan	38
3.1.4	Pembebanan.....	39
3.1.5	Dimensi Plat, Balok dan Kolom	39
3.2	Perhitungan Pembebanan.....	41
3.2.1	Perhitungan Panjang Batang.....	41
3.2.2	Perhitungan Pembebanan Kuda-Kuda	41
3.2.3	Perhitungan Pembebanan yang Bekerja pada Lantai 2,3,4 & 5.....	55
3.2.4	Perhitungan Beban yang Bekerja pada Lantai Atap	56
3.2.5	Perataan Beban Plat Lantai	56
3.2.6	Pembebanan Portal.....	59
3.2.6.1	Pembebanan Balok pada Portal Memanjang	59
3.2.6.2	Pembebanan Balok pada Portal Melintang	97

3.2.7 Perhitungan Pembebanan Gempa	141
3.2.7.1 Perhitungan Berat Total Bangunan	142
3.2.7.2 Perhitungan Waktu Getar Bangaunan (T).....	150
3.2.7.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal.....	151
BAB IV PERENCANAAN PONDASI.....	153
4.1 Data Perencanaan.....	153
4.1.1 Spesifikasi Umum dan Perencanaan.....	153
4.2 Data Tanah.....	153
4.3 Perencanaan Pondasi Sumuran	154
4.3.1 Perencanaan Pondasi Tipe 1 (Berat).....	155
4.3.1.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran	156
4.3.1.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang diperlukan.....	158
4.3.1.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran	159
4.3.1.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran.....	162
4.3.2 Perencanaan Pondasi Tipe II (Sedang)	180
4.3.2.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran	182
4.3.2.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang diperlukan.....	184
4.3.2.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran	185
4.3.2.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran.....	187
4.3.3 Perencanaan Pondasi Tipe III (Ringan)	204
4.3.3.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran	205
4.3.3.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang diperlukan.....	207
4.3.3.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran	208
4.3.3.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran.....	211

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....	228
5.1 Kesimpulan.....	228
5.2 Saran	229

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Pondasi pasangan batu kali	6
Gambar 2.2. Pondasi telapak	7
Gambar 2.3. Pondasi rakit	7
Gambar 2.4. Pondasi tiang pancang	8
Gambar 2.5. Pondasi tiang bor	9
Gambar 2.6. Pondasi sumuran atau kaison	10
Gambar 2.7. Bentuk pondasi sumuran atau kaison	11
Gambar 2.8. Pondasi sumuran tanpa casing	12
Gambar 2.9. Pondasi sumuran dengan casing	12
Gambar 2.10. Proses pondasi sumuran tanpa casing	13
Gambar 2.11. Proses pondasi sumuran dengan casing diambil	14
Gambar 2.12. Proses pondasi sumuran dengan casing ditinggalkan	15
Gambar 2.13. Penetrasi dengan SPT	19
Gambar 2.14. Skema jarak antar tiang	24
Gambar 2.15. Skema efisiensi kelompok tiang	26
Gambar 2.16. Skema pondasi tiang kelompok	28
Gambar 2.17. Jenis distribusi tahanan kulit sepanjang tiang	31
Gambar 2.18. Penampang ekivalen	35
Gambar 3.1 Dimensi Balok dan Kolom	40
Gambar 3.2 Panjang Batang Kuda-Kuda	41
Gambar 3.3 Beban Kuda-Kuda	42

Gambar 3.4	Panjang Pembebanan Atap ke Gording	43
Gambar 3.5	Beban Atap di Setiap Gording	43
Gambar 3.6	Beban Atap pada Titik Simpul.....	45
Gambar 3.7	Beban Gording	45
Gambar 3.8	Beban Gording pada Titik Simpul	47
Gambar 3.9	Beban Angin	48
Gambar 3.10	Beban Angin pada Gording.....	53
Gambar 3.11	Beban Angin pada Simpul	53
Gambar 3.12	Beban Hidup pada Gording.....	53
Gambar 3.13	Beban Hidup pada Simpul	55
Gambar 3.14	Perataan Beban.....	56
Gambar 3.15	Tinggi Bangunan Gedung	141
Gambar 3.16	Denah Kolom dan Balok Lantai 2.....	142
Gambar 3.17	Denah Kolom dan Balok Lantai 3.....	144
Gambar 3.18	Denah Kolom dan Balok Lantai 4 & 5	147
Gambar 3.19	Denah Kolom dan Balok Atap.....	149
Gambar 4.1	Pondasi Sumuran Tipe I.....	155
Gambar 4.2	Posisi Pondasi Tipe I.....	159
Gambar 4.3	Titik Koordinat Sumuran Tipe Berat	162
Gambar 4.4	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat Arah Z	166
Gambar 4.5	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat Arah X.....	169
Gambar 4.6	Skema Geser Pons Terhadap Kolom	169
Gambar 4.7	Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	175
Gambar 4.7	Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat.....	180

Gambar 4.8	Pondasi Sumuran Tipe II.....	181
Gambar 4.9	Posisi Pondasi Tipe II	184
Gambar 4.10	Titik Koordinat Sumuran Tipe Sedang.....	187
Gambar 4.11	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang Arah Z.....	191
Gambar 4.12	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang Arah X.....	194
Gambar 4.12	Skema Geser Pons Terhadap Kolom	194
Gambar 4.13	Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	198
Gambar 4.14	Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang.....	203
Gambar 4.15	Pondasi Sumuran Tipe III	204
Gambar 4.16	Posisi Pondasi Tipe III	208
Gambar 4.17	Titik Koordinat Sumuran Tipe Ringan	211
Gambar 4.18	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Ringan Arah Z.....	215
Gambar 4.19	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Ringan Arah X.....	218
Gambar 4.12	Skema Geser Pons Terhadap Kolom	218
Gambar 4.20	Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	222
Gambar 4.21	Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan.....	227

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1.	Korelasi nilai N-SPT dan properties tanah	17
Tabel 2.2.	Konsistensi tanah menurut G.A. Leonard (1962)	18
Tabel 2.3.	Konsistensi tanah.....	18
Tabel 2.4.	Faktor keamanan untuk pondasi dalam	22
Tabel 2.5.	Penurunan ijin (Showers, 1962)	29
Tabel 2.6.	Perkiraan angka poison	31
Tabel 2.7.	Perkiraan modulus elastis.....	32
Tabel 2.8.	Nilai koefisien C_p	33
Tabel 3.1	Total Akibat Beban Sendiri.....	47
Tabel 3.2	Hasil Perhitungan Perataan Beban	58
Tabel 3.3	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal Memanjang Lantai 2.....	68
Tabel 3.4	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal Memanjang Lantai 3.....	72
Tabel 3.5	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal Memanjang Lantai 4 & 5	75
Tabel 3.6	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal Memanjang Atap.....	78
Tabel 3.7	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal Memanjang Lantai 2.....	88
Tabel 3.8	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	

	Memanjang Lantai 3.....	91
Tabel 3.9	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Memanjang Lantai 4 & 5	93
Tabel 3.10	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Memanjang Atap	95
Tabel 3.11	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 2	117
Tabel 3.12	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 3	120
Tabel 3.13	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 4 & 5	123
Tabel 3.14	Perhitungan Beban Mati Merata pada Portal	
	Melintang Atap.....	124
Tabel 3.15	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 2	135
Tabel 3.16	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 3	137
Tabel 3.17	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Melintang Lantai 4 & 5	139
Tabel 3.18	Perhitungan Beban Hidup Merata pada Portal	
	Melintang Atap.....	140
Tabel 3.19	Distribusi Gaya Gempa	152
Tabel 4.1	Nilai N-SPT	154
Tabel 4.2	Gaya-Gaya yang Bekerja pada Tumpuan.....	154

Tabel 4.3	Nilai Koefisien C_p	161
Tabel 4.4	Plat: Stiglet/Wipel	163
Tabel 4.5	Nilai Koefisien C_p	186
Tabel 4.6	Plat: Stiglet/Wipel	188
Tabel 4.7	Nilai Koefisien C_p	210
Tabel 4.8	Plat: Stiglet/Wipel	212
Tabel 5.1	Hasil Perencanaan Pondasi Sumuran	228

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pondasi merupakan suatu bagian dari konstruksi bangunan yang terletak paling bawah yang berfungsi sebagai struktur perantara untuk meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah tempat pondasi itu berpijak, tanpa mengakibatkan kerusakan tanah atau tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Karena letaknya paling bawah maka pondasi termasuk struktur bawah.

Berbicara tentang pondasi pastinya berkaitan erat dengan tanah, dimana tanah berfungsi sebagai pendukung. Oleh karena itu pondasi harus terletak pada tanah yang mampu mendukungnya atau yang mempunyai daya dukung yang cukup sesuai dengan beban yang terjadi untuk tiap satuan luas (kg/cm^2).

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 yaitu pondasi batu kali, pondasi plat beton, pondasi rakit dan lainnya. Sedangkan pondasi dalam adalah pondasi yang menyalurkan beban dengan struktur pembantu dimana letak lapisan tanah keras yang jauh dari permukaan tanah. Contoh dari pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang, pondasi bor, pondasi sumuran dan lainnya.

Dalam perencanaan gedung Laboratorium dan Poliklinik Hewan FKH, Universitas Brawijaya Malang, perencana merencanakan pondasi sumuran, sedangkan di lapangan menggunakan pondasi strauss. Kedua pondasi ini memiliki beberapa perbedaan, keunggulan dan kekurangannya.

Perbedaannya yaitu pondasi sumuran merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, sedangkan pondasi strauss tergolong pondasi tiang. Kedalaman pondasi sumuran berkisar antara 2-8 meter, sedangkan pondasi strauss bervariasi. Dalam pelaksanaannya pondasi sumuran digali menggunakan tenaga manusia sedangkan pondasi strauss menggunakan alat bor.

Keunggulan yang dimiliki pondasi sumuran yaitu pembuatannya tidak membutuhkan alat berat sehingga biaya yang dikeluarkan kecil. Kekurangannya yaitu kualitas sulit dikontrol karena letaknya di dalam tanah dan tidak cocok untuk tanah yang berlumpur serta agak sulit dalam penggaliannya.

Keunggulan yang dimiliki pondasi strauss yaitu beton yang diperlukan sedikit sehingga biaya yang dianggarkan tidak perlu banyak. Pondasi ini bertumpu pada tanah yang keras. Kekurangannya yaitu harus menyediakan alat pengebor dan teknik untuk pemasangannya hanya bisa dilakukan oleh tenaga yang sudah ahli.

1.2. Identifikasi Masalah

Gedung Laboratorium dan Poliklinik Hewan FKH, Universitas Brawijaya Malang dibangun di atas lahan seluas $\pm 1200 \text{ m}^2$ yang terdiri atas 5 (lima) lantai dengan atap rangka baja. Dari data yang diperoleh dengan hasil penelitian Standart Penetration Test (SPT) maka dasar pondasi Strauss telah direncanakan

pada kedalaman 14,8 m dengan nilai N_{spt} -nya sebesar 16 dan diameter 50 cm. Untuk itu penulis ingin merencanakan penggunaan pondasi sumuran pada pembangunan Laboratorium dan Poliklinik Hewan FKH, Universitas Brawijaya Malang untuk mendapatkan hasil yang optimum dari hasil analisa. Hal ini didukung dengan data SPT yang menunjukkan pada kedalaman 8 sampai 10 meter menunjukkan konsistensi tanah dalam kategori medium dan kaku ($N-SPT = 12$) dan pada kedalaman 7,5 – 15,5 ciri-ciri tanahnya yaitu silt and clay, dark brown to brown, inorganic, trace to some sand, stiff to very stiff (lumpur dan tanah liat, coklat gelap sampai coklat, anorganik, terdapat sedikit pasir, kaku sampai sangat kaku).

1.3 Rumusan Masalah

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

1. Berapa kedalaman yang dibutuhkan pada pondasi sumuran untuk mendapatkan daya dukung yang cukup?
2. Berapa kapasitas dukung tiang yang diperlukan untuk memikul beban bangunan diatasnya?

1.4 Maksud Dan Tujuan

Perencanaan pondasi sumuran pada proposal skripsi ini dimaksudkan sebagai gambaran atau alternatif perencanaan pondasi di lapangan yang menggunakan pondasi strauss.

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

1.5 Lingkup Pembahasan

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

1. Analisa pembebanan dan analisa statika

Sebagai pedoman perhitungan didasarkan pada:

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983
- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.
- d. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer Staad-Pro gambar 3D

2. Perhitungan daya dukung pondasi sumuran

3. Perhitungan penulangan pondasi sumuran

4. Menghitung penurunan pondasi sumuran.

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Pondasi Secara Umum

Pondasi adalah adalah struktur perantara, yang memiliki fungsi meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri), kepada tanah tempat pondasi tersebut berpijak, tanpa mengakibatkan kerusakan tanah atau tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Dari pengertian di atas terdapat 2 unsur yang berkaitan dengan pondasi yaitu, beban yang terjadi dan kekuatan daya dukung lapisan tanahnya.

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/karang
 - 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

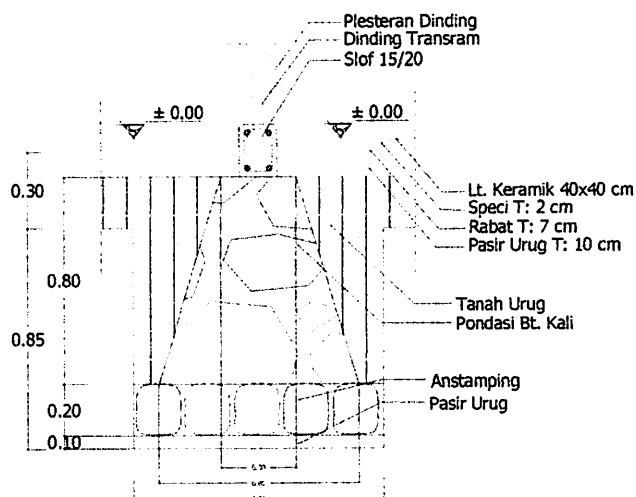
Klasifikasi pondasi dapat dibedakan berdasarkan bahan yang dipakai, berdasarkan bentuk dan kedalaman dan berdasarkan beban yang dipikul. Berikut ini klasifikasi pondasi berdasarkan bentuk dan kedalamannya.

2.2.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung bebannya secara langsung. Menurut Joseph E. Browles pondasi dangkal bila D/B lebih kecil atau sama dengan 1. Dimana B adalah lebar pondasi dan D adalah kedalaman pondasi. Berikut ini contoh pondasi dangkal :

1. Pondasi pasangan batu kali

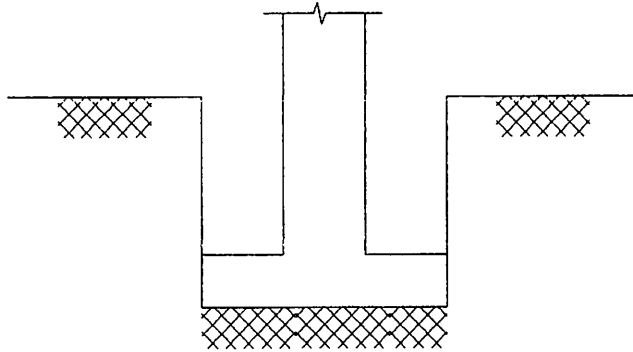
Pondasi pasangan batu kali biasanya hanya dipakai untuk konstruksi yang tidak berat seperti pagar, rumah tinggal sederhana yang tidak bertingkat. Pondasi batu kali biasanya diletakkan ditempatkan menerus untuk pondasi dinding.



Gambar 2.1 Pondasi Pasangan Batu Kali

2. Pondasi Telapak (*Spread Footing*)

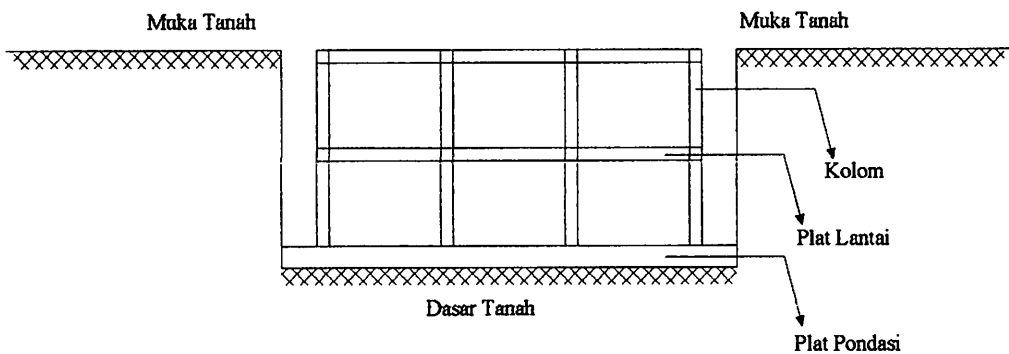
Pondasi Telapak (*Spread Footing*) merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.



Gambar 2.2 Pondasi Telapak

3. Pondasi Rakit (*Raft Foundation atau Mat Foundation*)

Pondasi Rakit (*Raft Foundation atau Mat Foundation*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak, atau digunakan bila susunan kolom-kolam jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpitan satu sama lain.



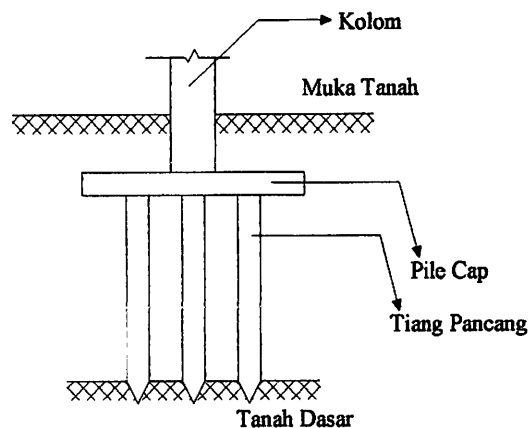
Gambar 2.3 Pondasi Rakit (*Raft Foundation atau Mat Foundation*)

2.2.3 Pondasi Dalam

Pondasi dalam, yaitu pondasi yang meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras yang letaknya cukup dalam dari permukaan tanah. Menurut Joseph E. Browles pondasi dalam bila D/B lebih besar atau sama dengan 4. Dimana B adalah lebar pondasi dan D adalah kedalaman pondasi. Berikut ini contoh pondasi dangkal :

1. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi Tiang Pancang umumnya digunakan untuk mentransfer beban dari struktur atas ke lapisan tanah yang dalam dimana dapat dicapai daya dukung yang lebih baik, dan dapat digunakan pula untuk menahan gaya angkat akibat gaya apung air tanah, menahan gaya lateral maupun gaya gempa. Rata-rata kedalaman untuk pondasi tiang pancang adalah berkisar antara 10-20 meter dari pile cap.

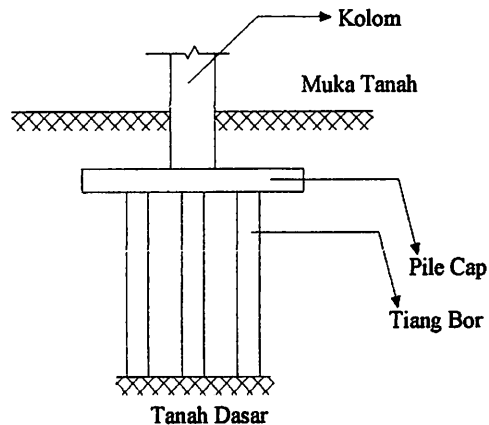


Gambar 2.4 Pondasi Tiang Pancang

2. Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor atau strauss adalah pondasi dalam yang dibor dan dibuat dengan cara memberi sebuah lubang silinders hingga pada tanah keras atau kedalaman yang diinginkan yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk

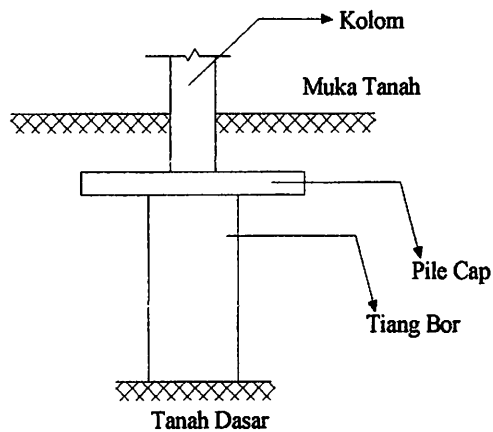
memikul beban-beban dari struktur di atasnya dan sesudah itu diisi dengan adukan beton. Pondasi tiang bor mempunyai karakteristik khusus karena cara pelaksanaannya yang dapat mengakibatkan perbedaan perilakunya dibawah pembebanan dibandingkan dengan tiang pancang. Kedalaman pondasi tiang bor adalah lebih dari 2 meter.



Gambar 2.5 Pondasi Tiang Bor

3. Pondasi Sumuran atau kaison (*Pier Foundation/caisson*)

Pondasi Sumuran atau kaison (*Pier Foundation/caisson*) merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam. Peck et al. (1953) membedakan pondasi sumuran dengan pondasi dangkal dari nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B). Untuk pondasi sumuran $D_f/B > 4$, sedangkan untuk pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$.



Gambar 2.6 Pondasi Sumuran atau Kaison (*Pier Foundation/caisson*)

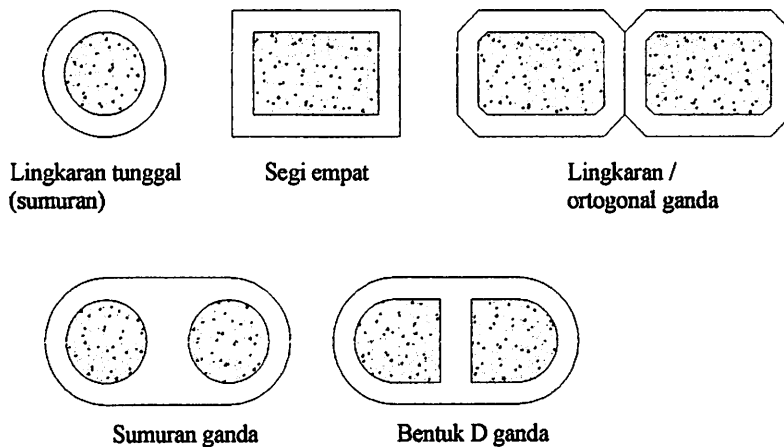
2.3 Pondasi Sumuran atau kaison (*Pier Foundation/caisson*)

Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam. Pondasi tipe ini dipilih apabila lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam. Kedalaman pondasi sumuran berkisar antara 2 sampai 8 meter. Kedalaman ini bagi pondasi langsung terlalu dalam, tetapi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah tipe pondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Hal ini dikarenakan cara pelaksanaan tipe pondasi sumuran lebih mudah dibandingkan kedua tipe yang lain.

Penggunaan pondasi sumuran harus memenuhi syarat sebagai berikut :

- Daya dukung pondasi harus lebih besar dari pada beban yang dipikul oleh pondasi tersebut
- Penurunan yang terjadi harus sesuai batas yang diizinkan (toleransi) yaitu 1” (2,54cm).

Bentuk Pondasi sumuran dapat bermacam-macam sesuai dengan beban yang akan bekerja dan kuat dukung tanah pondasi, tetapi pada umumnya mempunyai bagian-bagian yang sama. Bentuknya dapat berupa :



Gambar 2.7 Bentuk Pondasi Sumuran atau Kaison (*Pier Foundation/caisson*)

Dalam pelaksanaan pondasi sumuran harus disesuaikan dengan kondisi tanah setempat. Bila kondisi tanah cukup stabil, pondasi sumuran dapat dibuat secara langsung, dengan menggali sumuran kemudian diisi dengan material pondasi (beton cyclop, batu kali). Tetapi apabila tanah mudah runtuh, maka diperlukan *casing* selama proses penggalian sumuran.

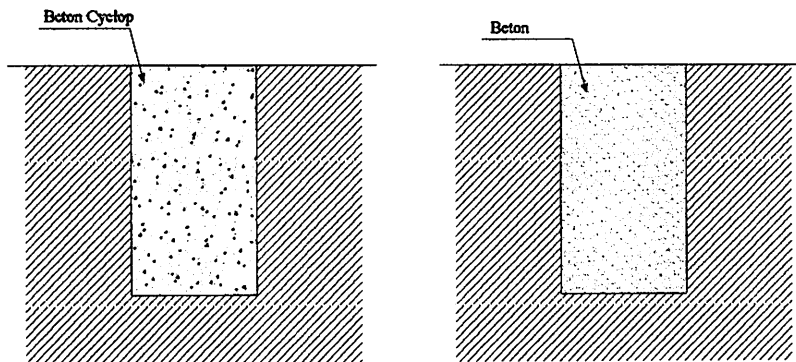
Dari pertimbangan cara pelaksanaannya maka pondasi sumuran yang menggunakan *casing* dibagi menjadi 2 (dua) macam, yaitu :

- Dasarnya terbuka (*open ended*), untuk pondasi sumuran di darat.
- Dasar tertutup (*closed ended*), untuk pondasi sumuran dalam air, atau sering disebut pondasi *caisson*.

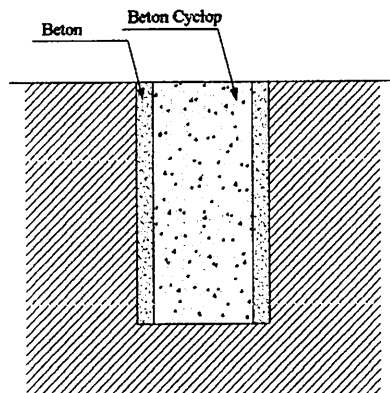
Diameter pondasi sumuran untuk daratan, minimum 80 cm, yaitu cukup besar sehingga pekerja-pekerja dapat melakukan penggalian di dalamnya.

Jenis struktur pondasi sumuran ini dapat dibuat dari berbagai macam bahan yaitu :

- Beton cyclop (batu-batu besar yang diberi spesi beton)
- Beton bertulang
- Kombinasi beton dan cyclop (biasanya struktur beton berfungsi sebagai casing kemudian diisi dengan beton cyclop).



Gambar 2.8 Pondasi Sumuran Tanpa Casing



Gambar 2.9 Pondasi Sumuran dengan Casing

Cara-Cara Pelaksanaan

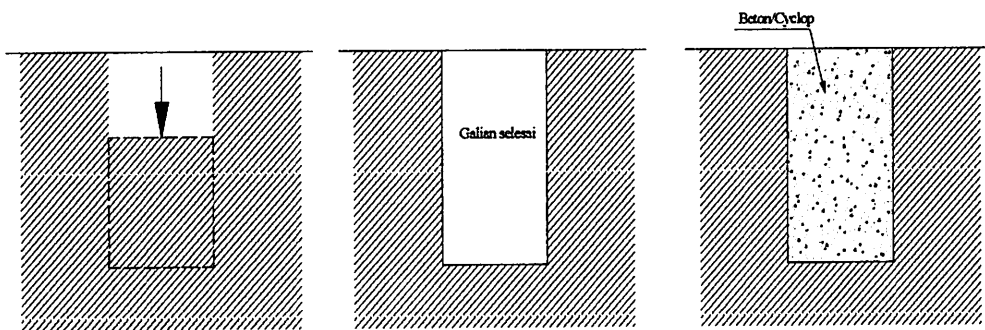
Cara pelaksanaan pondasi sumuran ini dibagi menjadi 2 (dua) yaitu dengan tipe dasarnya terbuka dan dasar tertutup.

1. Tipe Dasarnya Terbuka (*Open Ended*)

Untuk tipe dasar terbuka ini , pelaksanaannya masih tergantung dari kondisi tanah di atas lapisan tanah keras tempat pondasi sumuran berpijak. Bila tanah dipotong tegak tanpa terganggu stabilitasnya maka kondisi sumuran ini dapat dilaksanakan tanpa casing. Bila sebaliknya berarti perlu casing.

Tanpa Casing

Pelaksanaan dilakukan dengan menggali lubang sampai lapisan atau elevasi yang ditetapkan, dengan tenaga manusia. Kemudian lubang tersebut diisi dengan material yang ditetapkan, beton cyclop atau beton.



Gambar 2.10 Proses Pondasi Sumuran Tanpa Casing

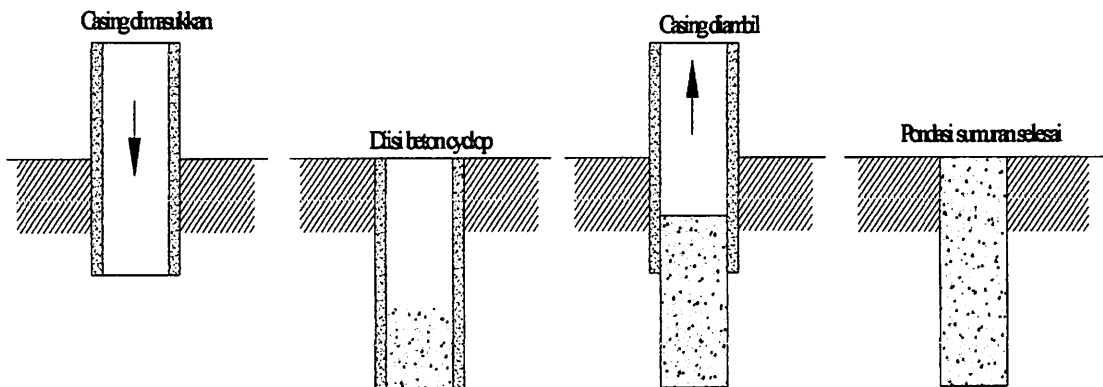
Dengan Casing yang Diambil

Casing di sini diperlukan untuk menjaga stabilitas tanah yang digali agar tidak longsor. Jenis casing yang diambil lagi biasanya terbuat dari baja.

Penggalian dilakukan secara bertahap, yaitu casing diturunkan seperlunya kemudian tanah di dalam casing digali, kemudian casing diturunkan lagi dan tanah digali lagi, begitu seterusnya sampai mencapai elevasi yang diinginkan. Sesudah galian mencapai elevasi yang ditetapkan, maka dilakukan pengisian

lubang dengan beton atau cyclop sambil menarik ke atas casingnya. Demikian seterusnya hingga casing keluar lagi dari lubang.

Bila proses memasukan casing tidak sulit, maka seluruh casing dapat dimasukan sekaligus, dan penggaliannya juga dapat dilakukan sekaligus, tidak perlu bertahap.

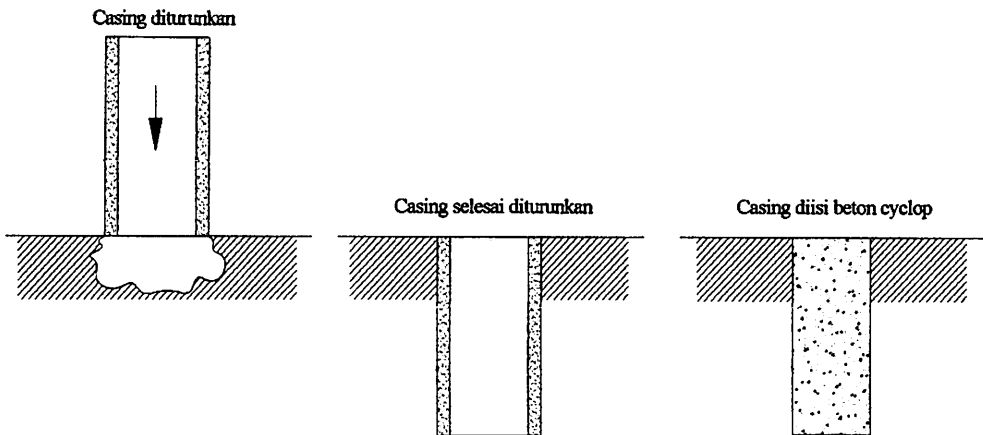


Gambar 2.11 Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Diambil

Dengan Casing yang Ditinggal

Casing disini dapat berfungsi ganda yaitu sebagai struktur penahan tanah pada proses penggalian dan sebagai bagian dari struktur pondasi. Yang umum dilakukan casingnya terbuat dari buis beton (beton sumuran), sehingga casing ini juga berfungsi sebagai bagian dari struktur.

Proses penurunan beton buis ini harus hati-hati, agar posisinya tetap vertical. kemudian lubang diisi dengan material misalnya beton cyclop. Proses pelaksanaan pondasi ini terkadang sudah harus menghadapi air tanah. Umumnya untuk mengatasinya cukup dengan pemompaan (*open pumping*).



Gambar 2.12 Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Ditinggal

2. Tipe Dasar Tertutup (*Closed Ended*)

Tipe dasar tertutup ini sering digunakan untuk pondasi caisson di dalam air. Adapun urutan pelaksanaannya sebagai berikut :

- Caisson ini dibuat di darat dan kemudian diapungkan dengan cara peluncuran, dan selanjutnya ditarik dengan perahu/kapal ke lokasinya. Sebelum diapungkan harus ada pengecekan apakah ada kebocoran atau tidak dengan cara mengisi air.
- Pada dinding-dinding caisson dibuat angker-angker untuk kabel, untuk keperluan penyetelan pondasi pada posisi yang tepat.
- Setelah kedudukannya sudah tepat baru caisson diisi dengan ballast atau air agar turun dan duduk pada tanah dasar.

Selain dengan cara pengerjaan pondasi caisson di atas, pondasi dapat dikerjakan di bawah muka air. Pondasinya dicor di bawah muka air kemudian dikeringkan dengan cofferdam. Setelah betonnya kering barulah cofferdamnya dibuka sehingga mengapung dan ditarik pada posisinya. Setelah itu pondasi

caisson diturunkan dan didudukan pada posisi yang sudah direncanakan dengan cara diisi dengan air. Kemudian, caisson dikeringkan dan diisi dengan beton. Bila kedalamannya cukup tinggi, maka dapat menggunakan caisson sambungan.

2.4 Penyelidikan Tanah di Lapangan

Pengujian di lapangan dilakukan untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban pondasi dengan tidak dipengaruhi oleh kerusakan contoh tanah akibat operasi pengeboran dan penanganan contoh. Pengujian-pengujian tersebut antara lain :

2.4.1 Uji Penetrasi Standar atau SPT (*Standar Penetrasi Test*)

Uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granular. Pada pengujian ini, sifat-sifat tanah pasir ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif langsung di lapangan. Prosedur uji SPT tercantum dalam ASTM D1586.

Alat uji ini berupa sebuah tabung yang dapat dibelah (split tube, split spoom, atau split barrel) yang dilengkapi sebuah *driving shoe* agar tidak mudah rusak pada penetrasi. Pada bagian atas dilengkapi dengan coupling supaya dapat disambung dengan batang bor (drill rod) ke permukaan tanah. Sebuah sisipan pengambilan contoh dapat dipasang di bagian bawah tabung bila tanah yang harus di ambil contohnya berupa pasir lepas atau lumpur.

Prosedur pengujian mengikuti urutan sebagai berikut :

1. Mempersiapkan lubang bor hingga kedalaman uji
2. Memasukan alat split barrel sampler secara tegak

3. Menumbuk dengan hammer dan mencatat jumlah tumbukan setiap 15 cm penetrasi. Hammer dijatuhkan secara bebas pada ketinggian 760 mm.
4. Nilai tumbukan dicatat 3 kali (N_0 , N_1 , N_2) dimana nilai $N_{SPT} = N_1 + N_2$. Sampel yang diperoleh dengan cara ini merupakan sampel yang sangat terganggu.
5. Sampel yang diperoleh dimasukkan ke dalam plastik untuk diuji di laboratorium. Pada plastik tersebut harus diberikan catatan nama, kedalaman, dan nilai N .

Secara konvensional, uji SPT dilakukan dengan interval kedalaman 1,5 m – 30 m dan sampel tanah yang diperoleh dari tabung 2 kali perencanaan di dasar.

Berikut ini adalah korelasi nilai N_{SPT} dan properties tanah :

Tabel 2.1. Tabel Korelasi Nilai N -SPT dan Properties Tanah

SAND		CLAY	
N-SPT	RELATIF DENSITY	N-SPT	KONSISTENSI
0-4	VERY LOOSE	<2	VERY SOFT
4-10	LOOSE	2-4	SOFT
10-30	MEDIUM	4-8	MEDIUM
30-50	DENSE	8-15	STIFF
>50	VERY DENSE	15-30	VERY STIFF
		>30	HARD

(Sumber : Hary Christady Hardiyatmo, Analisa dan Perencanaan Fondasi I edisi II, hal.65 & 66)

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

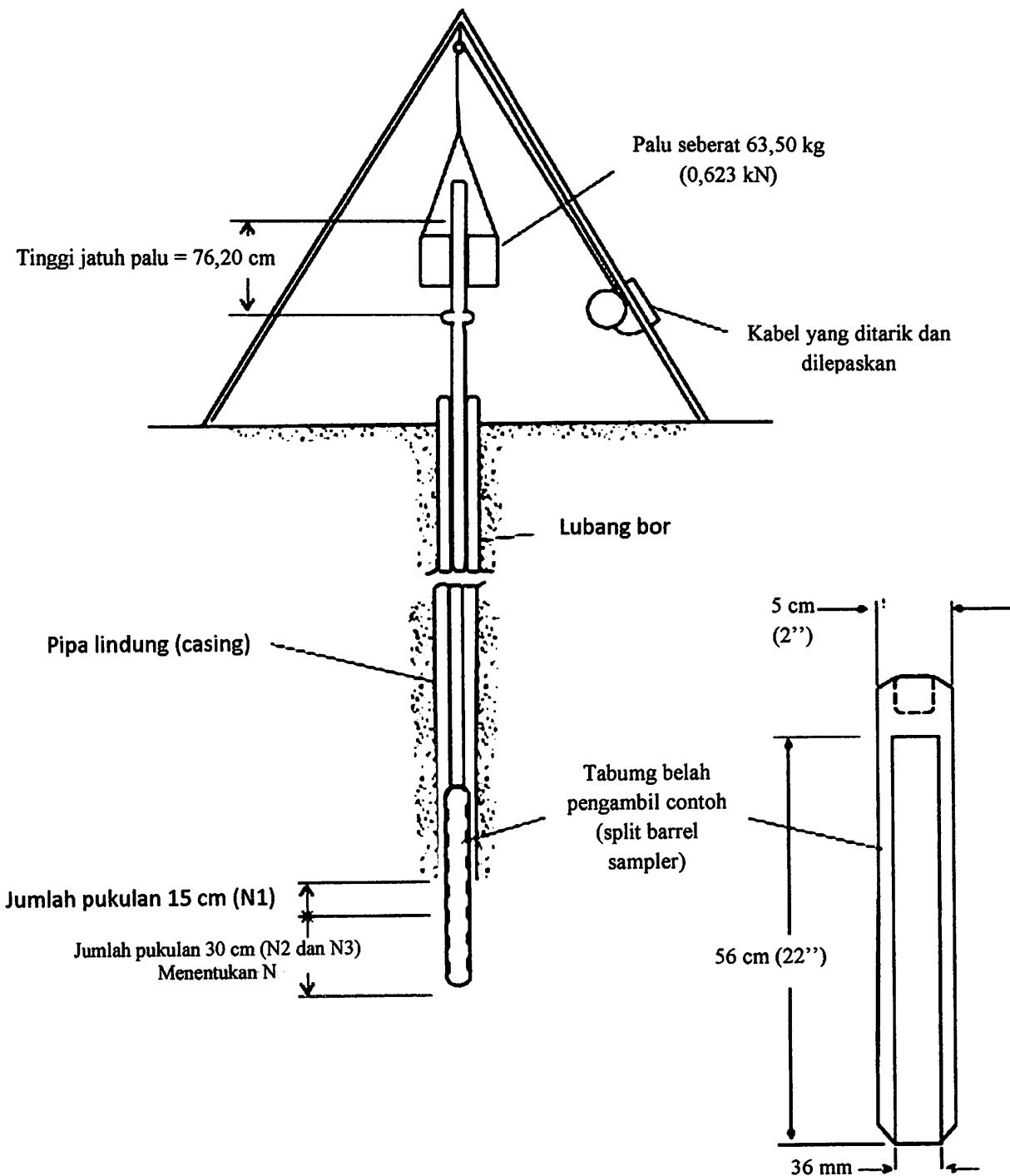
(Sumber : Hary Christady Hardiyatmo, Analisa dan Perencanaan Fondasi I edisi II, hal.66)

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_c (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

(Sumber : Sasrodarsono dan Nakazawa (1983), Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, hal.59)



Gambar 2.13 Penetrasi dengan SPT

2.4.2 Uji Penetrasi Kerucut Statis (*Sondir*)

Uji sondir ini menunjukkan manfaat untuk pendugaan profil atau pelapisan (stratifikasi) tanah, karena jenis perilaku tanah telah dapat diidentifikasi dari kombinasi hasil pembacaan tahanan ujung (q_c) dan gesekan selimutnya (f_s).

2.5 Daya Dukung Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran merupakan suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang dan tergolong pondasi dalam dengan syarat D/B sama dengan atau lebih besar dari 4. Apabila pondasi sumuran memenuhi persyaratan di atas maka perencanaan pondasi sumuran sebagai pondasi tiang.

- Penentuan daya dukung pondasi sumuran dengan menggunakan data boring (laboratorium) menurut Terzaghi dan Peck (sumber : Teknik Pondasi Bagian II, hal. 43) :

$$Q_{ult} = \pi r^2 (1,3cN_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6\gamma \cdot r \cdot N_\gamma) + 2\pi r \cdot f \cdot D_f$$

Dimana :

N_c, N_q, N_γ	= koefisien kuat dukung tanah menurut Terzaghi
r	= jari-jari lingkaran
γ	= Berat volume tanah
D_f	= kedalaman pondasi
c	= lekatan
f	= gesekan

- Penentuan daya dukung pondasi sumuran dengan menggunakan data sondir, hal ini bila ditemui keadaan tanah di mana lapisan tanah keras sangat dalam sehingga sangat tidak mungkin menggunakan tiang yang

sangat panjang untuk keadaan di lapangan. Dalam hal ini tiang ditahan oleh pelekat antara tiang dengan tanah (nilai gesekan tiang dengan tanah = Q_s).

$$Q = \frac{P \cdot A}{3} + \frac{f \cdot O}{5}$$

Dimana :

P = penetrasi konus (kg/cm^2)

A = luas penampang tiang (cm^2)

f = jumlah hambatan lekat (kg/cm)

O = keliling tiang (cm)

3 = angka keamanan untuk daya dukung ujung

5 = angka keamanan untuk hambatan pelekat

- Penentuan daya dukung pondasi sumuran dengan desakan tanah yang kecil dengan menggunakan data SPT menurut Meyerhof :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s + W_p$$

Dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimit pondasi sumuran

Q_p = daya dukung ultimit ujung pada tiang

$$Q_p = (40 \cdot N_b) \times A_p$$

$$A_p = \text{luas penampang dasar tiang} = \pi \times r^2$$

N_b = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{rata-rata} \cdot A_s$$

$$A_s = \text{luas selimut tiang} = \pi \times r^2 \times L$$

N = nilai $N_{rata-rata}$ pada pada tiang sumuran

W_b = berat sendiri pondasi tiang sumuran

Untuk diameter (d) lebih dari 2 m perlu dievaluasi dari pertimbangan penurunan pondasi. Selanjutnya, penurunan struktur harus pula dicek terhadap persyaratan besar penurunan toleransi yang masih diijinkan.

