

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA AREA 3
(TIGA) MALL DINOYO CITY MALANG**



Disusun Oleh:

CINDI MAYRANI

NIM. 1221918

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

1971

STUDI PERENCANAAN TOWNSHIP DAN PERENCANAAN LINTAS
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA (KAWASAN
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA (KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA))

Surabaya
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA

1-3 JALAN PERKOTAAN SURABAYA
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA
KAWASAN PERKOTAAN SURABAYA

LEMBAR PERSETUJUAN

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN
PADA AREA 3 (TIGA) MALL DINOYO CITY MALANG**

SKRIPSI

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

**Disusun Oleh:
CINDI MAYRANI
NIM 12.21.918**

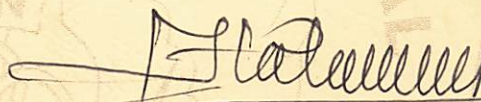
Disetujui Oleh:

Pembimbing I



Ir. Munasih, MT

Pembimbing II



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

ABSTRAK

Mayrani, Cindi. 2014. Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Area 3 (Tiga) Mall Dinoyo City Malang. Skripsi, Program Studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang. Pembimbing: (I) Ir. Munasih, MT, (II) Ir. Togi H. Nainggolan, MS

Kata Kunci: Daya Dukung Pondasi, Pondasi Sumuran

Dalam perencanaan bangunan gedung, pondasi merupakan satu kesatuan struktur yang saling berkaitan dengan gedung. 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 Area 3 (tiga) Mall Dinoyo City Malang. pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang dan pada skripsi ini di rencanakan pondasi sumuran.

Skripsi ini merupakan pembahasan tentang perencanaan perhitungan pondasi sumuran. Perhitungan tersebut meliputi perhitungan pembebanan, daya dukung, jumlah tiang dan perhitungan penulangan pondasi sumuran yang diharapkan dapat dijadikan referensi sebagai alternatif untuk memberikan daya dukung yang sesuai sehingga didapatkan struktur bangunan yang kuat dan aman dengan kondisi di lapangan.

Hasil dari perencanaan pondasi sumuran didapatkan 3 (tiga) tipe pondasi sumuran antara lain: tipe 1 (tipe ringan) dengan kedalaman 480 cm, diameter sumuran 100 cm, didapat jumlah sumuran 1 buah dalam satu poer, didapatkan daya dukung 157.852 kg > beban maksimum yang diterima yaitu 151.480 kg. Tipe 2 (tipe sedang) dengan kedalaman 480 cm, diameter sumuran 130 cm, didapat jumlah sumuran 1 buah dalam satu poer, didapatkan daya dukung 267.540 kg > beban maksimum yang diterima yaitu 266.820 kg. Tipe 3 (tipe berat) dengan kedalaman 480 cm, diameter tiang 170 cm, didapat jumlah sumuran 1 buah dalam satu poer, didapatkan daya dukung 458.720 kg > beban maksimum yang diterima yaitu 414.100 kg.

Disimpulkan bahwa desain pondasi sumuran yang direncanakan mempunyai daya dukung aman untuk menahan beban vertikal yang membebani.

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa, karena berkat rahmat dan hidayah-NYA sehingga penyusun dapat menyelesaikan Skripsi dengan judul “Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Area 3 (tiga) Mall Dinoyo City Malang” tepat waktu.

Tidak lepas dari berbagai hambatan, rintangan dan kesulitan yang muncul, namun berkat petunjuk dan bimbingan dari berbagai pihak sehingga membantu penyusun untuk menyelesaikan laporan skripsi ini. Sehubungan dengan hal tersebut dalam kesempatan ini penyusun menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Ir. Soeparno Djiwo, MT selaku Rektor ITN Malang
2. Dr. Ir. Kustamar, MT selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang
3. Ir. A.Agus Santosa, MT selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
4. Lila Ayu Ratna W.,ST,MT selaku Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
5. Ir. Eding Iskak Imananto, MT selaku Dosen Kordinator Skripsi Bidang Geoteknik
6. Ir. Munasih, MT selaku Dosen Pembimbing I
7. Ir. Togi H. Nainggolan, MS selaku Dosen Pembimbing II

Dalam penyusunan Skripsi ini, Penyusun menyadari masih banyak terdapat kekurangan. Maka penyusun mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dari pembaca demi kesempurnaan laporan ini.

Akhirnya Penyusun mengharapkan semoga skripsi ini dapat bermanfaat serta menambah pengetahuan bagi rekan rekan, khususnya mahasiswa Jurusan Teknik Sipil ITN Malang.

Malang, Agustus 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

	Halaman
LEMBAR PERSETUJUAN	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
ABSTRAKSI	iii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI.....	iv
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR.....	x
DAFTAR TABEL	xiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Identifikasi Masalah.....	3
1.3 Rumusan Masalah.....	3
1.4 Tujuan	4
1.5 Kegunaan	4
1.6 Batasan Masalah	5
BAB II DASAR TEORI	6
2.1 Tinjauan Umum Pondasi	6
2.1.1 Dasar-dasar Pemilihan Jenis Pondasi	6
2.1.2 Klasifikasi Pondasi	10
2.2 Pondasi Sumuran (Kaison)	14
2.2.1 Pertimbangan Penggunaan Pondasi Sumuran	15
2.2.2 Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran.....	16
2.2.3 Macam-macam Pondasi sumuran	17
2.2.3.1 Tipe Dasarnya Terbuka (Open Ended)	19
2.2.3.2 Tipe Dasarnya Tertutup (Closed Ended)	21
2.3 Perancangan Pondasi Sumuran.....	24
2.3.1 Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran	24
2.3.2 Penentuan Daya Dukung Ijin dan Faktor Keamanan	27

2.3.3 Efisiensi Kelompok Tiang	29
2.3.4 Penurunan	34
2.3.5 Konversi Data Sondir ke Parameter Tanah	40
2.3.6 Penulangan.....	41
2.4 Pembebanan.....	46
2.5 Gempa Grafik Respons Spektrum Wilayah 4 (Empat).....	49
BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA	49
3.1 Data Perencanaan.....	49
3.1.1 Spesifikasi Bangunan.....	49
3.1.2 Pedoman Perencanaan	49
3.1.3 Bahan Bangunan.....	50
3.1.4 Pembebanan	50
3.1.5 Dimensi Balok dan Kolom	51
3.2 Perhitungan Pembebanan Pelat.....	51
3.2.1 Perhitungan Beban yang Bekerja Pada Lantai I, IB, dan 2.....	51
3.2.2 Perhitungan Beban yang Bekerja Pada Lantai 3	52
3.2.3 Perataan Beban Pelat Lantai	58
3.2.4 Pembebanan Portal	62
3.2.4.1 Pembebanan Balok pada Portal Memanjang.....	62
3.2.4.2 Pembebanan Balok pada Portal Melintang	97
3.3 Perhitungan Beban Gempa	127
3.3.1 Perhitungan Berat Total Bangunan.....	127
3.3.2 Perhitungan Waktu Getar Bangunan (T)	139
3.3.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal	140
BAB IV PERENCANAAN PONDASI	
4.1 Data Perencanaan.....	143
4.1.1 Spesifikasi Umum dan Perencanaan.....	143
4.1.2 Parameter Tanah	144
4.2 Perencanaan Pondasi Sumuran	147
4.2.1 Tipe Pondasi untuk Beban Ringan (Tipe 1)	147
4.2.1.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	148

4.2.1.2	Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe 1.....	151
4.2.1.3	Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 1.....	152
4.2.2	Tipe Pondasi untuk Beban Sedang (Tipe 2)	156
4.2.2.1	Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	157
4.2.2.2	Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe 2.....	159
4.2.2.3	Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 2.....	161
4.2.3	Tipe Pondasi untuk Beban Berat (Tipe 3)	165
4.2.3.1	Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	166
4.2.3.2	Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe 3.....	168
4.2.3.3	Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 3.....	170
4.3	Pondasi Sumuran yang Menerima Gaya Eksentrisitas	174
4.3.1	Tipe Pondasi 1 dengan Beban Ringan.....	174
4.3.1.1	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Ringan.....	176
4.3.1.2	Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom.....	182
4.3.1.3	Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	185
4.3.1.4	Penulangan Pondasi Sumuran	188
4.3.1.4.1	Perhitungan Tulangan Pokok	188
4.3.1.4.2	Perhitungan Tulangan Spiral.....	193
4.3.2	Tipe Pondasi 2 dengan Beban Sedang.....	197
4.3.2.1	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang.....	198
4.3.2.2	Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom.....	206
4.3.2.3	Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	209
4.3.2.4	Penulangan Pondasi Sumuran	212
4.3.2.4.1	Perhitungan Tulangan Pokok	212
4.3.2.4.2	Perhitungan Tulangan Spiral.....	218
4.3.3	Tipe Pondasi 3 dengan Beban Berat.....	222
4.3.3.1	Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat.....	223
4.3.3.2	Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom.....	230
4.3.3.3	Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	235
4.3.3.4	Penulangan Pondasi Sumuran	238
4.3.2.4.1	Perhitungan Tulangan Pokok	238

4.3.2.4.2 Perhitungan Tulangan Spiral	244
BAB V PENUTUP	
5.1 Kesimpulan	248
5.2 Saran	249
DAFTAR PUSTAKA	250
LAMPIRAN 1	251
LAMPIRAN 2	252

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi cukup dangkal	7
Gambar 2.2 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 10 m di bawah permukaan tanah.....	8
Gambar 2.3 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 20 m di bawah permukaan tanah.....	8
Gambar 2.4 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 30 m di bawah permukaan tanah.....	9
Gambar 2.5 Fondasi Dangkal	11
Gambar 2.6 Fondasi Langsung Batu Kali.....	11
Gambar 2.7 Fondasi Langsung Beton Bertulang.....	12
Gambar 2.8 Fondasi Terapung.....	12
Gambar 2.9 Fondasi Plat	12
Gambar 2.10 Fondasi Dalam	13
Gambar 2.11 a) Pondasi Tiang Pancang b) Pondasi Sumuran c) Pondasi Tiang Franki d) Pondasi Strauss	14
Gambar 2.12 Contoh Bentuk-bentuk Pondasi Sumuran	17
Gambar 2.13 Fondasi Sumuran Tanpa Casing	18
Gambar 2.14 Fondasi Sumuran dengan Casing.....	18
Gambar 2.15 Proses Fondasi Sumuran Tanpa Casing.....	19
Gambar 2.16 Proses Fondasi Sumuran dengan Casing	20
Gambar 2.17 Proses Fondasi Sumuran dengan Casing Ditinggal	21