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Maksud penggunaan factor-factor aman adalah untuk meyakinkan keamanan tiang terhadap keruntuhan tiang dengan mempertimbangkan penurunan tiang dengan adanya pembebanan yang terjadi. Untuk menentukan factor keamanan dapat digunakan struktur bangunan menurut Pugsley (1966) :

Tabel 2.4. Faktor Keamanan Untuk Pondasi Dalam

Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontril Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2	2,3	2,8

(Sumber : Reese dan C'Neil,1989; *Pugsley*; 1966)

1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.
2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api, dan 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 homogeny dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional, terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi di laksanakan secara ketat.
2. Pengendalian Normal : situasi yang paling umum, hamper serupa dengan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia dan pengujian tiang.
3. Pengendalian Kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.

2.6 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang Diperlukan

Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$np = \frac{P}{P_{all}}$$

di mana :

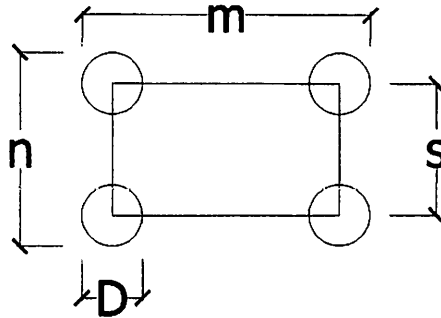
np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

Pall = daya dukung ijin tiang

2.7 Jarak Antar Tiang Dalam Kelompok

syarat jarak tiang :



Gambar 2.14 Skema Jarak Antar Tiang

- $S \geq 2,5D$

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

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

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.

2.8 Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada poin 2.6 masih belum dikatakan sempurna karena daya dukung kelompok tiang bukanlah daya dukung 1 tiang dikalikan jumlah tiang, karena intervensi (tumpang tindih) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (grup action).



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 $K = m.n$.

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{\text{tiang}}}{n \times Q1_{\text{tiang}}}$$

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

$$Q_{\text{tiang}} = \eta.n.Q1_{\text{tiang}}$$

dimana :

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

$Q1_{\text{tiang}}$: daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

n : jumlah tiang

η : Efisiensi kelompok tiang

Berikut beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok

tiang :

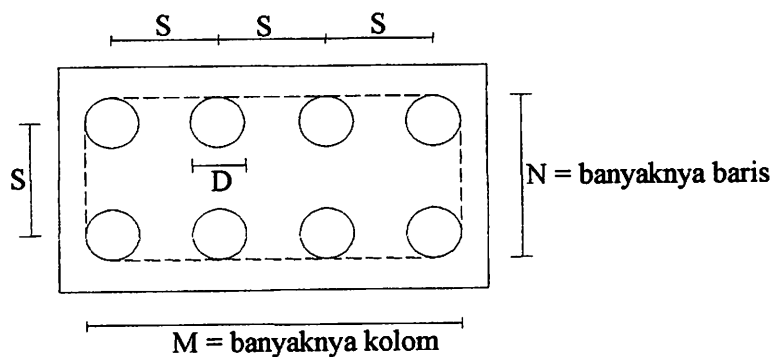
1. Formula sederhana

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

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

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 2.15 Skema Efisiensi Kelompok Tiang

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 :

- 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

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

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

4. Formula Seiler-Keeney

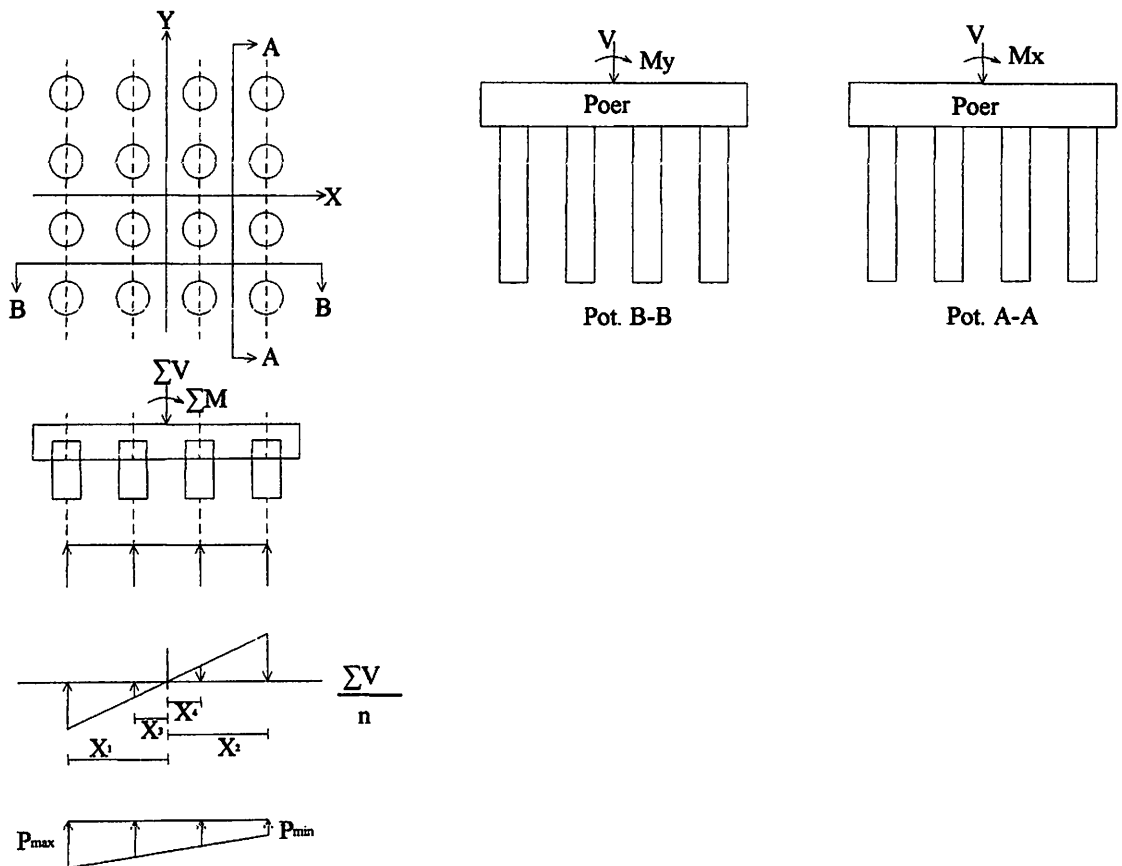
$$Eg = \left[1 - \frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam satuan meter.

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

Beban eksentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disebarkan 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 2.16 Skema Pondasi Tiang Kelompok

Dari gambar di atas dapat dirumuskan :

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

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.

2.9 Penurunan Pondasi Tiang Sumuran

Syarat penurunan ijin total untuk bangunan dinding bata = 25-50 mm. (showers, 1962)

Tabel 2.5. Penurunan Ijin (Showers, 1962)

Tipe gerakan	Faktor pembatas	Penurunan maksimum
Penurunan total	Drainase	15-30 cm
	Jalan masuk	30-60 cm
	Kemungkinan penurunan tidak seragam :	
	Bangunan dinding bata	✓ 2,5-5 cm
	Bangunan rangka	5-10 cm
Kemiringan	Cerobong asap, silo, pondasi rakit (<i>mat</i>)	8-30 cm
	Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tinggi dan lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004L
	<i>Rolling of trucks, dll</i>	0,01L
	<i>Stacking of goods</i>	0,01L
	Operasi mesin-perkakas benang tenun	0.003L
	Operasi mesin-generator turbo	0,0002L
Rel Dere(<i>crane ral</i>)	0,0003L	
Gerakan tidak seragam	Drainase lantai	0,01-0,02L
	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005-0,001L
	Bangunan penggilingan 1 lantai (dari batu bata) dinding retak	0,001-0,002L

	Plesteran retak (<i>gypsum</i>)	0,001L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025-0,004L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003L
	Rangka baja kontinyu	0,002L
	Rangka baja sederhana	0,005L

(Sumber : H.C.Hardiyatmo. 2011. *Analisa dan Perencanaan Fondasi I*, hal.336)

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertical adalah sebagai berikut :

$$S_{total} = S_1 + S_2 + S_3$$

Dimana :

S_1 = penurunan batang tiang

S_2 = penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang

S_3 = penurunan yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

Prosedur untuk memperkirakan tiga elemen penurunan tiang pondasi adalah sebagai berikut :

➤ Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_1)

Jika kita asumsikan bahan tiang elastik, maka deformasi batang tiang dapat dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip mekanika bahan :

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :

Q_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

Q_{ws} = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

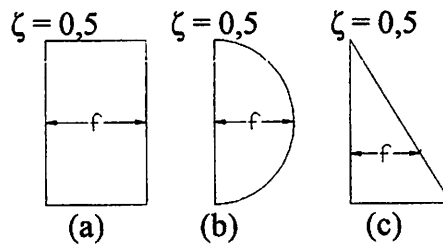
A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elastisitas tanah, (beton; $4700\sqrt{f'c}$)

L = panjang tiang

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi

Besarnya x bergantung pada sifat distribusi tahanan kulit sepanjang batang tiang. Jika distribusi f adalah seragam atau parabola, seperti diperlihatkan pada Gambar 1(a) dan (b), x adalah 0.5. Namun untuk distribusi f dalam bentuk segitiga [Gambar 1(c)], nilai x sekitar 0.67 (Vesic, 1977)



Gambar 2.17 Jenis Distribusi Tahanan Kulit Sepanjang Tiang

Tabel 2.6. Perkiraan Angka Poisson (μ)

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 - 0,3
Lempung berpasir	0,2 - 0,3
Lanau	0,3 - 0,35
Pasir padat	0,2 - 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4-0,7$)	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 - 0,4
Loess	0,1 - 0,3

(Sumber : H.C.Hardiyatmo. 2011. *Analisa dan Perencanaan Fondasi I*, hal.280)

Tabel 2.7. Perkiraan Modulus Elastis (E)

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4000 - 9000
Keras	7000 - 20000
Berpasir	30000 - 42500
Pasir	
Berlanau	5000 - 20000
Tidak padat	10000 - 25000
Padat	50000 - 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 - 200000
Tidak padat	50000 - 140000
Lanau	2000 - 20000
Loess	1500 - 60000
Serpil	140000 - 1400000

(Sumber : H.C.Hardiyatmo. 2011. *Analisa dan Perencanaan Fondasi I*, hal.281)

➤ Penurunan dari ujung tiang (S_2)

Penurunan yang dipengaruhi oleh beban pada ujung tiang dapat dinyatakan dalam bentuk yang sama dengan persamaan pondasi dangkal :

$$S_2 = \frac{q_{wp} + D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) \times I_{wp}$$

Dimana : D = kedalaman tiang pondasi

q_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

E_s = modulus elastisitas tanah, (beton; $4700\sqrt{f'c}$)

μ_s = beban vertical yang diterima pondasi

I_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

Tujuan praktisnya, I_{wp} dapat ditentukan sama dengan α_r sebagaimana digunakan pada penurunan elastik pondasi dangkal dengan tidak ada hasil eksperimen, sehingga nilai-nilai perwakilan dari rasio poisson dapat diketahui.

Vesic (1977) juga telah mengusulkan suatu metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan S_2 sebagai berikut :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang
 C_p = koefisien empiris

Tabel 2.8. Nilai Koefisien C_p

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (Padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

(Sumber : Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, hal.80)

➤ Penurunan akibat pengalihan beban (S_3)

Penurunan tiang yang timbul akibat pembebanan pada kulit tiang adalah sebagai berikut :

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Dimana : p = keliling tiang
 L = panjang tiang tertanam

$$I_{wp} = \text{factor pengaruh} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Perlu diketahui bahwa suku Q_{ws} / pL pada persamaan di atas adalah nilai rata-rata f sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh I_{ws} dapat dinyatakan dengan sebuah hubungan empiris yang sederhana seperti persamaan di atas (Vesic, 1977).

Vesic (1977) juga mengajukan sebuah hubungan empiris sederhana untuk menentukan S_3 sebagai :

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Dimana : $C_s =$ sebuah konstanta empiris $= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p$

Nilai-nilai C_p dapat dilihat pada table 2.8.

2.10 Penulangan Pondasi Sumuran

Dalam penulangan adapun syarat-syarat detail penulangan yang harus dipenuhi atau harus sesuai dengan SNI 03-2847-2002. Detail penulangan tersebut antara lain: kait standar, diameter bengkokan minimum, cara pembengkokan, kondisi permukaan baja tulangan, penempatan tulangan, batasan spasi tulangan, Pelindung beton untuk tulangan, detail tulangan khusus untuk kolom, sambungan, tulangan lateral pada komponen struktur tekan, penulangan lateral untuk komponen struktur lentur, tulangan susut dan suhu, dan tulangan khusus untuk integritas struktur.

Pondasi sumuran direncanakan berbentuk lingkaran. Oleh karena itu perhitungan tulangan seperti kolom bulat dengan metode pendekatan luas penampang persegi ekuivalen. Penampang bulat ditransformasikan menjadi segi empat ekuivalen. Ekuivalen dilakukan dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Tebal penampang ke arah lenturan diambil

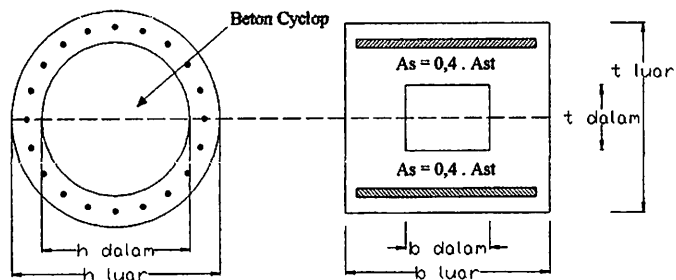
$$t_{\text{luar}} = 0,80 \cdot h_{\text{luar}}$$

$$t_{\text{dalam}} = 0,80 \cdot h_{\text{dalam}}$$

2. Lebar segi empat ekivalen (b), adalah :

$$b_{\text{luar}} = \frac{A_g \text{ luar}}{0,80 \cdot h}$$

$$b_{\text{dalam}} = \frac{A_g \text{ dalam}}{0,80 \cdot h}$$



Gambar 2.18 Penampang Ekivalen

Dimana :

A_g = Luas penampang kolom

h = diameter luar lingkaran

3. Luas tulangan A_{st} ekivalen ditentukan dengan cara menempatkan seluruh tulangan total pada dua lapis sejajar.

$$A_{st} = 1/3 (2 \cdot D_s)$$

D_s adalah diameter luar lingkaran tulangan terluar dari pusat ke pusat.

4. Perencanaan tulangan spiral

$$D_c = D_{\text{luar}} - (2 \cdot \text{selimut beton})$$

$$\rho_s = 0,45 \cdot \left[\frac{A_g}{A_s} - 1 \right] \cdot \left[\frac{f'c}{f_y} \right]$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maks}} = \frac{(4 \cdot A \cdot (D - d_s))}{d^2 \cdot p}$$

Dimana :

$$S_{\text{maks}} = \text{Jarak maksimum antar sengkang spiral (mm)} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

A_s = Luas tulangan spiral

d = diameter tulangan

D_c = diameter inti sumuran

d_s = diameter tulangan

2.11 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 1987, maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Berat tegel per cm tebal = 13 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 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Ruang parkir = 400 kg/m^2
- Beban guna atap sebagai tempat parkir = 400 kg/m^2
- Pasar atau pertokoan = 250 kg/m^2

- **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

BAB III

ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Spesifikasi Umum

- a. Fungsi Bangunan : Laboratorium dan ruang kuliah
- b. Struktur Atas : Portal beton bertulang
- c. Struktur Lantai : Plat beton bertulang
- d. Struktur Bawah : Pondasi Strauss
- e. Jumlah Lantai : 5 (± 20 meter)
- f. Bentang Memanjang : 46 m
- g. Bentang Melintang : 26 m
- h. Data Tanah : Standart Penetration Test (SPT)
- i. Zona Gempa : Zona 4 (Kota Malang)

3.1.2 Pedoman Perencanaan

1. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1987
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 : 320 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

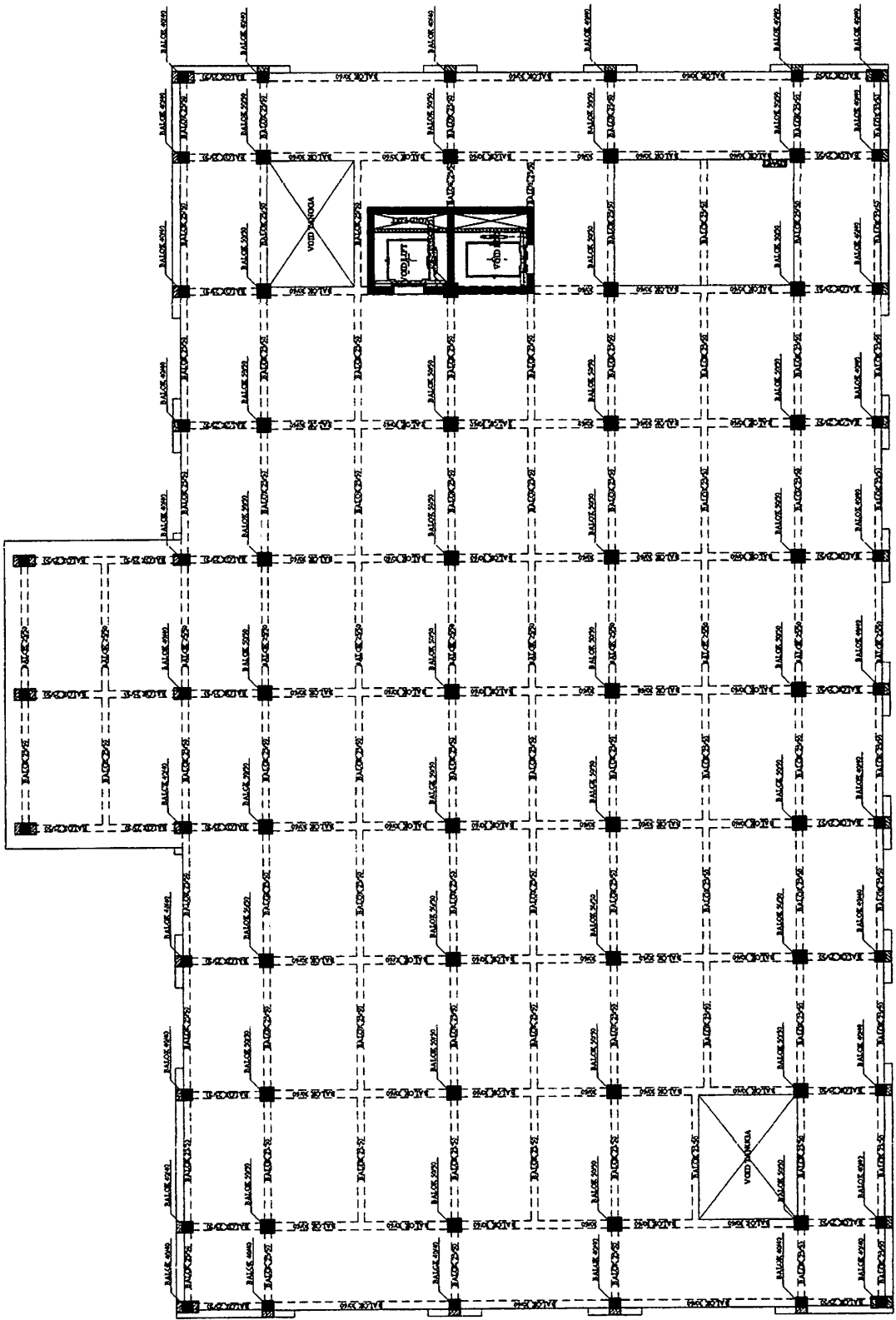
Berat sendiri material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1983 sebagai berikut :

- Beton bertulang = 2400 kg/m^3
- Pasangan bata merah (setengah batu) = 250 kg/m^2
- Spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Beton cyclop = 1850 kg/m^3
- Berat eternit = 11 kg/m^2
- Berat penggantung = 7 kg/m^2
- Berat penutup lantai per cm tebal = 24 kg/m^2
- Beban hidup bangunan gedung kuliah = 250 kg/m^2

3.1.5 Dimensi Plat, Balok dan Kolom

- a. Tebal plat = 12 cm
- b. Balok
 - Balok induk tipe 1 = 30 x 60
 - Balok induk tipe 2 = 25 x 50
 - Balok anak = 25 x 50
- c. Kolom
 - Kolom tipe 1 = 40 x 40

- Kolom tipe 2 = 50 x 50



Gambar 3.1 Gambar Dimensi Balok dan Kolom

3.2 Perhitungan pembebanan

3.2.1 Perhitungan Panjang batang

Diperoleh dari gambar autocad dengan skala 1:100.

$$\text{Batang 1} = 10 = 75,185 \text{ cm} = 0,75185 \text{ m}$$

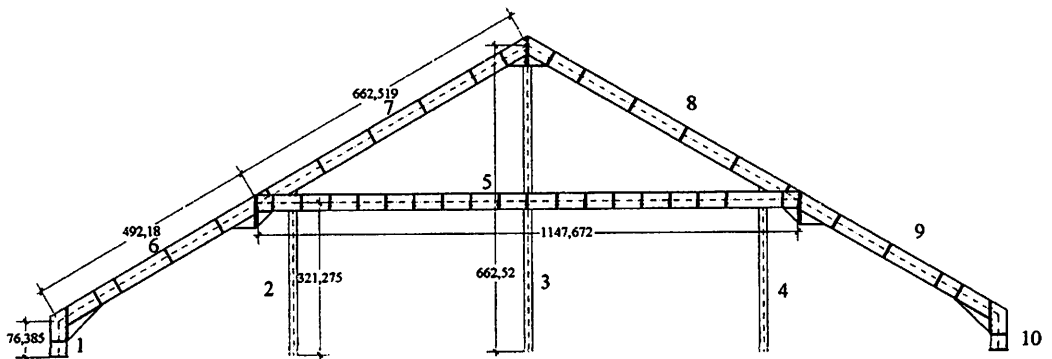
$$\text{Batang 2} = 4 = 321,275 \text{ cm} = 3,21275 \text{ m}$$

$$\text{Batang 3} = 652,534 \text{ cm} = 6,52534 \text{ m}$$

$$\text{Batang 5} = 1147,672 \text{ cm} = 11,47672 \text{ m}$$

$$\text{Batang 6} = 9 = 492,18 \text{ cm} = 4,9218 \text{ m}$$

$$\text{Batang 7} = 8 = 662,52 \text{ cm} = 6,6252 \text{ m}$$



Gambar 3.2 Panjang Batang Kuda-kuda

3.2.2 Perhitungan Pembebanan Kuda-kuda

a. Beban Mati

➤ Beban kuda-kuda

Profil baja kuda-kuda WF 350.175.7.11

Berat profil baja WF 350.175.7.11 = 49,60 kg/m

P = berat profil kuda-kuda x panjang batang

Beban simpul tepi = (Batang 1 + $\frac{1}{2}$ batang 6) x berat profil kuda-kuda

$$= (0,75185 + \frac{1}{2} 4,9218) \times 49,60$$

$$= 159,3524 \text{ kg}$$

$$\text{Beban simpul tengah} = (\text{Batang 2} + \frac{1}{2} \text{ batang 6} + \frac{1}{2} \text{ batang 5} + \frac{1}{2} \text{ batang 7}) \times \text{berat profil kuda-kuda}$$

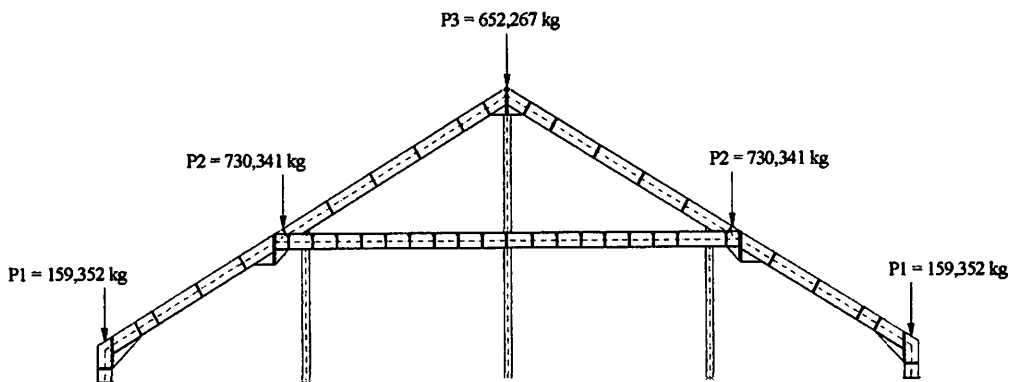
$$= (3,21275 + \frac{1}{2} 4,9218 + \frac{1}{2} 11,47672 + \frac{1}{2} 6,6252) \times 49,60$$

$$= 730,341 \text{ kg}$$

$$\text{Beban simpul puncak} = (\text{Batang 3} + \frac{1}{2} \text{ batang 7} + \frac{1}{2} \text{ batang 7}) \times \text{berat profil kuda-kuda}$$

$$= (6,52534 + \frac{1}{2} 6,6252 + \frac{1}{2} 6,6252) \times 49,60$$

$$= 652,267 \text{ kg}$$



Gambar 3.3 Beban Kuda-kuda

➤ **Beban atap**

$$\text{Berat atap zinalum} = 4,16 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Jarak antar kuda-kuda} = 5,0 \text{ m}$$

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

tengahsehingga $\frac{1}{2}$ beban masing-masing dipikul simpul tepi dan simpul tengah.

$$\begin{aligned} P \text{ simpul tepi} &= P1 + P2 + \frac{1}{2}P3 \\ &= 24,96 + 26 + (\frac{1}{2} \times 26) \\ &= 63,96 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Simpul tengah**

Simpul tengah dibebani $\frac{1}{2}$ P3, P4, P5, P6 & P7.

$$\begin{aligned} P \text{ Simpul tengah} &= \frac{1}{2} P3 + P4 + P5 + P6 + P7 \\ &= 13 + 26 + 26 + 26 + 26 \\ &= 117 \text{ kg} \end{aligned}$$

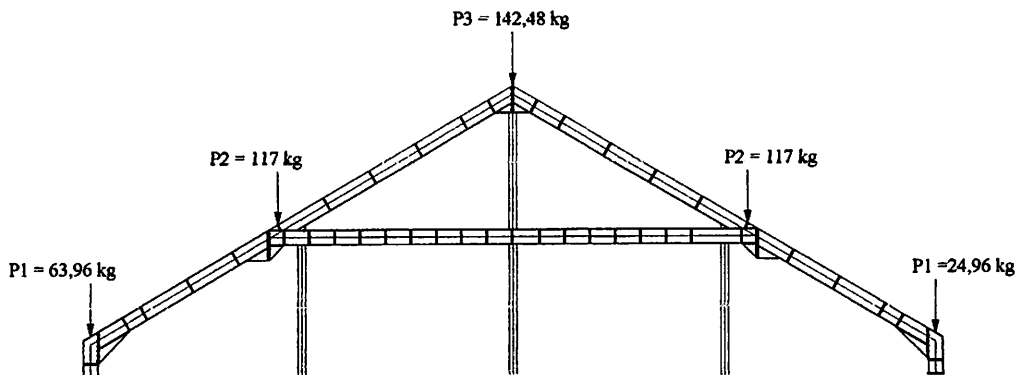
- **Simpul puncak**

Simpul tengah dibebani P8, P9 & P10.

$$\begin{aligned} P \text{ Simpul tengah} &= 2 \times (P8 + P9 + P10) \\ &= 2 \times (26 + 26 + 19,24) \\ &= 142,48 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} P \text{ simpul tepi} + P \text{ simpul tengah} + P \text{ simpul atas} &= 2 \times (P1 + P2 + \\ &P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8 + P9 + P10) \\ (63,96 \times 2) + (117 \times 2) + (71,24 \times 2) &= 2 \times (24,96 + 26 + 26 + 26 + \\ &26 + 26 + 26 + 26 + 26 + 19,24) \\ 504,4 \text{ kg} &= 504,4 \text{ kg (OK....)} \end{aligned}$$



Gambar 3.6 Beban Atap pada Titik Simpul

➤ **Beban gording**

Profil gording CNP = 75x 45 x 15 x 2,3

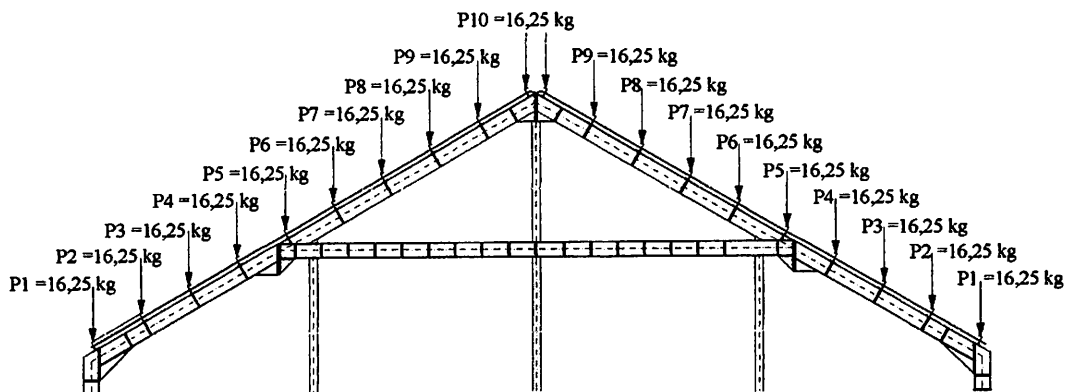
Berat gording = 3,25kg/m

$P = \text{berat profil gording} \times \text{jarak antar kuda-kuda}$

$$P = 3,25 \times 5$$

$$= 16,25 \text{ kg}$$

Jadi berat 1 gording = 16,25 kg



Gambar 3.7 Beban Gording

Beban gording yang dipikul setiap titik simpul adalah sebagai berikut :

- **Simpul tepi**

Simpul tepi menanggung 1 P tepi dan 1 1/2 P tengah. Hal ini dikarenakan jumlah gording yang dibebani atap yang berada antara simpul tepi dan simpul tengah berjumlah 3 dan 1 diantaranya berada di tengah jarak antara simpul tepi dan simpul tengah sehingga 1/2 beban masing-masing dipikul simpul tepi dan simpul tengah.

$$\begin{aligned} P \text{ simpul tepi} &= P_1 + P_2 + 1/2 P_3 \\ &= 16,25 + 16,25 + (1/2 \times 16,25) \\ &= 40,625 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Simpul tengah**

Simpul tengah dibebani 1/2 P₃, P₄, P₅, P₆ & P₇.

$$\begin{aligned} P \text{ Simpul tengah} &= 1/2 P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 \\ &= (1/2 \times 16,25) + 16,25 + 16,25 + 16,25 + \\ &\quad 16,25 \\ &= 73,125 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Simpul puncak**

Simpul tengah dibebani P₈, P₉ & P₁₀.

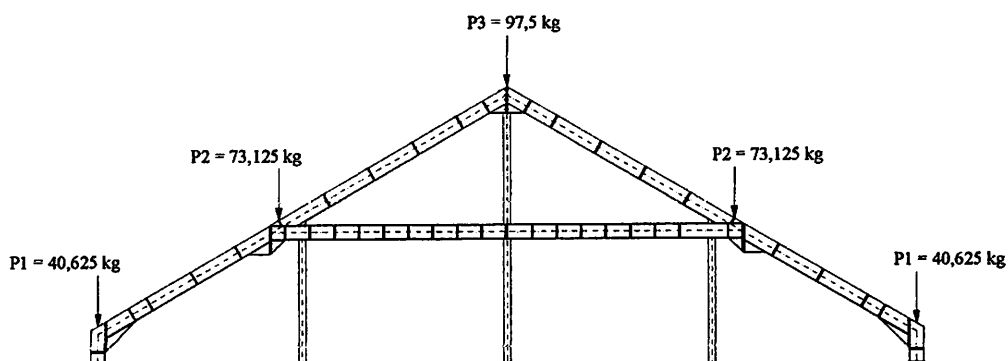
$$\begin{aligned} P \text{ Simpul tengah} &= 2 \times (P_8 + P_9 + P_{10}) \\ &= 2 \times (16,25 + 16,25 + 16,25) \\ &= 97,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol

P simpul tepi + P simpul tengah + P simpul atas = $P \times$ jumlah
gording

$$(40,625 \times 2) + (73,125 \times 2) + 97,5 = 16,25 \times 20$$

$$325 \text{ kg} = 325 \text{ kg (OK....)}$$

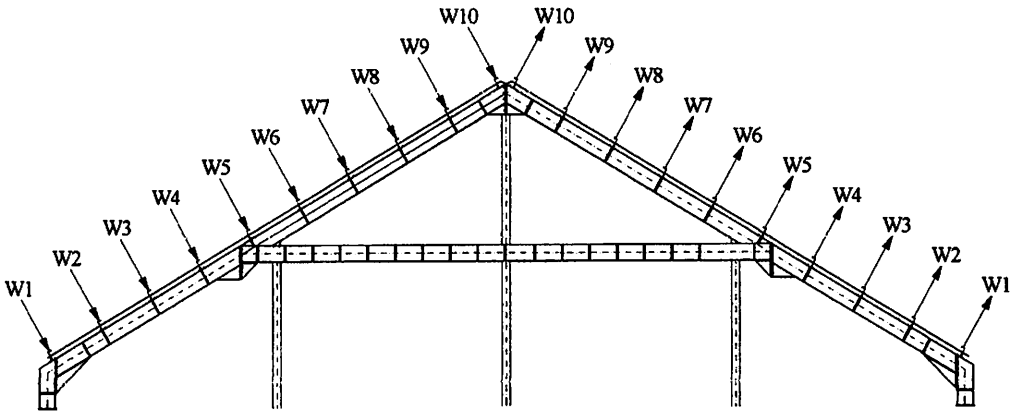


Gambar 3.8 Beban Gording pada Simpul

Tabel 3.1 Total Akibat Beban Sendiri

	P1 (kg)	P2 (kg)	P3 (kg)
Berat sendiri kuda-kuda	159,352	730,341	652,267
Beban atap	63,96	117	142,48
Beban gording	40,625	73,125	97,5
Beban total	263,937	920,466	892,247

b. Beban angin



Gambar 3.9 Beban Angin

– Beban angin tekan

$$W = \text{tekanan angin } 25 \text{ kg/m}^2$$

Jarak antar kuda-kuda = 5,0 m

$$\alpha = 30^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{Besar angin tekan} = C1 &= (0,02 \cdot \alpha - 0,4) \\ &= (0,02 \times 30 - 0,4) \times 25 \\ &= 14,8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} W1 &= 14,8 \times 5 \times ((0,5 \times 1,25) + 0,3629) \\ &= 73,105 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W2 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\ &= 92,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W3 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\ &= 92,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W4 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\ &= 92,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
W5 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= 92,5 \text{ kg} \\
W6 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= 92,5 \text{ kg} \\
W7 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= 92,5 \text{ kg} \\
W8 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= 92,5 \text{ kg} \\
W9 &= 14,8 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= 92,5 \text{ kg} \\
W10 &= 14,8 \times 5 \times ((0,5 \times 1,25) + 0,139) \\
&= 56,536 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban angin tekan yang dipikul setiap titik simpul adalah sebagai berikut :

- **Simpul tepi**

Simpul tepi menanggung W1, W2 dan $\frac{1}{2}$ W3. W3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan simpul tengah. Maka simpul tepimenanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned}
W \text{ simpul tepi} &= W1 + W2 + \frac{1}{2} W3 \\
&= 73,105 + 92,5 + \frac{1}{2} 92,5 \\
&= 211,855 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- **Simpul tengah**

Simpul tengah menanggung beban $\frac{1}{2}$ W3, W4, W5, W6, W7. W3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan



simpul tengah. Maka simpul tengah menanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} W \text{ simpul tengah} &= \frac{1}{2} W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 \\ &= \frac{1}{2} \times 92,5 + 92,5 + 92,5 + 92,5 + 92,5 \\ &= 416,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Simpul puncak

Simpul tengah menanggung beban W_8, W_9, W_{10} .

Maka simpul tengah menanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} W \text{ simpul puncak} &= W_8 + W_9 + W_{10} \\ &= 92,5 + 92,5 + 56,536 \\ &= 241,536 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} W \text{ simpul tepi} + W \text{ simpul tengah} + W \text{ simpul atas} &= W_1 + W_2 + \\ &W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9 + W_{10} \\ 211,855 + 416,25 + 241,536 &= 73,105 + 92,5 + 92,5 + 92,5 + 92,5 + \\ 92,5 + 92,5 + 92,5 + 92,5 + 56,536 \\ 869,641 \text{ kg} &= 869,641 \text{ kg (OK....)} \end{aligned}$$

- Beban angin hisap

$$\begin{aligned} \text{Besarnya angin hisap} = C_2 &= (-0,4 \times W) \\ &= (-0,4 \times 25) = -10 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} W_1 &= -10 \times 5 \times ((0,5 \times 1,25) + 0,3629) \\ &= -49,395 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$W_2 = -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25)$$

$$\begin{aligned}
&= -62,5\text{kg} \\
W3 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W4 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W5 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W6 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W7 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W8 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5\text{kg} \\
W9 &= -10 \times 5 \times (0,5 \times 1,25 + 0,5 \times 1,25) \\
&= -62,5 \text{ kg} \\
W10 &= -10 \times 5 \times ((0,5 \times 1,25) + 0,139) \\
&= -38,2 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban angin hisap yang dipikul setiap titik simpul adalah sebagai berikut :

- **Simpul tepi**

Simpul tepi menanggung W1, W2 dan $\frac{1}{2}$ W3. W3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan simpul tengah. Maka simpul tepimenanggung beban angin sebesar :

$$W \text{ simpul tepi} = W1 + W2 + \frac{1}{2} W3$$

$$= -49,395 + (-62,5) + \frac{1}{2}(-62,5)$$

$$= -143,145 \text{ kg}$$

- **Simpul tengah**

Simpul tengah menanggung beban $\frac{1}{2}$ W3, W4, W5, W6, W7. W3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan simpul tengah. Maka simpul tengah menanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} W \text{ simpul tengah} &= \frac{1}{2} W3 + W4 + W5 + W6 + W7 \\ &= \frac{1}{2}x(-62,5) + (-62,5) + (-62,5) + (-62,5) + (-62,5) \\ &= -281,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Simpul puncak**

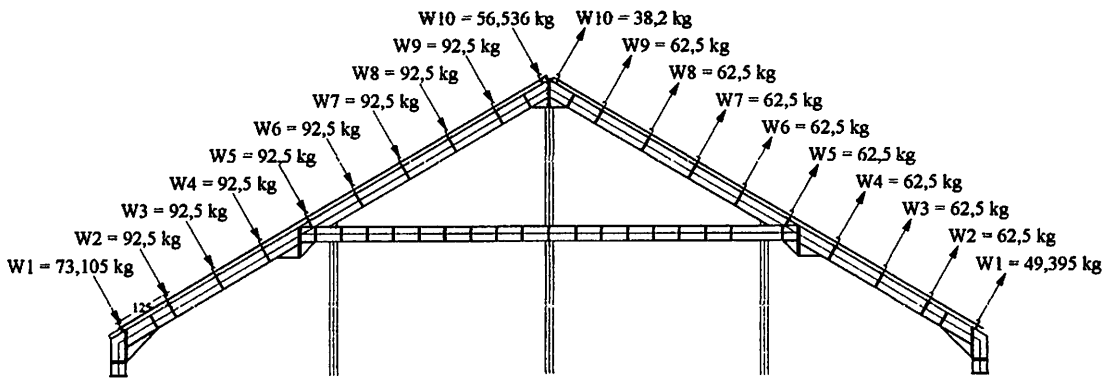
Simpul tengah menanggung beban W8, W9, W10.

Maka simpul tengah menanggung beban angin sebesar :

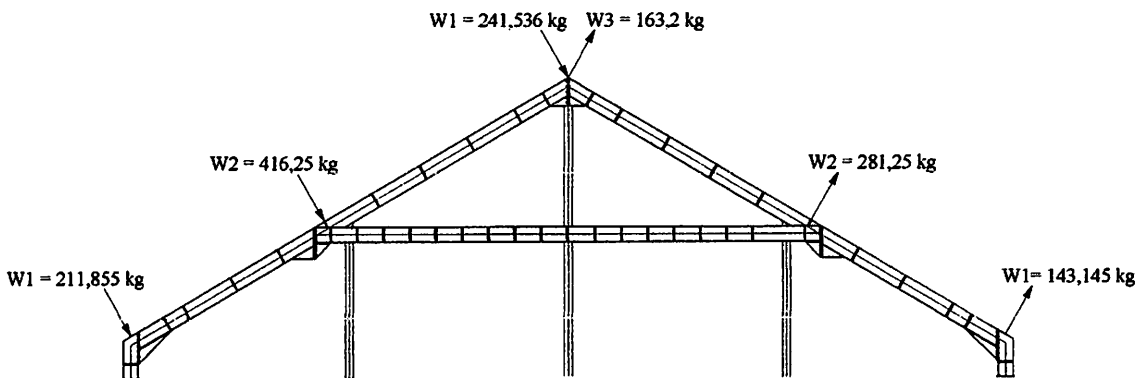
$$\begin{aligned} W \text{ simpul puncak} &= W8 + W9 + W10 \\ &= (-62,5) + (-62,5) + (-38,2) \\ &= -163,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} W \text{ simpul tepi} + W \text{ simpul tengah} + W \text{ simpul atas} &= W1 + W2 + \\ W3 + W4 + W5 + W6 + W7 + W8 + W9 + W10 & \\ (-143,145) + (-281,25) + (-163,2) &= (-49,395) + (-62,5) + (-62,5) + \\ (-62,5) + (-62,5) + (-62,5) + (-62,5) + &(-62,5) + (-62,5) + (-38,2) \\ 587,595 \text{ kg} &= 587,595 \text{ kg (OK....)} \end{aligned}$$



Gambar 3.10 Beban Angin pada Gording

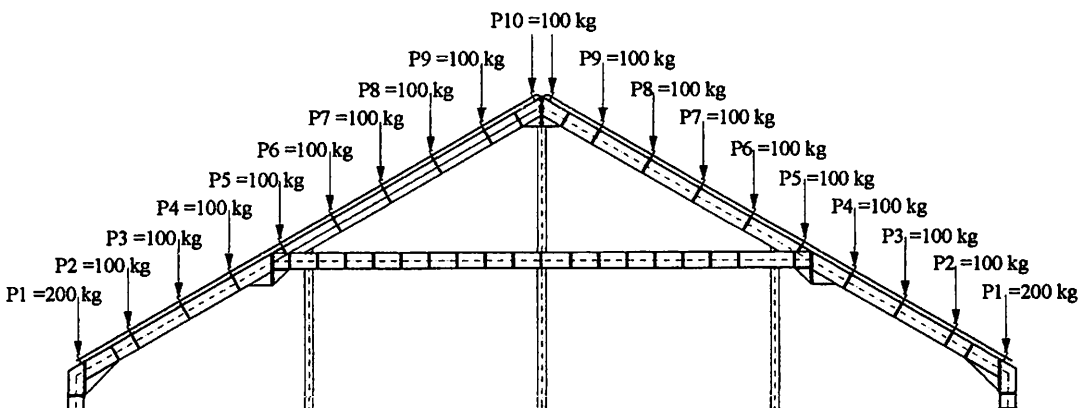


Gambar 3.11 Beban Angin pada Simpul

c. Perhitungan Beban Hidup /Kebetulan yang Bekerja

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

Untuk gording tengah dan puncak = $P = 100 \text{ kg}$



Gambar 3.12 Beban Hidup pada Gording

Beban angin hidup / kebetulan yang bekerja di setiap titik simpul adalah sebagai berikut :

- Simpul tepi

Simpul tepi menanggung P1, P2 dan $\frac{1}{2}$ P3. P3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan simpul tengah.