Gambar 2.18 Transport Caisson dari Darat ke Air	22
Gambar 2.19 Transport Caisson di Atas Air.....	23
Gambar 2.20 Transport Caisson di Dasar	23
Gambar 2.21 Skema Jarak Antar Tiang.....	30
Gambar 2.22 Skema Efisiensi Kelompok Tiang.....	31
Gambar 2.23 Skema Pondasi Tiang Kelompok.....	33
Gambar 2.24 Contoh Kerusakan Bangunan Akibat Penurunan=	35
Gambar 2.25 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Kerucut Statis	41
Gambar 2.26 Penampang Ekuivalen.....	42
Gambar 2.27 Grafik Respons Spektrum Wilayah 4.....	48
Gambar 3.1 Perataan Beban Lt. 1	53
Gambar 3.2 Perataan Beban Lt. 1b	54
Gambar 3.3 Perataan Beban Lt. 2	55
Gambar 3.4 Perataan Beban Lt. 3	56
Gambar 3.5 Perataan Beban Lt. Dak	57
Gambar 4.1 Pondasi Sumuran.....	143
Gambar 4.2 Pondasi Sumuran.....	144
Gambar 4.3 Pondasi SumuranTipe 1	148
Gambar 4.4 Skema Jarak Tepi ke Tepi Pile Cap	152
Gambar 4.5 Pondasi SumuranTipe 2	156
Gambar 4.6 Skema Jarak Tepi ke Tepi Pile Cap	161
Gambar 4.7 Pondasi SumuranTipe 3	165
Gambar 4.8 Skema Jarak Tepi ke Tepi Pile Cap	170
Gambar 4.9 Titik Koordinat Sumuran Tipe Ringan	175

Gambar 4.10 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Ringan	181
Gambar 4.11 Skema Geser Pons Terhadap Kolom	182
Gambar 4.12 Analisis Geser 2 Arah	183
Gambar 4.13 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	187
Gambar 4.14 Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	190
Gambar 4.15 Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan.....	196
Gambar 4.16 Titik Koordinat Sumuran Tipe Sedang	197
Gambar 4.17 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang	205
Gambar 4.18 Skema Geser Pons Terhadap Kolom	206
Gambar 4.19 Analisis Geser 2 Arah	207
Gambar 4.20 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	211
Gambar 4.21 Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	214
Gambar 4.22 Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang.....	221
Gambar 4.23 Titik Koordinat Sumuran Tipe Berat	222
Gambar 4.24 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat	229
Gambar 4.25 Skema Geser Pons Terhadap Kolom	230
Gambar 4.26 Analisis Geser 2 Arah	231
Gambar 4.27 Tulangan Geser Pons Pada Pile Cap.....	234
Gambar 4.28 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer	237
Gambar 4.29 Kolom Segi Empat Ekuivalen.....	240
Gambar 4.21 Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat.....	247

DAFTAR TABEL

	Halaman
Tabel 2.1 Penafsiran Hasil Penyelidikan Tanah dengan Memakai Alat Sondir	21
Tabel 2.2 Faktor Keamanan untuk Pondasi Tiang.....	28
Tabel 2.3 Penurunan Ijin (Showers, 1992)	36
Tabel 2.4 Perkiraan Angka Poison (μ).....	37
Tabel 2.5 Perkiraan Modulus Elastisitas (E)	38
Tabel 2.6 Nilai Koefisien C_p [Eq. (8.60)]	39
Tabel 3.1 Rekapitulasi Perhitungan Perataan Beban	61
Tabel 3.2 Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Merata Balok Memanjang	69
Tabel 3.3 Rekapitulasi Perhitungan Beban Hidup Merata Balok Memanjang.....	85
Tabel 3.4 Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Merata Balok Melintang.....	106
Tabel 3.5 Rekapitulasi Perhitungan Beban Hidup Merata Balok Melintang	119
Tabel 3.6 Gaya Geser Horisontal Akibat Gempa	142
Tabel 4.1 Konversi qc ke N pada Hasil Sondir SD-2	146
Tabel 4.2 Data Input Analisa Sans Pro	147
Tabel 4.3 Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977).....	153
Tabel 4.4 Nilai Koefisien C_p [Eq. (8.60)]	154
Tabel 4.5 Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977).....	162
Tabel 4.6 Nilai Koefisien C_p [Eq. (8.60)]	163
Tabel 4.7 Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977).....	171
Tabel 4.8 Nilai Koefisien C_p [Eq. (8.60)]	171
Tabel 5.1 Hasil Perencanaan Pondasi Sumuran	234

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan perkembangan zaman, dunia konstruksi memegang peranan penting dalam kehidupan kita. Sebagian besar dari aktifitas kita berada di sekitar bangunan seperti gedung perkuliahan, perkantoran, pabrik, mall, rumah sakit, sekolah, tempat ibadah, dan sebagainya. Permasalahannya adalah bagaimana mendirikan suatu bangunan dengan cara yang benar, aman, dan ekonomis. Bagian-bagian struktur bangunan yang perlu diperhatikan antara lain atap, plat lantai, kolom, balok, tangga, dan pondasi.

Menurut Asiyanto (2009:1) Fondasi adalah struktur perantara, yang memiliki fungsi meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri), kepada tanah tempat fondasi tersebut berpijak, tanpa mengakibatkan kerusakan tanah atau tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransinya.

Banyak bangunan yang rusak karena pembebanan berlebih terhadap tanah yang melandasinya. Kejadian-kejadian yang lebih umum adalah retak-retak pada dinding dan lantai, lantai tidak rata (melendut dan miring), pintu dan jendela macet, dan lain-lain. Bahkan tidak jarang terjadi rusak sebagian atau kerusakan yang terlokasikan pada suatu bagian struktural.

Menurut Hamid Shahab (1997:1) mengkatagorikan pondasi menjadi dua yaitu pondasi dangkal antara lain pondasi menerus, pondasi telapak, pondasi kaki gabungan, dan pondasi plat. Sedangkan pondasi dalam antara lain pondasi tiang

pancang, pondasi sumuran, pondasi tiang franki (*franki pile*), tiang bor (*strauss pile/bored pile*).

Asiyanto (2009: 26) menjelaskan fondasi sumuran dipilih apabila lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam. Biasanya dalamnya fondasi sumuran ini berkisar antara 2 sampai 8 meter. Kedalaman ini bagi fondasi langsung terlalu dalam, tetapi bagi fondasi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah tipe fondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Karena cara pelaksanaan tipe sumuran, akan lebih mudah dibanding kedua tipe yang lain.

Tujuan merencanakan pondasi sumuran untuk mendapatkan dimensi yang optimum, daya dukung yang lebih besar untuk menahan semua beban konstruksi baik struktur bagian atas maupun struktur bagian bawah. Dan pada penurunan yang terjadi masih dalam batas yang diijinkan sehingga bangunan aman tanpa terjadi kegagalan fungsi pondasi yang dapat merusak bagian struktur lainnya. Disamping itu, lokasi bangunan juga terletak di lingkungan yang padat, sehingga dalam pembangunan pondasi tidak mengganggu lingkungan sekitar.

Pada area 3 Mall Dinoyo City Malang dalam pelaksanaannya menggunakan pondasi tiang pancang. Dengan menggunakan data tanah (tes sondir SD-2) yang sama, maka penulis merencanakan pondasi sumuran. Pondasi sumuran biasanya berada pada lapisan tanah keras (*hard*, $q_c = 150-300 \text{ kg/cm}^2$) didapatkan pada kedalaman 6,85-7,00 m.

Pada pelaksanaan pondasi sumuran harus digabungkan dengan *pile cap*, maka *pile cap* memiliki karakteristik sebagai tempat pemasangan tulangan kolom yang telah disesuaikan dalam gambar perencanaan.

Berdasarkan uraian tersebut, maka dalam penulisan Skripsi ini diberi judul Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Area 3 Mall Dinoyo City Malang.

1.2 Identifikasi Masalah

Pada Area 3 Mall Dinoyo City (MDC) yang terletak di Jalan Mayjen Haryono, Dinoyo Malang dibangun dengan 5 lantai menggunakan pondasi tiang pancang. Pada gambar denah, fungsi bangunan lantai dasar, lantai 1, lantai 1B, dan lantai 2 adalah sebagai area mall. Sedangkan pada gambar denah lantai 3 berfungsi sebagai lantai gedung parkir. Konstruksi bangunan yang dipakai adalah konstruksi beton bertulang.

Merencanakan pondasi harus didukung dengan data-data yang dapat dipertanggungjawabkan secara teknis, agar hasil yang didapatkan sesuai dengan yang diharapkan. Data tanah yang dipakai dalam perhitungan pondasi diuji di Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Muhammadiyah Malang sebagai pihak yang ditunjuk oleh PT. Citra Gading Utama. Sedangkan data tanah yang dipakai oleh Penulis untuk merencanakan pondasi sumuran adalah hasil pengujian sondir dilakukan di 1 (satu) titik yang berada di area 3.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah, maka rumusan masalah dalam penulisan Skripsi ini adalah:

1. Berapa dimensi pondasi sumuran yang dibutuhkan untuk mendapatkan daya dukung yang cukup?

2. Berapa kapasitas dukung sumuran yang dibutuhkan untuk memikul beban bangunan di atasnya?
3. Bagaimana hasil perhitungan penulangan pondasi sumuran dan pile cap?

1.4 Tujuan

Berdasarkan rumusan masalah, maka tujuan penulisan Skripsi ini adalah ingin mengetahui hasil studi perencanaan pondasi sumuran pada area 3 Mall Dinoyo City Malang, antara lain:

1. Dimensi pondasi sumuran yang dibutuhkan untuk mendapatkan daya dukung yang cukup
2. Besarnya kapasitas dukung sumuran yang dibutuhkan untuk memikul beban bangunan di atasnya
3. Hasil perhitungan penulangan pondasi sumuran dan pile cap

1.5 Kegunaan

Berdasarkan tujuan di atas, maka kegunaan yang ingin dicapai adalah:

- (1) Bagi mahasiswa
 - a) Perencanaan pondasi sumuran dapat digunakan sebagai bahan tambahan pengetahuan yang dapat dijadikan bekal dalam melangkah ke dunia kerja
 - b) Menambah bahan referensi untuk mahasiswa yang memprogram skripsi
 - c) Sebagai syarat dalam menyelesaikan program studi S1 Teknik Sipil.