Maka simpul tepimenanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} P \text{ simpul tepi} &= P1 + P2 + \frac{1}{2} P3 \\ &= 200 + 100 + \frac{1}{2} 100 \\ &= 350 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Simpul tengah

Simpul tengah menanggung beban $\frac{1}{2}$ P3, P4, P5, P6, P7. P3 diambil $\frac{1}{2}$ karena letaknya berada di tengah antara simpul tepi dan simpul tengah. Maka simpul tengahmenanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} P \text{ simpul tengah} &= \frac{1}{2} P3 + P4 + P5 + P6 + P7 \\ &= \frac{1}{2} \times 100 + 100 + 100 + 100 + 100 \\ &= 450 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Simpul puncak

Simpul tengah menanggung beban W8, W9, W10.

Maka simpul tengahmenanggung beban angin sebesar :

$$\begin{aligned} P \text{ simpul puncak} &= P8 + P9 + P10 + P10 + P9 + P8 \\ &= 100 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100 \\ &= 600 \text{ kg} \end{aligned}$$

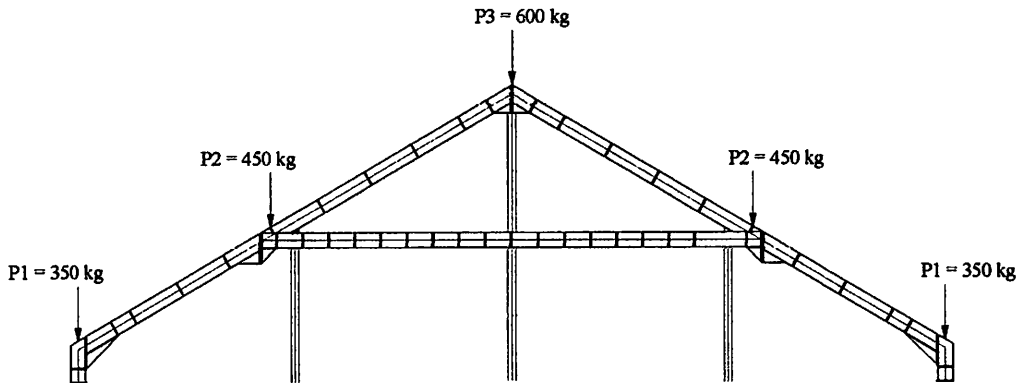
Kontrol

W simpul tepi + W simpul tengah + W simpul atas = P1 + P2 + P3

+ P4 + P5 + P6 + P7 + P8 + P9 + P10

(2 X 350) + (2 X 450) + 600 = (2 X 200) + (18 X 100)

2200 kg = 2200 kg (OK....)



Gambar 3.13 Beban Hidup pada Simpul

3.2.3 Perhitungan Pembebanan yang Bekerja pada Lantai 2, 3, 4 & 5

a. Beban mati (qd)

Berat sendiri plat = $0.12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

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

Berat spesi (2 cm) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

Berat penggantung = 7 kg/m^2

Berat eternity = 11 kg/m^2

qd = 372 kg/m^2

b. Beban hidup (ql)

Berat beban guna bangunan = 250 kg/m^2

ql = 250 kg/m^2

3.2.4 Perhitungan Pembebanan yang Bekerja pada Lantai Atap

a. Beban mati (qd)

$$\text{Berat sendiri plat} = 0.12 \times 2400 = \underline{288 \text{ kg/m}^2}$$

$$q_d = 288 \text{ kg/m}^2$$

b. Beban hidup (ql)

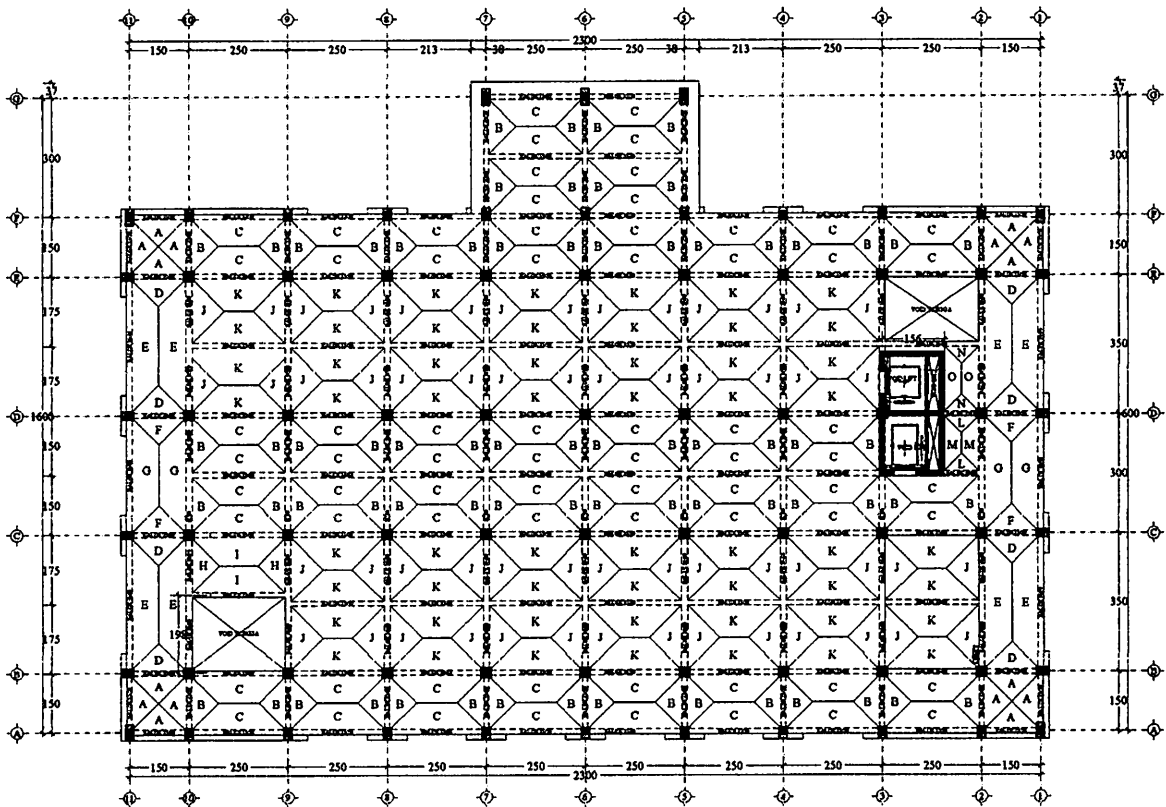
$$\text{Berat beban guna (air hujan)} = \underline{100 \text{ kg/m}^2}$$

$$q_l = 100 \text{ kg/m}^2$$

3.2.5 Perataan beban plat lantai

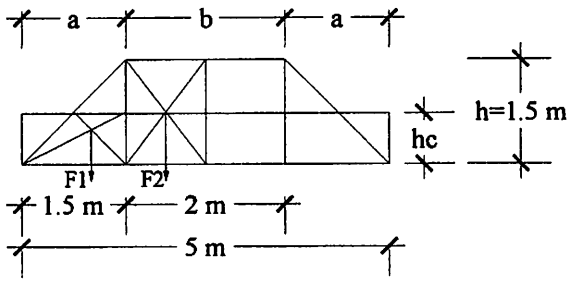
Perataan beban terdiri atas 2 tipe perataan seperti yang tercantum pada gambar. Hasil perhitungan keseluruhan perataan beban dapat dilihat pada table

3.2. Berikut ini adalah contoh perhitungan perataan beban :



Gambar 3.14 Perataan Beban

1 Tipe C



$$F1 = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 1.5 = 1.125 \text{ m}^2$$

$$F2 = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = F1 + F2 = 1.125 + 1.5 = 2.625$$

$$\begin{aligned} M \text{ max 1} &= \frac{1}{8} \times hc \times l^2 \\ &= \frac{1}{8} \times hc \times 5^2 \\ &= 3.125 hc \end{aligned}$$

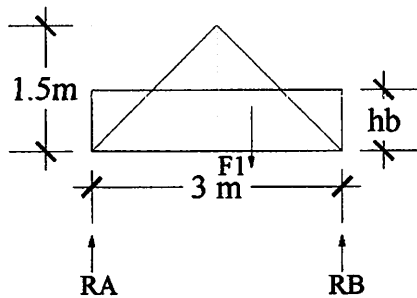
$$\begin{aligned} M \text{ max 2} &= \left(RA \times \frac{1}{2} l \right) - \left(F1 \times \frac{1}{3} \times a + \frac{b}{2} \right) - \left(F2 \times \frac{b}{2} \right) \\ &= \left(2.625 \times \frac{1}{2} \times 5 \right) - \left(1.125 \times \left(\frac{1}{3} \times 1.5 + \frac{2}{2} \right) \right) \\ &\quad - \left(1.5 \times \frac{2}{2} \right) \\ &= 3.375 \end{aligned}$$

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

$$3.125 hc = 3.375$$

$$hc = 1.08 \text{ m}$$

2 Tipe B



$$F = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 1,5$$

$$= 1,125 \text{ m}^2$$

$$R_a = R_b = F1 = 1,125 \text{ m}^2$$

$$M_{\text{max } 1} = \frac{1}{8} \times hb \times l^2$$

$$= \frac{1}{8} \times hb \times 3^2$$

$$= 1,125hb$$

$$M_{\text{max } 2} = (R_a \times 1,5) - (F1 \times (1/3 \times 1,5))$$

$$= (1,125 \times 1,5) - (1,125 \times (1/3 \times 1,5))$$

$$= 1,125$$

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

$$1,125hb = 1,125$$

$$hb = 1 \text{ m}$$

Tabel 3.2. Hasil perhitungan perataan beban

TIPE PLAT	l (m)	h (m)	a (m)	b (m)	F1	F2	RA=RB	M max 1	M max 2	h' (m)
A	3	1,5	1,5		1,125		1,125	1,125	1,125 h	1,000
B	3	1,5	1,5		1,125		1,125	1,125	1,125 h	1,000
C	5	1,5	0,75	3,500	0,563	2,625	3,188	3,125 h	5,006	1,602
D	3	1,5	1,5		1,125		1,125	1,125	1,125 h	1,000
E	7	1,5	0,75	5,500	0,563	4,125	4,688	6,125 h	11,478	1,874
F	3	1,5	1,5		1,125		1,125	1,125	1,125 h	1,000
G	6	1,5	0,75	4,500	0,563	3,375	3,938	4,5 h	7,875	1,750
H	3,04	1,52	1,52		1,155		1,155	1,155	1,1706 h	0,987
I	5	1,52	1,52	1,960	1,155	1,490	2,645	3,125 h	4,311	1,379
J	3,5	1,75	1,75		1,531		1,531	1,531	1,7865 h	0,857
K	5	1,75	1,75	1,500	1,531	1,313	2,844	3,125 h	4,674	1,496
L	1,72	0,86	0,86		0,370		0,370	0,370	0,212 h	1,744
M	3	0,86	0,86	1,280	0,370	0,550	0,920	1,125 h	0,803	0,714
N	1,72	0,86	0,86		0,370		0,370	0,370	0,212 h	1,744
O	3,5	0,86	0,86	1,780	0,370	0,765	1,135	1,531 h	1,162	0,759

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

3.2.6 Pembebanan portal

3.2.6.1 Pembebanan Balok pada Portal Memanjang

a) Beban mati merata (qd)

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

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

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

Lantai 2

- Line A = Line F titik 1-2,10-11

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1 \times 372 = 372 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1475 \text{ kg/m}$$

- Line Atitik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

Line F titik 2-3, 3-4, 4-5, 7-8, 8-9,9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

berat dinding = 250 kg/m²

Perataan beban tipe C = 1,602 m

Beban mati

Berat balok 25/50 = 0,25 x (0,50 - 0,12) x 2400 = 228 kg/m

Berat plat = 1,602 x 372 = 595,944kg/m

Berat dinding = 250 x (4,0 - 0,50) = 875 kg/m+

qd = 1698,944kg/m

- Line B titik 1-2 = Line E titik 1-2,10-11

Bentang L = 3 m

tinggi dinding = 4 m

berat dinding = 250 kg/m²

Perataan beban tipe A = 1 m

Perataan beban tipe D = 1 m

Beban mati

Berat balok 25/50 = 0,25 x (0,50 - 0,12) x 2400 = 228 kg/m

Berat plat = (1+1) x 372 = 744 kg/m

Berat dinding = 250 x (4,0 - 0,50) = 875 kg/m+

qd = 1847 kg/m

- Line B titik 9-10 = Line E titik 2-3

Bentang L = 5 m

tinggi dinding = 4 m

berat dinding = 250 kg/m²

Perataan beban tipe C = 1,602 m

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,602 \times 372 = 595,944 \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d = 1698,944 \text{kg/m}$$

- Line B titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9

Line E titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe K} = 1,496 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602 + 1,496) \times 372 = 1152,332 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d = 2255,332 \text{ kg/m}$$

- Line B' titik 9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe I} = 1,379 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,379 \times 372 = 513,143 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1616,143 \text{ kg/m}$$

- Line B' titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9

Line D' titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe K} = 1,496 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,496 + 1,496) \times 372 = 1112,776 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2215,776 \text{ kg/m}$$

- Line D' titik 2-3

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe N} = 1,744 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,744 \times 372 = 648,837\text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1751,837\text{kg/m}$$

- Line C titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9,

Line D titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe K} = 1,496 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602 + 1,496) \times 372 = 1152,332\text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 2255,332\text{kg/m}$$

- j. Line C titik 9-10

$$\text{Bentang L} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe I} = 1,379 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602+1,379) \times 372 = 1109,087\text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d=2212,087 \text{ kg/m}$$

k. Line D titik 2-3

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe L} = 1,744 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe N} = 1,744 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,744+1,744) \times 372 = 1297,674 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d=2400,674 \text{ kg/m}$$

l. Line C titik 10-11

Line D titik 1-2

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

m. Line C' titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602+1,602) \times 372 = 1191,888 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 2294,888 \text{ kg/m}$$

n. Line C' titik 2-3

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe L} = 1,744 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602+1,744) \times 372 = 1244,781 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2347,781 \text{ kg/m}$$

o. Line G titik 5-6, 6-7

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,602 \times 288 = \underline{461,376 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 689,376 \text{ kg/m}$$

p. Line F' titik 5-6, 6-7

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602+1,602) \times 288 = \underline{922,752 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1150,752 \text{ kg/m}$$

q. Line F titik 5-6, 6-7

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe C} = 1,602 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,602 \times 372) + (1,602 \times 372) = 1057,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d = 2160,32 \text{ kg/m}$$

Tabel 3.3 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 2

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)		Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)
					1 (m)		2 (m)						
A	1-2	25/ 50	250	372	A	1.000			228	372.000	4	875	1475.000
	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	10-11	25/ 50	250	372	A	1.000			228	372.000	4	875	1475.000
B	1-2	25/ 50	250	372	A	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602			228	595.944	4	875	1698.944
	10-11	25/ 50	250	372	A	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
B'	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	9-10	25/ 50	250	372	I	1.379			228	513.143	4	875	1616.143

Tabel 3.3 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 2

Lirne	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
				1 (m)	2 (m)								
C	1-2	25/ 50	250	372	D	1.000	F	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	10-11	25/ 50	250	372	D	1.000	F	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	C'	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602	L	1.744	228	1244.781	4	875
3-4		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
4-5		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
5-6		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
6-7		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
7-8		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
8-9		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
9-10		25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
1-2		25/ 50	250	372	F	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
2-3		25/ 50	250	372	L	1.744	N	1.744	228	1297.674	4	875	2400.674
3-4		25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
D	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	10-11	25/ 50	250	372	F	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000

Tabel 3.3 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 2

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat		Berat Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban 1 (m)	Perataan Beban 2 (m)			Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
D'	2-3	25/50	250	372	N	1.744		228	648.837	4	875	1751.837
	3-4	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	4-5	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	5-6	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	6-7	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	7-8	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	8-9	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	9-10	25/50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776
	1-2	25/50	250	372	D	1.000	A	228	744.000	4	875	1847.000
	2-3	25/50	250	372			C	228	595.944	4	875	1698.944
	3-4	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332
4-5	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
5-6	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
6-7	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
7-8	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
8-9	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
9-10	25/50	250	372	K	1.496	C	228	1152.332	4	875	2255.332	
10-11	25/50	250	372	D	1.000	A	228	744.000	4	875	1847.000	
F	1-2	25/50	250	372	A	1.000		228	372.000	4	875	1475.000
	2-3	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	3-4	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	4-5	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	5-6	25/50	250	372	C	1.602	C	228	1057.320	4	875	2160.320
	6-7	25/50	250	372	C	1.602	C	228	1057.320	4	875	2160.320
	7-8	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	8-9	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	9-10	25/50	250	372	C	1.602		228	595.944	4	875	1698.944
	10-11	25/50	250	372	A	1.000		228	372.000	4	875	1475.000

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Berat Dinding		qd (kg/m)
					Perataan Beban						Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)	
					1 (m)		2 (m)						
F'	5-6	25/ 50		288	C	1.602	C	1.602	228	922.752	4	0	1150.752
	6-7	25/ 50		288	C	1.602	C	1.602	228	922.752	4	0	1150.752
G	5-6	25/ 50		288	C	1.602			228	461.376	4	0	689.376
	6-7	25/ 50		288	C	1.602			228	461.376	4	0	689.376

Tabel 3.4 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 3

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban			Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
					1 (m)		2 (m)						
A	1-2	25/ 50	250	372	A	1.000			228	250.000			478.000
	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500			628.500
	10-11	25/ 50	250	372	A	1.000			228	250.000			478.000
B	1-2	25/ 50	250	372	A	1.000	D	1.000	228	622.000	4	875	1725.000
	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	956.888	4	875	2059.888
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602			228	400.500	4	875	1503.500
	10-11	25/ 50	250	372	A	1.000	D	1.000	228	622.000	4	875	1725.000
B'	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	9-10	25/ 50	250	372	I	1.379			228	513.143	4	875	1616.143

Tabel 3.4 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 3

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
					1 (m)	2 (m)							
C	1-2	25/ 50	250	372	D	1.000	F	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	I	1.379	C	1.602	228	1109.087	4	875	2212.087
	10-11	25/ 50	250	372	D	1.000	F	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
C'	2-3	25 50	250	372	C	1.602	L	0.685	228	850.764	4	875	1953.764
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
D	1-2	25/ 50	250	372	F	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	2-3	25/ 50	250	372	L	1.744	N	1.744	228	1297.674	4	875	2400.674
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	10-11	25/ 50	250	372	F	1.000	D	1.000	228	744.000	4	875	1847.000

Tabel 3.4 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 3

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat lantai (kg/m)	Bebat Dinding		qd (kg/m)		
					1 (m)	2 (m)			Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
D'	2-3	25/ 50	250	372	N	1.744		228	648.837	4	875	1751.837	
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	9-10	25/ 50	250	372	K	1.496	K	228	1112.776	4	875	2215.776	
	1-2	25/ 50	250	372	D	1.000	A	228	622.000	4	875	1725.000	
	2-3	25/ 50	250	372			C	228	400.500	4	875	1503.500	
E	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	9-10	25/ 50	250	372	K	1.496	C	228	956.888	4	875	2059.888	
	10-11	25/ 50	250	372	D	1.000	A	228	622.000	4	875	1725.000	
	F	1-2	25/ 50	250	372	A	1.000		228	250.000			478.000
		2-3	25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500
3-4		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
4-5		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
5-6		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
6-7		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
7-8		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
8-9		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
9-10		25/ 50	250	372	C	1.602		228	400.500			628.500	
10-11		25/ 50	250	372	A	1.000		228	250.000			478.000	

Tabel 3.5 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
					1 (m)	2 (m)							
B	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	9-10	25/ 50	250	372					228	0.000	4	875	1103.000
B'	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	9-10	25/ 50	250	372	I	1.379			228	513.143	4	875	1616.143



Tabel 3.5 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)		Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)
					1 (m)		2 (m)						
C	2-3	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	C	1.602	228	1152.332	4	875	2255.332
	9-10	25/ 50	250	372	I	1.379	C	1.602	228	1109.087	4	875	2212.087
C'	2-3	25/ 50	250	372	C	1.602	L	0.685	228	850.764	4	875	1953.764
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
	9-10	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	228	1191.888	4	875	2294.888
D	2-3	25/ 50	250	372	L	1.744	N	1.744	228	1297.674	4	875	2400.674
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	4-5	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	5-6	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	6-7	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	7-8	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332
	8-9	25/ 50	250	372	C	1.602	K	1.496	228	1152.332	4	875	2255.332

Tabel 3.5 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)		Beban Dinding (kg/m)
					1 (m)		2 (m)						
D'	2-3	25/ 50	250	372	N	1.744			228	648.837	4	875	1751.837
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
	9-10	25/ 50	250	372	K	1.496	K	1.496	228	1112.776	4	875	2215.776
E	2-3	25/ 50	250	372					228	0.000	4	875	1103.000
	3-4	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	4-5	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	5-6	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	6-7	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	7-8	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	8-9	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388
	9-10	25/ 50	250	372	K	1.496			228	556.388	4	875	1659.388

Tabel 3.6 Perhitungan beban mati merata pada portal memanjang atap

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
					1 (m)	2 (m)						
B	2-3	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	3-4	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	4-5	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	5-6	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	6-7	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	7-8	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	8-9	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	9-10	25/ 50	250	372				228		4		228.000
B'	2-3	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	3-4	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	4-5	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	5-6	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	6-7	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	7-8	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	8-9	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	9-10	25/ 50	250	372				228		4		228.000
C	2-3	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	3-4	25/ 50	250	372		C	1.602	228	595.944	4		823.944
	4-5	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	5-6	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	6-7	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	7-8	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	8-9	25/ 50	250	372				228		4		228.000
9-10	25/ 50	250	372				228		4		228.000	

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat		Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
			Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)		Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
						1 (m)	2 (m)						
C'	2-3	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	3-4	25/ 50	250	372	C	1.602	C	1.602	1191.888	4		1419.888	
	4-5	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	5-6	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	6-7	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	7-8	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	8-9	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	9-10	25/ 50	250	372		C		228		4		228.000	
	D	2-3	25/ 50	250	372				228		4		228.000
		3-4	25/ 50	250	372	C	1.602		228	595.944	4		823.944
4-5		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
5-6		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
6-7		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
7-8		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
8-9		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
9-10		25/ 50	250	372				228		4		228.000	
D'		2-3	25/ 50	250	372				228		4		228.000
		3-4	25/ 50	250	372				228		4		228.000
	4-5	25/ 50	250	372				228		4		228.000	
	5-6	25/ 50	250	372				228		4		228.000	
	6-7	25/ 50	250	372				228		4		228.000	
	7-8	25/ 50	250	372				228		4		228.000	
	8-9	25/ 50	250	372				228		4		228.000	
	9-10	25/ 50	250	372				228		4		228.000	

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
					1 (m)	2 (m)							
E	2-3	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	3-4	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	4-5	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	5-6	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	6-7	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	7-8	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	8-9	25/ 50	250	372					228		4		228.000
	9-10	25/ 50	250	372					228		4		228.000

b) Beban hidup merata (ql)

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

Contoh perhitungan beban mati merata pada balok memanjang lantai

1, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table.

Lantai 2

• Line A

a. Titik 1-2, 10-11

Panjang balok = 3 m

Perataan beban A = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1 x 250 = 250 kg/m

b. Titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

Panjang balok = 5 m

Perataan beban C = 1,602 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,602 x 250 = 400,5 kg/m

• Line B

a. Titik 1-2, 10-11

Panjang balok = 3 m

Perataan beban A = 1 m

Perataan beban D = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

b. Titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9

Panjang balok = 5 m

Perataan beban C = 1,602 m

Perataan beban K = 1,496 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1,602+1,496) x 250 = 744,417 kg/m

c. Titik 9-10

Panjang balok = 3 m

Perataan beban C = 1,602 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,602 x 250 = 400,5 kg/m

• Line B'

a. Titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9

Panjang balok = 5 m

Perataan beban K = 1,496 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1,496 + 1,496) x 250 = 747,417 kg/m

b. Titik 9-10

Panjang balok = 3 m

Perataan beban I = 1,379 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,379 x 250 = 344,854 kg/m

- Line C

- a. Titik 1-2, 10-11

Panjang balok = 3 m

Perataan beban D = 1 m

Perataan beban F = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

- b. Titik 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9,

Panjang balok = 5 m

Perataan beban C = 1,602 m

Perataan beban K = 1,496 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1,602+1,496) x 250 = 774,417 kg/m

- c. Titik 9-10

Panjang balok = 3 m

Perataan beban C = 1,602 m

Perataan beban I = 1,379 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1,602+1,379) x 250 = 745,354 kg/m

- Line C'

- a. Titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

Panjang balok = 5 m

Perataan beban C = 1,602 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,602 + 1,602) \times 250 = 801 \text{ kg/m}$$

b. Titik 2-3

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban L} = 1,744 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,602 + 1,744) \times 250 = 836,547 \text{ kg/m}$$

• Line D

a. Titik 1-2, 10-11

$$\text{Panjang balok} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban D} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban F} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

b. Titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9,

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban C} = 1,603 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban K} = 1,496 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,602+1,496) \times 250 = 774,417 \text{ kg/m}$$

c. Titik 2-3

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban L} = 1,744 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban N} = 1,744 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,744+1,744) \times 250 = 872,093 \text{ kg/m}$$

- Line D'

- a. Titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban K} = 1,496 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,496 + 1,496) \times 250 = 747,833 \text{ kg/m}$$

- b. Titik 2-3

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban N} = 1,744 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,744 \times 250 = 436,047 \text{ kg/m}$$

- Line E

- a. Titik 1-2, 10-11

$$\text{Panjang balok} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban A} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban D} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

- b. Titik 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8, 8-9, 9-10

$$\text{Panjang balok} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban C} = 1,602 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Perataan beban K} &= 1,496 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1,602+1,496) \times 250 = 774,833 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Titik 2-3

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban C} &= 1,602 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= 1,602 \times 250 = 400,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Line F

a. Titik 1-2, 10-11

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 3 \text{ m} \\ \text{Perataan beban A} &= 1 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= 1 \times 250 = 250 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Titik 3-4, 4-5, 7-8, 8-9, 9-10

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban C} &= 1,602 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= 1,602 \times 250 = 400,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Titik 5-6, 6-7, 7-8

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 5 \text{ m} \\ \text{Perataan beban C} &= 1,602 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1,602 \times 100) + (1,602 \times 250) = 560,7 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Line F'

- a. Titik 5-6, 6-7

Panjang balok = 3 m

Perataan beban C = 1,602 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1,602+1,602) x 100 = 320,4 kg/m

- Line G

- a. Titik 5-6, 6-7

Panjang balok = 3 m

Perataan beban C = 1,602 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,602 x 100 = 160,2 kg/m

Tabel 3.7 Perhitungan beban hidup merata pada portal memanjang lantai 2

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
A	1-2	25/ 50	250		A	1.000			250
	2-3	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	3-4	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	4-5	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	5-6	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	6-7	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	7-8	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	8-9	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	9-10	25/ 50	250		C	1.602			400.5
	10-11	25/ 50	250		A	1.000			250
B	1-2	25/ 50	250		A	1.000	D	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	9-10	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	10-11	25/ 50	250		A	1.000	D	1.000	500.000
B'	2-3	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250				I	1.379	344.854
C	1-2	25/ 50	250		D	1.000	F	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	9-10	25/ 50	250		I	1.379	C	1.602	745.354
	10-11	25/ 50	250		D	1.000	F	1.000	500.000

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
C'	2-3	25/ 50	250		C	1.602	L	1.744	836.547
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
D	1-2	25/ 50	250		F	1.000	D	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250		L	1.744	N	1.744	872.093
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	10-11	25/ 50	250		F	1.000	D	1.000	500.000
D'	2-3	25/ 50	250		N	1.744			436.047
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
E	1-2	25/ 50	250		D	1.000	A	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250				C	1.602	400.500
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	9-10	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	10-11	25/ 50	250		D	1.000	A	1.000	500.000
F	1-2	25/ 50	250		A	1.000			250.000
	2-3	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	3-4	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	4-5	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	5-6	25/ 50	250	100	C	1.602	C	1.602	560.700
	6-7	25/ 50	250	100	C	1.602	C	1.602	560.700
	7-8	25/ 50	250	100	C	1.602	C	1.602	560.700
	8-9	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	9-10	25/ 50	250		C	1.602			400.500
	10-11	25/ 50	250		A	1.000			250.000

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
F'	5-6	25/ 50		100	C	1.602	C	1.602	320.400
	6-7	25/ 50		100	C	1.602	C	1.602	320.400
G	5-6	25/ 50		100	C	1.602			160.200
	6-7	25/ 50		100	C	1.602			160.200

Tabel 3.8 Perhitungan beban hidup merata pada portal memanjang lantai 3

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
A	1-2	25/ 50	250	100	A	1.000			100
	2-3	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	4-5	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	5-6	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	6-7	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	7-8	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	8-9	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	9-10	25/ 50	250	100	C	1.602			160.2
	10-11	25/ 50	250	100	A	1.000			100
B	1-2	25/ 50	250	100	A	1.000	D	1.000	350.000
	2-3	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	4-5	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	5-6	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	6-7	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	7-8	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	8-9	25/ 50	250	100	C	1.602	K	1.496	534.117
	9-10	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	10-11	25/ 50	250	100	A	1.000	D	1.000	350.000
B'	2-3	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250				I	1.379	344.854
C	1-2	25/ 50	250		D	1.000	F	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	9-10	25/ 50	250		I	1.379	C	1.602	745.354
	10-11	25/ 50	250		D	1.000	F	1.000	500.000

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
C'	2-3	25/ 50	250		C	1.602	L	1.744	836.547
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
D	1-2	25/ 50	250		F	1.000	D	1.000	500.000
	2-3	25/ 50	250		L	1.744	N	1.744	872.093
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	10-11	25/ 50	250		F	1.000	D	1.000	500.000
D'	2-3	25/ 50	250		N	1.744			436.047
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
E	1-2	25/ 50	250	100	D	1.000	A	1.000	350.000
	2-3	25/ 50	250	100			C	1.602	400.500
	3-4	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	4-5	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	5-6	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	6-7	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	7-8	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	8-9	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	9-10	25/ 50	250	100	K	1.496	C	1.602	550.067
	10-11	25/ 50	250	100	D	1.000	A	1.000	350.000
F	1-2	25/ 50	250	100	A	1.000			100.000
	2-3	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	4-5	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	5-6	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	6-7	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	7-8	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	8-9	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	9-10	25/ 50	250	100	C	1.602			160.200
	10-11	25/ 50	250	100	A	1.000			100.000

Tabel 3.9 Perhitungan beban hidup merata pada portal memanjang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
B	2-3	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	3-4	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	4-5	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	5-6	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	6-7	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	7-8	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	8-9	25/ 50	250				K	1.496	373.917
	9-10	25/ 50	250						250.000
B'	2-3	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250				I	1.379	344.854
C	2-3	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	C	1.602	774.417
	9-10	25/ 50	250		I	1.379	C	1.602	745.354
C'	2-3	25/ 50	250		C	1.602	L	1.744	836.547
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	C	1.602	801.000

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
D	2-3	25/ 50	250		L	1.744	N	1.744	872.093
	3-4	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	4-5	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	5-6	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	6-7	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	7-8	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	8-9	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
	9-10	25/ 50	250		C	1.602	K	1.496	774.417
D'	2-3	25/ 50	250		N	1.744			436.047
	3-4	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	4-5	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	5-6	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	6-7	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	7-8	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	8-9	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
	9-10	25/ 50	250		K	1.496	K	1.496	747.833
E	2-3	25/ 50	250						0.000
	3-4	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	4-5	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	5-6	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	6-7	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	7-8	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	8-9	25/ 50	250		K	1.496			373.917
	9-10	25/ 50	250		K	1.496			373.917

Tabel 3.10 Perhitungan beban hidup merata pada portal memanjang atap

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				q1
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
B	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100					100.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000
B'	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100					100.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000
C	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602			400.500
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000
C'	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602	C	1.602	801.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				q _l
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
D	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100	C	1.602	C	1.602	250.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000
D'	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100					100.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000
E	2-3	25/ 50	250	100					100.000
	3-4	25/ 50	250	100					100.000
	4-5	25/ 50	250	100					100.000
	5-6	25/ 50	250	100					100.000
	6-7	25/ 50	250	100					100.000
	7-8	25/ 50	250	100					100.000
	8-9	25/ 50	250	100					100.000
	9-10	25/ 50	250	100					100.000

3.2.6.2 Pembebanan balok pada portal melintang

a) Beban mati merata (qd)

Berat sendiri balok = $b \times (h - f) \times B_j$ beton

Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding

Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

Lantai 2

• Line 1

a. titik A-B, E-F

Bentang L = 3 m

tinggi dinding = 4 m

berat dinding = 250 kg/m²

Perataan beban tipe A = 1 m

Beban mati

Berat balok 25/50 = $0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228$ kg/m

Berat plat = $1 \times 372 = 372$ kg/m

Berat dinding = $250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875}$ kg/m+

qd = 1475 kg/m

b. titik B-C, D-E

Bentang L = 7 m

tinggi dinding = 4 m

berat dinding = 250 kg/m²

Perataan beban tipe E = 1,874 m

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,874 \times 372 = 697,093 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d = 1800,093 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,75 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,75 \times 372 = 651 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \quad \text{kg/m}}$$

$$q_d = 1754 \quad \text{kg/m}$$

• Line 2

a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

b. titik B-C

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,874+0,857) \times 372 = 1015,95 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 2118,95 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,75 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1 + 1,75) \times 372 = 1023 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2126 \text{ kg/m}$$

d. titik D-E

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe O} = 0,759 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,874 + 0,759) \times 372 = 979,439 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2082,439 \text{ kg/m}$$

• Line 3

a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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



Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

b. titik B-C

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$Q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/50} &= 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m} \\ \text{Berat plat} &= (1 \times 1) \times 372 = 744 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}^+} \\ & \text{qd} = 1847 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

d. titik D-E

$$\begin{aligned} \text{Bentang L} &= 6,0 \text{ m} \\ \text{tinggi dinding} &= 4 \text{ m} \\ \text{berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Perataan beban tipe J} &= 0,857 \text{ m} \end{aligned}$$

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat balok 25/50} &= 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m} \\ \text{Berat plat} &= (0,857 + 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}^+} \\ & \text{qd} = 1740,714 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Line 4

a. titik A-B, E-F

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

b. titik B-C, D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (0,857 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m+}}$$

$$q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1 + 1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

- Line 5

- a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

- b. titik B-C, D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (0,857 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1 \times 1) \times 372 = 744 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \quad \text{kg/m}$$

d. titik F-G

$$\text{Bentang L} = 6 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1) \times 288 = \underline{288 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 516 \text{ kg/m}$$

• Line 6

a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

b. titik B-C, D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

d. titik F-G

$$\text{Bentang L} = 6 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 1) \times 288 = \underline{216 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 576 \text{ kg/m}$$

- Line 7

- a. titik A-B, E-F

Bentang L	= 3 m
tinggi dinding	= 4 m
berat dinding	= 250 kg/m ²
Perataan beban tipe B	= 1 m

Beban mati

Berat balok 25/50	= 0,25 x (0,50 - 0,12) x 2400 = 228	kg/m
Berat plat	= (1+1) x 372	= 744 kg/m
Berat dinding	= 250 x (4,0 - 0,50)	= <u>875 kg/m+</u>
		qd = 1847 kg/m

- b. titik B-C, D-E

Bentang L	= 7 m
tinggi dinding	= 4 m
berat dinding	= 250 kg/m ²
Perataan beban tipe J	= 0,857 m

Beban mati

Berat balok 25/50	= 0,25 x (0,50 - 0,12) x 2400 = 228	kg/m
Berat plat	= (2 x 0,857) x 372	= 637,714 kg/m
Berat dinding	= 250 x (4,0 - 0,50)	= <u>875 kg/m+</u>
		qd = 1740,714 kg/m

- c. titik C-D

Bentang L	= 6,0 m
tinggi dinding	= 4 m

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}^+}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

d. titik F-G

$$\text{Bentang L} = 6 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1) \times 288 = \underline{288 \text{ kg/m}^+}$$

$$q_d = 516 \text{ kg/m}$$

• Line 8

a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

b. titik B-C, D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

- Line 9

- a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \text{ kg/m}$$

- b. titik B-C

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe H} = 0,987 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (0,987+0,857) \times 372 = 685,962 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1788,962 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 1) \times 372 = 744 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1847 \quad \text{kg/m}$$

d. titik D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (2 \times 0,857) \times 372 = 637,714 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}^+}$$

$$q_d = 1740,714 \text{ kg/m}$$

- Line 10

- a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1+1) \times 372 = 744 \quad \text{kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}^+}$$

$$q_d = 1847 \quad \text{kg/m}$$

- b. titik B-C

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe H} = 0,987 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,874 + 0,987) \times 372 = 1064,199 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2167,199 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,75 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1 + 1,75) \times 372 = 1023 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2126 \text{ kg/m}$$

d. titik D-E

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban tipe J} = 0,857 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = (1,874 + 0,857) \times 372 = 1015,95 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 2118,95 \text{ kg/m}$$

- Line 11

- a. titik A-B, E-F

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

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

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

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1 \times 372 = 372 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1475 \text{ kg/m}$$

- b. titik B-C, D-E

$$\text{Bentang L} = 7 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe E} = 1,874 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,874 \times 372 = 697,093 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1800,093 \text{ kg/m}$$

c. titik C-D

$$\text{Bentang L} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

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

$$\text{Perataan beban tipe G} = 1,75 \text{ m}$$

Beban mati

$$\text{Berat balok 25/50} = 0,25 \times (0,50 - 0,12) \times 2400 = 228 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat plat} = 1,75 \times 372 = 651 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times (4,0 - 0,50) = \underline{875 \text{ kg/m}}$$

$$q_d = 1754 \text{ kg/m}$$

Tabel 3.11 Perhitungan beban mati merata pada portal melintang lantai 2

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
					1 (m)	2 (m)							
1	A-B	25/ 50	250	372	A	1.000			228	372.000	4	875	1475.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750			228	651.000	4	875	1754.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	E-F	25/ 50	250	372	A	1.000			228	372.000	4	875	1475.000
2	A-B	25/ 50	250	372	A	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.857	228	1015.950	4	875	2118.950
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750	B	1.000	228	1023.000	4	875	2126.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	O	0.759	228	979.439	4	875	2082.439
	E-F	25/ 50	250	372	A	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
3	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
4	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
5	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	F-G	25/ 50	250	288	B	1.000			228	288.000	4		516.000

Line	Balok	Dimensi (cm)	Beban Plat		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat (kg/m)	Lantai (kg/m)	Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)	qd (kg/m)			
			Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)							Perataan Beban 1 (m)	2 (m)	
6	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	F-G	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4		804.000
7	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	F-G	25/ 50	250	288	B	1.000			228	288.000	4		516.000
8	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	A-B	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
9	B-C	25/ 50	250	372	H	0.987	J	0.857	228	685.962	4	875	1788.962
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	A-B	25/ 50	250	372	A	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	H	0.987	228	1064.199	4	875	2167.199
10	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	G	1.750	228	1023.000	4	875	2126.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.857	228	1015.950	4	875	2118.950
	E-F	25/ 50	250	372	A	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	A-B	25/ 50	250	372									

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
					1 (m)	2 (m)						
11	A-B	25/ 50	250	372	A	1.000		228	372.000	4	875	1475.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874		228	697.093	4	875	1800.093
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750		228	651.000	4	875	1754.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874		228	697.093	4	875	1800.093
	E-F	25/ 50	250	372	A	1.000		228	372.000	4	875	1475.000

Tabel 3.12 Perhitungan beban mati merata pada portal melintang lantai 3

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat						Berat Dinding		qd (kg/m)
					Perataan Beban				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)	
					1 (m)		2 (m)						
1	A-B	25/ 50	250	288	A	1.000			228	288.000	4	875	1391.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750			228	651.000	4	875	1754.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	E-F	25/ 50	250	288	A	1.000			228	288.000	4	875	1391.000
2	A-B	25/ 50	250	288	A	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.857	228	1015.950	4	875	2118.950
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750	B	1.000	228	1023.000	4	875	2126.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	O	0.759	228	979.439	4	875	2082.439
	E-F	25/ 50	250	288	A	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
3	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857			228	318.857	4	875	1421.857
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
4	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
5	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Berat Dinding		qd (kg/m)		
					Perataan	Beban			Tinggi (m)	Beban (kg/m)			
6	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1740.714
7	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1847.000
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
8	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
9	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	A-B	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	H	0.987	J	0.857	228	685.962	4	875	1788.962
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
10	E-F	25/ 50	250	288	B	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	A-B	25/ 50	250	288	A	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	H	0.987	228	1064.199	4	875	2167.199
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750	B	1.750	228	1302.000	4	875	2405.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.987	228	1064.199	4	875	2167.199
	E-F	25/ 50	250	288	A	1.000	B	1.000	228	576.000	4	875	1679.000

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)	
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)			
					1 (m)	2 (m)							
11	A-B	25/ 50	250	288	A	1.000			228	288.000	4	875	1391.000
	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750			228	651.000	4	875	1754.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874			228	697.093	4	875	1800.093
	E-F	25/ 50	250	288	A	1.000			228	288.000	4	875	1391.000

Tabel 3.13 Perhitungan beban mati merata pada portal melintang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat						Berat Dinding		qd (kg/m)
					Perataan Beban				Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)	
					1 (m)		2 (m)						
2	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.857	228	1015.950	4	875	2118.950
	C-D	25/ 50	250	372	G	1.750	B	1.000	228	1023.000	4	875	2126.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	O	0.759	228	979.439	4	875	2082.439
3	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857			228	318.857	4	875	1421.857
4	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
5	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
6	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
7	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
8	B-C	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
9	B-C	25/ 50	250	372	H	0.987	J	0.857	228	685.962	4	875	1788.962
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	B	1.000	228	744.000	4	875	1847.000
	D-E	25/ 50	250	372	J	0.857	J	0.857	228	637.714	4	875	1740.714
10	B-C	25/ 50	250	372	E	1.874	H	0.987	228	1064.199	4	875	2167.199
	C-D	25/ 50	250	372	B	1.000	G	1.750	228	1023.000	4	875	2126.000
	D-E	25/ 50	250	372	E	1.874	J	0.857	228	1015.950	4	875	2118.950

Tabel 3.14 Perhitungan beban mati merata pada portal melintang lantai Atap

Line	Balok	Dimensi (cm)	Berat Dinding (kg/m)	Beban (kg/m)	Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)
					Perataan Beban		Beban Balok (kg/m)	Beban Plat Lantai (kg/m)	Tinggi Dinding (m)	Beban Dinding (kg/m)		
					1 (m)	2 (m)						
2	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
3	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250	288	B	1.000		228	288.000	4		516.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
4	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250	288	B	1.000		228	288.000	4		516.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
5	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
6	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
7	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
8	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
9	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
10	B-C	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	C-D	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000
	D-E	25/ 50	250					228	0.000	4		228.000



b) Beban hidup merata (ql)

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

Contoh perhitungan beban mati merata pada balok memanjang lantai

1, perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada table.