(2) Bagi jurusan

- a) Menjadikan tambahan pustaka pada materi kuliah pondasi khususnya perhitungan struktur bawah.
- b) Menjadikan bahan perbandingan jika menghadapi permasalahan dengan topik yang serupa.
- c) Sebagai landasan untuk perencanaan selanjutnya.

1.6 Batasan Masalah

Mengingat ruang lingkup permasalahan yang cukup luas, maka perlu ditentukan batasan masalah dengan tujuan agar terarah atau terfokus, sehingga dapat menghindari berbagai permasalahan baru yang timbul. Maka yang menjadi batasan pada pengkajian ini adalah:

- (1) Analisa pembebanan dan analisa statika, sebagai pedoman dalam perhitungan didasarkan pada:
 - a) Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983
 - b) SNI 30-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung
 - c) SNI 03-1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung
 - d) Analisa statika menggunakan program bantu komputer (Sanspro)
- (2) Perhitungan pondasi:
 - a) Daya dukung pondasi sumuran tiang tunggal
 - b) Penurunan pondasi sumuran
 - c) Penulangan pondasi sumuran dan pile cap

BAB II

DASAR TEORI

2.1. Tinjauan Umum Pondasi

Fondasi adalah struktur perantara, yang memiliki fungsi meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri), beban-beban berguna dan gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain-lain kepada tanah tempat fondasi tersebut berpijak, tanpa mengakibatkan terjadinya kerusakan tanah atau tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransinya (Asiyanto, 2009: 1).

Pemilihan jenis fondasi bergantung pada beban yang harus didukung, kondisi tanah fondasi, dan biaya pembuatan fondasi yang dibandingkan terhadap biaya struktur atasnya (Hardiyatmo, Hary C., 2011: 342).

2.1.1. Dasar-dasar Pemilihan Jenis Pondasi

Asiyanto (2009: 2) menjelaskan perencanaan fondasi sangat erat kaitannya dengan pengetahuan tentang mekanika tanah (*soil mechanic*). Kemudian karena tanah berfungsi sebagai pendukung, maka fondasi 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).

Dalam kenyataan, tanah terdiri dari suatu lapisan-lapisan, di mana pada umumnya semakin dalam lapisan tanah semakin kuat daya dukungnya.

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhartikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut. Ini

BAB II BASAR TEORI

2.1. Tujuan Umum Pondasi

Pondasi adalah struktur perantara yang memiliki fungsi meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri), beban-beban berguna dan gaya-gaya luar seperti tekanan angin, gempa bumi) dan lain-lain kepada tanah tempat fondasi tersebut berpijak, tanpa mengakibatkan terjadinya kerusakan tanah atau tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransi (Asrianto, 2009: 1).

Pemilihan jenis fondasi bergantung pada beban yang harus didukung, kondisi tanah fondasi, dan biaya pembuatan fondasi yang dibandingkan terhadap biaya struktur atasnya (Handayani, Hary, d. 2011: 342).

2.1.1. Dasar-dasar Pemilihan Jenis Pondasi

Asrianto (2009: 2) menjelaskan perencanaan fondasi sangat erat kaitannya dengan pengetahuan tentang mekanika tanah (soil mechanics). Kemudian karena tanah berfungsi sebagai pendukung, maka fondasi harus terletak pada tanah yang mampu mendukung beban yang mempunyai daya dukung yang cukup sesuai dengan beban yang terjadi untuk tiap satuan luas (kg/cm^2).

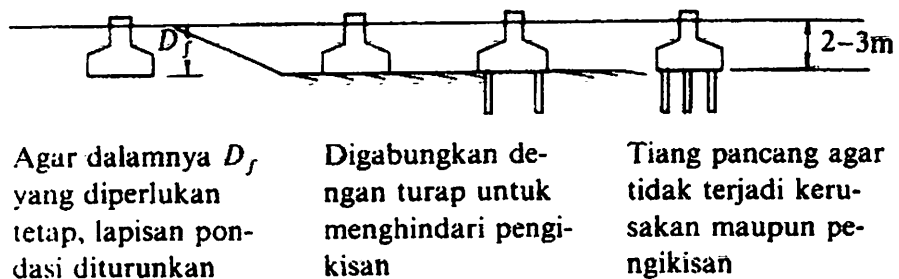
Dalam kenyataan, tanah terdiri dari suatu lapisan-lapisan di mana pada umumnya semakin dalam lapisan tanah semakin kuat daya dukungnya.

Dalam pemilihan bentuk dan jenis pondasi yang memadai perlu diperhatikan beberapa hal yang berkaitan dengan pekerjaan pondasi tersebut, hal

karena tidak semua jenis pondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis pondasi tiang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak tepat walaupun secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya (Pamungkas, A., dan Harianti, E., 2013: 16).

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam penentuan jenis pondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasang pondasi
 - a. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka pondasi yang dipilih sebaiknya jenis pondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak) dan pondasi *strauss* (lihat Gambar 2.1).



Gambar 2.1 Contoh-contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi cukup dangkal
(Sumber: Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 75)

- b. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 meter di bawah permukaan tanah: Dalam hal ini, dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*floating pile foundation*) untuk memperbaiki tanah pondasi, seperti yang terlihat dalam Gambar 2.2. Jika memakai tiang, maka tiang baja atau tiang beton yang dicor di tempat (*cast in place*) kurang ekonomis, karena tiang-tiang tersebut kurang panjang.

konstruksi tidak semua jenis fondasi dapat dilaksanakan di semua tempat. Misalnya pemilihan jenis fondasi yang pancang di tempat padat penduduk tentu tidak dapat dilakukan secara teknis cocok dan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya

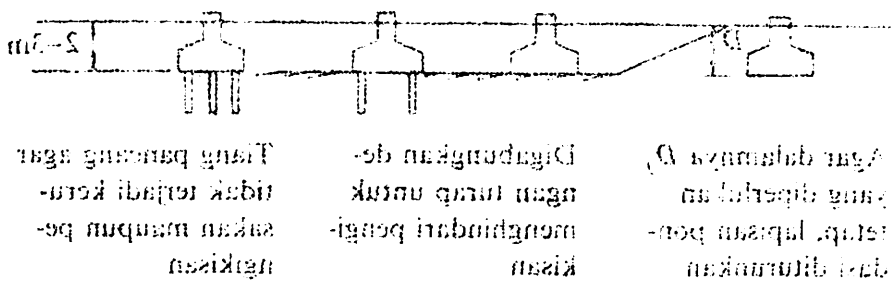
(Purwanto, A., dan Hartono, E., 2013: 16).

Beberapa hal yang harus dipertimbangkan dalam pemilihan jenis fondasi adalah:

1. Keadaan tanah yang akan dipasangi fondasi

a. Bila tanah berdekatan fondasi terdapat pada permukaan tanah atau 2-3 meter di bawah permukaan tanah maka fondasi yang dipilih sebaiknya jenis fondasi dangkal (pondasi jalur atau pondasi tapak) dan fondasi

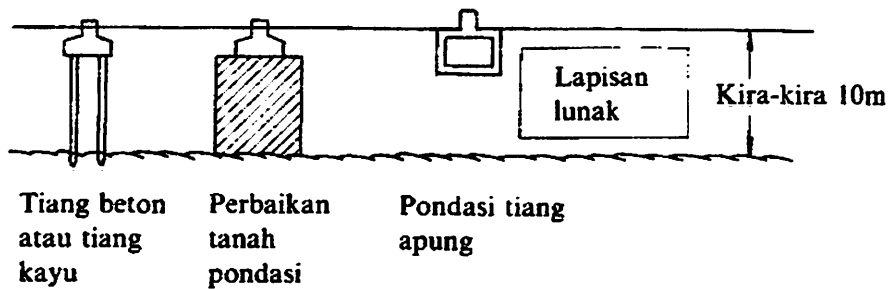
Gambar 2.1. (Lihat Gambar 2.1).



Tiang pancang agar tidak terjadi korosi akan mampu bertahan	Digabungkan dengan tiang untuk menghindari pengikisan	Agar digunakan yang diperlukan
---	---	--------------------------------

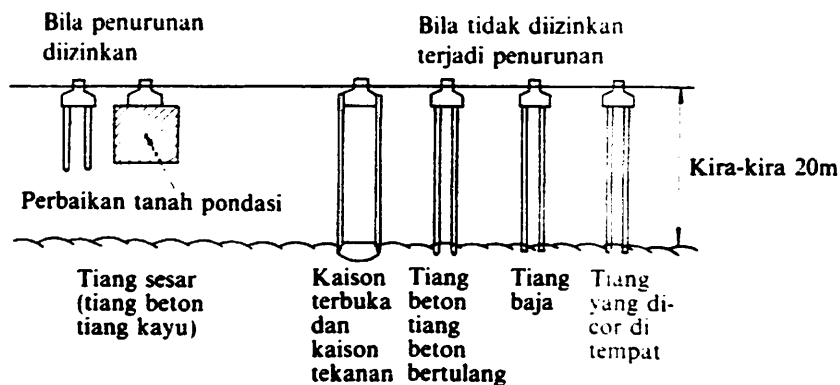
Gambar 2.1 Contoh-contoh pondasi bila lapisan berdekatan pondasi cukup dangkal (Sumber: Soderstrom, S., dan Nakazawa, K., 2000: 73)

b. Bila tanah berdekatan fondasi terdapat pada kedalaman sekitar 10 meter di bawah permukaan tanah: Dalam hal ini dipakai pondasi tiang atau pondasi tiang sepang (floating pile foundation) untuk memperbaiki tanah pondasi seperti terlihat dalam Gambar 2.2. Jika memakai tiang maka tiang baja atau tiang beton yang dicor di tempat (cast in place) kurang ekonomis karena tiang-tiang tersebut kurang panjang.