Lantai 1

• Line 1

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

Perataan beban A = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1 x 250 = 250 kg/m

b. Titik B-C, D-E

Panjang balok = 7 m

Perataan beban E = 1,874 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,874 x 250 = 468,477 kg/m

c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m

Perataan beban G = 1,75 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = 1,75 x 250 = 437,5 kg/m

• Line 2

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Perataan beban A} &= 1 \text{ m} \\ \text{Perataan beban B} &= 1 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Titik B-C

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 7 \text{ m} \\ \text{Perataan beban E} &= 1,874 \text{ m} \\ \text{Perataan beban J} &= 0,857 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1,874+0,857) \times 250 = 682,762 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Titik C-D

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 6,0 \text{ m} \\ \text{Perataan beban B} &= 1 \text{ m} \\ \text{Perataan beban G} &= 1,75 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1+1,75) \times 250 = 687,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

d. Titik D-E

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 7 \text{ m} \\ \text{Perataan beban E} &= 1,874 \text{ m} \\ \text{Perataan beban O} &= 0,759 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1,874+0,759) \times 250 = 658,225 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Line 3

- a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

- b. Titik B-C

Panjang balok = 3,5 m

Perataan beban J = 0,857 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 0,857) x 250 = 428,571 kg/m

- c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 1) x 250 = 500 kg/m

- d. Titik D-E

Panjang balok = 7 m

Perataan beban J = 0,857 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (0,857) x 250 = 214,286 kg/m

- Line 4

- a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

$$\begin{aligned} \text{Perataan beban B} &= 1 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Titik B-C, D-E

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 7 \text{ m} \\ \text{Perataan beban J} &= 0,857 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (2 \times 0,857) \times 250 = 428,571 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Titik C-D

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 6,0 \text{ m} \\ \text{Perataan beban B} &= 1 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (2 \times 1) \times 250 = 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Line 5

a. Titik A-B, E-F

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 3 \text{ m} \\ \text{Perataan beban B} &= 1 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Titik B-C, D-E

$$\begin{aligned} \text{Panjang balok} &= 7 \text{ m} \\ \text{Perataan beban J} &= 0,857 \text{ m} \\ \text{Beban hidup bangunan} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban hidup (ql)} &= (2 \times 0,857) \times 250 = 428,571 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 1) x 250 = 500 kg/m

d. Titik F-G

Panjang balok = 6 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 100 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1) x 100 = 100 kg/m

• Line 6

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

b. Titik B-C, D-E

Panjang balok = 7 m

Perataan beban J = 0,857 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 0,857) x 250 = 428,571 kg/m

c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m

Perataan beban B = 1 m

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (2 \times 1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

d. Titik F-G

$$\text{Panjang balok} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban B} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (2 \times 1) \times 100 = 200 \text{ kg/m}$$

• Line 7

a. Titik A-B, E-F

$$\text{Panjang balok} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban B} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

b. Titik B-C, D-E

$$\text{Panjang balok} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban J} = 0,857 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (2 \times 0,857) \times 250 = 428,571 \text{ kg/m}$$

c. Titik C-D

$$\text{Panjang balok} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban B} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (2 \times 1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

d. Titik F-G

Panjang balok = 6 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 100 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1) x 100 = 100 kg/m

• Line 8

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

b. Titik B-C, D-E

Panjang balok = 7 m

Perataan beban J = 0,857 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 0,857) x 250 = 428,571 kg/m

c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m

Perataan beban B = 1 m

Beban hidup bangunan = 250 kg/m²

Beban hidup (ql) = (2 x 1) x 250 = 500 kg/m

• Line 9

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m

Perataan beban B = 1 m
 Beban hidup bangunan = 250 kg/m²
 Beban hidup (ql) = (1+1) x 250 = 500 kg/m

b. Titik B-C

Panjang balok = 7 m
 Perataan beban H = 0,987 m
 Perataan beban J = 0,857 m
 Beban hidup bangunan = 250 kg/m²
 Beban hidup (ql) = (0,987 + 0,857) x 250 = 460,996 kg/m

c. Titik C-D

Panjang balok = 6,0 m
 Perataan beban B = 1 m
 Beban hidup bangunan = 250 kg/m²
 Beban hidup (ql) = (2 x 1) x 250 = 500 kg/m

d. Titik D-E

Panjang balok = 7 m
 Perataan beban J = 0,857 m
 Beban hidup bangunan = 250 kg/m²
 Beban hidup (ql) = (2 x 0,857) x 250 = 428,571 kg/m

• Line 10

a. Titik A-B, E-F

Panjang balok = 3 m
 Perataan beban A = 1 m
 Perataan beban B = 1 m

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1+1) \times 250 = 500 \text{ kg/m}$$

b. Titik B-C

$$\text{Panjang balok} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban H} = 0,987 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,874 + 0,987) \times 250 = 715,187 \text{ kg/m}$$

c. Titik C-D

$$\text{Panjang balok} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban B} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban G} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1 + 1,75) \times 250 = 687,5 \text{ kg/m}$$

d. Titik D-E

$$\text{Panjang balok} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban J} = 0,857 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (1,874+0,857) \times 250 = 682,762 \text{ kg/m}$$

• Line 11

a. Titik A-B, E-F

$$\text{Panjang balok} = 3 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban A} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

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

b. Titik B-C, D-E

$$\text{Panjang balok} = 7 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban E} = 1,874 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,874 \times 250 = 468,477 \text{ kg/m}$$

c. Titik C-D

$$\text{Panjang balok} = 6,0 \text{ m}$$

$$\text{Perataan beban G} = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup bangunan} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = 1,75 \times 250 = 437,5 \text{ kg/m}$$

Tabel 3.15 Perhitungan beban hidup merata pada portal melintang lantai 2

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m ²)		Perataan Beban				ql (kg/m)
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
1	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000			250
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750			437.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000			250
2	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874	J	0.857	682.762
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750	B	1.000	687.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874	O	0.759	658.225
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	500
3	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857			214.286
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
4	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
5	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	F-G	25/ 50	250	100	B	1.000			100
6	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	F-G	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
7	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	F-G	25/ 50	250	100	B	1.000			100
8	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
9	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	H	0.987	J	0.857	460.996
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
10	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	500
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874	H	0.987	715.187
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	G	1.750	687.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874	J	0.857	682.762
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	500
11	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000			250
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750			437.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000			250

Tabel 3.16 Perhitungan beban hidup merata pada portal melintang lantai 3

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql (kg/m)
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
1	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000			100
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750			437.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000			100
2	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874	J	0.857	682.762
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750	B	1.000	687.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874	O	0.759	658.225
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	200
3	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857			214.286
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
4	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
5	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
6	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
7	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
8	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500

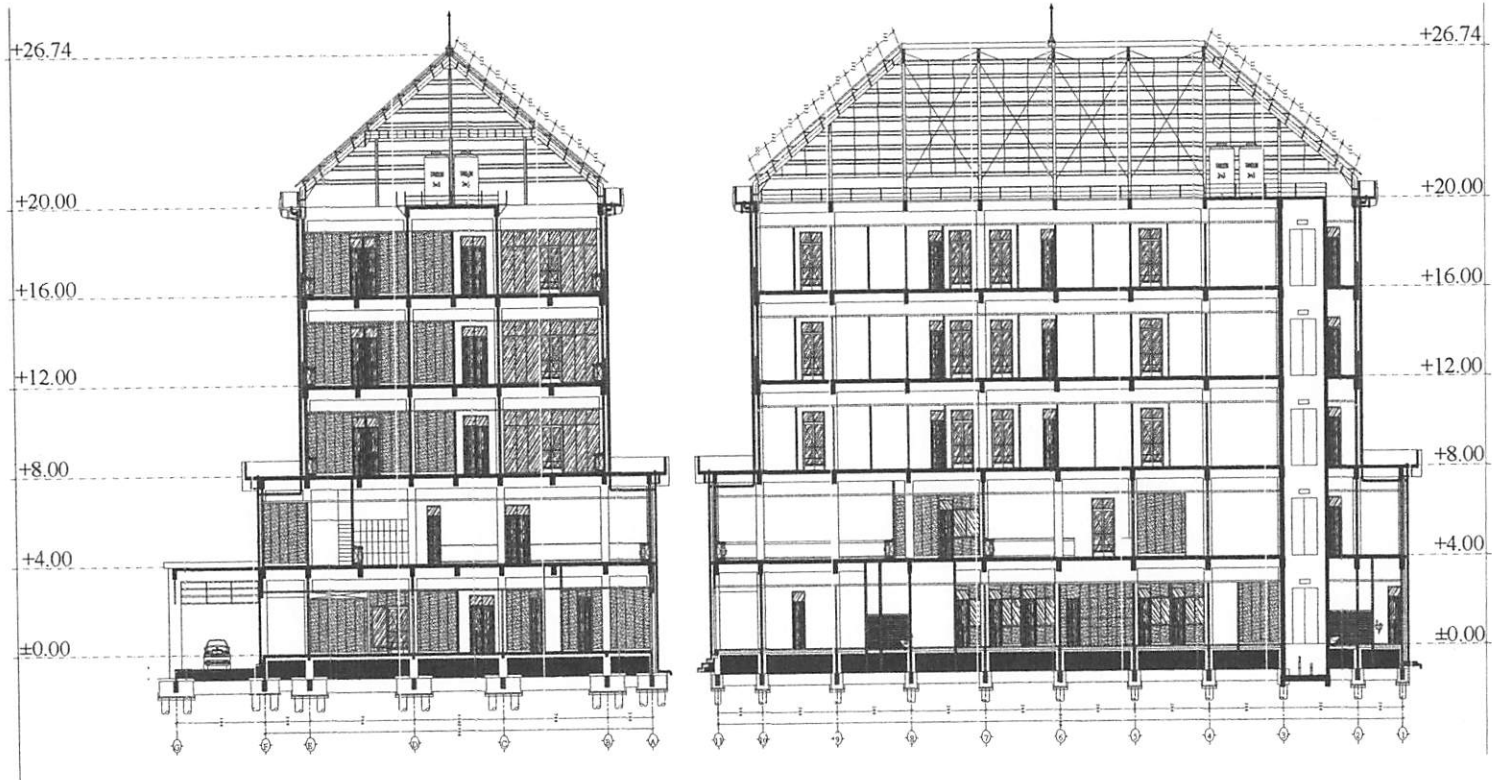
Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				ql
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
9	A-B	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	H	0.987	J	0.857	460.996
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	E-F	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	200
10	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	200
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874	H	0.987	715.187
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	G	1.750	687.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874	J	0.857	682.762
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000	B	1.000	200
11	A-B	25/ 50	250	100	A	1.000			100
	B-C	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	C-D	25/ 50	250	100	G	1.750			437.5
	D-E	25/ 50	250	100	E	1.874			468.477
	E-F	25/ 50	250	100	A	1.000			250

Tabel 3.17 Perhitungan beban hidup merata pada portal melintang lantai 4 & 5

Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				q _l (kg/m)
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
2	B-C	25/ 50	250	100			J	0.857	214.286
	C-D	25/ 50	250	100			B	1.000	250
	D-E	25/ 50	250	100			O	0.759	189.748
3	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857			214.286
4	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
5	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
6	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
7	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
8	B-C	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
9	B-C	25/ 50	250	100	H	0.987	J	0.857	460.996
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000	B	1.000	500
	D-E	25/ 50	250	100	J	0.857	J	0.857	428.571
10	B-C	25/ 50	250	100			H	0.987	246.711
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000			250
	D-E	25/ 50	250	100			J	0.857	214.286

Tabel 3.18 Perhitungan beban hidup merata pada portal melintang lantai Atap

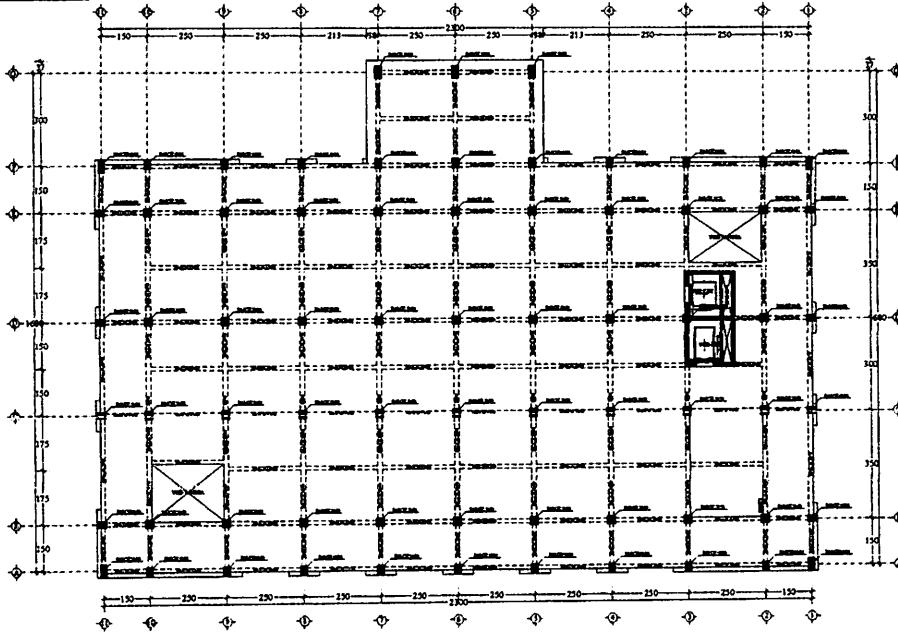
Line	Balok	Dimensi	Beban Hidup (kg/m)		Perataan Beban				qi
			Lantai	Atap	1 (m)		2 (m)		
2	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
3	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000			250
	D-E	25/ 50	250	100					100
4	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100	B	1.000			250
	D-E	25/ 50	250	100					100
5	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
6	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
7	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
8	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
9	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100
10	B-C	25/ 50	250	100					100
	C-D	25/ 50	250	100					100
	D-E	25/ 50	250	100					100



Gambar 3.15 Tinggi Bangunan Gedung

3.2.7.1 Perhitungan berat total bangunan

Lantai 2



Gambar 3.16 Denah Kolom & Balok Lantai 2

$$\begin{aligned}
 \text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= (46 \times 26) + (6 \times 10) - (6,5 \times 3,125) - (3,96 \times 5) - (3,5 \times 5) \\
 &= 1198,3875 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban plat lantai} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 1198,3875 \times 372 \\
 &= 445800,15 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned}
 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 12 &= 8208 \text{ kg} \\
 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 76 &= \underline{86640 \text{ kg} +} \\
 \Sigma &= 94848 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 22 &= 15048 \quad \text{kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 3 &= 4104 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 11 &= 22809,6 \quad \text{kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 22 &= 53222,4 \quad \text{kg} \\ \hline \Sigma &= 95184 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban kolom**

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

$$\begin{aligned} 0,4 \times 0,4 \times 4 \times 2400 \times 3 &= 4608 \quad \text{kg} \\ 0,4 \times 0,4 \times 6 \times 2400 \times 30 &= 69120 \quad \text{kg} \\ 0,5 \times 0,5 \times 6 \times 2400 \times 36 &= 129600 \quad \text{kg} \pm \\ \hline \Sigma &= 203328 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$46 \cdot (4-0,5) \cdot 250 \cdot 6 = 241500 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$\begin{aligned} 3 \cdot (4-0,5) \cdot 250 \cdot 22 &= 57750 \quad \text{kg} \\ 20 \cdot (4-0,6) \cdot 250 \cdot 11 &= 187000 \quad \text{kg} \pm \\ \hline \Sigma &= 486250 \quad \text{kg} \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 2

$$\begin{aligned} W_{D2} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 445800,15 + (94848 + 95184) + 203328 + (241500 + 486250) \\ &= 1566910,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

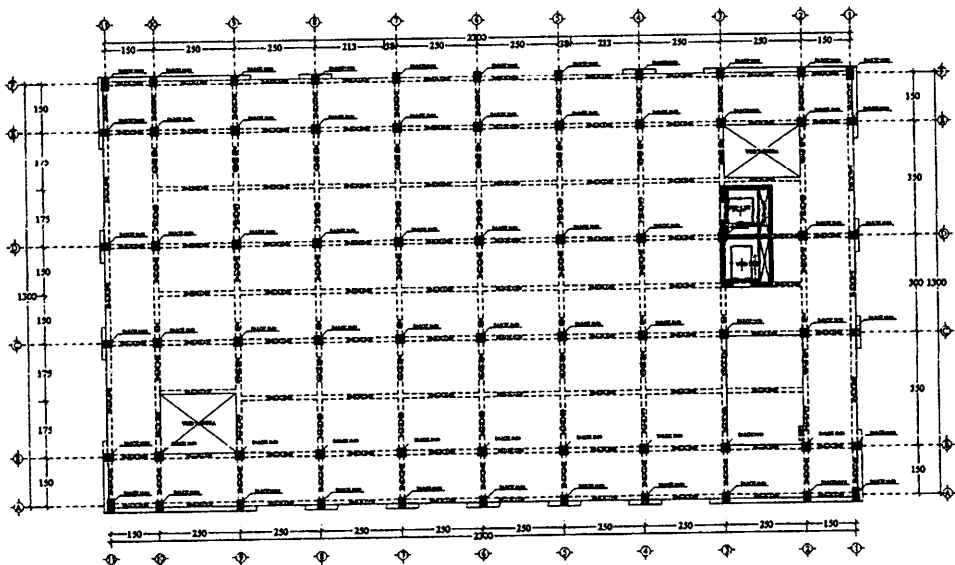
Beban guna bangunan gedung kuliah = 250 kg/m²

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1983)

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (W}_{L2}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 1198,3875 \times 250 \times 0,5 \\ &= 149798,4375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 2} &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\ &= 1566910,15 + 149798,4375 \\ &= 1716708,588 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 3



Gambar 3.17 Denah Kolom & Balok Lantai 3

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (46 \times 26) - (6,5 \times 3,125) - (3,96 \times 5) - (3,5 \times 5) \\ &= 1138,3875 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat
= $1138,3875 \times 372$
= $423480,15 \text{ kg}$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 12 &= 8208 \text{ kg} \\ 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 72 &= \underline{82080 \text{ kg} +} \\ \Sigma &= 90288 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned} 0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 3 \cdot 2400 \cdot 22 &= 15048 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 11 &= 22809,6 \text{ kg} \\ 0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 22 &= \underline{53222,4 \text{ kg}} \\ \Sigma &= 91080 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban kolom

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

$$\begin{aligned} 0,4 \times 0,4 \times 2 \times 2400 \times 30 &= 23040 \text{ kg} \\ 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 2400 \times 36 &= \underline{86400 \text{ kg} +} \\ \Sigma &= 109440 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Beban dinding

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

Beban dinding memanjang

$$40 \cdot (4-0,5) \cdot 250 \cdot 4 = 140000 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$20 \cdot (4-0,6) \cdot 250 \cdot 9 = 153000 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 3

$$\begin{aligned} W_{D3} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= 423480,15 + (90288 + 91080) + 109440 + (140000 + 153000) \\ &= 1007288,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (ql)

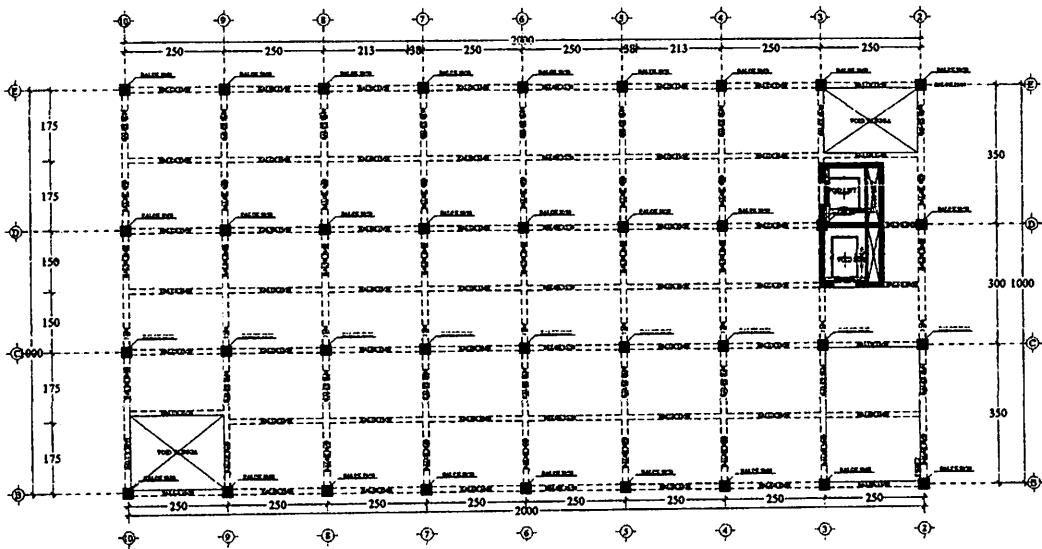
$$\text{Beban guna bangunan gedung kuliah} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0,5 \text{ (PPIUG 1983)}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (} W_{L3} \text{)} &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 1138,3875 \times 250 \times 0,5 \\ &= 142298,4375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 3} &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\ &= 1007288,15 + 142298,4375 \\ &= 1149586,588 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 4 & 5



Gambar 3.18 Denah Kolom & Balok Lantai 4 & 5

$$\begin{aligned}
 \text{Luas} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= (40 \times 20) - (6,5 \times 3,125) - (3,96 \times 5) - (3,5 \times 5) \\
 &= 742,3875 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat

$$\begin{aligned}
 &= 742,3875 \times 372 \\
 &= 276168,15 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 56 = 63840 \text{ kg}$$

Beban balok melintang

$$0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 9 = 18662,4 \text{ kg}$$

$$0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 18 = 43545,6 \text{ kg+}$$

$$\Sigma = 126048 \text{ kg}$$

- Beban kolom

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

$$0,5 \times 0,5 \times 4 \times 2400 \times 36 = 86400 \quad \text{kg}$$

- Beban dinding

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

Beban dinding memanjang

$$40 \cdot (4-0,5) \cdot 250 \cdot 4 = 140000 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$20 \cdot (4-0,6) \cdot 250 \cdot 9 = 153000 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 1

$W_{D4 \& 5}$ = beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

$$= 276168,15 + (63840 + 126048) + 86400 + (140000 + 153000)$$

$$= 845456,15 \text{ kg}$$

- b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan gedung kuliah = 250 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1983)

Beban hidup ($W_{L4 \& 5}$) = luas x beban guna x koefisien reduksi

$$= 742,3875 \times 250 \times 0,5$$

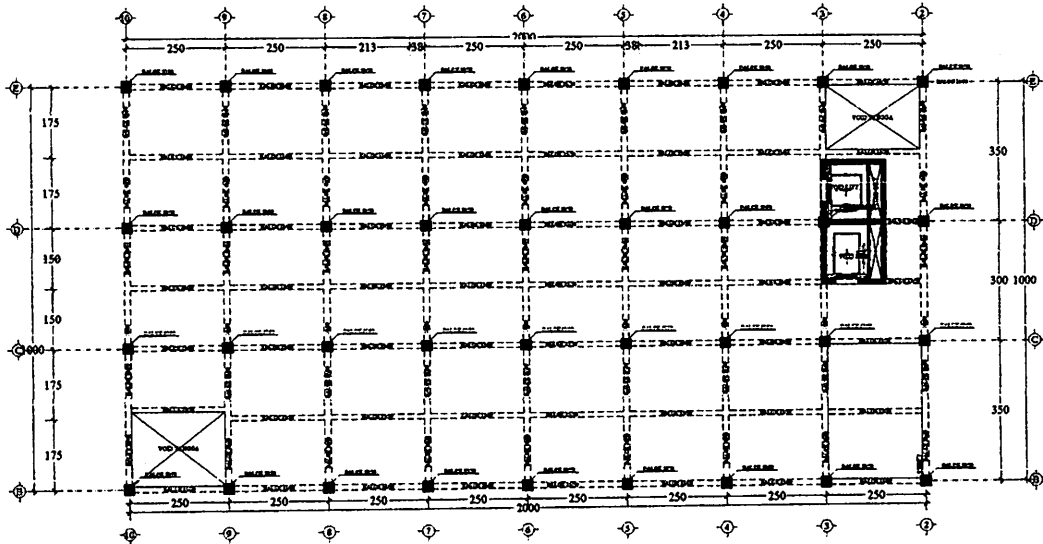
$$= 92798,4375 \text{ kg}$$

Total beban lantai 4 & 5 = total beban mati + total beban hidup

$$= 845456,15 + 92798,4375$$

$$= 938254,5875 \text{ kg}$$

Atap



Gambar 3.19 Denah Kolom & Balok Atap

Luas = luas total
 = 5 x (3 + 3,5)
 = 32,5 m²

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat
 = 32,5 x 288
 = 9360 kg

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$0,25 \cdot (0,5-0,12) \cdot 5 \cdot 2400 \cdot 56 = 63840 \text{ kg}$$

Beban balok melintang

$$0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 6 \cdot 2400 \cdot 9 = 18662,4 \text{ kg}$$

$$0,3 \cdot (0,6-0,12) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 18 = 43545,6 \text{ kg+}$$

$$\Sigma = 126048 \text{ kg}$$



- Beban kolom

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

$$0,5 \times 0,5 \times 2 \times 2400 \times 36 = 43200 \text{ kg}$$

Total beban mati lantai 1

W_{Datap} = beban plat lantai + beban balok + beban kolom

$$= 9360 + (63840 + 126048) + 43200$$

$$= 242448 \text{ kg}$$

- b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan gedung kuliah = 250 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,5 (PPIUG 1983)

Beban hidup (W_{atap}) = luas x beban guna x koefisien reduksi

$$= 32,5 \times 100 \times 0,5$$

$$= 1625 \text{ kg}$$

Total beban atap = total beban mati + total beban hidup + W kuda-kuda

$$= 242448 + 1625 + 5461,053$$

$$= 249534,053 \text{ kg}$$

Berat total bangunan (W_T) = $W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_{\text{atap}}$

$$= 1716708,588 + 1149586,588 + 938254,5875 +$$

$$938254,5875 + 249534,053$$

$$= 4992338,404 \text{ kg}$$

3.2.7.2 Perhitungan waktu getar bangunan (T)

H total bangunan = 20 m

$$T = 0,063 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,063 \cdot 20^{3/4}$$

$$= 0,596$$

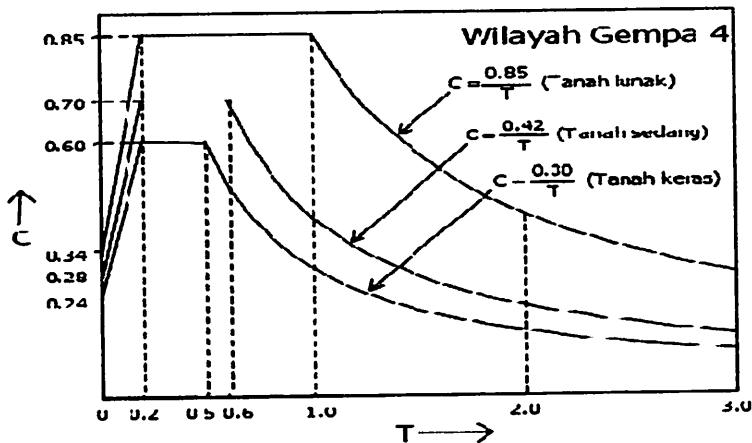
3.2.7.3 Perhitungan gaya geser horisontal

Faktor reduksi gempa (R) = 8,5 (Tabel 2, SNI 1726)

Faktor keutamaan (I) = 1 (Tabel 1, SNI 1726)

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah sedang dan nilai T = 0,596 diperoleh nilai C sebesar 0,705.

$$C = \frac{0,42}{T} = \frac{0,42}{0,596} = 0,705$$



Beban geser dasar nominal statik ekuivalen V dihitung dengan rumus (26) SNI 03-1726-2002

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_t = \frac{0,705 \times 1}{8,5} \times 4992338,404 = 414070,421 \text{ kg}$$

Berikut ini contoh perhitungan beban gempa nominal statik ekuivalen untuk lantai 2 :

$$F_i = \frac{z_i \cdot W_i}{\sum (z_i \cdot W_i)} \times V$$

Dimana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai (direduksi), z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur

dari taraf penjepitan lateral struktur bangunan, dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

$$F_2 = \frac{6866834,352}{47325336,566} \times 414070,421 = 60080,988 \text{ kg}$$

$$100\% F_2 = 100\% \times 60080,988 = 60080,988 \text{ kg}$$

$$30\% F_2 = 30\% \times 60080,988 = 18024,296 \text{ kg}$$

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

Tabel 3.19 Distribusi Gaya Gempa

Tingkat/ lantai	Zi (m)	Wi (kg)	Zi x Wi (kgm)	Fi (kg)	100%Fi (kg)	30%Fi (kg)
Atap	20	249534,053	4990681,060	43665,689	43665,689	13099,707
5	16	938254,5875	15012073,400	131347,308	131347,308	39404,192
4	12	938254,5875	11259055,050	98510,481	98510,481	29553,144
3	8	1149586,588	9196692,704	80465,955	80465,955	24139,787
2	4	1716708,588	6866834,352	60080,988	60080,988	18024,296
Σ		4992338,404	47325336,566	414070,421		

Tingkat/ lantai	Fi Portal Melintang (kg)	Fi Portal Memanjang (kg)
Atap	43665,689 /4 = 10916,4221	13099,707 /9 = 1455,52295
5	131347,308 /4 = 32836,827	39404,192 /9 = 4378,2436
4	98510,481 /4 = 24627,6202	29553,144 /9 = 3283,6827
3	80465,955 /6 = 13410,9926	24139,787 /11 = 2194,52606
2	60080,988 /6 = 10013,498	18024,296 /11 = 1638,57241
2	60080,988 /7 = 8582,99832	18024,296 /2 = 9012,14824

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1. Spesifikasi Umum dan Perencanaan

Spesifikasi umum

Fungsi bangunan : Gedung kuliah
Struktur atas : Atap baja, beton bertulang
Struktur bawah : Pondasi sumuran
Lantai atas : Plat beton

Parameter perencanaan

Standart beton : SNI 03-2847-2002
Standart beban : PPIUG 1983

Mutu bahan direncanakan.

Beton : $f'c : 250 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ Mpa}$

Baja : $f_y : 3200 \text{ kg/cm}^2 = 320 \text{ Mpa}$

4.2 Data Tanah

Dari data Standart Penetration Test (SPT) perencanaan merencanakan pondasi sumuran dengan kedalaman 10 meter. Hal ini didukung dengan data SPT yang menunjukkan pada kedalaman 10 meter konsistensi tanah dalam kategori medium dan kaku ($N\text{-SPT} = 12$), dengan ciri-ciri tanah silt and clay, dark brown to brown, inorganic, trace to some sand, stiff to very stiff (lumpur dan tanah liat, coklat gelap sampai coklat, anorganik, terdapat sedikit pasir, kaku sampai sangat kaku).

Data Standart Penetration Test (SPT) pada proyek pembangunan Gedung FKH Universitas Brawijaya Malang sebagai berikut :

Tabel 4.1. Nilai N-SPT

NO	Kedalaman (meter)	N SPT (pukulan)	Konsistensi Tanah
1	0	0	
2	1	2	Lunak
3	2	2	Lunak
4	3	2,5	Lunak
5	4	4	Lunak
6	5	4,5	sedang
7	6	4,5	sedang
8	7	4	sedang
9	8	6	sedang
10	9	8	sedang
11	10	12	keras
12	11	15	Sangat keras
13	12	18	Sangat keras
14	13	20	Sangat keras
15	14	20	Sangat keras

4.3 Perencanaan Pondasi Sumuran

Berdasarkan hasil analisa pembebanan dan statika menggunakan program bantu STAADPro diambil nilai-nilai sebagai data perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja. Nilai-nilai yang diperoleh dari program bantu STAADPro dapat dilihat pada tabel 4.3.

Tabel 4.2. Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan

Type	L/C	Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kgm)	My (kgm)	Mz (kgm)
1	89	82512,43	259082,03	11860,71	30516,81	290,20	200944,61
2	48	2408,366	120707,49	1077,012	1475,633	9,086	3202,229
3	384	2206,653	103498,57	710,035	991,609	8,595	2954,891

4.3.1 Perencanaan Pondasi Tipe 1 (Berat)

- N 89

$$F_x = 82512,43 \text{ kg}$$

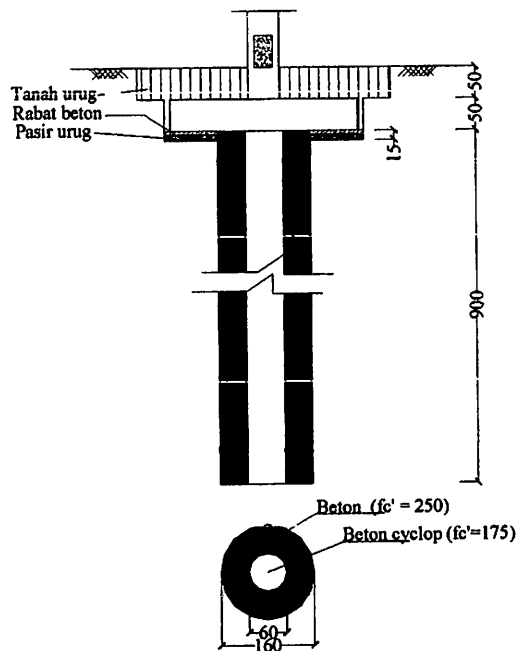
$$F_y = 259082,03 \text{ kg}$$

$$F_z = 11860,71 \text{ kg}$$

$$M_x = 30516,81 \text{ kgm}$$

$$M_y = 290,20 \text{ kgm}$$

$$M_z = 200944,61 \text{ kgm}$$



Gambar 4.1. Pondasi sumuran tipe 1

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 1000 cm = 10.00 m
2. Panjang pondasi sumuran (L) = 900 cm = 9.00 m
3. Diameter Luar (D_{luar}) = 160 cm = 1,60 m
4. Tebal dinding tepi direncanakan = 100 cm = 1,0 m
5. Diameter dalam (D_{dalam}) = 60 cm = 0.60 m

$$\begin{aligned}
6. \text{ Luas penampang (} A_p \text{) tiang} &= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{luar}}^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{dalam}}^2)) \\
&= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 160^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2)) \\
&= 17270 \text{ cm}^2 \\
&= 1,727 \text{ m}^2 \\
6 \text{ Keliling tiang (} p \text{)} &= \pi \cdot D \\
&= \pi \cdot 160 \\
&= 502,4 \text{ cm} \\
&= 5,024 \text{ m} \\
7 \text{ Faktor keamanan (SF)} &= 2,5
\end{aligned}$$

4.3.1.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

a. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A = Luas penampang

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 250$)

$$\begin{aligned}
Q_{d1} &= 0.85 \times f'c \times A_p \\
&= (0.85 \times 250) \times 17270 \\
&= 3669875 \text{ kg}
\end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop ($f'c = 175$)

$$\begin{aligned}
Q_{d2} &= (0.85 \times f'c) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\
&= (0.85 \times 175) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2) \\
&= 420367,5 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 3669875 + 420367,5 \\ &= 4090242 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

Dimana :

- Q_{ult} = daya dukung ultimit pondasi sumuran
- Q_p = daya dukung ultimit ujung pada tiang
- Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

1. Daya dukung ultimit ujung pada tiang

$$Q_p = (40 \times N_b \times A_p)$$

Dimana :

N_b = Nilai SPT pada ujung pondasi

A_p = luas dasar tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times 12 \times 1,727) \\ &= 828,96 \text{ ton} = 828960 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung ultimit selimut pada tiang

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{rata-rata} \cdot A_s$$

Dimana :

$$Q_s = \text{daya dukung ultimit selimut pada tiang}$$

$$A_s = \text{luas selimut tiang} = P \times L$$

$$= 5,024 \times 9 = 45,216 \text{ m}^3$$

$$N_{\text{rata-rata}} = (2+2+2,5+4+4,5+4,5+4+6+8+12)/10 = 4,95$$

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{\text{rata-rata}} \cdot A_s$$

$$= 0,1 \times 4,95 \times 45,216$$

$$= 22,38192 \text{ ton} = 22381,92 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{ult}} = Q_p + Q_s$$

$$= 828960 + 22381,92$$

$$= 851341,92 \text{ kg}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 851341,92 kg

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{851341,92}{2,5}$$

$$= 340536,768 \text{ kg}$$

4.3.1.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang Diperlukan

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh:

$$259082,03 \text{ kg}$$

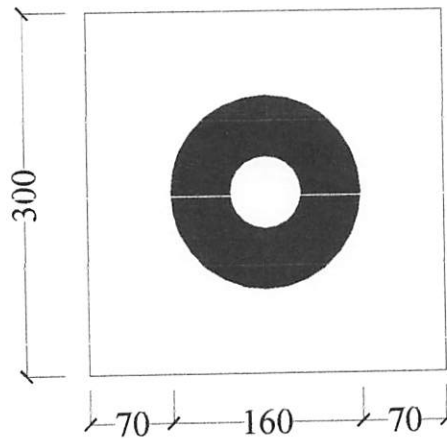
$$\sum V_u = \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)}$$

$$= 259082,03 \text{ kg}$$

$$n = \frac{\sum V_u}{Q_{\text{ijin}}}$$

$$= \frac{259082,03}{340536,768}$$

$$= 0,761 \sim 1 \text{ buah}$$



Gambar 4.2. Posisi Pondasi sumuran tipe 1

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

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= [(3 \cdot 3 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 13320 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(3 \cdot 3 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 8925 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= ((2400 \times A_p) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2) \times 2200)) \times L \\ &= ((2400 \times 1,48365) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2) \times 2200)) \times 9 \\ &= 42898,68 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} + W_p \\ &= 259082,03 + 13320 + 8925 + 42898,68 \\ &= 324225,71 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 340536,768 \text{ kg} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

4.3.1.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertical adalah sebagai berikut :

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

Dimana :

S_1 = penurunan batang tiang

S_2 = penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang

S_3 = penurunan yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

➤ Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_1)

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :

Q_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

Q_{ws} = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elastisitas tanah

L = panjang tiang

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi

$$S_1 = \frac{(324225,71) + 0,5 \times 22381,92}{1,727 \times 2000000} \cdot 9$$

$$= 0,008 \text{ m} = 0,8 \text{ cm}$$

➤ Penurunan dari ujung tiang (S_2)

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koefisien empiris

$$S_2 = \frac{(324225,71) \times 0,06}{0,8 \times 828960}$$

$$= 0,029 \text{ m} = 2,9 \text{ cm}$$

➤ Penurunan akibat pengalihan beban (S_3)

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Dimana : C_s = sebuah konstanta empiris

$$= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p$$

Nilai-nilai C_p dapat dilihat pada table 4.3.

Tabel 4.3. Nilai Koefisien C_p

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor/Sumuran
Pasir (Padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

(Sumber : Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, hal.80)

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{10}{0,8}} \right) 0,06$$

$$= 0,089$$

$$S_3 = \frac{22381,92 \times 0,089}{9 \times 828960}$$

$$= 0,00027 \text{ m} = 0,027$$

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{total}} = 0,8 + 2,9 + 0,0027$$

$$= 3,727 \text{ cm} < 5 \text{ cm (memenuhi)}$$

4.3.1.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran

Beban Total (P_u) = 324225,71 kg

F_x = 82512,43 kg

F_z = 11860,71 kg

X_{maks} = 0 m

X_{min} = 0 m

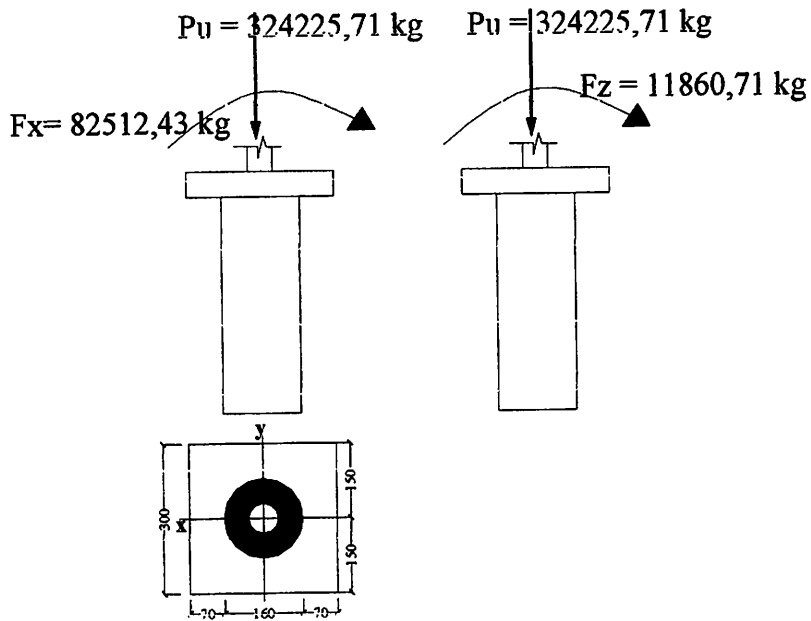
Y_{maks} = 0 m

Y_{min} = 0 m

n = 1 buah

n_x = 1 buah

n_y = 1 buah



Gambar 4.3. Titik koordinat sumuran tipe berat

a) **Penulangan Poer Pondasi Sumuran**

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari table P2.3 (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai Mye

Tabel 4.4. Pelat : Stiglet/Wipel

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

❖ **Penulangan Poer Arah Z**

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

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mx = P \times mye$$

$$= 324225,71 \times 0,32 = 103752,227 \text{ kgm}$$

$$= 103752,227 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 3 m)}$$

$$Mu = \frac{103752,227 \times 10^4}{3,0} = 34584,076 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{34584,076 \times 10^4}{0,8} = 43230,095 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

Tebal selimut beton = 75 mm

Tebal poer (h) = 500 mm

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{43230,095 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 2,541 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 2,541}{320}} \right] = 0,0085 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0085$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0085 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 3506,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{3506,25}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 7,14 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 8 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 3925 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 3506,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{3506,25}{1/4 \times \pi \times 25^2}} = 139,929 \text{ mm} \sim 130 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 8D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 3,0 meter adalah 24D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{S_{tekan}} = 20\% \times A_{S_{perlu}}$$

$$= 20\% \times 3506,25 = 701,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{701,25}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 3,489 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 4 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

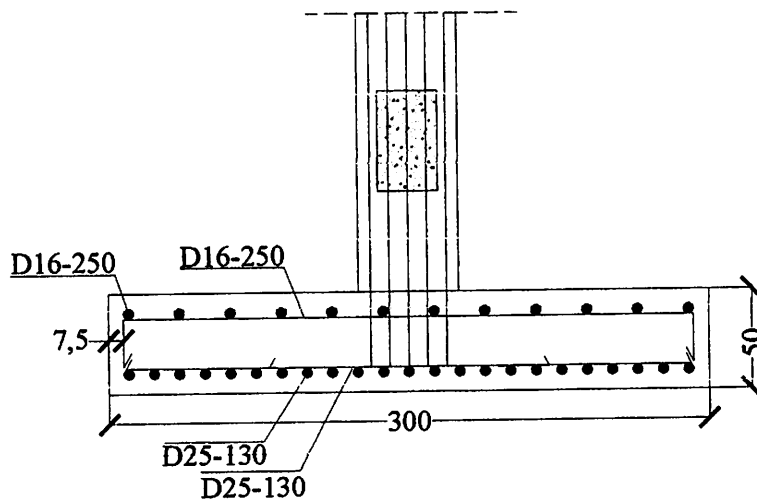
$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{S_{tekan}} = 701,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{701,25}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 286,574 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 4D₁₆ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 3,0 meter yaitu 12 D₁₆



Gambar 4.4. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe berat arah Z

❖ **Penulangan Poer Arah X**

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

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mx = P \times mye$$

$$= 324225,71 \times 0,32 = 103752,227 \text{ kgm}$$

$$= 103752,227 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 3 m)}$$

$$Mu = \frac{103752,227 \times 10^4}{3,0} = 34584,076 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{34584,076 \times 10^4}{0,8} = 43230,095 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{43230,095 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 2,541 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 2,541}{320}} \right] = 0,0085$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0085$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0085 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 3506,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{3506,25}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 7,14 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 8 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 3925 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ perlu}} = 3506,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{3506,25}{1/4 \times \pi \times 25^2}} = 139,929 \text{ mm} \sim 130 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 8D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 3,0 meter adalah 24D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{s\text{ tekan}} = 20\% \times A_{s\text{ perlu}}$$

$$= 20\% \times 3506,25 = 701,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{701,25}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 3,489 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 4 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

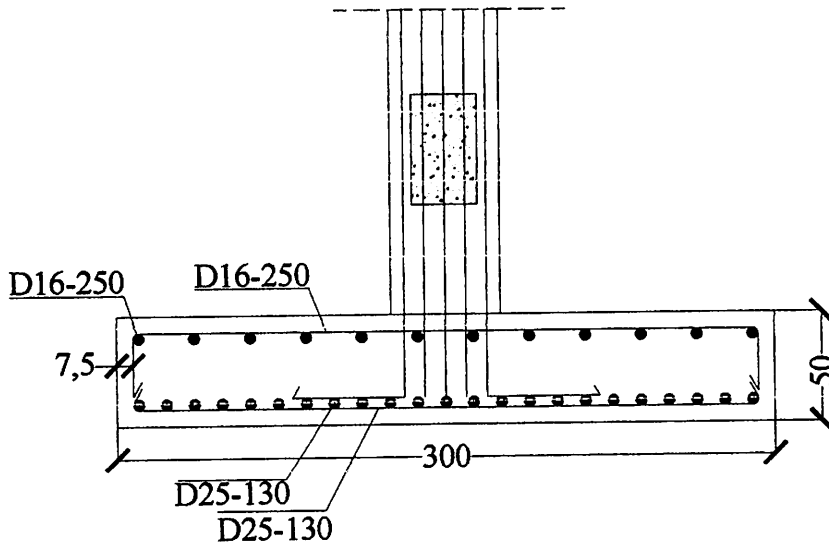
$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ tekan}} = 701,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{701,25}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 286,574 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = $4D_{16}$ (tinjauan 1 m)

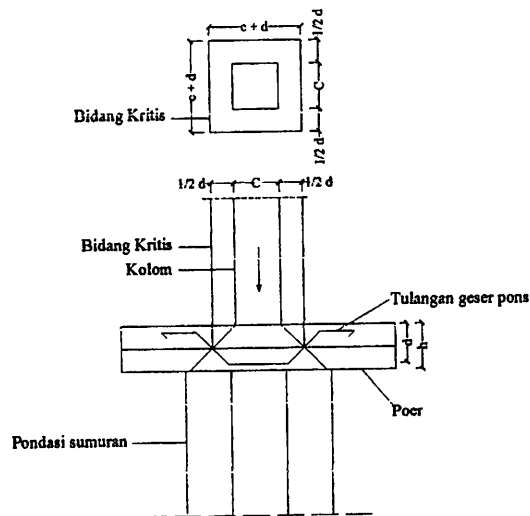
Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 3,0 meter yaitu $12D_{16}$



Gambar 4.5. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe berat arah X

❖ **Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom pada Pons**

Perencanaan tulangan geser pons untuk aksi 2 arah harus didasarkan pada persamaan SNI 03-2847-2002 pasal (13.4) dimana kuatgeser V_n tidak boleh lebih besar dari kuat geser V_c .



Gambar 4.6. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

Dimana nilai $V_u = 259082,03 \text{ kg}$ (dari hasil Staad Pro)

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times b_o \times d$$

$d = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok}$

$$= 500\text{mm} - 75\text{mm} - (\frac{1}{2} 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$b_o = 2 \times (c + d) + 2 \times (c + d)$$

$$= 2 \times (500 + 412,5) + 2 \times (500 + 412,5)$$

$$= 3650 \text{ mm}$$

Maka :

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 3650 \times 412,5$$

$$= 2509375 \text{ N} = 250937,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 2509375$$

$$= 1505625 \text{ N} = 150562,5 \text{ kg}$$

Karena $V_c = 150562,5 \text{ kg} < V_u = 259082,03 \text{ kg}$ maka pons

pondasi sumuran memerlukan tulangan geser terhadap kolom.

Perhitungan tulangan geser pons terhadap kolom

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa (tulangan polos)}$$

$$V_n = 0,6 \times 259082,03$$

$$= 155449,218 \text{ kg}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= 155449,218 - 150562,5$$

$$= 4886,718 \text{ kg}$$

D tulangan rencana = 16 mm

$$\begin{aligned}A_v &= 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 1/4 \times \pi \times 16^2 \\ &= 401,92 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{perlu}} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{401,92 \times 320 \times 412,5}{4886,718} \\ &= 10856,661 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak maksimum :

$$S \leq 1/2 \times d = 1/2 \times 412,5 = 206,25 \sim 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}V_s \text{ pakai} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \\ &= \frac{401,92 \times 320 \times 412,5}{200} \\ &= 265267,2 \text{ N} = 26526,72 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat tulangan geser pons dan poer mampu menahan

beban dari kolom :

$$\begin{aligned}V_n &< V_s \text{ pakai} + V_c \\ 155449,218 \text{ kg} &< 26526,72 + 150562,5 \\ 155449,218 \text{ kg} &< 177089,22 \text{ kg (Aman)}\end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan pons D16 – 200.

b) Penulangan Pondasi Sumuran

❖ Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

P_u	= 324225,71 kg
$M_{maks}(M_z)$	= 11860,71 kgm
Mutu beton (f'_c)	= 25 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	= 320 MPa
Diameter luar sumuran	= 1,60 m = 1600 mm
Diameter dalam sumuran	= 0.6 m = 600 mm
Tinggi sumuran	= 9,0 m
Tebal selimut	= 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002)

Perhitungan penulangan kaisan sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

1) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

Dicoba menggunakan tulangan pokok D_{25} dan tulangan sengkang D_{16}

Tebal selimut efektif (d') = tebal selimut + \emptyset tul. sengkang + $\frac{1}{2}$ D tul. pokok

$$= 75 + 16 + (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 103.5 \text{ mm}$$

Diameter efektif (D_{eff1}) = $D_{luar} - (2 \times d')$

$$= 1600 - (2 \times 103.5)$$

$$= 1393 \text{ mm}$$

Diameter efektif (D_{eff2}) = $D_{dalam} + (2 \times d')$

$$= 600 + (2 \times 103.5)$$

$$= 807 \text{ mm}$$

2) Luas penampang sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1600^2) - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 1727000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas tiang (A_g).

$$\begin{aligned} A_{st} &= 3 \% \times A_g \\ &= 3 \% \times 1727000 \\ &= 51810 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{51810}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\ &= 105,6 \approx 106 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 106 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 52006,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 52006,25 \text{ mm}^2 > A_{st} = 51810 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

Jumlah tulangan untuk tepi luar pondasi :

$$\begin{aligned} n &= \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{\text{total}} \\ &= \frac{1393}{1393+807} \times 106 \\ &= 67,11 \sim 67 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jumlah tulangan untuk tepi dalam pondasi :

$$\begin{aligned}n &= \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{total} \\ &= \frac{807}{1393+807} \times 106 \\ &= 38,88 \sim 39 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}As &= As' = \frac{1}{2} \times Ast \\ &= \frac{1}{2} \times 51810 \\ &= 25905 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times Deff}{n}$$

$$\text{Stepi luar} = \frac{\pi \times 1393}{67}$$

$$= 65,284 \text{ mm} \approx 65 \text{ mm} > 50 \text{ mm (ok)}$$

$$\text{Stepi dalam} = \frac{\pi \times 807}{39}$$

$$= 64,974 \text{ mm} \approx 65 \text{ mm} > 50 \text{ mm (ok)}$$

4) Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

○ Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

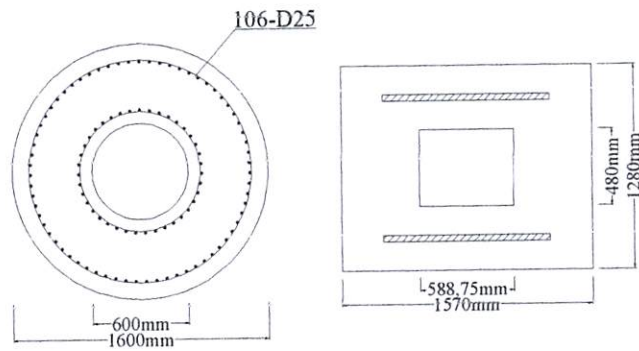
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 1600 = 1280 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

○ Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{luar}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1600^2}{1280} = 1570 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 600^2}{480} = 588,75 \text{ mm}$$



Gambar 4.7. Kolom Segi Empat Ekuivalen

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 1570 - 103.5 \\ &= 1466.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 1466.5}{600 + 320} \\ &= 956,413 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta_1 \times c_b \\ &= 0,85 \times 956,413 \\ &= 812,951 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$f'_s = \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b}$$

$$= \frac{600 \times (956,413 - 103,5)}{956,413}$$

$$= 535,069 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Beban Ultimate Beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= \{ [0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [A_s' \times f_s] + [A_s \times f_y] \} \times 10^{-3} \\ &= \{ (0,85 \times 25 \times 812,951 \times 1570) + (25905 \times 535,069) + \\ &\quad (25905 \times 320) \} \times 10^{-3} \\ &= 49272,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= \{ (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{t_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (A_s' \times f_s \times (1/2 \times (D_{eff} - \\ &\quad d'))) + (A_s \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) \} \times 10^{-6} \\ &= \{ (0,85 \times 25 \times 1570 \times 812,951 \times \left[\frac{1280}{2} - (1/2 \times 812,951) \right]) + \\ &\quad (25905 \times 535,069 \times (1/2 \times (1393 - 103,5))) + (25905 \times 320 \times (1/2 \times \\ &\quad (1393 - 103,5))) \} \times 10^{-6} \\ &= 19371,805 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{19371,805}{49272,64} = 0,393 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

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

$$= \frac{11860,71}{324225,71} = 0,037 \text{ mm}$$

Karena $e = 0,037 \text{ mm} < e_b = 0.393 \text{ mm}$, dengan demikian tiang sumuran ini menerima momen akibat beban di atasnya yang besar dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan, maka pondasi direncanakan menerima tekan.

5) Memeriksa kekuatan kaisan bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{51810}{1727000} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (D_s)

$$\begin{aligned} (D_s) &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 1600 - (2 \times 103.5) \\ &= 1393 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

- Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{(d-d')} + 0,5} + \frac{A_g f'_c}{\frac{3he}{d^2} + 1,18} \\ &= \frac{25905 \times 320}{\frac{0,393}{(1600-75)} + 0,5} + \frac{1727000 \times 25}{\frac{3 \times 1600 \times 0,393}{1600^2} + 1,18} \\ &= 53136807,89 \text{ kg} \end{aligned}$$

6) Kekuatan sumuran

$$\phi P_n = 0.75 \times p_n$$

$$= 0.75 \times 53136807,89$$

$$= 39852605,92 > P_3 = 324225,71 \text{ kg} \dots \dots \dots (\text{Memenuhi})$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

❖ **Perhitungan Tulangan Spiral**

Data perencanaan :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral (ds)} = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1600^2) - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 1727000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter inti sumuran (D_c)

$$\begin{aligned} D_c &= \phi \text{ tiang} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 1600 - (2 \times 75) \\ &= 1450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2)$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1450^2 - (1/4 \times \pi \times 600^2)$$

$$= 1367862,5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \dots\dots\dots \text{(Istimawan Dipohusodo : 328)}$$

$$= 0,45 \left(\frac{1727000}{1367862,5} - 1 \right) \frac{25}{320}$$

$$= 0.009$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S = \frac{4 \times A_s (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 200 . 96 \times (1450 - 16)}{1450^2 \times 0,009}$$

$$= 60,917 \text{ mm} \rightarrow 60 \text{ mm}$$

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali tulangan pokok dan 48 kali

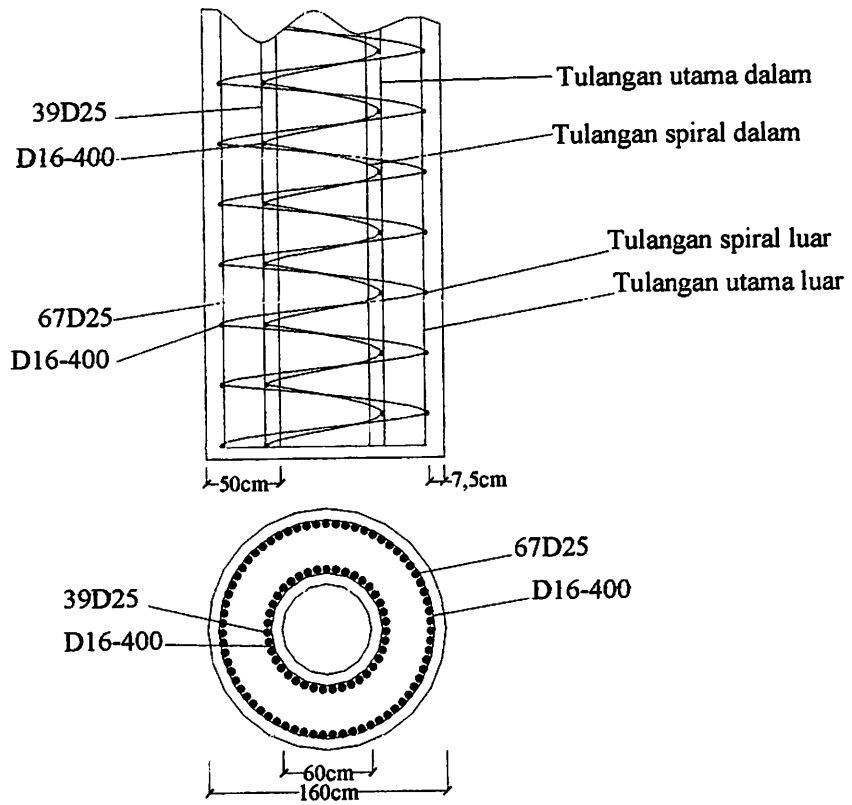
diameter tulangan sengkang.

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

Dari ketiga hasil di atas diambil s = 400 mm.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 106D₂₅ mm dan tulangan spiral ϕ 16 – 400 mm.



Gambar 4.8. Penulangan Pondasi Sumuran tipe berat

4.3.2 Perencanaan Pondasi Tipe 2

- N 48 (sedang)

$$F_x = 2408,366 \text{ kg}$$

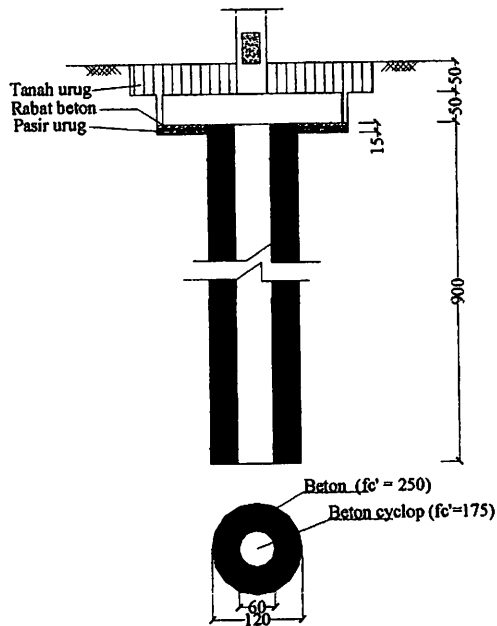
$$F_y = 120707,49 \text{ kg}$$

$$F_z = 1077,012 \text{ kg}$$

$$M_x = 1475,633 \text{ kgm}$$

$$M_y = 9,086 \text{ kgm}$$

$$M_z = 3202,229 \text{ kgm}$$



Gambar 4.9. Pondasi sumuran tipe 2

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

7. Kedalaman sumuran (D_f) = 1000 cm = 10.00 m
 8. Panjang pondasi sumuran (L) = 900 cm = 9.00 m
 9. Diameter Luar (D_{luar}) = 120 cm = 1,20 m
 10. Tebal dinding tepi direncanakan = 60 cm = 0,60 m
 11. Diameter dalam (D_{dalam}) = 60 cm = 0.60 m
 12. Luas penampang (A_p) tiang

$$= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{luar}^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2))$$

$$= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 120^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2))$$

$$= 8478 \text{ cm}^2$$

$$= 0,8478 \text{ m}^2$$
- 8 Keliling tiang (p) = $\pi \cdot D$
- $$= \pi \cdot 120$$
- $$= 376,8 \text{ cm}$$
- $$= 3,768 \text{ m}$$

$$9 \text{ Faktor keamanan (SF)} = 2,5$$

4.3.2.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

a. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A = Luas penampang

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 250$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= 0.85 \times f'c \times A_p \\ &= (0.85 \times 250) \times 8478 \\ &= 1801575 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop ($f'c = 175$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f'c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2 \right) \\ &= 420367,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 1801575 + 420367,5 \\ &= 2221942,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

$$Q_{\text{ult}} = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimit pondasi sumuran

Q_p = daya dukung ultimit ujung pada tiang

Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

1. Daya dukung ultimit ujung pada tiang

$$Q_p = (40 \times N_b \times A_p)$$

Dimana :

N_b = Nilai SPT pada ujung pondasi

A_p = luas dasar tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times 12 \times 0,8478) \\ &= 406,944 \text{ ton} = 406944 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Daya dukung ultimit selimut pada tiang

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{\text{rata-rata}} \cdot A_s$$

Dimana :

Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

A_s = luas selimut tiang = $P \times L$

$$= 3,768 \times 9 = 33,912 \text{ m}^3$$

$$N_{\text{rata-rata}} = (2+2+2,5+4+4,5+4,5+4+6+8+12)/10 = 4,95$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \cdot N_{\text{rata-rata}} \cdot A_s \\ &= 0,1 \times 4,95 \times 33,912 \\ &= 16,78644 \text{ ton} = 16786,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{ult}} &= Q_p + Q_s \\ &= 406944 + 16786,44 \\ &= 423730,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 423730,44 kg

$$Q_{ijin} = \frac{423730,44}{2,5}$$

$$= 169492,176 \text{ kg}$$

4.3.2.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang Diperlukan

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh:

120707,49 kg

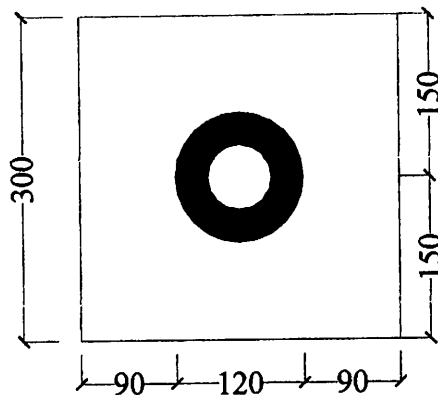
ΣV_u = Beban bangunan atas (beban vertikal)

= 120707,49 kg

$$n = \frac{\Sigma V_u}{Q_{ijin}}$$

$$= \frac{120707,49}{169492,176}$$

= 0,712 ~ 1 buah



Gambar 4.10. Posisi Pondasi sumuran tipe 2

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

$$\text{Berat poer} = [(2,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2$$

$$= 9360 \text{ kg}$$

$$\text{Berat tanah urug} = [(2,5 \cdot 2,5 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2$$

$$= 6120 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 W_p &= ((2400 \times A_p) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2) \times 2200)) \times L \\
 &= ((2400 \times 0,8478) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 60^2) \times 2200)) \times 9 \\
 &= 23907,96 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} + W_p \\
 &= 120707 + 9360 + 6120 + 23907,96 \\
 &= 160094,96 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 169492,176 \text{ kg} \quad (\text{aman})
 \end{aligned}$$

4.3.2.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertical adalah sebagai berikut :

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

Dimana :

S_1 = penurunan batang tiang

S_2 = penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang

S_3 = penurunan yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

➤ Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_1)

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :

Q_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

Q_{ws} = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elastisitas tanah

L = panjang tiang

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi

$$S_1 = \frac{(160094,96) + 0,5 \times 16786,44) \cdot 9}{0,8478 \times 2000000}$$

$$= 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm}$$

➤ Penurunan dari ujung tiang (S_2)

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koefisien empiris

$$S_2 = \frac{(160094,96) \times 0,06}{0,8 \times 406944}$$

$$= 0,003 \text{ m} = 0,3 \text{ cm}$$

➤ Penurunan akibat pengalihan beban (S_3)

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Dimana : C_s = sebuah konstanta empiris

$$= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p$$

Nilai-nilai C_p dapat dilihat pada table 4.3.

Tabel 4.5. Nilai Koefisien C_p

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor/Sumuran
Pasir (Padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

(Sumber : Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, hal.80)

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{10}{0,8}} \right) 0,06$$

$$= 0,089$$

$$S_3 = \frac{16786,44 \times 0,089}{9 \times 406944}$$

$$= 0,00041 \text{ m} = 0,041$$

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{total}} = 0,9 + 0,3 + 0,041$$

$$= 1,241 \text{ cm} < 5 \text{ cm (memenuhi)}$$

4.3.2.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran

$$\text{Beban Total (Pu)} = 160094,96 \text{ kg}$$

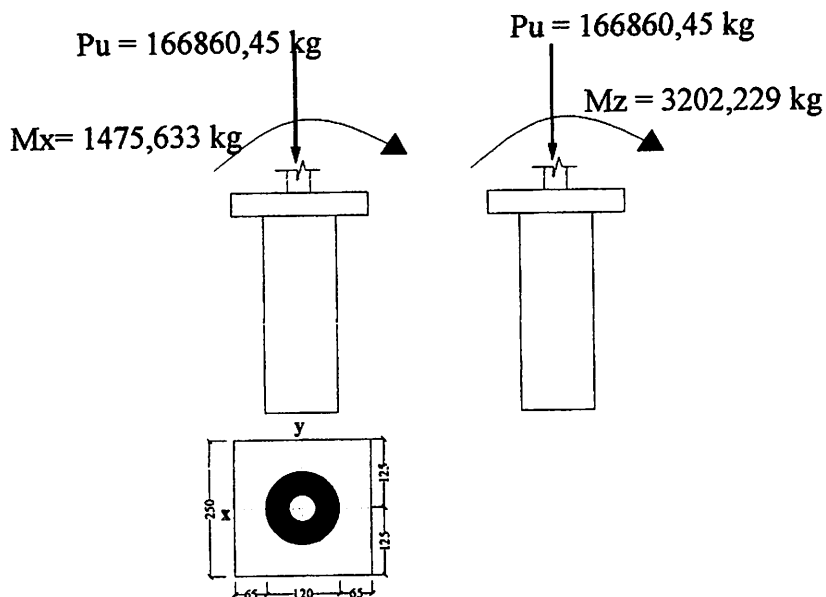
$$M_x = 1475,633 \text{ kg} \quad M_z = 3202,229 \text{ kg}$$

$$X_{\text{maks}} = 0 \text{ m} \quad n = 1 \text{ buah}$$

$$X_{\text{min}} = 0 \text{ m} \quad n_x = 1 \text{ buah}$$

$$Y_{\text{maks}} = 0 \text{ m} \quad n_y = 1 \text{ buah}$$

$$Y_{\text{min}} = 0 \text{ m}$$



Gambar 4.11. Titik koordinat sumuran tipe sedang

a) Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari table P2.3 (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai Mye

Tabel 4.6. Pelat : Stiglet/Wipel

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

❖ **Penulangan Poer Arah Z**

$$(y/L) = \frac{0}{1,25 + 1,25} = 0$$

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mz = P \times mye$$

$$= 160094,96 \times 0,32 = 51230,387 \text{ kgm}$$

$$= 51230,387 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 2,5 m)}$$

$$Mu = \frac{51230,387 \times 10^4}{2,5} = 20492,155 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20492,155 \times 10^4}{0,8} = 25615,194 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{25615,194 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 1,505 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 1,505}{320}} \right] = 0,0049 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0049$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 2021,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 4,119 \sim 5 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 5 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 2453,125 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} = 2021,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s_{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2}} = 242,733 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 5D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,5 meter adalah 13D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{s_{tekan}} = 20\% \times A_{s_{perlu}}$$

$$= 20\% \times 2021,25 = 404,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{404,25}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,012 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

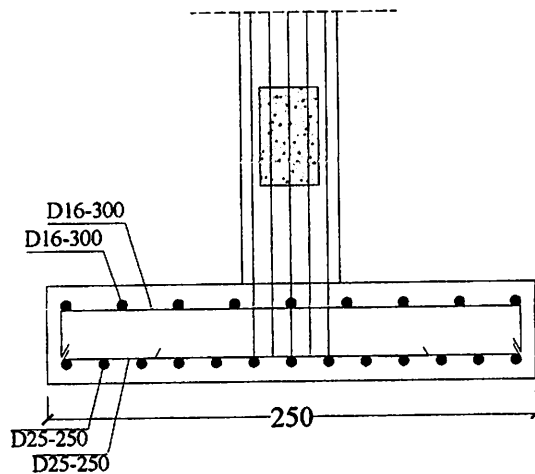
$$= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{s_{tekan}} = 404,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{404,25}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 497,118 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 3D₁₆ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 2,5 meter yaitu 9D₁₆



Gambar 4.12. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe sedang arah Z

❖ **Penulangan Poer Arah X**

$$(y/L) = \frac{0}{1,25 + 1,25} = 0$$

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mz = P \times mye$$

$$= 160094,96 \times 0,32 = 51230,387 \text{ kgm}$$

$$= 51230,387 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 2,5 m)}$$

$$Mu = \frac{51230,387 \times 10^4}{2,5} = 20492,155 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20492,155 \times 10^4}{0,8} = 25615,194 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{25615,194 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 1,505 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 1,505}{320}} \right] = 0,0049 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0049$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 2021,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 4,119 \sim 5 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 5 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 2453,125 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 2021,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2}} = 242,733 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 5D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,5 meter adalah 13D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{S_{tekan}} = 20\% \times A_{S_{perlu}}$$

$$= 20\% \times 2021,25 = 404,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{404,25}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,012 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

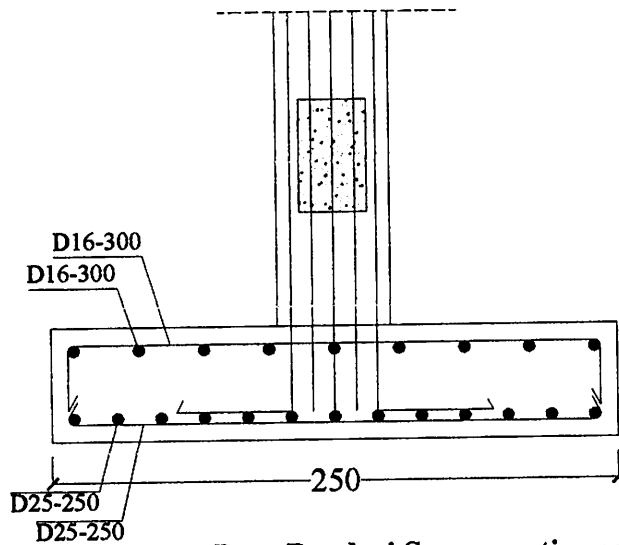
$$= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{S_{tekan}} = 404,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{404,25}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 497,118 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 3D₁₆ (tinjauan 1 m)

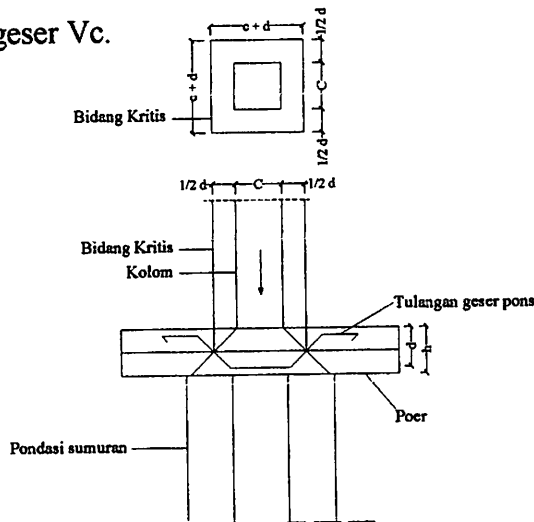
Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 2,5 meter yaitu 9D₁₆



Gambar 4.13. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe sedang arah X

❖ **Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom pada Pons**

Perencanaan tulangan geser pons untuk aksi 2 arah harus didasarkan pada persamaan SNI 03-2847-2002 pasal (13.4) dimana kuatgeser V_n tidak boleh lebih besar dari kuat geser V_c .



Gambar 4.14. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

Dimana nilai $V_u = 120707,49 \text{ kg}$ (dari hasil Staad Pro)

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times b_o \times d$$

$$d = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok}$$

$$= 500\text{mm} - 75\text{mm} - (\frac{1}{2} 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= 2 \times (c + d) + 2 \times (c + d) \\
 &= 2 \times (400 + 412,5) + 2 \times (400 + 412,5) \\
 &= 3250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 3250 \times 412,5 \\
 &= 2234375 \text{ N} = 223437,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6 \times 2234375 \\
 &= 1340625 \text{ N} = 134062,5 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena $V_c = 134062,5 \text{ kg} > V_u = 120707,49 \text{ kg}$ maka pondasi sumuran tidak memerlukan tulangan geser terhadap

kolom.

b) Penulangan Pondasi Sumuran

❖ Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

P_u	= 166860,45 kg
$M_{maks} (M_z)$	= 3202,229 kgm
Mutu beton (f'_c)	= 25 MPa
Mutu baja tulangan (f_y)	= 320 MPa
Diameter luar sumuran	= 1,2 m = 1200 mm
Diameter dalam sumuran	= 0.6 m = 600 mm
Tinggi sumuran	= 9,0 m
Tebal selimut	= 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002)

Perhitungan penulangan kaisan sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

1) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

Dicoba menggunakan tulangan pokok D_{25} dan tulangan sengkang D_{16}

Tebal selimut efektif (d') = tebal selimut + \emptyset tul. sengkang + $\frac{1}{2}$ D tul. pokok

$$= 75 + 16 + (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 103.5 \text{ mm}$$

Diameter efektif ($Deff$)₁ = $D_{luar} - (2 \times d')$

$$= 1200 - (2 \times 103.5)$$

$$= 993 \text{ mm}$$

Diameter efektif ($Deff$)₂ = $D_{dalam} + (2 \times d')$

$$= 600 + (2 \times 103.5)$$

$$= 807 \text{ mm}$$

2) Luas penampang sumuran (A_g)

$$A_g = (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{luar}^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{dalam}^2)$$

$$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 1200^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times 600^2)$$

$$= 847800 \text{ mm}^2$$

3) Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas tiang (A_g).

$$A_{st} = 3 \% \times A_g$$

$$= 3 \% \times 847800$$

$$= 25434 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}$$

$$= \frac{25434}{1/4 \times \pi \times 25^2}$$

$$= 51,84 \approx 52 \text{ buah}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times 1/4 \times \pi \times D^2$$

$$= 52 \times 1/4 \times \pi \times 25^2$$

$$= 25512,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{ada}} = 25512,5 \text{ mm}^2 > A_{st} = 25434 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

Jumlah tulangan untuk tepi luar pondasi :

$$n = \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{total}$$

$$= \frac{993}{993+807} \times 52$$

$$= 28,687 \sim 29 \text{ buah}$$

Jumlah tulangan untuk tepi dalam pondasi :

$$n = \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{total}$$

$$= \frac{807}{993+807} \times 52$$

$$= 23,31 \sim 23 \text{ buah}$$

$$A_s = A_{s'} = 1/2 \times A_{st}$$

$$= 1/2 \times 25434$$

$$= 12717 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times Deff}{n}$$

$$\begin{aligned} \text{Stepi luar} &= \frac{\pi \times 993}{29} \\ &= 107,518 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm (ok)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Stepi dalam} &= \frac{\pi \times 807}{23} \\ &= 110,173 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm (ok)} \end{aligned}$$

4) Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

- Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

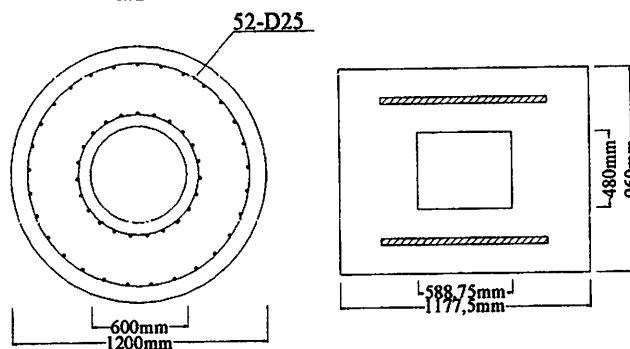
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 1200 = 960 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{luar}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1200^2}{960} = 1177,5 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 600^2}{480} = 588,75 \text{ mm}$$



Gambar 4.15. Kolom Segi Empat Ekuivalen

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 960 - 103,5$$

$$= 856,5 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 856,5}{600 + 320} \\ &= 558,587 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta_1 \times c_b \\ &= 0,85 \times 558,587 \\ &= 474,799 \text{ mm} \end{aligned}$$

o Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$\begin{aligned} f'_s &= \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{600 \times (558,587 - 103,5)}{558,587} \\ &= 488,827 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

o Beban Ultimate Beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= \{ [0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [As' \times f'_s] + [As \times f_y] \} \times 10^{-3} \\ &= \{ (0,85 \times 25 \times 474,799 \times 1177,5) + (12717 \times 488,827) + \\ &\quad (12717 \times 320) \} \times 10^{-3} \\ &= 22166,214 \text{ kN} \end{aligned}$$

o Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= \{ (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{l_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (As' \times f'_s \times (1/2 \times (D_{eff} - \\ &\quad d'))) + (As \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) \} \times 10^{-6} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} &= \left\{ (0,85 \times 25 \times 1177,5 \times 474,799 \times \left[\frac{960}{2} - (1/2 \times 474,799) \right]) + \right. \\ &\quad (12717 \times 488,827 \times (1/2 \times (993 - 103,5))) + (12717 \times 320 \times (1/2 \times \\ &\quad (993 - 103,5))) \left. \right\} \times 10^{-6} \\ &= 7456,815 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{7456,815}{22166,214} = 0,336 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M}{P} \\ &= \frac{3202,229}{166860,45} = 0,019 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $e = 0,037 \text{ mm} < e_b = 0,336 \text{ mm}$, dengan demikian tiang sumuran ini menerima momen akibat beban di atasnya yang besar dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan, maka pondasi direncanakan menerima tekan.

5) Memeriksa kekuatan kaison bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{25434}{847800} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (Ds)

$$\begin{aligned} (Ds) &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 1200 - (2 \times 103.5) \\ &= 993 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

- Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (Pn)

$$\begin{aligned} P_n &= \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{(d - ds)} + 0,5} + \frac{A_g f'_c}{\frac{3he}{d^2} + 1,18} \\ &= \frac{12717 \times 320}{\frac{0,336}{(1200 - 75)} + 0,5} + \frac{847800 \times 25}{\frac{3 \times 1200 \times 0,336}{1200^2} + 1,18} \\ &= 26083108,37 \text{ kg} \end{aligned}$$

6) Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.75 \times p_n \\ &= 0.75 \times 26083108,37 \\ &= 19562331,28 > P_3 = 166860,45 \text{ kg} \dots \dots \dots (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

❖ Perhitungan Tulangan Spiral

Data perencanaan :

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral (ds)} = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1200^2) - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 847800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter inti sumuran (D_c)

$$\begin{aligned} D_c &= \phi \text{ tiang} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 1200 - (2 \times 75) \\ &= 1050 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2) \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1050^2 - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 582862,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \dots\dots\dots (\text{Istimawan Dipohusodo : 328})$$

$$= 0,45 \left(\frac{847800}{582862,5} - 1 \right) \frac{25}{320}$$

$$= 0.016$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S = \frac{4 \times A_s (D_c - ds)}{D_c^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 200.96 \times (1050 - 16)}{1050^2 \times 0,016}$$

$$= 47,119 \text{ mm} \rightarrow 45 \text{ mm}$$

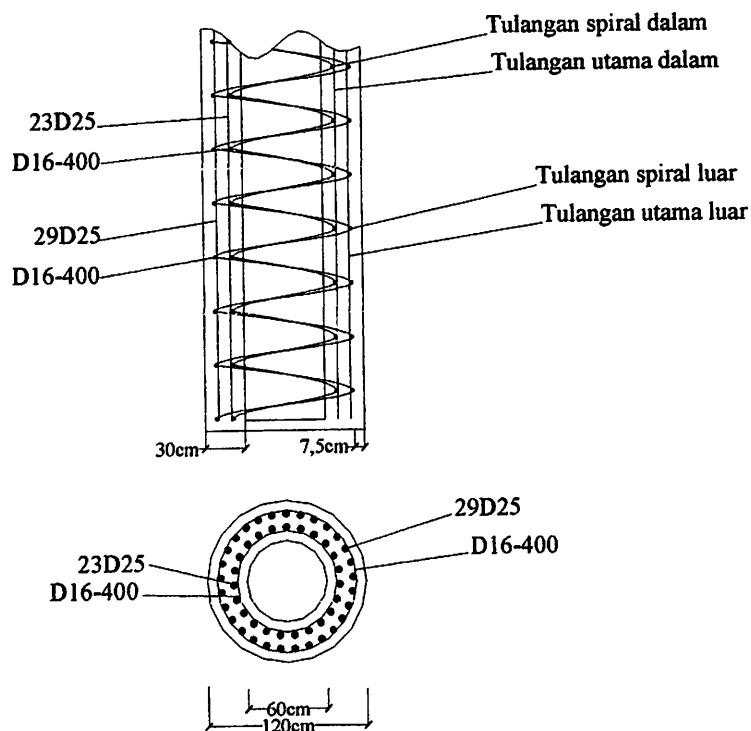
Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

Dari ketiga hasil di atas diambil $s = 400 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 52D₂₅ mm dan tulangan spiral $\phi 16 - 400 \text{ mm}$.