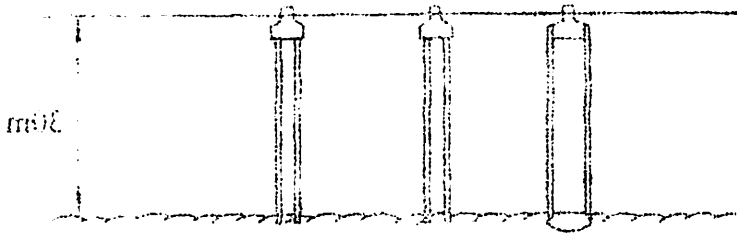
Gambar 2.2 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 10m di bawah permukaan tanah.
(Sumber: Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 76)

- c. Bila tanah keras terletak pada kedalaman hingga 20 meter di bawah permukaan tanah maka jenis pondasi yang biasanya dipakai adalah pondasi tiang pancang atau pondasi bor bilamana tidak boleh terjadi penurunan. Bila terdapat batu besar pada lapisan tanah, pemakaian kaisan lebih menguntungkan.



Gambar 2.3 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 20 m di bawah permukaan tanah.
(Sumber: Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 76)

- d. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 30 meter di bawah permukaan tanah: Biasanya dipakai kaisan terbuka, tiang baja atau tiang yang dicor di tempat, seperti yang diperlihatkan dalam

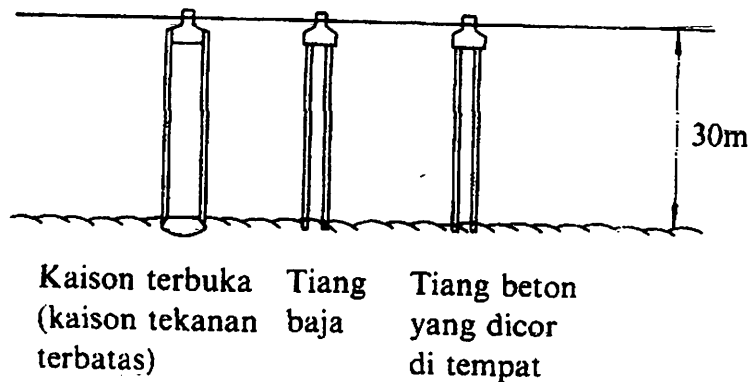


Gambar 3.4 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 30 m di bawah permukaan tanah. (Sumber: Soedarmo, 2002 dan Nakazawa, 2000: 76)

6. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter di bawah permukaan tanah. Dalam hal ini yang paling baik adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.

5. Batasan-batasan akibat konstruksi di antara upper structure kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan. Jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung pondasi) dan seberapa besar pemunahan yang diijinkan terjadi pada pondasi.

3. Faktor lingkungan
 Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan dimana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pembangunan pondasi pasti akan menimbulkan suatu yang mengganggu penduduk sekitar.



Gambar 2.4 Contoh pondasi bila lapisan pendukung pondasi berada sekitar 30 m di bawah permukaan tanah.
 (Sumber: Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 76)

- e. Bila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter di bawah permukaan tanah: Dalam hal ini, yang paling baik adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat.
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (*upper structure*)
- Kondisi struktur yang berada di atas pondasi juga harus diperhatikan dalam pemilihan jenis pondasi. Kondisi struktur tersebut dipengaruhi oleh fungsi dan kepentingan suatu bangunan, jenis bahan bangunan yang dipakai (mempengaruhi berat bangunan yang ditanggung pondasi), dan seberapa besar penurunan yang diijinkan terjadi pada pondasi.
3. Faktor lingkungan
- Faktor lingkungan merupakan faktor yang dipengaruhi oleh kondisi lingkungan dimana suatu konstruksi tersebut dibangun. Apabila suatu konstruksi direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang, tetapi konstruksi terletak pada daerah padat penduduk, maka pada waktu pelaksanaan pemancangan pondasi pasti akan menimbulkan suara yang mengganggu penduduk sekitar.

4. Waktu pekerjaan

Waktu pelaksanaan pengerjaan pondasi juga harus diperhatikan agar tidak mengganggu kepentingan umum. Pondasi tiang pancang yang membutuhkan banyak alat berat mungkin harus dipertimbangkan kembali apabila dilaksanakan pada jalan raya dalam kota yang sangat padat, karena akan menimbulkan kemacetan yang luar biasa.

5. Biaya

Jenis pondasi juga harus mempertimbangkan besar anggaran biaya konstruksi yang direncanakan, tetapi harus tetap mengutamakan kekuatan dari pondasi tersebut agar konstruksi yang didukung oleh pondasi tetap berdiri dengan aman. Analisis jenis pondasi yang tepat dan sesuai dengan kondisi tanah juga bisa menekan biaya konstruksi. Misal konstruksi struktur pada lokasi di mana kondisi tanah bagus dan cukup kuat bila menggunakan pondasi telapak saja tidak perlu direncanakan menggunakan pondasi tiang.