Gambar 4.16. Penulangan Pondasi Sumuran tipe sedang

4.3.3 Perencanaan Pondasi Tipe 3 (Ringan)

- N 48

$$F_x = 2206,653 \text{ kg}$$

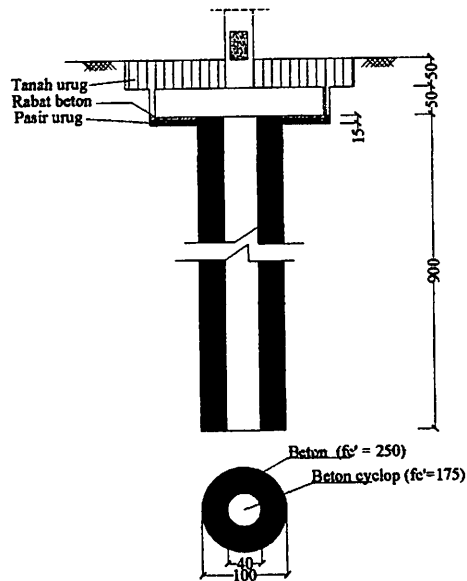
$$F_y = 103498,57 \text{ kg}$$

$$F_z = 710,035 \text{ kg}$$

$$M_x = 991,609 \text{ kgm}$$

$$M_y = 8,595 \text{ kgm}$$

$$M_z = 2954,891 \text{ kgm}$$



Gambar 4.17. Pondasi sumuran tipe 3

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 1000 cm = 10.00 m
2. Panjang pondasi sumuran (L) = 900 cm = 9.00 m
3. Diameter Luar (D_{luar}) = 100 cm = 1,00 m
4. Tebal dinding tepi direncanakan = 60 cm = 0,60 m
5. Diameter dalam (D_{dalam}) = 40 cm = 0,40 m

$$\begin{aligned}
6. \text{ Luas penampang } (A_p)_{\text{tiang}} &= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{luar}}^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{\text{dalam}}^2)) \\
&= ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 100^2) - (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2)) \\
&= 6594 \text{ cm}^2 \\
&= 0,6594 \text{ m}^2 \\
7. \text{ Keliling tiang } (p) &= \pi \cdot D \\
&= \pi \cdot 100 \\
&= 314 \text{ cm} \\
&= 3,14 \text{ m} \\
8. \text{ Faktor keamanan (SF)} &= 2,5
\end{aligned}$$

4.3.3.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

c. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A = Luas penampang

3. Untuk dinding sumuran ($f'c = 250$)

$$\begin{aligned}
Q_{d1} &= 0.85 \times f'c \times A_p \\
&= (0.85 \times 250) \times 6594 \\
&= 1401225 \text{ kg}
\end{aligned}$$

4. Untuk beton cyclop ($f'c = 175$)

$$\begin{aligned}
Q_{d2} &= (0.85 \times f'c) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\
&= (0.85 \times 175) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 40^2) \\
&= 186830 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{d_1} + Q_{d_2} \\ &= 1401225 + 186830 \\ &= 1588055 \text{ kg} \end{aligned}$$

d. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

Dimana :

- Q_{ult} = daya dukung ultimit pondasi sumuran
- Q_p = daya dukung ultimit ujung pada tiang
- Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

3. Daya dukung ultimit ujung pada tiang

$$Q_p = (40 \times N_b \times A_p)$$

Dimana :

N_b = Nilai SPT pada ujung pondasi

A_p = luas dasar tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times 12 \times 0,6594) \\ &= 316,512 \text{ ton} = 316512 \text{ kg} \end{aligned}$$

4. Daya dukung ultimit selimut pada tiang

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{rata-rata} \cdot A_s$$

Dimana :

Q_s = daya dukung ultimit selimut pada tiang

A_s = luas selimut tiang = $P \times L$

$$= 3,14 \times 9 = 28,26 \text{ m}^3$$

$$N_{\text{rata-rata}} = (2+2+2,5+4+4,5+4,5+4+6+8+12)/10 = 4,95$$

$$Q_s = 0,1 \cdot N_{\text{rata-rata}} \cdot A_s$$

$$= 0,1 \times 4,95 \times 28,26$$

$$= 13,9887 \text{ ton} = 13988,7 \text{ kg}$$

$$Q_{\text{ult}} = Q_p + Q_s$$

$$= 316512 + 13988,7$$

$$= 330500,7 \text{ kg}$$

Dari kedua hasil perhitungan daya dukung tiang diatas diambil daya dukung tiang yang terkecil yaitu 330500,7 kg

$$Q_{\text{ijin}} = \frac{330500,7}{2,5}$$

$$= 132200,28 \text{ kg}$$

4.3.3.2 Jumlah Tiang Pondasi Sumuran yang Diperlukan

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh:

$$103498,57 \text{ kg}$$

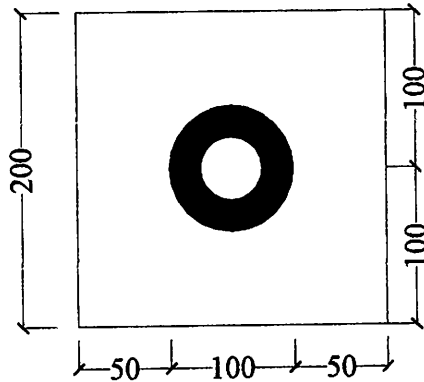
$\sum V_u$ = Beban bangunan atas (beban vertikal)

$$= 103498,57 \text{ kg}$$

$$n = \frac{\sum V_u}{Q_{\text{ijin}}}$$

$$= \frac{103498,57}{132200,28}$$

$$= 0,783 \sim 1 \text{ buah}$$



Gambar 4.18. Posisi Pondasi sumuran tipe 3

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

$$\begin{aligned} \text{Berat poer} &= [(2 \cdot 2 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 2400 \times 1,2 \\ &= 6120 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tanah urug} &= [(2 \cdot 2 \cdot 0,5) - (0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)] \times 1700 \times 1,2 \\ &= 3825 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= ((2400 \times A_p) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2) \times 2200)) \times L \\ &= ((2400 \times 0,6594) + ((\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 40^2) \times 2200)) \times 9 \\ &= 16729,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= V + \text{berat poer} + \text{berat tanah urug} + W_p \\ &= 103498,57 + 6120 + 3825 + 16729,92 \\ &= 130173,49 \text{ kg} < Q_{\text{tiang}} = 132200,28 \text{ kg} \quad (\text{aman}) \end{aligned}$$

4.3.3.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Sumuran

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertical adalah sebagai berikut :

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

Dimana :

S_1 = penurunan batang tiang

S_2 = penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang

S_3 = penurunan yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

➤ Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_1)

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :

Q_{wp} = beban vertical yang diterima pondasi

Q_{ws} = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

A_p = luas penampang tiang

E_p = modulus elastisitas tanah

L = panjang tiang

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi

$$S_1 = \frac{(130173,49) + 0,5 \times 13988,7) \cdot 9}{0,6594 \times 2000000}$$
$$= 0,007 \text{ m} = 0,7 \text{ cm}$$

➤ Penurunan dari ujung tiang (S_2)

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koefisien empiris

$$S_2 = \frac{(130173,49) \times 0,06}{0,8 \times 316512}$$

$$= 0,003 \text{ m} = 0,03 \text{ cm}$$

➤ Penurunan akibat pengalihan beban (S_3)

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

Dimana : C_s = sebuah konstanta empiris

$$= \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p$$

Nilai-nilai C_p dapat dilihat pada table 4.3.

Tabel 4.7. Nilai Koefisien C_p

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor/Sumuran
Pasir (Padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

(Sumber : Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, hal.80)

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{10}{0,8}} \right) 0,06$$

$$= 0,089$$

$$S_3 = \frac{13988,7 \times 0,089}{9 \times 316512}$$

$$= 0,0004 \text{ m} = 0,043$$

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{total}} = 0,7 + 0,3 + 0,043$$

$$= 1,043 \text{ cm} < 5 \text{ cm (memenuhi)}$$

4.3.3.4 Perhitungan Penulangan Pondasi Sumuran

$$\text{Beban Total (Pu)} = 130173,49 \text{ kg}$$

$$M_x = 991,609 \text{ kg}$$

$$M_z = 2954,891 \text{ kg}$$

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

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

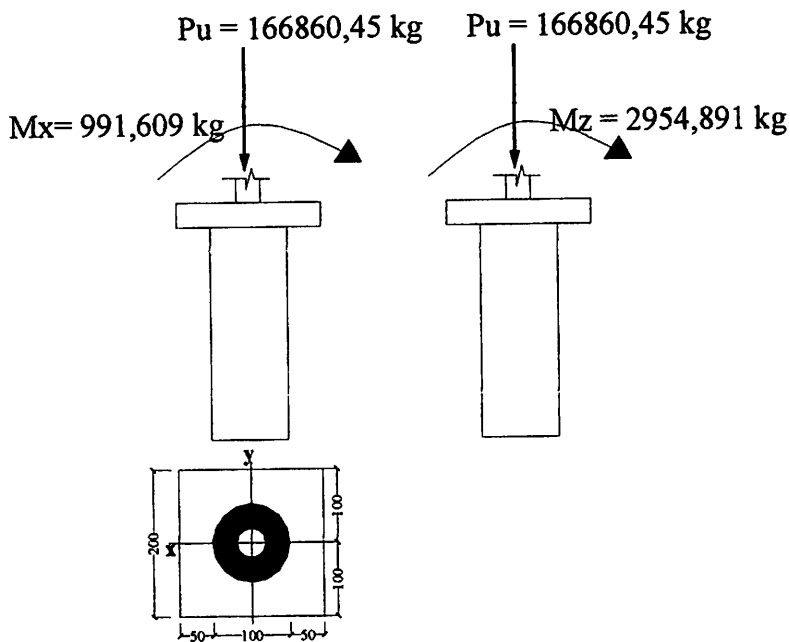
$$Y_{\text{maks}} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{\text{min}} = 0 \text{ m}$$

$$n = 1 \text{ buah}$$

$$n_x = 1 \text{ buah}$$

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



Gambar 4.19. Titik koordinat sumuran tipe ringan

a) **Penulangan Poer Pondasi Sumuran**

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari table P2.3 (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai Mye

Tabel 4.8. Pelat : Stiglet/Wipel

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

❖ **Penulangan Poer Arah Z**

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

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mz = P \times mye$$

$$= 130173,49 \times 0,32 = 41655,517 \text{ kgm}$$

$$= 41655,517 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 2 m)}$$

$$Mu = \frac{41655,517 \times 10^4}{2,0} = 20827,758 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20827,758 \times 10^4}{0,8} = 26034,698 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{26034,698 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 1,53}{320}} \right] = 0,0049 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0049$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 2021,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{2021,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} = 4,119 \sim 5 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{ada}} &= n \times \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \right) \\
 &= 5 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \right) \\
 &= 2453,125 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 2021,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{2021,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2}} = 242,733 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 5D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 10 D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$\begin{aligned}
 A_{S_{tekan}} &= 20\% \times A_{S_{perlu}} \\
 &= 20\% \times 2021,25 = 404,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

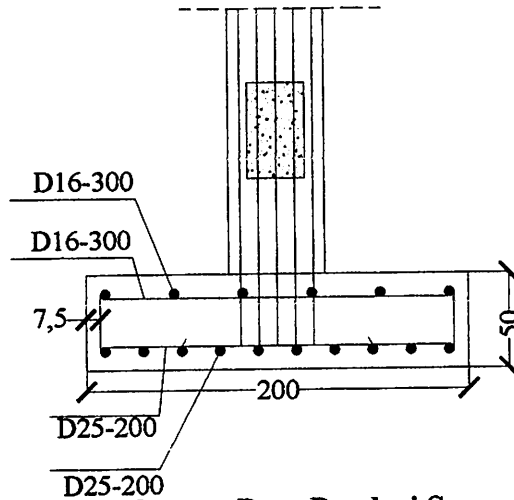
$$n = \frac{A_{S_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{404,25}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,012 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{ada}} &= n \times \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \right) \\
 &= 3 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \\
 &= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{S_{tekan}} = 404,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{\frac{A_{S_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}} \\
 &= \frac{1000}{\frac{404,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}} = 497,118 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 3D₁₆ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 2,0 meter yaitu 6 D₁₆



Gambar 4.20. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe ringan arah Z

❖ **Penulangan Poer Arah X**

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

$$Mze = 0,32$$

$$Mu = Mz = P \times mye$$

$$= 130173,49 \times 0,32 = 41655,517 \text{ kgm}$$

$$= 41655,517 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 2 m)}$$

$$Mu = \frac{41655,517 \times 10^4}{2,0} = 20827,758 \times 10^4 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20827,758 \times 10^4}{0,8} = 26034,698 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D_{25}

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{26034,698 \times 10^4}{1000 \times 412,5^2} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 25}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,03681 \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,02761$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,059} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 1,53}{320}} \right] = 0,0049 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0049$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0049 \times 1000 \times 412,5$$

$$= 2021,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 4,119 \sim 5 \text{ tulangan}$$

$$A_{S\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 5 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 2453,125 \text{ mm}^2 > A_{S\text{ perlu}} = 2021,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{2021,25}{1/4 \times \pi \times 25^2}} = 242,733 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 5D₂₅ (tinjauan 1 m)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 10D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{S\text{ tekan}} = 20\% \times A_{S\text{ perlu}}$$

$$= 20\% \times 2021,25 = 404,25 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{404,25}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,012 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$A_{S\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

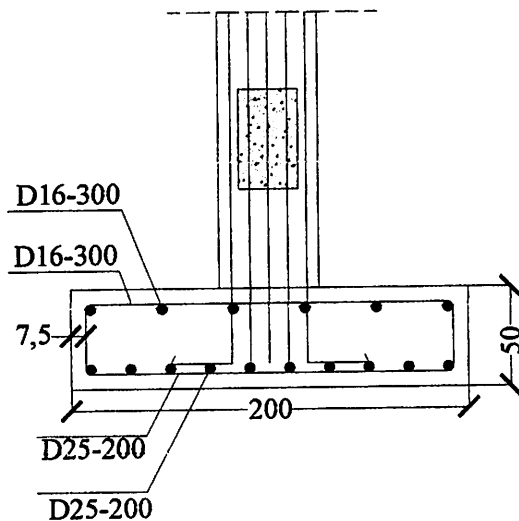
$$= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{S\text{ tekan}} = 404,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{404,25}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 497,118 \text{ mm} \sim 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = $3D_{16}$ (tinjauan 1 m)

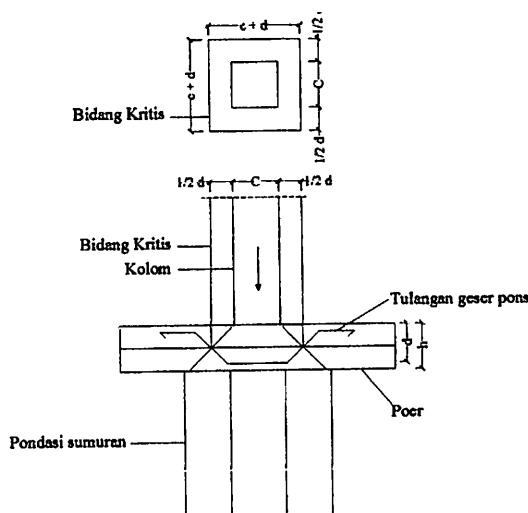
Maka jumlah tulangan untuk Lebar pondasi 2,0 meter yaitu $6D_{16}$



Gambar 4.21. Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe ringan arah X

❖ **Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom pada Pons**

Perencanaan tulangan geser pons untuk aksi 2 arah harus didasarkan pada persamaan SNI 03-2847-2002 pasal (13.4) dimana kuatgeser V_n tidak boleh lebih besar dari kuat geser V_c .



Gambar 4.22. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

Dimana nilai $V_u = 103498,57 \text{ kg}$ (dari hasil Staad Pro)

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times b_o \times d$$

$d = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok}$

$$= 500\text{mm} - 75\text{mm} - (\frac{1}{2} 25)$$

$$= 412,5 \text{ mm}$$

$$b_o = 2 \times (c + d) + 2 \times (c + d)$$

$$= 2 \times (400 + 412,5) + 2 \times (400 + 412,5)$$

$$= 3250 \text{ mm}$$

Maka :

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{25} \times 3250 \times 412,5$$

$$= 2234375 \text{ N} = 223437,5 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 2234375$$

$$= 1340625 \text{ N} = 134062,5 \text{ kg}$$

Karena $V_c = 134062,5 \text{ kg} > V_u = 103498,57 \text{ kg}$ maka pons

pondasi sumuran tidak memerlukan tulangan geser terhadap

kolom.

b) Penulangan Pondasi Sumuran

❖ Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

$$P_u = 130173,49 \text{ kg}$$

$$M_{\text{maks}} (M_z) = 2954,891 \text{ kgm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } (f_y) = 320 \text{ MPa}$$

Diameter luar sumuran	= 1,0 m = 1000 mm
Diameter dalam sumuran	= 0.4 m = 400 mm
Tinggi sumuran	= 9,0 m
Tebal selimut	= 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002)

Perhitungan penulangan kaison sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

1) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

Dicoba menggunakan tulangan pokok D_{25} dan tulangan sengkang D_{16}

$$\begin{aligned} \text{Tebal selimut efektif (d')} &= \text{tebal selimut} + \emptyset \text{ tul. sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ tul. pokok} \\ &= 75 + 16 + (\frac{1}{2} \times 25) \\ &= 103.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter efektif (Deff)}_1 &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103.5) \\ &= 793 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter efektif (Deff)}_2 &= D_{\text{dalam}} + (2 \times d') \\ &= 400 + (2 \times 103.5) \\ &= 607 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Luas penampang sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (\frac{1}{4} \times \pi \times 1000^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times 400^2) \\ &= 659400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

3) Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas tiang (A_g).

$$\begin{aligned}
 A_{st} &= 3 \% \times A_g \\
 &= 3 \% \times 659400 \\
 &= 19782 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\
 &= \frac{19782}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 40,32 \approx 41 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{S_{ada}} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\
 &= 41 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 20115,625 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{S_{ada}} = 20115,625 \text{ mm}^2 > A_{st} = 19782 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

Jumlah tulangan untuk tepi luar pondasi :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{total} \\
 &= \frac{793}{793+607} \times 41 \\
 &= 23,224 \sim 23 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan untuk tepi dalam pondasi :

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{Deff1}{Deff1+Deff2} \times n_{total} \\
 &= \frac{607}{793+607} \times 41 \\
 &= 17,776 \sim 18 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_{s'} = 1/2 \times A_{st} \\
 &= 1/2 \times 19782 \\
 &= 9891 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times D_{eff}}{n}$$

$$Stepi\ luar = \frac{\pi \times 793}{23}$$

$$= 108,262\text{ mm} \approx 100\text{ mm} > 50\text{ mm (ok)}$$

$$Stepi\ dalam = \frac{\pi \times 607}{18}$$

$$= 105,888\text{ mm} \approx 100\text{ mm} > 50\text{ mm (ok)}$$

4) Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

o Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

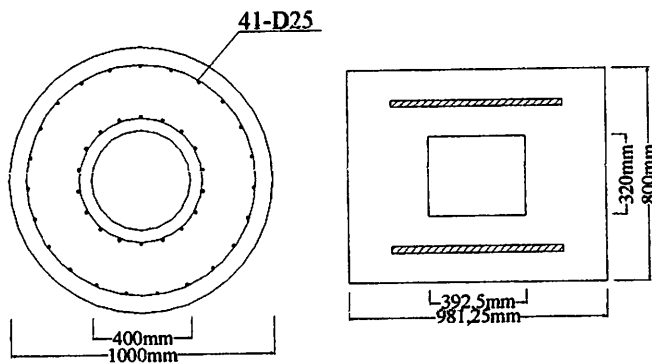
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 1000 = 800\text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 400 = 320\text{ mm}$$

o Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{luar}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1000^2}{800} = 981,25\text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 400^2}{320} = 392,5\text{ mm}$$



Gambar 4.23. Kolom Segi Empat Ekuivalen

○ Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$\begin{aligned}d_b &= t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 800 - 103.5 \\ &= 696,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}c_b &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 696,5}{600 + 320} \\ &= 454,239 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}a_b &= \beta_1 \times c_b \\ &= 0,85 \times 454,239 \\ &= 386,103 \text{ mm}\end{aligned}$$

○ Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$\begin{aligned}f'_s &= \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{600 \times (454,239 - 103.5)}{454,239} \\ &= 463,288 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

○ Beban Ultimate Beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}P_{ub} &= \{[0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [A_s' \times f'_s] + [A_s \times f_y]\} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 25 \times 386,103 \times 981,25) + (98917 \times 463,288) + \\ &\quad (9891 \times 320)\} \times 10^{-3}\end{aligned}$$

$$= 57043,029 \text{ kN}$$

- Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$M_{ub} = \left\{ (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{t_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (A_s' \times f_s \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) + (A_s \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) \right\} \times 10^{-6}$$

$$= \left\{ (0,85 \times 25 \times 981,25 \times 386,103 \times \left[\frac{800}{2} - (1/2 \times 386,103) \right]) + (98917 \times 463,288 \times (1/2 \times (793 - 103,5))) + (98917 \times 320 \times (1/2 \times (793 - 103,5))) \right\} \times 10^{-6}$$

$$= 6552,467 \text{ kNm}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

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

$$= \frac{6552,467}{57043,029} = 0,115 \text{ mm}$$

- Eksentrisitas beban (e)

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

$$= \frac{2954,891}{130173,49} = 0,023 \text{ mm}$$

Karena $e = 0,023 \text{ mm} < e_b = 0,115 \text{ mm}$, dengan demikian tiang sumuran ini menerima momen akibat beban di atasnya yang besar dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan, maka pondasi direncanakan menerima tekan.



5) Memeriksa kekuatan kaisan bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{19782}{659400} \\ &= 0,03\end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (D_s)

$$\begin{aligned}(D_s) &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103,5) \\ &= 793 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

- Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (P_n)

$$\begin{aligned}P_n &= \frac{A_s' f_y}{\frac{e}{(d - d_s)} + 0,5} + \frac{A_g f'_c}{\frac{3he}{d^2} + 1,18} \\ &= \frac{9891 \times 320}{\frac{0,115}{(1000 - 75)} + 0,5} + \frac{659400 \times 25}{\frac{3 \times 1000 \times 0,115}{1000^2} + 1,18} \\ &= 20294922,01 \text{ kg}\end{aligned}$$

6) Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,75 \times p_n \\ &= 0,75 \times 20294922,01 \\ &= 15221191,51 > P_3 = 130173,49 \text{ kg} \dots \dots \dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

❖ **Perhitungan Tulangan Spiral**

Data perencanaan :

$$f'c = 25 \text{ Mpa}$$

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral (ds)} = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1000^2) - (1/4 \times \pi \times 400^2) \\ &= 659400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter inti sumuran (D_c)

$$\begin{aligned} D_c &= \phi \text{ tiang} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 1000 - (2 \times 75) \\ &= 850 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2) \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 850^2 - (1/4 \times \pi \times 400^2) \\ &= 441562,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'c}{fy} \dots\dots\dots (\text{Istimawan Dipohusodo : 328})$$

$$= 0,45 \left(\frac{659400}{441562,5} - 1 \right) \frac{25}{320}$$

$$= 0.017$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S = \frac{4 \times A_s (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 200.96 \times (850 - 16)}{850^2 \times 0,017}$$

$$= 54,582 \text{ mm} \rightarrow 50 \text{ mm}$$

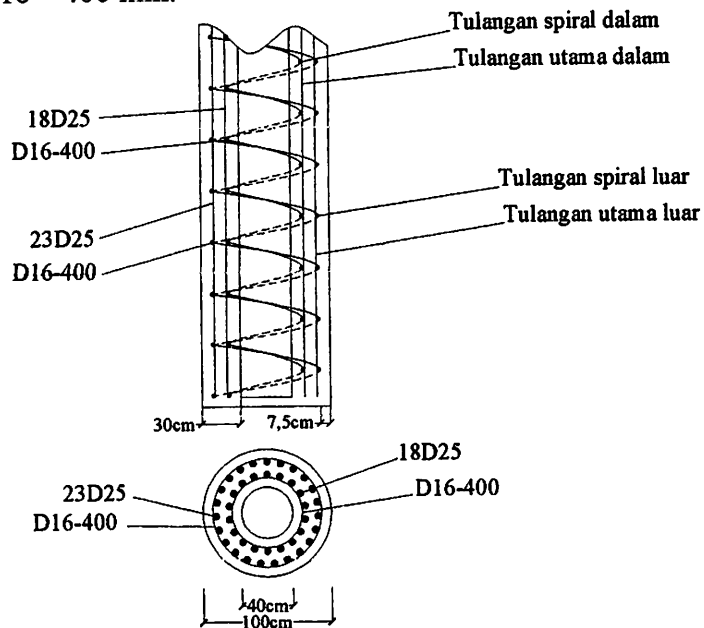
Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

Dari ketiga hasil di atas diambil $s = 400 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 41D₂₅ mm dan tulangan spiral $\phi 16 - 400 \text{ mm}$.



Gambar 4.24. Penulangan Pondasi Sumuran tipe ringan

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Dari proses perhitungan yang telah dilakukan pada skripsi ini, maka dapat disimpulkan pondasi sumuran dapat digunakan karena memenuhi syarat perhitungan yang telah ditentukan. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut ini :

Tabel 5.1. Hasil Perencanaan Pondasi Sumuran

No.	Spesifikasi	Beban tipe Berat	Beban tipe Sedang	Beban tipe Ringan
1.	Dimensi Tiang	Ø 160 cm	Ø 120 cm	Ø 100 cm
2.	Kedalaman Pondasi	10 m	10 m	10 m
3.	Jumlah Tiang	1	1	1
4.	ΣV	324225,71 kg	160094,96 kg	130173,49 kg
5.	Qd	4090242 kg	2221942,5 kg	1588055 kg
6.	Q ijin	340536,768 kg	169492,176 kg	132200,28 kg
7.	Penurunan	3,727 cm	1,241 cm	1,043
8.	Luas Poer	3 m × 3 m	2,5 m × 2,5 m	2 m × 2 m
9.	Tebal Poer	0,5 m	0,5 m	0,5 m
10.	Tul. Tarik Arah X	D25-130	D25-200	D25-200
11.	Tul. Tekan Arah X	D16-250	D16-300	D16-300
12.	Tul. Tarik Arah Z	D25-130	D25-200	D25-200
13.	Tul. Tekan Arah Z	D16-250	D16-300	D16-300
14.	Tul. Geser Pons	D16-200	-	-
15.	Tulangan pokok tiang	106 D25	52 D25	41 D25
16.	Tulangan spiral tiang	Ø16 - 400	Ø16 - 400	Ø16 - 400

- a) Dimensi pondasi yang diambil pada perencanaan adalah Ø 160 cm untuk tipe pondasi dengan kolom berat, Ø 120 cm untuk tipe pondasi dengan kolom sedang dan Ø 100 cm untuk tipe pondasi dengan kolom ringan pada kedalaman 10 meter.

- b) Jumlah beban vertical ($\sum V$) sepenuhnya diterima oleh tiang sumuran dengan jumlah 1 tiang pada semua pondasi dengan diameter yang berbeda yaitu \emptyset 160 cm untuk tipe pondasi dengan kolom berat, \emptyset 120 cm untuk tipe pondasi dengan kolom sedang dan \emptyset 100 cm untuk tipe pondasi dengan kolom ringan.
- c) Semakin besar beban vertikal yang diterima pondasi maka semakin besar penurunan yang terjadi.
- d) Semakin besar beban vertikal dan momen pada pondasi maka semakin banyak tulangan yang diperlukan pada pondasi tersebut.
- e) Dinding pondasi sudah kuat menahan beban maka material pengisinya bisa diganti dengan pasir atau sirtu.

5.2 Saran

1. Dalam merencanakan suatu struktur pondasi harus didukung dengan data teknis baik didapat dari hasil di lapangan maupun pengujian di laboratorium agar hasil perencanaan yang diperoleh bisa optimal.
2. Dalam perencanaan suatu struktur pondasi diperlukan ketelitian yang ekstra mulai dari awal pengerjaan. Jika terjadi kekeliruan pada awal pengerjaan akan berpengaruh pada perhitungan selanjutnya.

DAFTAR PUSTAKA



- Anonim, *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton SNI 03-2847-2002*.
- Anonim, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983*.
- Asiyanto. 2007. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta : Penerbit Universitas Indonesia.
- Badan Standardisasi Nasional. 2002. SNI 03-1726-2002 *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*. Jakarta : BSN.
- Christady Hardiyatmo, Hary. 2011. *Analisa dan Perencanaan Fondasi II Edisi Kedua*. Yogyakarta : Gaja Mada University Press.
- Christady Hardiyatmo, Hary. 2010. *Analisa dan Perencanaan Fondasi II Edisi Kedua*. Yogyakarta : Gaja Mada University Press.
- 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.
- Nawi, E. G. 2010. *Beton Bertulang*. Bandung : PT Rafika Aditama.
- Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta : Penerbit Andi.
- Rahardjo. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : GCC Universitas Katolik Parahyangan.
- Sosarodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita.

LAMPIRAN



PT. ESTANA ENGINEERING, Inc.

A 2.1. BORING LOG

BOREHOLE #: DB - 1

PROJECT: Gedung Kampus FKH UNIBRAW Malang

GROUND WATER LEVEL: Un'corrected

LOCATION: Purcak Dieng - Malang

DEPTH: 40 m

GROUND SURFACE LEVEL: ± 0.00 m

DEPTH (m)	S.C.L DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST			ATTERBERG LIMITS											
		0	10	20	30	TYPE	c	ϕ	0	20	40	60	80	100	γ	Gs	eo	Sr		
0						UCT	0.29	-	32	58	59			1.54	2.57	1.65	92			
1																				
2																				
3	Silt and clay, dark brown to brown, inorganic, trace to little sand, soft to stiff.																			
4						QT	0.42	27	33	49	55			1.58	2.53	1.48	94			
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10	Silt and clay, dark brown to brown, inorganic, trace to some sand, stiff to very stiff.																			
11																				
12																				
13																				
14																				
15																				
16	Silt and sand, grayish brown to brown, cemented at some depth, dense to very dense.																			
17																				
18																				
19																				
20																				
21																				
22																				
23	Silt and clay, brown, inorganic, trace sand, stiff to very stiff.																			
24																				
25																				
26																				
27																				
28																				
29																				
30																				
31																				
32																				
33																				
34																				
35																				
36																				
37																				
38																				
39																				
40	Silt and sand, brown, medium.																			
41																				
42																				
43																				
44																				
45																				
46																				
47																				
48																				
49																				
50	End of Boring.																			

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 35 % = Some
 35 to 50 % = And

- ▣ = Indisturbed sample
- ⊠ = SPT
- ⊡ = Core sample
- c = Cohesion intercept, kg/cm²
- ϕ = Internal friction angle, deg

- SPT = Standard penetration test (Blows / ft)
- UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
- CU = Triaxial, Consolidated undrained
- Vant = Vane shear test
- UCT = Unconfined compression strength, kg/cm²
- QT = Direct shear, quick test.

- = Wn = Moisture content, %
- = Wp = Plastic limit, %
- △ = L = Liquid limit, %
- γ = Bulk density, 1/m³
- Gs = Specific gravity
- eo = Void ratio
- Sr = Saturation, %



TLSTANA ENGINEERING, Inc.

A.2.2. BORING LOG

BOREHOLE # DB - 2

PROJECT : Gedung Kampus FKH UNIBRAW Malang
LOCATION : Puncak Dieng - Malang

DEPTH : 35 m

GROUND WATER LEVEL : Unrecorded
GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

DEPTH m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS				γ	G _s	e ₀	S _r		
		0	10	20	30	40	50	TYPE	c	φ	0	20	40					60	100
0																			
1																			
2	Silt and clay, brown, inorganic, trace sand, soft.			4				UU	0.11	16			32	53	60	1.53	2.56	1.38	92
3				3															
4																			
5	Silt and sand, dark brown to brown, medium.					24													
6								QT	0.32	26			31	52	56	1.56	2.61	1.61	91
7				6															
8																			
9				5															
10																			
11	Silt and clay, brown, inorganic, trace to little sand, medium.																		
12				7															
13																			
14				7															
15						15													
16																			
17	Silt and sand, brown, trace clay, cemented at some depth, medium to dense.																		
18						15													
19																			
20																			
21																			
22																			
23																			
24	Silt and clay, brown inorganic, trace sand, medium to stiff.																		
25																			
26																			
27																			
28																			
29																			
30																			
31																			
32	Silt and sand, brown, trace to little clay, medium.																		
33																			
34																			
35																			
36	End of boring.																		
37																			
38																			
39																			
40																			

NOTE:

0 to 10 % = Trace
 10 to 20 % = Little
 20 to 50 % = Some
 50 to 100 % = And

- ☐ = Undisturbed sample
- ⊗ = SPT
- ⊠ = Core sample
- c = Cohesion intercept, kg/cm²
- φ = Internal friction angle, deg

- SPT = Standard penetration test (blows / ft)
- UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
- CU = Triaxial, Consolidated undrained
- Vane = Vane shear test
- UCS = Unconfined compression strength, kg/cm²
- QT = Direct shear, quick test

- = W_n = Moisture content, %
- = W_p = Plastic limit, %
- ⊙ = W_L = Liquid limit, %
- Δ = γ = Bulk density, kN/m³
- γ_s = Specific gravity
- e₀ = Void ratio
- S_r = Saturation, %

A.2.3. BORING LOG

BOREHOLE # : DB - 3

PROJECT : Gedung Kampus FKH UNIBRAW Malang
 LOCATION : Puncak D'eng - Malang

DEPTH : 30 m

GROUND WATER LEVEL : Unrecorded
 GROUND SURFACE LEVEL : ± 0.00 m

DEPTH m.	SOIL DESCRIPTION	STANDARD PENETRATION TEST				STRENGTH TEST				ATTERBERG LIMITS				γ	Gs	e ₀	Sr	
		0	10	20	30	TYPE	C	φ	0	20	40	60	80					100
0																		
1																		
2																		
3																		
4	Silt and clay, dark brown to brown, inorganic, trace to little sand, soft to medium.					QT	0.20	21				34	59	65	1.55	2.57	1.62	92
5																		
6																		
7																		
8						QT	0.44	28				39	52	59	1.59	2.56	1.45	92
9																		
10																		
11																		
12	Silt and clay, brown, inorganic, trace to little sand, cemented at some depth, stiff to very stiff.																	
13																		
14																		
15																		
16																		
17	Silt and sand, grayish brown to brown, trace clay, cemented at some depth dense																	
18																		
19	Silt and sand, grayish brown to brown, cemented, very dense.																	
20																		
21																		
22																		
23																		
24																		
25	Silt and clay, brown, inorganic, trace to little sand, stiff to very stiff.																	
26																		
27																		
28																		
29																		
30																		
31	End of Boring.																	
32																		
33																		
34																		
35																		
36																		
37																		
38																		
39																		
40																		

NOTE:

- 0 - 10 % = Trace
- 10 - 20 % = LPSd
- 20 - 25 % = Some
- 25 to 50 % = A2d

- ☐ = Unfisturbed sample
- ⊗ = SPI
- ⊠ = Core sample
- ⊙ = Cohesion Interior, k-g/cm²
- ⊕ = Internal Friction, α, deg

- SPT = Standard penetration test (blows / ft)
- UU = Triaxial, Unconsolidated undrained
- CU = Triaxial, Consolidated undrained
- Vane = Vane shear test
- UCT = Unconfined compression strength, k-g/cm²
- QT = Direct shear, quick test

- W_n = Moisture content, %
- w_p = Plastic limit, %
- W_L = Liquid limit, %
- γ = Bulk density, k/m³
- G_s = Specific gravity
- e₀ = Void ratio
- S_r = Saturation, %

STAAD SPACE PERANCANGAN PORTAL BETON 3D

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 14-Mar-14

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

UNIT METER KG

JOINT COORDINATES

2 6 0 0; 3 9 0 0; 4 16 0 0; 5 22 0 0; 6 29 0 0; 7 32 0 0; 9 6 4 0; 10 9 4 0;
11 16 4 0; 12 22 4 0; 13 29 4 0; 14 32 4 0; 16 6 8 0; 17 9 8 0; 18 16 8 0;
19 22 8 0; 20 29 8 0; 21 32 8 0; 44 6 0 3; 45 9 0 3; 46 16 0 3; 47 22 0 3;
48 29 0 3; 49 32 0 3; 51 6 4 3; 52 9 4 3; 53 16 4 3; 54 22 4 3; 55 29 4 3;
56 32 4 3; 58 6 8 3; 59 9 8 3; 60 16 8 3; 61 22 8 3; 62 29 8 3; 63 32 8 3;
66 9 12 3; 67 16 12 3; 68 22 12 3; 69 29 12 3; 73 9 16 3; 74 16 16 3;
75 22 16 3; 76 29 16 3; 80 9 20 3; 81 16 20 3; 82 22 20 3; 83 29 20 3;
86 6 0 8; 87 9 0 8; 88 16 0 8; 89 22 0 8; 90 29 0 8; 91 32 0 8; 93 6 4 8;
94 9 4 8; 95 16 4 8; 96 22 4 8; 97 29 4 8; 98 32 4 8; 100 6 8 8; 101 9 8 8;
102 16 8 8; 103 22 8 8; 104 29 8 8; 105 32 8 8; 108 9 12 8; 109 16 12 8;
110 22 12 8; 111 29 12 8; 115 9 16 8; 116 16 16 8; 117 22 16 8; 118 29 16 8;
122 9 20 8; 123 16 20 8; 124 22 20 8; 125 29 20 8; 128 6 0 13; 129 9 0 13;
130 16 0 13; 131 22 0 13; 132 29 0 13; 133 32 0 13; 135 6 4 13; 136 9 4 13;
137 16 4 13; 138 22 4 13; 139 29 4 13; 140 32 4 13; 142 6 8 13; 143 9 8 13;
144 16 8 13; 145 22 8 13; 146 29 8 13; 147 32 8 13; 150 9 12 13; 151 16 12 13;
152 22 12 13; 153 29 12 13; 157 9 16 13; 158 16 16 13; 159 22 16 13;
160 29 16 13; 164 9 20 13; 165 16 20 13; 166 22 20 13; 167 29 20 13;
169 0 0 18; 170 6 0 18; 171 9 0 18; 172 16 0 18; 173 22 0 18; 174 29 0 18;
175 32 0 18; 176 0 4 18; 177 6 4 18; 178 9 4 18; 179 16 4 18; 180 22 4 18;
181 29 4 18; 182 32 4 18; 184 6 8 18; 185 9 8 18; 186 16 8 18; 187 22 8 18;
188 29 8 18; 189 32 8 18; 192 9 12 18; 193 16 12 18; 194 22 12 18;
195 29 12 18; 199 9 16 18; 200 16 16 18; 201 22 16 18; 202 29 16 18;
206 9 20 18; 207 16 20 18; 208 22 20 18; 209 29 20 18; 212 6 0 23; 213 9 0 23;
214 16 0 23; 215 22 0 23; 216 29 0 23; 217 32 0 23; 218 0 4 23; 219 6 4 23;
220 9 4 23; 221 16 4 23; 222 22 4 23; 223 29 4 23; 224 32 4 23; 226 6 8 23;
227 9 8 23; 228 16 8 23; 229 22 8 23; 230 29 8 23; 231 32 8 23; 234 9 12 23;
235 16 12 23; 236 22 12 23; 237 29 12 23; 241 9 16 23; 242 16 16 23;
243 22 16 23; 244 29 16 23; 248 9 20 23; 249 16 20 23; 250 22 20 23;
251 29 20 23; 253 0 0 28; 254 6 0 28; 255 9 0 28; 256 16 0 28; 257 22 0 28;
258 29 0 28; 259 32 0 28; 260 0 4 28; 261 6 4 28; 262 9 4 28; 263 16 4 28;
264 22 4 28; 265 29 4 28; 266 32 4 28; 268 6 8 28; 269 9 8 28; 270 16 8 28;
271 22 8 28; 272 29 8 28; 273 32 8 28; 276 9 12 28; 277 16 12 28; 278 22 12 28;
279 29 12 28; 283 9 16 28; 284 16 16 28; 285 22 16 28; 286 29 16 28;
290 9 20 28; 291 16 20 28; 292 22 20 28; 293 29 20 28; 296 6 0 33; 297 9 0 33;
298 16 0 33; 299 22 0 33; 300 29 0 33; 301 32 0 33; 303 6 4 33; 304 9 4 33;
305 16 4 33; 306 22 4 33; 307 29 4 33; 308 32 4 33; 310 6 8 33; 311 9 8 33;
312 16 8 33; 313 22 8 33; 314 29 8 33; 315 32 8 33; 318 9 12 33; 319 16 12 33;
320 22 12 33; 321 29 12 33; 325 9 16 33; 326 16 16 33; 327 22 16 33;
328 29 16 33; 332 9 20 33; 333 16 20 33; 334 22 20 33; 335 29 20 33;
338 6 0 38; 339 9 0 38; 340 16 0 38; 341 22 0 38; 342 29 0 38; 343 32 0 38;
345 6 4 38; 346 9 4 38; 347 16 4 38; 348 22 4 38; 349 29 4 38; 350 32 4 38;
352 6 8 38; 353 9 8 38; 354 16 8 38; 355 22 8 38; 356 29 8 38; 357 32 8 38;
360 9 12 38; 361 16 12 38; 362 22 12 38; 363 29 12 38; 367 9 16 38;
368 16 16 38; 369 22 16 38; 370 29 16 38; 374 9 20 38; 375 16 20 38;
376 22 20 38; 377 29 20 38; 380 6 0 43; 381 9 0 43; 382 16 0 43; 383 22 0 43;
384 29 0 43; 385 32 0 43; 387 6 4 43; 388 9 4 43; 389 16 4 43; 390 22 4 43;
391 29 4 43; 392 32 4 43; 394 6 8 43; 395 9 8 43; 396 16 8 43; 397 22 8 43;
398 29 8 43; 399 32 8 43; 402 9 12 43; 403 16 12 43; 404 22 12 43;
405 29 12 43; 409 9 16 43; 410 16 16 43; 411 22 16 43; 412 29 16 43;
416 9 20 43; 417 16 20 43; 418 22 20 43; 419 29 20 43; 422 6 0 46; 423 9 0 46;
424 16 0 46; 425 22 0 46; 426 29 0 46; 427 32 0 46; 429 6 4 46; 430 9 4 46;
431 16 4 46; 432 22 4 46; 433 29 4 46; 434 32 4 46; 436 6 8 46; 437 9 8 46;
438 16 8 46; 439 22 8 46; 440 29 8 46; 441 32 8 46; 464 25.5 4 38;
465 25.5 8 38; 466 25.5 12 38; 467 25.5 16 38; 468 25.5 20 38; 469 25.5 4 33;
470 25.5 8 33; 471 25.5 12 33; 472 25.5 16 33; 473 25.5 20 33; 474 25.5 4 28;
475 25.5 8 28; 476 25.5 12 28; 477 25.5 16 28; 478 25.5 20 28; 479 25.5 4 23;
480 25.5 8 23; 481 25.5 12 23; 482 25.5 16 23; 483 25.5 20 23; 484 25.5 4 18;
485 25.5 8 18; 486 25.5 12 18; 487 25.5 16 18; 488 25.5 20 18; 489 25.5 4 13;
490 25.5 8 13; 491 25.5 12 13; 492 25.5 16 13; 493 25.5 20 13; 494 25.5 4 8;
495 25.5 8 8; 496 25.5 12 8; 497 25.5 16 8; 498 25.5 20 8; 499 25.5 4 3;
500 25.5 8 3; 501 25.5 12 3; 502 25.5 16 3; 503 25.5 20 3; 504 19 4 38;
505 19 8 38; 506 19 12 38; 507 19 16 38; 508 19 20 38; 509 19 4 33;
510 19 8 33; 511 19 12 33; 512 19 16 33; 513 19 20 33; 514 19 4 28;
515 19 8 28; 516 19 12 28; 517 19 16 28; 518 19 20 28; 519 19 4 23;
520 19 8 23; 521 19 12 23; 522 19 16 23; 523 19 20 23; 524 19 4 18;
525 19 8 18; 526 19 12 18; 527 19 16 18; 528 19 20 18; 529 19 4 13;
530 19 8 13; 531 19 12 13; 532 19 16 13; 533 19 20 13; 534 19 4 8; 535 19 8 8;
536 19 12 8; 537 19 16 8; 538 19 20 8; 539 19 4 3; 540 19 8 3; 541 19 12 3;
542 19 16 3; 543 19 20 3; 544 12.5 4 3; 545 12.5 8 3; 546 12.5 12 3;
547 12.5 16 3; 548 12.5 20 3; 549 12.5 4 8; 550 12.5 8 8; 551 12.5 12 8;
552 12.5 16 8; 553 12.5 20 8; 554 12.5 4 13; 555 12.5 8 13; 556 12.5 12 13;

557 12.5 16 13; 558 12.5 20 13; 559 12.5 4 18; 560 12.5 8 18; 561 12.5 12 18;
 562 12.5 16 18; 563 12.5 20 18; 564 12.5 4 23; 565 12.5 8 23; 566 12.5 12 23;
 567 12.5 16 23; 568 12.5 20 23; 569 12.5 4 28; 570 12.5 8 28; 571 12.5 12 28;
 572 12.5 16 28; 573 12.5 20 28; 574 12.5 4 33; 575 12.5 8 33; 576 12.5 12 33;
 577 12.5 16 33; 578 12.5 20 33; 579 12.5 8 38; 580 12.5 12 38; 581 12.5 16 38;
 582 12.5 20 38; 583 12.5 4 38; 584 12.5 4 43; 585 12.5 8 43; 586 12.5 12 43;
 587 12.5 16 43; 588 12.5 20 43; 589 19 4 43; 590 19 8 43; 591 19 12 43;
 592 19 16 43; 593 19 20 43; 594 25.5 4 43; 595 25.5 8 43; 596 25.5 12 43;
 597 25.5 16 43; 598 25.5 20 43; 599 3 4 18; 600 3 4 23; 601 3 4 28;

MEMBER INCIDENCES

1 9 10; 2 10 11; 3 11 12; 4 12 13; 5 13 14; 6 16 17; 7 17 18; 8 18 19; 9 19 20;
 10 20 21; 11 2 9; 12 3 10; 13 4 11; 14 5 12; 15 6 13; 16 7 14; 17 9 16;
 18 10 17; 19 11 18; 20 12 19; 21 13 20; 22 14 21; 23 51 52; 24 55 56; 25 58 59;
 26 62 63; 27 44 51; 28 45 52; 29 46 53; 30 47 54; 31 48 55; 32 49 56; 33 51 58;
 34 52 59; 35 53 60; 36 54 61; 37 55 62; 38 56 63; 39 59 66; 40 60 67; 41 61 68;
 42 62 69; 43 66 73; 44 67 74; 45 68 75; 46 69 76; 47 73 80; 48 74 81; 49 75 82;
 50 76 83; 51 93 94; 52 94 549; 53 95 534; 54 96 494; 55 97 98; 56 100 101;
 57 101 550; 58 102 535; 59 103 495; 60 104 105; 61 108 551; 62 109 536;
 63 110 496; 64 115 552; 65 116 537; 66 117 497; 67 122 553; 68 123 538;
 69 124 498; 70 86 93; 71 87 94; 72 88 95; 73 89 96; 74 90 97; 75 91 98;
 76 93 100; 77 94 101; 78 95 102; 79 96 103; 80 97 104; 81 98 105; 82 101 108;
 83 102 109; 84 103 110; 85 104 111; 86 108 115; 87 109 116; 88 110 117;
 89 111 118; 90 115 122; 91 116 123; 92 117 124; 93 118 125; 94 135 136;
 95 136 554; 96 137 529; 97 138 489; 98 139 140; 99 142 143; 100 143 555;
 101 144 530; 102 145 490; 103 146 147; 104 150 556; 105 151 531; 106 152 491;
 107 157 557; 108 158 532; 109 159 492; 110 164 558; 111 165 533; 112 166 493;
 113 128 135; 114 129 136; 115 130 137; 116 131 138; 117 132 139; 118 133 140;
 119 135 142; 120 136 143; 121 137 144; 122 138 145; 123 139 146; 124 140 147;
 125 143 150; 126 144 151; 127 145 152; 128 146 153; 129 150 157; 130 151 158;
 131 152 159; 132 153 160; 133 157 164; 134 158 165; 135 159 166; 136 160 167;
 137 177 178; 138 178 559; 139 179 524; 140 180 484; 141 181 182; 142 184 185;
 143 185 560; 144 186 525; 145 187 485; 146 188 189; 147 192 561; 148 193 526;
 149 194 486; 150 199 562; 151 200 527; 152 201 487; 153 206 563; 154 207 528;
 155 208 488; 156 169 176; 157 170 177; 158 171 178; 159 172 179; 160 173 180;
 161 174 181; 162 175 182; 163 177 184; 164 178 185; 165 179 186; 166 180 187;
 167 181 188; 168 182 189; 169 185 192; 170 186 193; 171 187 194; 172 188 195;
 173 192 199; 174 193 200; 175 194 201; 176 195 202; 177 199 206; 178 200 207;
 179 201 208; 180 202 209; 181 218 600; 182 219 220; 183 220 564; 184 221 519;
 185 222 479; 186 223 224; 187 226 227; 188 227 565; 189 228 520; 190 229 480;
 191 230 231; 192 234 566; 193 235 521; 194 236 481; 195 241 567; 196 242 522;
 197 243 482; 198 248 568; 199 249 523; 200 250 483; 202 212 219; 203 213 220;
 204 214 221; 205 215 222; 206 216 223; 207 217 224; 208 219 226; 209 220 227;
 210 221 228; 211 222 229; 212 223 230; 213 224 231; 214 227 234; 215 228 235;
 216 229 236; 217 230 237; 218 234 241; 219 235 242; 220 236 243; 221 237 244;
 222 241 248; 223 242 249; 224 243 250; 225 244 251; 226 261 262; 227 262 569;
 228 263 514; 229 264 474; 230 265 266; 231 268 269; 232 269 570; 233 270 515;
 234 271 475; 235 272 273; 236 276 571; 237 277 516; 238 278 476; 239 283 572;
 240 284 517; 241 285 477; 242 290 573; 243 291 518; 244 292 478; 245 253 260;
 246 254 261; 247 255 262; 248 256 263; 249 257 264; 250 258 265; 251 259 266;
 252 261 268; 253 262 269; 254 263 270; 255 264 271; 256 265 272; 257 266 273;
 258 269 276; 259 270 277; 260 271 278; 261 272 279; 262 276 283; 263 277 284;
 264 278 285; 265 279 286; 266 283 290; 267 284 291; 268 285 292; 269 286 293;
 270 303 304; 271 304 574; 272 305 509; 273 306 469; 274 307 308; 275 310 311;
 276 311 575; 277 312 510; 278 313 470; 279 314 315; 280 318 576; 281 319 511;
 282 320 471; 283 325 577; 284 326 512; 285 327 472; 286 332 578; 287 333 513;
 288 334 473; 289 296 303; 290 297 304; 291 298 305; 292 299 306; 293 300 307;
 294 301 308; 295 303 310; 296 304 311; 297 305 312; 298 306 313; 299 307 314;
 300 308 315; 301 311 318; 302 312 319; 303 313 320; 304 314 321; 305 318 325;
 306 319 326; 307 320 327; 308 321 328; 309 325 332; 310 326 333; 311 327 334;
 312 328 335; 313 345 346; 314 347 504; 315 349 350; 316 352 353; 317 353 579;
 318 354 505; 319 356 357; 320 360 580; 321 361 506; 322 367 581; 323 368 507;
 324 374 582; 325 375 508; 326 338 345; 327 339 346; 328 340 347; 329 341 348;
 330 342 349; 331 343 350; 332 345 352; 333 346 353; 334 347 354; 335 348 355;
 336 349 356; 337 350 357; 338 353 360; 339 354 361; 340 355 362; 341 356 363;
 342 360 367; 343 361 368; 344 362 369; 345 363 370; 346 367 374; 347 368 375;
 348 369 376; 349 370 377; 350 387 388; 351 391 392; 352 394 395; 353 398 399;
 354 380 387; 355 381 388; 356 382 389; 357 383 390; 358 384 391; 359 385 392;
 360 387 394; 361 388 395; 362 389 396; 363 390 397; 364 391 398; 365 392 399;
 366 395 402; 367 396 403; 368 397 404; 369 398 405; 370 402 409; 371 403 410;
 372 404 411; 373 405 412; 374 409 416; 375 410 417; 376 411 418; 377 412 419;
 378 429 430; 379 430 431; 380 431 432; 381 432 433; 382 433 434; 383 436 437;
 384 437 438; 385 438 439; 386 439 440; 387 440 441; 388 422 429; 389 423 430;
 390 424 431; 391 425 432; 392 426 433; 393 427 434; 394 429 436; 395 430 437;
 396 431 438; 397 432 439; 398 433 440; 399 434 441; 400 9 51; 401 10 52;
 402 11 53; 403 12 54; 404 13 55; 405 14 56; 406 16 58; 407 17 59; 408 18 60;
 409 19 61; 410 20 62; 411 21 63; 412 51 93; 413 52 94; 414 53 95; 415 54 96;
 416 55 97; 417 56 98; 418 58 100; 419 59 101; 420 60 102; 421 61 103;
 422 62 104; 423 63 105; 424 66 108; 425 67 109; 426 68 110; 427 69 111;

428 73 115; 429 74 116; 430 75 117; 431 76 118; 432 80 122; 433 81 123;
 434 82 124; 435 83 125; 436 93 135; 437 94 136; 438 95 137; 439 96 138;
 440 97 139; 441 98 140; 442 100 142; 443 101 143; 444 102 144; 445 103 145;
 446 104 146; 447 105 147; 448 108 150; 449 109 151; 450 110 152; 451 111 153;
 452 115 157; 453 116 158; 454 117 159; 455 118 160; 456 122 164; 457 123 165;
 458 124 166; 459 125 167; 460 135 177; 461 136 178; 462 137 179; 463 138 180;
 464 139 181; 465 140 182; 466 142 184; 467 143 185; 468 144 186; 469 145 187;
 470 146 188; 471 147 189; 472 150 192; 473 151 193; 474 152 194; 475 153 195;
 476 157 199; 477 158 200; 478 159 201; 479 160 202; 480 164 206; 481 165 207;
 482 166 208; 483 167 209; 484 176 218; 485 177 219; 486 178 220; 487 179 221;
 488 180 222; 489 181 223; 490 182 224; 491 184 226; 492 185 227; 493 186 228;
 494 187 229; 495 188 230; 496 189 231; 497 192 234; 498 193 235; 499 194 236;
 500 195 237; 501 199 241; 502 200 242; 503 201 243; 504 202 244; 505 206 248;
 506 207 249; 507 208 250; 508 209 251; 509 218 260; 510 219 261; 511 220 262;
 512 221 263; 513 222 264; 514 223 265; 515 224 266; 516 226 268; 517 227 269;
 518 228 270; 519 229 271; 520 230 272; 521 231 273; 522 234 276; 523 235 277;
 524 236 278; 525 237 279; 526 241 283; 527 242 284; 528 243 285; 529 244 286;
 530 248 290; 531 249 291; 532 250 292; 533 251 293; 534 261 303; 535 262 304;
 536 263 305; 537 264 306; 538 265 307; 539 266 308; 540 268 310; 541 269 311;
 542 270 312; 543 271 313; 544 272 314; 545 273 315; 546 276 318; 547 277 319;
 548 278 320; 549 279 321; 550 283 325; 551 284 326; 552 285 327; 553 286 328;
 554 290 332; 555 291 333; 556 292 334; 557 293 335; 558 303 345; 559 304 346;
 560 305 347; 561 306 348; 562 307 349; 563 308 350; 564 310 352; 565 311 353;
 566 312 354; 567 313 355; 568 314 356; 569 315 357; 570 318 360; 571 319 361;
 572 320 362; 573 321 363; 574 325 367; 575 326 368; 576 327 369; 577 328 370;
 578 332 374; 579 333 375; 580 334 376; 581 335 377; 582 345 387; 583 346 388;
 584 347 389; 585 348 390; 586 349 391; 587 350 392; 588 352 394; 589 353 395;
 590 354 396; 591 355 397; 592 356 398; 593 357 399; 594 360 402; 595 361 403;
 596 362 404; 597 363 405; 598 367 409; 599 368 410; 600 369 411; 601 370 412;
 602 374 416; 603 375 417; 604 376 418; 605 377 419; 606 387 429; 607 388 430;
 608 389 431; 609 390 432; 610 391 433; 611 392 434; 612 394 436; 613 395 437;
 614 396 438; 615 397 439; 616 398 440; 617 399 441; 619 176 599; 620 260 601;
 625 52 544; 626 53 539; 627 54 499; 628 388 584; 629 389 589; 630 390 594;
 631 348 464; 632 346 583; 637 397 595; 638 355 465; 639 395 585; 640 396 590;
 641 59 545; 642 60 540; 643 61 500; 648 66 546; 649 67 541; 650 68 501;
 651 362 466; 652 404 596; 653 403 591; 654 402 586; 659 73 547; 660 74 542;
 661 75 502; 662 409 587; 663 410 592; 664 411 597; 665 369 467; 670 416 588;
 671 417 593; 672 418 598; 673 376 468; 674 80 548; 675 81 543; 676 82 503;
 677 464 349; 678 465 356; 679 466 363; 680 467 370; 681 468 377; 682 469 307;
 683 470 314; 684 471 321; 685 472 328; 686 473 335; 687 474 265; 688 475 272;
 689 476 279; 690 477 286; 691 478 293; 692 464 469; 693 469 474; 694 479 223;
 695 480 230; 696 481 237; 697 482 244; 698 483 251; 699 484 181; 700 485 188;
 701 486 195; 702 487 202; 703 488 209; 704 489 139; 705 490 146; 706 491 153;
 707 492 160; 708 493 167; 709 494 97; 710 495 104; 711 496 111; 712 497 118;
 713 498 125; 714 499 55; 715 500 62; 716 501 69; 717 502 76; 718 503 83;
 719 474 479; 720 479 484; 721 484 489; 722 489 494; 723 494 499; 724 504 348;
 725 505 355; 726 506 362; 727 507 369; 728 508 376; 729 509 306; 730 510 313;
 731 511 320; 732 512 327; 733 513 334; 734 514 264; 735 515 271; 736 516 278;
 737 517 285; 738 518 292; 739 519 222; 740 520 229; 741 521 236; 742 522 243;
 743 523 250; 744 524 180; 745 525 187; 746 526 194; 747 527 201; 748 528 208;
 749 529 138; 750 530 145; 751 531 152; 752 532 159; 753 533 166; 754 534 96;
 755 535 103; 756 536 110; 757 537 117; 758 538 124; 759 539 54; 760 540 61;
 761 541 68; 762 542 75; 763 543 82; 764 544 53; 765 545 60; 766 546 67;
 767 547 74; 768 548 81; 769 549 95; 770 550 102; 771 551 109; 772 552 116;
 773 553 123; 774 554 137; 775 555 144; 776 556 151; 777 557 158; 778 558 165;
 779 559 179; 780 560 186; 781 561 193; 782 562 200; 783 563 207; 784 564 221;
 785 565 228; 786 566 235; 787 567 242; 788 568 249; 789 569 263; 790 570 270;
 791 571 277; 792 572 284; 793 573 291; 794 574 305; 795 575 312; 796 576 319;
 797 577 326; 798 578 333; 799 579 354; 800 580 361; 801 581 368; 802 582 375;
 803 583 347; 804 584 389; 805 585 396; 806 586 403; 807 587 410; 808 588 417;
 809 589 390; 810 590 397; 811 591 404; 812 592 411; 813 593 418; 814 594 391;
 815 595 398; 816 596 405; 817 597 412; 818 598 419; 819 599 177; 820 600 219;
 821 601 261; 822 599 600; 823 601 600; 824 544 549; 825 549 554; 826 554 559;
 827 559 564; 828 564 569; 829 569 574; 832 539 534; 833 534 529; 834 529 524;
 835 524 519; 836 519 514; 837 514 509; 838 509 504; 839 589 504; 840 464 594;
 841 574 583; 842 583 584; 843 545 550; 844 550 555; 845 555 560; 846 560 565;
 847 565 570; 848 570 575; 849 575 579; 850 579 585; 851 540 535; 852 535 530;
 853 530 525; 854 525 520; 855 520 515; 856 515 510; 857 510 505; 858 505 590;
 859 500 495; 860 495 490; 861 490 485; 862 485 480; 863 480 475; 864 475 470;
 865 470 465; 866 465 595; 867 546 551; 868 551 556; 869 556 561; 870 561 566;
 871 566 571; 872 571 576; 873 576 580; 874 580 586; 875 541 536; 876 536 531;
 877 531 526; 878 526 521; 879 521 516; 880 516 511; 881 511 506; 882 506 591;
 883 501 496; 884 496 491; 885 491 486; 886 486 481; 887 481 476; 888 476 471;
 889 471 466; 890 466 596; 891 547 552; 892 552 557; 893 557 562; 894 562 567;
 895 567 572; 896 572 577; 897 577 581; 898 581 587; 899 542 537; 900 537 532;
 901 532 527; 902 527 522; 903 522 517; 904 517 512; 905 512 507; 906 507 592;
 907 502 497; 908 497 492; 909 492 487; 910 487 482; 911 482 477; 912 477 472;
 913 472 467; 914 467 597; 915 548 553; 916 553 558; 917 558 563; 918 563 568;

919 568 573; 920 573 578; 921 578 582; 922 582 588; 923 543 538; 924 538 533;
 925 533 528; 926 528 523; 927 523 518; 928 518 513; 929 513 508; 930 508 593;
 931 503 498; 932 498 493; 933 493 488; 934 488 483; 935 483 478; 936 478 473;
 937 473 468; 938 468 598;
 DEFINE MATERIAL START
 ISOTROPIC CONCRETE
 E 2.1e+009
 POISSON 0.17
 DENSITY 23.5616
 ALPHA 1e-005
 DAMP 0.05
 END DEFINE MATERIAL
 MEMBER PROPERTY AMERICAN
 11 TO 22 27 32 33 38 70 75 76 81 113 118 119 124 156 157 162 163 168 202 207 -
 208 213 245 246 251 252 257 289 294 295 300 326 331 332 337 354 359 360 365 -
 388 TO 399 PRIS YD 0.4 ZD 0.4
 28 TO 31 34 TO 37 39 TO 50 71 TO 74 77 TO 80 82 TO 93 114 TO 117 120 TO 123 -
 125 TO 136 158 TO 161 164 TO 167 169 TO 180 203 TO 206 209 TO 212 -
 214 TO 225 247 TO 250 253 TO 256 258 TO 269 290 TO 293 296 TO 299 -
 301 TO 312 327 TO 330 333 TO 336 338 TO 349 355 TO 358 361 TO 364 -
 366 TO 377 PRIS YD 0.5 ZD 0.5
 52 TO 54 57 TO 59 61 TO 69 95 TO 97 100 TO 102 104 TO 112 138 TO 140 -
 143 TO 145 147 TO 155 183 TO 185 188 TO 190 192 TO 200 227 TO 229 -
 232 TO 234 236 TO 244 271 TO 273 276 TO 278 280 TO 288 314 317 318 -
 320 TO 325 625 TO 632 637 TO 643 648 TO 654 659 TO 665 670 TO 691 -
 694 TO 718 724 TO 818 PRIS YD 0.6 ZD 0.3
 1 5 6 10 23 TO 26 51 55 56 60 94 98 99 103 137 141 142 146 181 182 186 187 -
 191 226 230 231 235 270 274 275 279 313 315 316 319 350 TO 353 378 382 383 -
 387 619 620 819 TO 821 PRIS YD 0.5 ZD 0.25
 400 TO 617 692 693 719 TO 723 822 TO 829 832 TO 938 PRIS YD 0.5 ZD 0.25
 UNIT METER KG
 MEMBER PROPERTY
 2 TO 4 7 TO 9 379 TO 381 384 TO 386 PRIS YD 0.5 ZD 0.25
 UNIT METER KN
 CONSTANTS
 MATERIAL CONCRETE MEMB 1 TO 200 202 TO 617 619 620 625 TO 632 637 TO 643 648 -
 649 TO 654 659 TO 665 670 TO 829 832 TO 938
 SUPPORTS
 2 TO 7 44 TO 49 86 TO 91 128 TO 133 169 TO 175 212 TO 217 253 TO 259 -
 296 TO 301 338 TO 343 380 TO 385 422 TO 427 FIXED
 UNIT METER KG
 LOAD 1 BEBAN MATI
 MEMBER LOAD
 405 611 UNI GY -1475
 417 441 465 490 515 539 563 587 UNI GY -1698.94
 404 610 UNI GY -1847
 416 440 464 489 514 538 562 UNI GY -2255.33
 586 UNI GY -1698.94
 692 693 719 TO 723 UNI GY -2215.78
 840 UNI GY -1616.14
 403 609 UNI GY -1847
 415 439 463 488 513 537 561 UNI GY -2255.33
 585 UNI GY -2212.09
 832 UNI GY -2347.78
 833 TO 839 UNI GY -2294.89
 402 608 UNI GY -1847
 414 UNI GY -2400.67
 438 462 487 512 536 560 584 UNI GY -2255.33
 824 UNI GY -1751.84
 825 TO 829 841 842 UNI GY -2215.78
 401 607 UNI GY -1847
 413 UNI GY -1698.94
 437 461 486 511 535 559 583 UNI GY -2255.33
 400 606 UNI GY -1475
 412 436 460 534 558 582 UNI GY -1698.94
 485 510 UNI GY -2116.32
 822 823 UNI GY -1150.75
 484 509 UNI GY -689.376
 1 5 378 382 UNI GY -1475
 2 4 379 381 UNI GY -1800.09
 3 380 UNI GY -1754
 23 24 UNI GY -1847
 627 714 UNI GY -2118.95
 626 759 UNI GY -2126
 625 764 UNI GY -2082.44
 51 55 UNI GY -1847
 52 54 709 769 UNI GY -1740.71
 53 754 UNI GY -1847

94 96 98 137 139 141 182 184 186 226 228 230 270 272 274 729 734 739 744 -
749 UNI GY -1847
95 97 138 140 183 185 227 229 271 273 682 687 694 699 704 774 779 784 789 -
794 UNI GY -1740.71
313 315 UNI GY -1847
631 677 UNI GY -1788.96
314 631 677 724 UNI GY -1847
632 803 UNI GY -1740.71
350 351 UNI GY -1740.71
630 814 UNI GY -2167.2
629 809 UNI GY -2126
628 804 UNI GY -2118.95
619 620 819 821 UNI GY -516
181 820 UNI GY -804
406 411 612 617 UNI GY -478
418 423 442 447 466 471 491 496 516 521 540 545 564 569 588 593 UNI GY -628.5
410 616 UNI GY -1725
422 446 470 495 520 544 568 UNI GY -2059.89
592 UNI GY -1503.5
859 TO 865 UNI GY -2215.78
866 UNI GY -1616.14
409 615 UNI GY -1847
421 445 469 494 519 543 567 UNI GY -2255.33
591 UNI GY -2212.09
851 UNI GY -1953.76
852 TO 858 UNI GY -2294.89
408 614 UNI GY -1847
420 UNI GY -2400.67
444 468 493 518 542 566 590 UNI GY -2255.33
843 UNI GY -1751.84
844 TO 850 UNI GY -2215.78
407 613 UNI GY -1725
419 UNI GY -1503.5
443 467 492 517 541 565 589 UNI GY -2059.89
6 10 383 387 UNI GY -1391
7 9 384 386 UNI GY -1800.09
8 385 UNI GY -1754
25 26 56 60 99 103 142 146 187 191 231 235 275 279 316 319 352 353 UNI GY -1679
643 715 UNI GY -2118.95
642 760 UNI GY -2126
641 765 UNI GY -2082.44
59 710 UNI GY -1740.71
58 755 UNI GY -1847
57 770 UNI GY -1421.86
100 102 143 145 188 190 232 234 276 278 683 688 695 700 705 775 780 785 790 -
795 UNI GY -1740.71
101 144 189 233 277 730 735 740 745 750 UNI GY -1847
638 678 UNI GY -1788.96
318 725 UNI GY -1847
317 799 UNI GY -1740.71
637 815 UNI GY -2167.2
640 810 UNI GY -2405
639 805 UNI GY -2167.2
427 431 451 455 475 479 500 504 525 529 549 553 573 577 UNI GY -1659.39
597 601 UNI GY -1103
883 TO 889 907 TO 913 UNI GY -2215.78
890 914 UNI GY -1616.14
426 430 450 454 474 478 499 503 524 528 548 552 572 576 UNI GY -2255.33
596 600 UNI GY -2212.09
875 899 UNI GY -1953.76
876 TO 882 900 TO 906 UNI GY -2294.89
425 429 UNI GY -2400.67
449 453 473 477 498 502 523 527 547 551 571 575 595 599 UNI GY -2255.33
867 891 UNI GY -1751.84
868 TO 874 892 TO 898 UNI GY -2215.78
424 428 UNI GY -1103
448 452 472 476 497 501 522 526 546 550 570 574 594 598 UNI GY -1659.39
650 661 716 717 UNI GY -2118.95
649 660 761 762 UNI GY -2126
648 659 766 767 UNI GY -2082.44
63 66 711 712 UNI GY -1740.71
62 65 756 757 UNI GY -1847
61 64 771 772 UNI GY -1421.86
104 106 107 109 147 149 150 152 192 194 195 197 236 238 239 241 280 282 283 -
285 684 685 689 690 696 697 701 702 706 707 776 777 781 782 786 787 791 792 -
796 797 UNI GY -1740.71
651 665 679 680 UNI GY -1788.96
321 323 726 727 UNI GY -1847

320 322 800 801 UNI GY -1740.71
 652 664 816 817 UNI GY -2167.2
 653 663 811 812 UNI GY -2126
 654 662 806 807 UNI GY -2118.95
 432 TO 435 456 459 480 TO 483 505 TO 508 530 TO 533 554 TO 557 578 TO 581 -
 602 TO 605 915 TO 923 925 TO 938 UNI GY -228
 457 458 UNI GY -823.944
 924 UNI GY -1419.89
 67 69 110 112 153 TO 155 198 TO 200 242 TO 244 286 TO 288 324 325 670 TO 676 -
 681 686 691 698 703 708 713 718 728 733 738 743 748 763 768 773 778 783 788 -
 793 798 802 808 813 818 UNI GY -228
 68 111 753 758 UNI GY -516
 JOINT LOAD
 80 TO 83 122 125 164 167 206 209 248 251 290 293 332 335 374 377 416 TO 419 -
 503 543 548 588 593 598 FY -263.937
 513 518 523 528 533 FY -892.247
 123 124 375 376 508 538 FY -920.466
 MEMBER LOAD
 69 112 155 200 244 288 673 773 778 783 788 793 798 802 CON GY -920.466
 LOAD 2 BEBAN HIDUP
 MEMBER LOAD
 405 611 UNI GY -250
 417 441 465 490 515 539 563 587 UNI GY -400.5
 404 610 UNI GY -500
 416 440 464 489 514 538 562 UNI GY -774.417
 586 UNI GY -400.5
 692 693 719 TO 723 UNI GY -747.833
 840 UNI GY -344.854
 403 609 UNI GY -500
 415 439 463 488 513 537 561 UNI GY -774.417
 585 UNI GY -745.354
 832 UNI GY -836.547
 833 TO 839 UNI GY -801
 402 608 UNI GY -500
 414 UNI GY -872.093
 438 462 487 512 536 560 584 UNI GY -774.417
 824 UNI GY -436.047
 825 TO 829 841 842 UNI GY -747.833
 401 607 UNI GY -500
 413 UNI GY -400.5
 437 461 486 511 535 559 583 UNI GY -774.417
 400 606 UNI GY -250
 412 436 460 534 558 582 UNI GY -400.5
 485 510 UNI GY -560.7
 822 823 UNI GY -320.4
 484 509 UNI GY -160.2
 1 5 378 382 UNI GY -250
 2 4 379 381 UNI GY -468.477
 3 380 UNI GY -437.5
 23 24 51 55 94 98 137 141 182 186 226 230 270 274 313 315 350 351 UNI GY -500
 627 714 UNI GY -682.762
 626 759 UNI GY -687.5
 625 764 UNI GY -658.225
 54 709 UNI GY -428.571
 53 754 UNI GY -500
 52 769 UNI GY -214.286
 95 97 138 140 183 185 227 229 271 273 682 687 694 699 704 774 779 784 789 -
 794 UNI GY -428.571
 96 139 184 228 272 729 734 739 744 749 UNI GY -500
 631 677 UNI GY -460.996
 314 724 UNI GY -500
 632 803 UNI GY -428.571
 630 814 UNI GY -715.187
 629 809 UNI GY -687.5
 628 804 UNI GY -682.762
 619 620 819 821 UNI GY -100
 181 820 UNI GY -200
 406 411 612 617 UNI GY -100
 418 423 442 447 466 471 491 496 516 521 540 545 564 569 588 593 UNI GY -160.2
 410 616 UNI GY -350
 422 446 470 495 520 544 568 UNI GY -534.117
 592 UNI GY -160.2
 859 TO 865 UNI GY -747.833
 866 UNI GY -344.854
 409 615 UNI GY -500
 421 445 469 494 519 543 567 UNI GY -774.417
 591 UNI GY -745.354
 851 UNI GY -836.547

852 TO 858 UNI GY -801
 408 614 UNI GY -500
 420 UNI GY -872.093
 444 468 493 518 542 566 590 UNI GY -774.417
 843 UNI GY -436.047
 844 TO 850 UNI GY -747.833
 407 613 UNI GY -350
 419 UNI GY -400.5
 443 467 492 517 541 565 589 UNI GY -550.067
 6 10 383 387 UNI GY -100
 7 9 384 386 UNI GY -468.477
 8 385 UNI GY -437.5
 25 26 56 60 99 103 142 146 187 191 231 235 275 279 316 319 352 353 UNI GY -200
 643 715 UNI GY -682.762
 642 760 UNI GY -687.5
 641 765 UNI GY -658.225
 59 710 UNI GY -428.571
 58 755 UNI GY -500
 57 770 UNI GY -214.286
 100 102 143 145 188 190 232 234 276 278 683 688 695 700 705 775 780 785 790 -
 795 UNI GY -428.571
 101 144 189 233 277 730 735 740 745 750 UNI GY -500
 638 678 UNI GY -460.996
 318 725 UNI GY -500
 317 799 UNI GY -428.571
 637 815 UNI GY -715.187
 640 810 UNI GY -687.5
 639 805 UNI GY -682.762
 427 431 451 455 475 479 500 504 525 529 549 553 573 577 UNI GY -373.917
 883 TO 889 907 TO 913 UNI GY -747.833
 890 914 UNI GY -344.854
 426 430 450 454 474 478 499 503 524 528 548 552 572 576 UNI GY -774.417
 596 600 UNI GY -745.354
 875 899 UNI GY -836.547
 876 TO 882 900 TO 906 UNI GY -801
 425 429 UNI GY -872.093
 449 453 473 477 498 502 523 527 547 551 571 575 595 599 UNI GY -774.417
 867 891 UNI GY -436.047
 868 TO 874 892 TO 898 UNI GY -747.833
 448 452 472 476 497 501 522 526 546 550 570 574 594 598 UNI GY -373.917
 650 661 716 717 UNI GY -682.762
 649 660 761 762 UNI GY -687.5
 648 659 766 767 UNI GY -658.225
 63 66 711 712 UNI GY -428.571
 62 65 756 757 UNI GY -500
 61 64 771 772 UNI GY -214.286
 104 106 107 109 147 149 150 152 192 194 195 197 236 238 239 241 280 282 283 -
 285 684 685 689 690 696 697 701 702 706 707 776 777 781 782 786 787 791 792 -
 796 797 UNI GY -428.571
 105 108 148 151 193 196 237 240 281 284 731 732 736 737 741 742 746 747 751 -
 752 UNI GY -500
 651 665 679 680 UNI GY -460.996
 321 323 726 727 UNI GY -500
 320 322 800 801 UNI GY -428.571
 652 664 816 817 UNI GY -715.187
 653 663 811 812 UNI GY -687.5
 654 662 806 807 UNI GY -682.762
 67 69 110 112 153 TO 155 198 TO 200 242 TO 244 286 TO 288 324 325 432 TO 435 -
 456 459 480 TO 483 505 TO 508 530 TO 533 554 TO 557 578 TO 581 602 TO 605 -
 670 TO 676 681 686 691 698 703 708 713 718 728 733 738 743 748 763 768 773 -
 778 783 788 793 798 802 808 813 818 915 TO 923 925 TO 938 UNI GY -100
 457 458 UNI GY -400.5
 924 UNI GY -801
 68 111 753 758 UNI GY -250
 JOINT LOAD
 80 TO 83 122 125 164 167 206 209 248 251 290 293 332 335 374 377 416 TO 419 -
 503 543 548 588 593 598 FY -350
 513 518 523 528 533 FY -600
 123 124 375 376 508 538 FY -450
 MEMBER LOAD
 69 112 155 200 244 288 673 773 778 783 788 793 798 802 CON GY -450
 LOAD 3 BEBAN ANGIN TEKAN
 JOINT LOAD
 80 TO 83 122 125 164 167 206 209 248 251 290 293 332 335 374 377 416 TO 419 -
 503 543 548 588 593 598 FY -183.467
 513 518 523 528 533 FY -209.176
 123 124 375 376 508 538 FY -360.483
 MEMBER LOAD

69 112 155 200 244 288 673 773 778 783 788 793 798 802 CON GY -360.483

LOAD 4 BEBAN ANGIN HISAP

JOINT LOAD

80 TO 83 122 125 164 167 206 209 248 251 290 293 332 335 374 377 416 TO 419 -
503 543 548 588 593 598 FY 123.967
513 518 523 528 533 FY 141.335
123 124 375 376 508 538 FY 243.569

MEMBER LOAD

69 112 155 200 244 288 673 773 778 783 788 793 798 802 CON GY 243.569

LOAD 5 BEBAN GEMPA

JOINT LOAD

80 TO 83 122 TO 125 164 TO 167 206 TO 209 248 TO 251 290 TO 293 332 TO 335 -
374 TO 377 416 TO 419 FX 10916.4
80 TO 83 122 TO 125 164 TO 167 206 TO 209 248 TO 251 290 TO 293 332 TO 335 -
374 TO 377 416 TO 419 FZ 1455.52
73 TO 76 115 TO 118 157 TO 160 199 TO 202 241 TO 244 283 TO 286 325 TO 328 -
367 TO 370 409 TO 412 FX 32836.8
73 TO 76 115 TO 118 157 TO 160 199 TO 202 241 TO 244 283 TO 286 325 TO 328 -
367 TO 370 409 TO 412 FZ 4378.24
66 TO 69 108 TO 111 150 TO 153 192 TO 195 234 TO 237 276 TO 279 318 TO 321 -
360 TO 363 402 TO 405 FX 24627.6
66 TO 69 108 TO 111 150 TO 153 192 TO 195 234 TO 237 276 TO 279 318 TO 321 -
360 TO 363 402 TO 405 FZ 3283.68
16 TO 21 58 TO 63 100 TO 105 142 TO 147 184 TO 189 226 TO 231 268 TO 273 310 -
311 TO 315 352 TO 357 394 TO 399 436 TO 441 FX 13411
16 TO 21 58 TO 63 100 TO 105 142 TO 147 184 TO 189 226 TO 231 268 TO 273 310 -
311 TO 315 352 TO 357 394 TO 399 436 TO 441 FZ 2194.52
9 TO 14 51 TO 56 93 TO 98 135 TO 140 303 TO 308 345 TO 350 387 TO 392 429 -
430 TO 434 FX 10013.5
176 TO 182 218 TO 224 260 TO 266 FX 8583
9 TO 14 51 TO 56 93 TO 98 135 TO 140 177 TO 182 219 TO 224 261 TO 266 303 -
304 TO 308 345 TO 350 387 TO 392 429 TO 434 FZ 1638.57
176 260 FZ 9012.15

LOAD COMB 6 KOMBINASI 1

1 1.2 2 1.6

LOAD COMB 7 KOMBINASI 2

1 1.2 2 1.0 3 1.6 4 -1.6

LOAD COMB 8 KOMBINASI 3

1 1.2 2 1.0 4 1.6 3 -1.6

LOAD COMB 9 KOMBINASI 4

1 1.2 2 1.0 5 1.0

PERFORM ANALYSIS

START CONCRETE DESIGN

CODE ACI

FC 3e+006 MEMB 1 TO 200 202 TO 617 619 620 625 TO 632 637 TO 643 648 TO 654 -
659 TO 665 670 TO 829 832 TO 938

FYMAIN 3.2e+007 MEMB 1 TO 200 202 TO 617 619 620 625 TO 632 637 TO 643 648 -
649 TO 654 659 TO 665 670 TO 829 832 TO 938

FYSEC 2.4e+007 ALL

DESIGN BEAM 1 TO 10 23 TO 26 51 TO 69 94 TO 112 137 TO 155 181 TO 200 226 -
227 TO 244 270 TO 288 313 TO 325 350 TO 353 378 TO 387 400 TO 617 619 620 -
625 TO 632 637 TO 643 648 TO 654 659 TO 665 670 TO 829 832 TO 938

DESIGN COLUMN 11 TO 22 27 TO 50 70 TO 93 113 TO 136 156 TO 180 202 TO 225 -
245 TO 269 289 TO 312 326 TO 349 354 TO 377 388 TO 399

CONCRETE TAKE

END CONCRETE DESIGN

PRINT SUPPORT REACTION ALL

FINISH

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	4	0.02	-0.06	-0.02	-0.04	0.00	-0.03
	5	-32158.73	74194.02	-4929.76	-11764.80	-986.12	75916.19
	6	-142.89	6529.04	163.91	224.02	1.48	203.59
	7	-132.46	6259.01	152.75	208.62	1.48	188.82
	8	-132.31	6258.54	152.56	208.33	1.47	188.59
	9	-32291.12	80452.80	-4777.10	-11556.32	-984.65	76104.89
44	1	140.85	13568.77	214.04	287.09	-0.21	-208.11
	2	43.43	2843.16	58.48	78.56	0.17	-64.59
	3	0.44	6.98	0.03	0.05	0.00	-0.63
	4	-0.30	-4.71	-0.02	-0.04	0.00	0.42
	5	-32444.10	-130983.67	-6540.29	-14315.51	-837.31	78330.14
	6	238.51	20831.58	350.42	470.20	0.02	-353.08
	7	213.64	19144.39	315.42	423.21	-0.08	-316.00
	8	211.27	19106.98	315.24	422.93	-0.08	-312.65
	9	-32231.64	-111857.98	-6224.96	-13892.44	-837.39	78015.82
45	1	1270.98	63569.65	429.29	601.02	5.58	-1710.00
	2	368.78	16541.33	85.26	122.25	1.87	-498.83
	3	0.75	254.87	0.72	1.07	0.02	-1.07
	4	-0.51	-172.22	-0.49	-0.73	-0.01	0.72
	5	-76433.71	2900.91	-11778.25	-29178.01	-1027.51	186576.31
	6	2115.23	102749.71	651.57	916.83	9.68	-2850.13
	7	1895.98	93508.25	602.36	846.36	8.60	-2553.70
	8	1891.94	92141.56	598.47	840.60	8.51	-2547.96
	9	-74539.76	95725.81	-11177.83	-28334.53	-1018.96	184025.48
46	1	-217.55	104313.19	815.70	1130.86	3.77	263.62
	2	-9.58	34713.83	293.99	407.54	1.64	3.98
	3	0.13	391.50	1.53	2.23	0.01	-0.20
	4	-0.09	-264.53	-1.03	-1.51	-0.01	0.13
	5	-77403.02	-31889.32	-12818.20	-31996.66	-1045.53	187706.81
	6	-276.39	180717.95	1449.21	2009.10	7.14	322.72
	7	-270.29	160939.30	1276.92	1770.55	6.19	319.79
	8	-270.99	158840.00	1268.72	1758.60	6.13	320.86
	9	-77673.66	128000.34	-11545.38	-30232.08	-1039.37	188027.16
47	1	350.79	106205.02	812.01	1125.93	-2.58	-456.53
	2	100.65	36006.09	295.98	409.84	-1.00	-132.09
	3	-0.13	391.50	1.53	2.23	-0.01	0.20
	4	0.09	-264.53	-1.03	-1.51	0.01	-0.13
	5	-77414.21	29795.41	-12649.44	-31654.45	-1195.58	187723.66
	6	581.99	185055.78	1447.98	2006.86	-4.70	-759.18
	7	521.25	164501.77	1274.50	1766.93	-4.13	-679.39
	8	521.95	162402.45	1266.29	1754.98	-4.07	-680.45
	9	-76892.61	193247.52	-11379.04	-29893.50	-1199.68	187043.73
48	1	-1394.53	71853.95	606.98	835.54	-5.22	1855.43
	2	-459.33	21551.71	217.90	295.61	-1.76	609.82
	3	-0.75	254.87	0.72	1.07	-0.02	1.07
	4	0.51	-172.22	-0.49	-0.73	0.01	-0.72
	5	-76180.55	-3915.80	-11377.23	-28883.38	-1509.18	186253.17
	6	-2408.37	120707.48	1077.01	1475.63	-9.09	3202.23

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

WT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	7	-2134.78	108459.80	948.21	1301.14	-8.07	2839.20
	8	-2130.75	107093.11	944.33	1295.39	-7.99	2833.48
	9	-78313.31	103860.65	-10430.96	-27585.12	-1517.20	189089.50
49	1	-142.66	13609.84	215.73	288.71	0.72	204.18
	2	-44.26	2856.78	59.78	79.77	-0.02	62.84
	3	-0.44	6.97	0.03	0.05	0.00	0.62
	4	0.30	-4.71	-0.02	-0.03	0.00	-0.42
	5	-32410.18	147301.38	-5820.14	-12949.15	-960.19	78289.45
	6	-242.00	20902.66	354.53	474.08	0.83	345.57
	7	-216.63	19207.29	318.75	426.36	0.85	309.54
	8	-214.26	19169.89	318.57	426.08	0.85	306.19
	9	-32625.63	166489.95	-5501.48	-12522.93	-959.34	78597.30
86	1	138.17	16251.28	-7.57	-5.86	-1.30	-211.69
	2	46.12	3723.15	-0.74	0.25	-0.30	-69.59
	3	0.43	6.21	0.01	0.02	0.00	-0.62
	4	-0.29	-4.19	-0.01	-0.01	0.00	0.42
	5	-34909.61	-151145.05	-5906.29	-13448.56	-189.24	84267.23
	6	239.60	25458.59	-10.28	-6.64	-2.05	-365.38
	7	213.08	23241.33	-9.81	-6.75	-1.88	-325.28
	8	210.77	23208.05	-9.85	-6.83	-1.85	-321.96
	9	-34697.68	-127920.34	-5916.12	-13455.35	-191.11	83943.62
87	1	1814.86	83298.34	189.58	278.15	2.10	-2435.86
	2	401.01	19498.58	124.08	169.96	0.55	-544.26
	3	1.06	246.86	0.11	0.23	0.00	-1.49
	4	-0.72	-166.80	-0.08	-0.16	0.00	1.01
	5	-81511.62	9834.13	-10742.80	-27803.68	-36.84	199780.83
	6	2819.45	131155.72	426.02	605.71	3.40	-3793.85
	7	2581.69	120118.44	351.88	504.35	3.08	-3471.29
	8	2576.01	118794.73	351.27	503.11	3.06	-3463.29
	9	-78932.78	129290.72	-10391.22	-27299.95	-33.77	196313.55
88	1	-237.73	142762.50	12.56	61.46	1.40	282.33
	2	109.43	45390.82	0.65	16.94	0.55	-153.70
	3	0.43	771.83	0.24	0.46	0.00	-0.60
	4	-0.29	-521.50	-0.16	-0.31	0.00	0.41
	5	-83011.38	-30368.02	-11976.63	-30831.34	-111.98	201591.09
	6	-110.20	243940.31	16.12	100.86	2.56	92.88
	7	-174.70	218775.14	16.37	91.93	2.24	183.48
	8	-177.01	214636.50	15.08	89.46	2.22	186.71
	9	-83187.24	186337.81	-11960.90	-30740.64	-109.75	201776.19
89	1	365.04	147195.05	26.83	79.68	-0.94	-472.49
	2	63.64	49092.59	9.64	28.17	-0.34	-83.09
	3	-0.43	771.83	0.24	0.46	0.00	0.60
	4	0.29	-521.50	-0.16	-0.31	0.00	-0.40
	5	-83014.12	33355.38	-11902.54	-30640.59	-288.73	201594.69
	6	539.87	255182.20	47.62	140.68	-1.68	-699.94
	7	500.54	227795.97	42.48	125.01	-1.48	-648.48
	8	502.84	223657.33	41.18	122.55	-1.46	-651.69
	9	-82512.43	259082.03	-11860.71	-30516.81	-290.20	200944.61

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
90	1	-1923.53	94030.13	24.19	60.69	-1.66	2560.09
	2	-581.89	26832.63	1.32	8.80	-0.51	773.24
	3	-1.06	246.86	0.11	0.23	0.00	1.49
	4	0.71	-166.80	-0.08	-0.16	0.00	-1.00
	5	-81562.84	-8081.17	-10785.80	-28025.65	-606.65	199847.69
	6	-3239.26	155768.38	31.15	86.91	-2.80	4309.30
	7	-2892.96	140330.66	30.66	82.25	-2.51	3849.33
	8	-2887.29	139006.92	30.05	81.01	-2.49	3841.36
	9	-84452.97	131587.61	-10755.45	-27944.02	-609.15	203693.05
91	1	-147.48	16281.36	-12.71	-13.30	1.82	216.88
	2	-45.65	3688.72	-3.75	-4.22	0.39	66.21
	3	-0.43	6.20	0.01	0.02	0.00	0.62
	4	0.29	-4.19	-0.01	-0.01	0.00	-0.42
	5	-34908.30	150402.95	-5534.09	-12610.66	-360.51	84265.32
	6	-250.02	25439.59	-21.25	-22.71	2.81	366.20
	7	-223.78	23242.99	-18.98	-20.13	2.59	328.13
	8	-221.48	23209.73	-19.02	-20.22	2.56	324.81
	9	-35130.93	173629.31	-5553.09	-12630.83	-357.94	84591.80
128	1	146.38	16108.16	-9.69	-9.94	-3.23	-225.09
	2	47.11	3645.12	-3.83	-4.16	-0.78	-71.99
	3	0.42	6.48	0.01	0.01	0.00	-0.60
	4	-0.29	-4.38	0.00	-0.01	0.00	0.41
	5	-35395.65	-151858.88	-5863.75	-13358.48	201.73	85329.16
	6	251.02	25161.99	-17.76	-18.59	-5.12	-385.29
	7	223.90	22992.28	-15.44	-16.05	-4.66	-343.72
	8	221.62	22957.55	-15.48	-16.13	-4.65	-340.48
	9	-35172.89	-128883.97	-5879.21	-13374.57	197.08	84987.05
129	1	1889.97	92743.67	27.32	55.42	-0.21	-2539.74
	2	561.59	26187.68	9.19	17.36	0.00	-756.17
	3	0.82	243.02	0.07	0.14	0.00	-1.16
	4	-0.55	-164.20	-0.05	-0.09	0.00	0.79
	5	-82329.27	9915.50	-10718.59	-27773.49	323.71	201885.06
	6	3166.52	153192.70	47.49	94.28	-0.26	-4257.56
	7	2831.76	138131.66	42.15	84.23	-0.25	-3806.97
	8	2827.36	136828.55	41.79	83.50	-0.26	-3800.74
	9	-79499.70	147395.59	-10676.62	-27689.62	323.46	198081.20
130	1	-400.04	135931.80	32.40	70.12	-0.10	492.72
	2	-68.89	47375.68	18.49	34.14	0.08	80.08
	3	0.18	435.08	-0.26	-0.27	0.00	-0.27
	4	-0.12	-293.97	0.18	0.18	0.00	0.18
	5	-83904.92	-32086.61	-11919.38	-30709.89	148.15	203802.20
	6	-590.27	238919.23	68.45	138.77	0.00	719.39
	7	-548.45	211660.31	56.66	117.56	-0.05	670.63
	8	-549.42	209327.38	58.07	119.01	-0.05	672.06
	9	-84453.86	178407.23	-11862.02	-30591.61	148.10	204473.53
131	1	412.60	136154.44	27.51	62.94	-0.87	-534.04
	2	79.37	47573.15	11.82	24.66	-0.27	-102.90
	3	-0.17	435.07	-0.26	-0.27	0.00	0.26

PPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

NT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	4	0.12	-293.97	0.18	0.18	0.00	-0.17
	5	-83891.65	32042.85	-11870.32	-30583.11	-34.15	203788.61
	6	622.11	239502.38	51.93	114.98	-1.48	-805.47
	7	574.02	212124.95	44.12	99.46	-1.31	-743.05
	8	574.95	209792.02	45.54	100.91	-1.32	-744.42
	9	-83317.16	243001.31	-11825.48	-30482.93	-35.47	203044.88
132	1	-1863.45	93039.98	28.24	54.41	-0.96	2480.42
	2	-558.18	26343.56	8.09	14.40	-0.34	742.69
	3	-0.81	243.02	0.07	0.14	0.00	1.15
	4	0.55	-164.21	-0.05	-0.09	0.00	-0.78
	5	-82388.70	-10080.79	-10724.46	-27879.43	-260.98	201973.70
	6	-3129.22	153797.67	46.83	88.33	-1.69	4164.81
	7	-2796.50	138643.11	42.16	80.05	-1.48	3722.28
	8	-2792.13	137339.97	41.80	79.33	-1.49	3716.12
	9	-85183.02	127910.75	-10682.48	-27799.74	-262.47	205692.91
133	1	-149.67	16117.16	6.80	11.02	0.22	219.29
	2	-46.47	3645.46	1.66	2.51	-0.04	67.46
	3	-0.42	6.47	0.01	0.01	0.00	0.60
	4	0.29	-4.37	0.00	-0.01	0.00	-0.41
	5	-35279.17	152370.09	-5616.45	-12759.84	-28.82	85182.05
	6	-253.96	25173.33	10.82	17.24	0.20	371.09
	7	-227.21	23003.39	9.84	15.77	0.23	332.23
	8	-224.95	22968.71	9.80	15.70	0.21	329.01
	9	-35505.25	175356.14	-5606.63	-12744.10	-28.60	85512.66
169	1	889.68	7819.13	2714.98	3541.51	-0.55	-1167.71
	2	218.75	1875.05	675.76	881.47	-0.13	-289.12
	3	-0.01	-0.13	-0.02	-0.03	0.00	-0.03
	4	0.01	0.09	0.02	0.02	0.00	0.02
	5	-36436.21	-24133.65	-9758.67	-21847.84	-635.74	84560.33
	6	1417.61	12383.04	4339.18	5660.17	-0.87	-1863.84
	7	1286.32	11257.65	3933.67	5131.20	-0.79	-1690.45
	8	1286.39	11258.37	3933.79	5131.36	-0.79	-1690.29
	9	-35149.85	-12875.64	-5824.94	-16716.55	-636.53	82869.96
170	1	-333.19	21075.49	190.84	252.49	2.73	429.27
	2	-72.11	4982.67	60.54	80.13	0.70	90.63
	3	0.37	6.70	0.00	0.01	0.00	-0.53
	4	-0.25	-4.53	0.00	0.00	0.00	0.36
	5	-38558.19	-127992.35	-6045.21	-13568.44	-105.55	87707.35
	6	-515.21	33262.86	325.88	431.19	4.39	660.13
	7	-470.95	30291.22	289.56	383.13	3.97	604.32
	8	-472.93	30255.29	289.55	383.10	3.98	607.18
	9	-39030.13	-97719.10	-5755.65	-13185.33	-101.58	88313.10
171	1	1890.32	92438.51	21.26	37.97	4.32	-2492.87
	2	569.58	26341.41	6.01	10.68	1.13	-754.88
	3	0.76	239.88	0.04	0.08	0.00	-1.08
	4	-0.51	-162.08	-0.03	-0.05	0.00	0.73
	5	-76284.30	1509.34	-10687.83	-27747.82	302.52	190053.06
	6	3179.70	153072.48	35.14	62.65	6.99	-4199.25

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MM-M-X	MM-M-Y	MM-M-Z
	7	2840.00	137910.77	31.64	56.45	6.31	-3749.22
	8	2835.92	136624.47	31.42	56.04	6.31	-3743.41
	9	-73446.35	138776.95	-10656.29	-27691.57	308.83	186306.73
172	1	-465.26	131403.42	15.71	34.29	3.55	611.99
	2	-93.26	45576.75	4.44	10.64	1.02	120.46
	3	0.11	397.51	0.05	0.11	0.00	-0.18
	4	-0.08	-268.59	-0.04	-0.07	0.00	0.12
	5	-79685.61	-32021.13	-11869.57	-30613.51	103.69	194811.75
	6	-707.54	230606.92	25.95	58.18	5.89	927.12
	7	-651.28	204326.61	23.43	52.08	5.28	854.36
	8	-651.88	202195.09	23.14	51.51	5.28	855.33
	9	-80337.20	171239.72	-11846.28	-30561.71	108.97	195666.61
173	1	367.60	131298.62	14.96	32.48	3.19	-448.68
	2	69.83	45510.27	4.53	9.95	0.87	-83.74
	3	-0.10	397.51	0.05	0.11	0.00	0.15
	4	0.07	-268.59	-0.04	-0.07	0.00	-0.10
	5	-79926.27	32231.72	-11843.94	-30546.41	-72.17	195386.52
	6	552.85	230374.80	25.20	54.90	5.22	-672.40
	7	510.69	204134.38	22.63	49.21	4.70	-621.77
	8	511.21	202002.88	22.34	48.65	4.70	-622.55
	9	-79415.32	235300.36	-11821.46	-30497.48	-67.47	194764.38
174	1	-1902.81	92971.52	13.07	25.04	3.56	2553.45
	2	-568.47	26355.78	3.25	5.49	0.89	761.63
	3	-0.73	239.97	0.04	0.08	0.00	1.03
	4	0.50	-162.14	-0.03	-0.05	0.00	-0.70
	5	-78692.73	-8996.55	-10671.18	-27757.10	-287.67	194080.66
	6	-3192.92	153735.08	20.89	38.83	5.70	4282.74
	7	-2853.80	138565.00	19.05	35.74	5.16	3828.53
	8	-2849.87	137278.22	18.83	35.33	5.16	3823.00
	9	-81544.57	128925.06	-10652.24	-27721.57	-282.51	197906.42
175	1	-165.70	16095.54	1.82	3.22	4.37	248.89
	2	-50.48	3641.67	0.27	0.35	1.08	74.90
	3	-0.42	6.51	0.00	0.01	0.00	0.59
	4	0.28	-4.40	0.00	0.00	0.00	-0.40
	5	-33675.51	152145.30	-5649.09	-12841.97	-88.85	81825.22
	6	-279.60	25141.32	2.62	4.42	6.97	418.50
	7	-250.44	22973.78	2.46	4.23	6.33	375.13
	8	-248.20	22938.86	2.44	4.20	6.32	371.99
	9	-33924.82	175101.62	-5646.63	-12837.75	-82.53	82198.78
212	1	-1144.34	27452.17	0.37	0.92	-0.11	1436.59
	2	-292.92	6892.10	0.17	0.43	-0.05	366.07
	3	0.37	6.68	0.00	0.00	0.00	-0.54
	4	-0.25	-4.51	0.00	0.00	0.00	0.36
	5	-39007.99	-138082.86	-5930.33	-13385.43	-142.13	89916.30
	6	-1841.88	43969.96	0.72	1.80	-0.20	2309.63
	7	-1665.12	39852.61	0.62	1.54	-0.17	2088.54
	8	-1667.13	39816.80	0.62	1.54	-0.17	2091.43
	9	-40674.12	-98248.16	-5929.72	-13383.89	-142.31	92006.28

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
213	1	2207.44	91197.32	0.88	2.80	-0.08	-3038.74
	2	649.40	25972.00	0.06	0.66	-0.01	-892.32
	3	0.77	240.42	0.00	0.00	0.00	-1.10
	4	-0.52	-162.45	0.00	0.00	0.00	0.74
	5	-80993.46	3818.85	-10678.20	-27764.60	293.18	199667.98
	6	3687.97	150992.00	1.15	4.41	-0.11	-5074.20
	7	3300.39	136053.36	1.11	4.02	-0.10	-4541.74
	8	3296.26	134764.20	1.11	4.02	-0.10	-4535.87
	9	-77695.13	139227.64	-10677.09	-27760.59	293.07	195129.17
214	1	-349.90	131392.30	0.61	2.02	0.05	342.91
	2	-62.75	45478.50	0.10	0.37	0.08	50.64
	3	0.12	401.61	0.00	0.00	0.00	-0.20
	4	-0.08	-271.36	0.00	0.00	0.00	0.13
	5	-83331.02	-32033.73	-11847.71	-30565.56	81.24	202482.86
	6	-520.27	230436.39	0.90	3.03	0.18	492.52
	7	-482.30	204226.02	0.84	2.80	0.13	461.61
	8	-482.95	202072.53	0.84	2.80	0.13	462.66
	9	-83813.64	171115.55	-11846.88	-30562.75	81.37	202945.00
215	1	488.88	131331.83	0.90	1.61	0.16	-717.53
	2	100.17	45460.00	-0.18	-0.80	0.11	-151.36
	3	-0.11	401.60	0.00	0.00	0.00	0.16
	4	0.07	-271.35	0.00	0.00	0.00	-0.11
	5	-83147.55	32186.81	-11843.68	-30554.84	-95.69	202190.17
	6	746.93	230334.19	0.80	0.66	0.36	-1103.21
	7	686.54	204134.92	0.90	1.14	0.30	-1011.96
	8	687.12	201981.47	0.90	1.14	0.30	-1012.83
	9	-82460.71	235245.02	-11842.77	-30553.70	-95.40	201177.78
216	1	-1793.50	93061.06	0.16	-0.52	0.10	2305.44
	2	-540.46	26375.82	-0.57	-1.81	-0.01	698.30
	3	-0.74	240.50	0.00	0.00	0.00	1.05
	4	0.50	-162.50	0.00	0.00	0.00	-0.71
	5	-81606.45	-9416.02	-10644.33	-27680.01	-304.42	200280.92
	6	-3016.93	153874.59	-0.73	-3.53	0.10	3883.82
	7	-2694.66	138693.89	-0.38	-2.44	0.11	3467.64
	8	-2690.67	137404.30	-0.38	-2.44	0.11	3462.03
	9	-84299.10	128633.09	-10644.71	-27682.45	-304.31	203745.77
217	1	-117.01	16028.42	-0.17	-0.50	-0.06	142.13
	2	-38.18	3624.63	-0.28	-0.70	-0.06	47.88
	3	-0.42	6.51	0.00	0.00	0.00	0.59
	4	0.28	-4.40	0.00	0.00	0.00	-0.40
	5	-34915.79	152393.05	-5686.12	-12929.42	-98.38	84421.98
	6	-201.50	25033.50	-0.66	-1.71	-0.17	247.17
	7	-179.71	22876.18	-0.49	-1.29	-0.13	220.02
	8	-177.48	22841.28	-0.49	-1.29	-0.13	216.86
	9	-35094.38	175251.77	-5686.61	-12930.71	-98.51	84640.41
253	1	889.28	7818.92	-2714.92	-3541.36	0.44	-1166.78
	2	218.39	1874.85	-675.75	-881.47	0.06	-288.30
	3	-0.01	-0.13	0.02	0.03	0.00	-0.03

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	4	0.01	0.09	-0.02	-0.02	0.00	0.02
	5	-36428.69	-19414.28	-6007.45	-16946.59	-193.70	84673.76
	6	1416.57	12382.48	-4339.11	-5659.98	0.62	-1861.42
	7	1285.50	11257.21	-3933.59	-5131.02	0.59	-1688.52
	8	1285.57	11257.92	-3933.72	-5131.18	0.59	-1688.36
	9	-35143.15	-8156.71	-9941.11	-22077.69	-193.11	82985.32
254	1	-333.70	21075.01	-190.06	-250.61	-2.97	430.35
	2	-72.47	4982.81	-60.17	-79.21	-0.82	91.46
	3	0.37	6.70	0.00	-0.01	0.00	-0.53
	4	-0.25	-4.53	0.00	0.00	0.00	0.36
	5	-38773.64	-127549.49	-5724.24	-13073.96	-136.55	88099.27
	6	-516.40	33262.52	-324.35	-427.47	-4.88	662.77
	7	-471.93	30290.79	-288.25	-379.96	-4.38	606.46
	8	-473.91	30254.87	-288.24	-379.93	-4.39	609.31
	9	-39246.56	-97276.66	-6012.49	-13453.90	-140.94	88707.16
255	1	1888.18	92362.91	-19.38	-32.22	-4.50	-2489.05
	2	566.61	26283.91	-6.09	-9.65	-1.21	-750.13
	3	0.76	239.88	-0.04	-0.08	0.00	-1.08
	4	-0.51	-162.08	0.03	0.05	0.00	0.73
	5	-76559.59	1466.13	-10695.41	-27830.15	300.74	190652.14
	6	3172.39	152889.73	-32.99	-54.10	-7.34	-4187.07
	7	2834.46	137762.56	-29.45	-48.52	-6.61	-3739.90
	8	2830.38	136476.25	-29.23	-48.11	-6.61	-3734.08
	9	-73727.17	138585.53	-10724.75	-27878.46	294.12	186915.14
256	1	-463.79	131255.48	-18.66	-35.75	-3.48	611.01
	2	-92.22	45484.18	-6.98	-13.50	-0.92	119.92
	3	0.11	397.51	-0.05	-0.11	0.00	-0.18
	4	-0.08	-268.59	0.04	0.07	0.00	0.12
	5	-79940.60	-32002.47	-11849.55	-30558.89	69.85	195355.03
	6	-704.10	230281.27	-33.56	-64.50	-5.66	925.09
	7	-648.47	204056.53	-29.52	-56.68	-5.10	852.65
	8	-649.07	201925.00	-29.23	-56.12	-5.10	853.62
	9	-80589.37	170988.30	-11878.92	-30615.29	64.74	196208.17
257	1	353.24	131172.02	-21.44	-40.06	-2.89	-429.04
	2	69.63	45495.29	-6.76	-13.99	-0.69	-82.64
	3	-0.10	397.51	-0.05	-0.11	0.00	0.15
	4	0.07	-268.59	0.04	0.07	0.00	-0.10
	5	-80155.52	32249.55	-11867.06	-30604.57	-109.06	195879.52
	6	535.29	230198.88	-36.54	-70.46	-4.58	-647.07
	7	493.25	203967.45	-32.63	-62.35	-4.16	-597.10
	8	493.77	201835.95	-32.34	-61.79	-4.16	-597.88
	9	-79662.01	235151.27	-11899.54	-30666.63	-113.22	195282.03
258	1	-1889.58	92926.60	-17.64	-32.41	-3.36	2537.16
	2	-569.53	26379.81	-4.42	-9.14	-0.96	763.84
	3	-0.73	239.97	-0.04	-0.08	0.00	1.03
	4	0.50	-162.14	0.03	0.05	0.00	-0.70
	5	-78905.14	-9040.54	-10643.04	-27646.46	-310.08	194540.84
	6	-3178.73	153719.62	-28.23	-53.51	-5.57	4266.73

PPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	7	-2838.98	138535.12	-25.69	-48.23	-5.00	3811.19
	8	-2835.05	137248.34	-25.47	-47.82	-5.00	3805.66
	9	-81742.16	128851.19	-10668.62	-27694.49	-315.07	198349.28
259	1	-166.98	16104.42	-2.33	-4.44	-4.51	250.96
	2	-50.81	3643.23	-0.85	-1.75	-1.25	75.67
	3	-0.42	6.51	0.00	-0.01	0.00	0.59
	4	0.28	-4.40	0.00	0.00	0.00	-0.40
	5	-33766.62	152203.19	-5722.46	-13016.12	-96.42	82019.18
	6	-281.67	25154.48	-4.17	-8.13	-7.41	422.23
	7	-252.30	22986.00	-3.66	-7.10	-6.67	378.40
	8	-250.07	22951.08	-3.65	-7.06	-6.66	375.25
	9	-34017.80	175171.73	-5726.12	-13023.20	-103.08	82396.00
296	1	146.80	16112.82	10.28	11.55	3.19	-224.72
	2	46.16	3642.68	3.90	4.67	0.62	-69.56
	3	0.42	6.48	-0.01	-0.01	0.00	-0.60
	4	-0.29	-4.38	0.00	0.01	0.00	0.41
	5	-35426.27	-151998.61	-5816.06	-13145.62	-7.56	85395.20
	6	250.01	25163.67	18.58	21.34	4.82	-380.97
	7	223.45	22995.44	16.22	18.50	4.45	-340.85
	8	221.18	22960.70	16.26	18.57	4.44	-337.61
	9	-35203.95	-129020.55	-5799.82	-13127.09	-3.11	85055.96
297	1	1881.76	93030.34	-25.28	-49.52	0.16	-2526.76
	2	562.08	26426.95	-8.06	-14.84	-0.12	-753.87
	3	0.82	243.02	-0.07	-0.14	0.00	-1.16
	4	-0.55	-164.20	0.05	0.09	0.00	0.79
	5	-82388.33	9935.08	-10760.40	-27972.61	202.07	202022.73
	6	3157.45	153919.53	-43.23	-83.17	0.00	-4238.30
	7	2822.40	138714.91	-38.57	-74.63	0.07	-3789.10
	8	2818.00	137411.80	-38.22	-73.90	0.08	-3782.87
	9	-79568.12	147998.44	-10798.79	-28046.88	202.14	198236.73
298	1	-411.52	132274.52	-31.21	-66.10	0.10	510.03
	2	-77.43	45506.22	-14.48	-28.39	-0.13	94.21
	3	0.18	435.08	0.26	0.27	0.00	-0.27
	4	-0.12	-293.97	-0.18	-0.18	0.00	0.18
	5	-83964.27	-32017.61	-11876.48	-30595.98	30.00	203937.73
	6	-617.70	231539.38	-60.62	-124.75	-0.09	762.77
	7	-570.77	205402.11	-51.23	-106.99	-0.01	705.53
	8	-571.73	203069.17	-52.64	-108.44	-0.01	706.96
	9	-84535.52	172218.05	-11928.42	-30703.70	29.99	204643.97
299	1	493.41	132751.34	-3.34	-30.36	1.00	-637.35
	2	83.81	45553.88	-15.15	-30.01	0.29	-105.81
	3	-0.17	435.07	0.26	0.27	0.00	0.26
	4	0.12	-293.97	-0.18	-0.18	0.00	-0.17
	5	-83953.05	32120.53	-11917.36	-30701.30	-139.10	203925.33
	6	726.19	232187.81	-28.26	-84.44	1.65	-934.11
	7	675.43	206021.95	-18.46	-65.71	1.48	-869.94
	8	676.37	203689.02	-19.87	-67.16	1.48	-871.31
	9	-83277.16	236976.02	-11936.53	-30767.73	-137.62	203054.72

PPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE							
WT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
300	1	-1941.23	93513.64	3.42	-14.46	1.30	2583.73
	2	-563.83	26385.99	-7.36	-15.54	0.17	752.94
	3	-0.81	243.02	-0.07	-0.14	0.00	1.15
	4	0.55	-164.21	0.05	0.09	0.00	-0.78
	5	-82449.05	-10114.25	-10674.80	-27667.97	-328.35	202107.88
	6	-3231.60	154433.95	-7.68	-42.21	1.84	4305.17
	7	-2895.49	139253.92	-3.44	-33.25	1.73	3856.49
	8	-2891.12	137950.78	-3.08	-32.53	1.73	3850.33
	9	-85342.36	128488.11	-10678.07	-27700.86	-326.62	205961.28
301	1	-143.27	16091.11	-7.09	-11.91	-0.16	211.66
	2	-47.33	3652.39	-2.06	-3.68	-0.20	69.76
	3	-0.42	6.47	-0.01	-0.01	0.00	0.60
	4	0.29	-4.37	0.00	0.01	0.00	-0.41
	5	-35303.75	152355.83	-5765.42	-13112.07	-148.74	85236.99
	6	-247.65	25153.17	-11.80	-20.18	-0.51	365.62
	7	-220.39	22979.07	-10.59	-18.01	-0.40	325.37
	8	-218.12	22944.39	-10.55	-17.94	-0.38	322.15
	9	-35523.01	175317.55	-5775.98	-13130.04	-149.13	85560.76
338	1	153.95	16318.51	10.13	10.05	1.05	-233.88
	2	47.21	3703.94	2.79	2.86	0.20	-70.02
	3	0.43	6.21	-0.01	-0.02	0.00	-0.62
	4	-0.29	-4.19	0.01	0.01	0.00	0.42
	5	-34916.78	-150472.27	-5675.49	-12912.38	344.98	84282.95
	6	260.28	25508.52	16.63	16.63	1.58	-392.69
	7	233.11	23302.79	14.93	14.87	1.47	-352.34
	8	230.80	23269.51	14.97	14.95	1.45	-349.02
	9	-34684.83	-127186.11	-5660.54	-12897.47	346.44	83932.27
339	1	1949.38	94033.57	-23.29	-58.46	-2.35	-2614.52
	2	584.72	26927.54	-2.00	-10.19	-0.67	-781.18
	3	1.06	246.86	-0.11	-0.23	0.00	-1.49
	4	-0.72	-166.80	0.08	0.16	0.00	1.01
	5	-81577.34	8080.54	-10828.30	-28130.71	578.16	199882.25
	6	3274.82	155924.36	-31.15	-86.45	-3.89	-4387.31
	7	2926.82	140429.69	-30.25	-80.96	-3.50	-3922.60
	8	2921.15	139105.97	-29.64	-79.72	-3.48	-3914.61
	9	-78653.34	147848.38	-10858.25	-28211.04	574.66	195963.66
340	1	-449.39	144455.00	-25.61	-76.25	-1.48	561.46
	2	-75.75	46751.79	-9.29	-27.78	-0.52	94.60
	3	0.43	771.83	-0.24	-0.46	0.00	-0.60
	4	-0.29	-521.50	0.16	0.31	0.00	0.41
	5	-83025.40	-33365.79	-11905.54	-30649.37	287.66	201624.69
	6	-660.46	248148.86	-45.59	-135.94	-2.60	825.12
	7	-613.85	222167.11	-40.67	-120.51	-2.30	766.74
	8	-616.16	218028.47	-39.37	-118.04	-2.28	769.98
	9	-83640.41	186731.98	-11945.55	-30768.64	285.37	202393.05
341	1	1124.37	147479.11	-61.22	-123.10	0.89	-1458.18
	2	-16.11	44529.16	-35.04	-61.97	0.40	27.38
	3	-0.43	771.83	-0.24	-0.46	0.00	0.60

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	4	0.29	-521.50	0.16	0.31	0.00	-0.40
	5	-83026.45	30367.37	-11971.55	-30818.84	110.88	201625.58
	6	1323.47	248221.59	-129.53	-246.88	1.71	-1706.01
	7	1331.99	223573.42	-109.15	-210.93	1.48	-1720.83
	8	1334.29	219434.78	-107.85	-208.47	1.46	-1724.04
	9	-81693.31	251871.48	-12080.05	-31028.54	112.35	199903.16
342	1	-2677.16	92372.69	-191.27	-279.76	1.60	3541.69
	2	-480.22	21504.27	-116.24	-160.62	0.40	644.62
	3	-1.06	246.86	-0.11	-0.23	0.00	1.49
	4	0.71	-166.80	0.08	0.16	0.00	-1.00
	5	-81522.98	-9844.72	-10697.54	-27693.62	10.10	199810.00
	6	-3980.94	145254.06	-415.51	-592.70	2.57	5281.42
	7	-3695.65	133013.36	-346.07	-496.95	2.34	4898.63
	8	-3689.98	131689.62	-345.46	-495.71	2.32	4890.66
	9	-85215.79	122506.77	-11043.30	-28189.95	12.43	204704.64
343	1	-77.81	15849.81	10.09	9.37	-2.15	124.75
	2	-43.49	3674.77	1.77	0.99	-0.59	64.93
	3	-0.43	6.20	-0.01	-0.02	0.00	0.62
	4	0.29	-4.19	0.01	0.01	0.00	-0.42
	5	-34912.08	151122.41	-5763.49	-13150.50	166.26	84276.23
	6	-162.96	24899.40	14.94	12.82	-3.52	253.59
	7	-138.02	22711.17	13.86	12.18	-3.18	216.28
	8	-135.71	22677.91	13.90	12.27	-3.16	212.97
	9	-35048.95	173816.95	-5749.61	-13138.28	163.09	84490.87
380	1	138.38	13477.92	-215.26	-287.94	0.03	-203.54
	2	45.13	2863.04	-59.86	-79.98	-0.10	-64.99
	3	0.44	6.98	-0.03	-0.05	0.00	-0.63
	4	-0.30	-4.71	0.02	0.04	0.00	0.42
	5	-32413.31	-147365.00	-5964.95	-13250.58	943.11	78297.83
	6	238.25	20754.38	-354.09	-473.50	-0.12	-348.24
	7	212.36	19055.25	-318.26	-425.65	-0.06	-310.92
	8	209.99	19017.84	-318.08	-425.37	-0.06	-307.56
	9	-32202.13	-128328.45	-6283.12	-13676.09	943.05	77988.59
381	1	1422.42	71836.58	-606.08	-833.30	-6.32	-1903.98
	2	461.97	21601.04	-217.92	-296.22	-1.90	-615.72
	3	0.75	254.87	-0.72	-1.07	-0.02	-1.07
	4	-0.51	-172.22	0.49	0.73	0.01	0.72
	5	-76188.09	3883.25	-11425.30	-28997.71	1479.22	186273.62
	6	2446.06	120765.55	-1075.97	-1473.90	-10.62	-3269.93
	7	2170.90	108488.27	-947.16	-1299.05	-9.53	-2903.36
	8	2166.85	107121.59	-943.27	-1293.30	-9.44	-2897.63
	9	-74019.21	111688.18	-12370.51	-30293.88	1469.74	183373.12
382	1	-387.04	108205.02	-801.77	-1111.33	-3.49	491.81
	2	-107.78	35778.51	-290.94	-403.17	-1.11	138.95
	3	0.13	391.50	-1.53	-2.23	-0.01	-0.20
	4	-0.09	-264.53	1.03	1.51	0.01	0.13
	5	-77422.97	-29802.64	-12653.17	-31664.18	1189.64	187746.12
	6	-636.89	187091.62	-1427.64	-1978.68	-5.96	812.50

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

PT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
	7	-571.87	166674.19	-1257.17	-1742.75	-5.33	728.59
	8	-572.58	164574.88	-1248.97	-1730.80	-5.26	729.66
	9	-77995.20	135821.89	-13906.24	-33400.95	1184.34	188475.23
383	1	319.73	105427.97	-791.82	-1097.53	3.28	-405.44
	2	27.94	33814.43	-258.33	-360.42	1.49	-30.53
	3	-0.13	391.50	-1.53	-2.23	0.01	0.20
	4	0.09	-264.53	1.03	1.51	-0.01	-0.13
	5	-77411.70	31897.80	-12813.42	-31984.61	1039.59	187729.23
	6	428.37	180616.66	-1363.51	-1893.70	6.32	-535.38
	7	411.26	161377.66	-1212.61	-1683.43	5.46	-516.53
	8	411.96	159278.34	-1204.41	-1671.48	5.40	-517.59
	9	-77000.09	192225.80	-14021.94	-33662.06	1045.01	187212.17
384	1	-1338.30	64344.80	-463.78	-645.60	4.93	1789.03
	2	-375.43	16428.00	-95.93	-135.56	1.67	505.03
	3	-0.75	254.87	-0.72	-1.07	0.02	1.07
	4	0.51	-172.22	0.49	0.73	-0.01	-0.72
	5	-76441.70	-2866.13	-11728.94	-29060.94	998.53	186597.53
	6	-2206.65	103498.56	-710.03	-991.61	8.60	2954.89
	7	-1983.41	94325.11	-654.42	-913.15	7.64	2654.73
	8	-1979.37	92958.42	-650.53	-907.40	7.55	2649.01
	9	-78423.09	90775.64	-12381.42	-29971.22	1006.13	189249.41
385	1	-124.37	13390.29	-213.69	-286.46	-0.72	182.89
	2	-41.78	2821.89	-58.90	-79.21	0.19	61.40
	3	-0.44	6.97	-0.03	-0.05	0.00	0.62
	4	0.30	-4.71	0.02	0.03	0.00	-0.42
	5	-32447.20	131059.23	-6403.68	-14030.02	821.93	78338.60
	6	-216.10	20583.37	-350.67	-470.48	-0.56	317.71
	7	-192.22	18908.93	-315.42	-423.10	-0.68	282.54
	8	-189.85	18871.53	-315.24	-422.82	-0.68	279.19
	9	-32638.23	149949.47	-6719.01	-14452.98	821.25	78619.48
422	1	98.17	4842.78	-111.26	-151.55	0.73	-142.86
	2	18.23	452.31	-18.97	-26.31	-0.01	-26.55
	3	0.03	0.09	-0.04	-0.06	0.00	-0.04
	4	-0.02	-0.06	0.02	0.04	0.00	0.03
	5	-32178.81	-74161.85	-5061.74	-12048.01	963.49	75961.83
	6	146.97	6535.03	-163.87	-223.95	0.86	-213.92
	7	136.11	6263.88	-152.58	-208.31	0.87	-198.10
	8	135.96	6263.41	-152.39	-208.02	0.87	-197.87
	9	-32042.78	-67898.21	-5214.22	-12256.18	964.36	75763.84
423	1	554.79	23684.79	-173.68	-247.54	1.94	-743.08
	2	151.88	5506.55	-51.78	-73.44	0.46	-202.46
	3	0.03	6.97	-0.49	-0.70	0.01	-0.05
	4	-0.02	-4.71	0.33	0.47	0.00	0.03
	5	-36706.68	88571.41	-5051.39	-12436.19	696.37	81925.98
	6	908.75	37232.23	-291.28	-414.56	3.06	-1215.63
	7	817.71	33947.00	-261.51	-372.37	2.80	-1094.28
	8	817.54	33909.60	-258.90	-368.61	2.77	-1094.03
	9	-35889.05	122499.70	-5311.60	-12806.68	699.16	80831.83

REPORT REACTIONS -UNIT KG METE STRUCTURE TYPE = SPACE

NT	LOAD	FORCE-X	FORCE-Y	FORCE-Z	MOM-X	MOM-Y	MOM Z
424	1	-231.97	29319.70	-223.89	-323.93	-0.45	302.91
	2	-66.03	7701.31	-72.55	-105.99	0.09	87.06
	3	0.00	9.98	-0.75	-1.09	0.00	-0.01
	4	0.00	-6.74	0.51	0.74	0.00	0.00
	5	-33009.98	16107.08	-5605.67	-13594.45	891.39	77067.80
	6	-384.01	47505.72	-384.75	-558.30	-0.39	502.79
	7	-344.39	42911.70	-343.23	-497.63	-0.45	450.54
	8	-344.40	42858.18	-339.21	-491.77	-0.45	450.56
	9	-33354.37	58992.02	-5946.89	-14089.15	890.94	77518.34
425	1	231.42	29269.13	-218.27	-316.15	0.28	-302.06
	2	63.91	7684.93	-70.79	-103.54	0.02	-82.82
	3	0.00	9.98	-0.75	-1.09	0.00	0.00
	4	0.00	-6.74	0.51	0.74	0.00	0.00
	5	-33015.04	34825.71	-5712.44	-13783.98	861.40	77082.21
	6	379.96	47418.84	-375.18	-545.04	0.38	-494.99
	7	341.61	42834.64	-334.72	-485.85	0.36	-445.28
	8	341.62	42781.12	-330.70	-479.99	0.37	-445.31
	9	-32673.43	77633.59	-6045.15	-14266.90	861.77	76636.91
426	1	-553.84	23652.28	-167.35	-238.25	-2.00	741.91
	2	-152.19	5500.10	-49.14	-69.27	-0.31	204.29
	3	-0.03	6.97	-0.49	-0.70	-0.01	0.05
	4	0.02	-4.71	0.33	0.47	0.00	-0.03
	5	-36778.70	-41661.12	-5286.02	-12600.12	467.63	82045.18
	6	-908.12	37182.89	-279.45	-396.73	-2.89	1217.15
	7	-816.89	33901.54	-251.27	-357.05	-2.72	1094.70
	8	-816.71	33864.14	-248.66	-353.29	-2.69	1094.45
	9	-37595.50	-7778.29	-5535.98	-12955.29	464.93	83139.75
427	1	-97.64	4862.88	-111.34	-152.23	-0.75	142.24
	2	-19.50	469.88	-19.33	-27.27	0.18	29.63
	3	-0.03	0.09	-0.04	-0.06	0.00	0.04
	4	0.02	-0.06	0.02	0.04	0.00	-0.03
	5	-32248.42	102030.80	-5477.87	-12822.49	719.28	76081.31
	6	-148.37	6587.27	-164.54	-226.31	-0.62	218.09
	7	-136.74	6305.58	-153.04	-210.09	-0.73	200.43
	8	-136.59	6305.11	-152.85	-209.80	-0.73	200.20
	9	-32385.08	108336.14	-5630.81	-13032.43	718.55	76281.63

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

604. FINISH



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG _____

Nama : YOHANES G.G.LD

NIM : _____

Hari / tanggal : _____

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

> Kata pengantar

> ~~qdr~~ perencanaan pondasi

> ~~qdr~~ detail pondasi

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG _____

Nama : yohanes
 NIM : _____
 Hari / tanggal : _____ / _____

baikan materi Skripsi meliputi :

- > Prinsip mendesign Pondasi tnd Stabilitas
- > Prinsip menentukan ketinggian berapa yg hrs ditinjau gempa.

Alle

baikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian ksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Das Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20__

Dosen Penguji

Malang, _____ 20__

Dosen Penguji

FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG GEOTEKNIK

Nama : YOHANES G.G.L. DIRAN

NIM : 09.21.031

Hari / tanggal : RABU 120 - 8 - 2014

Isikan materi Skripsi meliputi :

pada lampiran cantuman tentang mutu beton / daya dukung berdasarkan mutu bahan yang borel.

Isikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian
sanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Isi Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

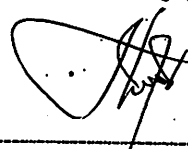
Malang, 20 - 8 - 2014

Dosen Penguji



Malang, 20 - 8 - 2014

Dosen Penguji






INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
 Jl. Bendungan Sigura - gura No. 2 Telp. (0341) 551431 Malang 65145

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

**“ STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
 GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK FKH
 UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

NAMA : Yohanes G. G. L. Duran
 NIM : 09.21.031
 DOSEN PEMBIMBING : Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	11/06/14	- Bab I - ak - Bab II - teori pondasi sumuran - Bab III - gbr. denah balok, as-as, lanjutkan beban balok, lantai.	
2	12/06/14	- Bab III. - berat sendiri material → PPIUG 83 SNI - gbr. denah balok - gbr. perataan beban perbaikan pembebanan sesuai arahan.	
3	18/06/14	- Bab III - gbr. perataan beban & as-as bangunan - beban qd. jalur? - perbaikan qd. qd. jalur E-D-C-B - beban tangga	


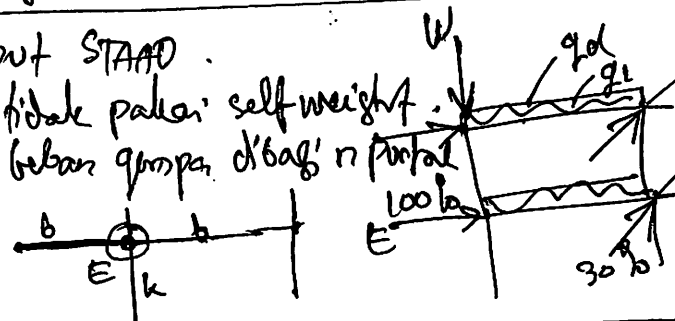




**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**

Jl. Bendungan Sigura - gura No. 2 Telp. (0341) 551431 Malang 65145

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

**“ STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK FKH
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

NAMA : Yohanes G. G. L. Duran
NIM : 09.21.031
DOSEN PEMBIMBING : Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
4	02/07'14	pembelangan : mati, hidup, gempa de. Geri ketahanan R, I, V, Fi. Langkah an. struk. de, program STAAD.	
5	14/07'14	Input STAAD. - tidak pakai self weight. - beban gempa d'bag' n portal 	
	18/07'14	Input STAAD. Beban gempa → pembagian top ² portal?	
	22/07'14	cek satuan input data STAAD. output → KN? input kg? / cp pondasi diperbesar	
	22/07'14	jenis & konsistensi top kedalaman panggis L, potongan/skr. kedalaman pang	


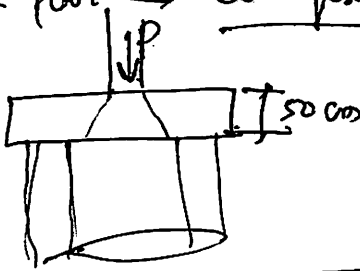
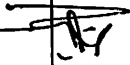
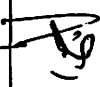
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp. (0341) 551431 Malang 65145

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
 GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK FKH
 UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG”**

NAMA : Yohanes G. G. L. Duran
 NIM : 09.21.031
 DOSEN PEMBIMBING : Ir. Eding Iskak Imananto, MT.

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
	23 07/14	- perbandingan beton % tipe pondasi — ok tipe beton → daya dukung — ok. Ø 160 cm penulangan 2 sisi (luar & dalam), tulangan geser — rapat selektif? Ref. ? cari! → cek SNI !!	
	05 08/14	- tebal pasir → cek geser pasir. 	
	06 08/14	- tel. geser pasir — ok - br. lapis pondasi. - siapkan % sminan hasil & qjian	

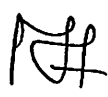
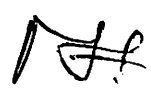
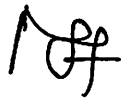

**INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1**

Jl. Bendungan Sigura - gura No. 2 Telp. (0341) 551431 Malang 65145

LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

**“ STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
GEDUNG LABORATORIUM DAN POLIKLINIK FKH
UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**

NAMA : Yohanes G. G. L. Duran
NIM : 09.21.031
DOSEN PEMBIMBING : Ir. Togi H. Nainggolan, MS.

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1.	19 5 - 14	Ceket keruntuhan layutkan	
2.	18 6 - 14	penbebanan dan perlint - M - D - N cek dr - P. Edug	
3	5 8 - 14	Ceket certakan. Konsultasi ke P. Edug baham fennin	
4.	6 8 - 14	Ace semua hasil	



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

**FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK**

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-0305.10/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014

03 Mei 2014

Lampiran : -

Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/ Ibu. Ir. Togi H. Nainggolan, MS**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Yohanes G. G. L. Duran**

Nim : **0921031**

Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
**"Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Proyek Pembangunan Gedung
Laboratorium Dan Poliklinik FKH UB"**.

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **03 Mei 2014** 'a **02 Nopember 2014**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.



Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-0305.10/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014

03 Mei 2014

Lampiran : -

Perihal : Bimbingan Skripsi

Kepada Yth : Bpk/ Ibu. Ir. Eding Iskak Imananto, MT
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : Yohanes G. G. L. Duran

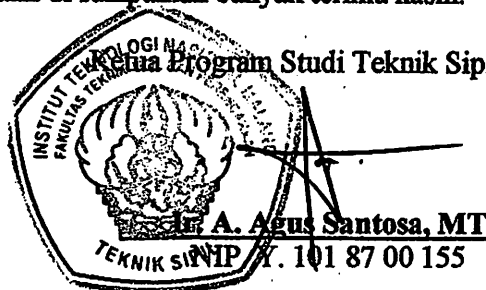
Nim : 0921031

Prodi : Teknik Sipil (S-1)

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
*"Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Proyek Pembangunan Gedung
Laboratorium Dan Poliklinik FKH UB"*.

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : 03 Mei 2014 'a 02 Nopember 2014. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.



Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.