2.1.2. Klasifikasi Pondasi

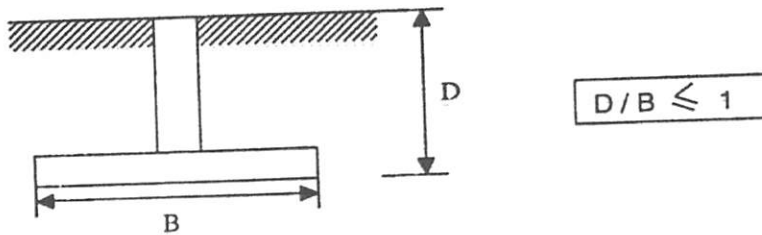
Dari beberapa faktor di atas, dapat disimpulkan bahwa ada 2 (dua) unsur yang berkaitan dengan fondasi yaitu, beban yang terjadi dan kekuatan daya dukung lapisan tanahnya (Asiyanto, 2009: 2).

Oleh karena itu, menurut Joseph E. Bowles, fondasi hanya dibagi menjadi dua jenis fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*).

a. Pondasi Dangkal (*Shallow Foundation*)

Kriteria fondasi dangkal ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar fondasi dengan kedalaman fondasi. Di mana untuk fondasi dangkal ditetapkan bila kedalaman fondasi dibagi lebarnya lebih kecil atau sama dengan satu ($D/B \leq 1$) (Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 75).

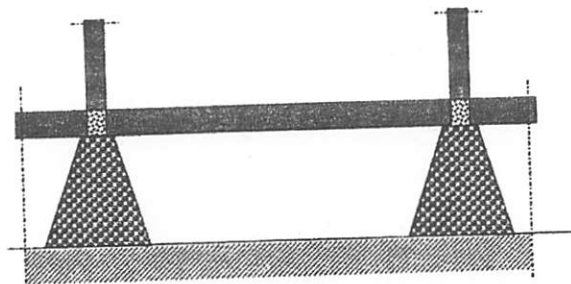
Pada umumnya pondasi dangkal terdiri dari pondasi telapak (spread foundation). Namun timbul dalam pemikiran untuk mengembangkan kemampuan pondasi dangkal untuk dapat menahan beban yang lebih besar, atau dengan kata lain mengembangkan daya dukung tanah dangkal yang kurang baik. Pondasi itu adalah pondasi cakar ayam dan pondasi sarang laba-laba yang disebut khusus dan telah memperoleh hak paten intelektual.



Gambar 2.5 Fondasi Dangkal

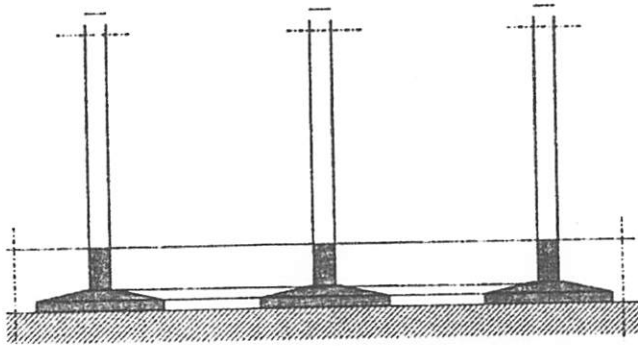
Asiyanto (2009: 18) menurut bentuk konstruksinya pondasi dangkal dibagi menjadi empat macam, yaitu:

- a) Pondasi menerus dari pasangan batu kali



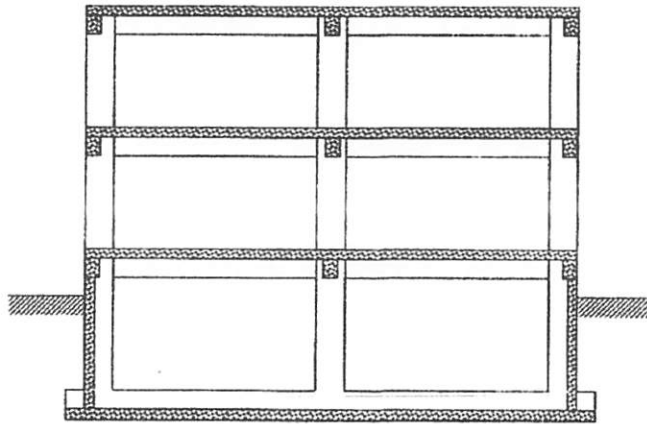
Gambar 2.6 Fondasi Langsung Batu Kali
(Sumber: Asiyanto, 2009: 18)

b) Pondasi telapak dari beton bertulang



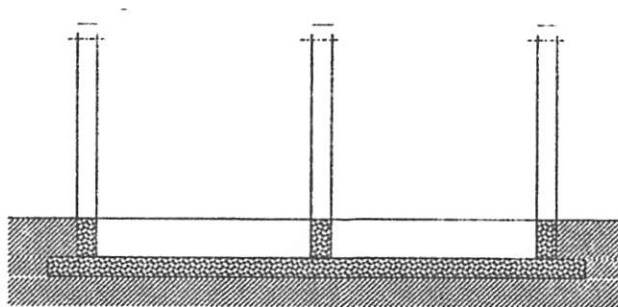
Gambar 2.7 Fondasi Langsung Beton Bertulang
(Sumber: Asiyanto, 2009: 18)

c) Pondasi terapung (*floating foundation*)



Gambar 2.8 Fondasi Terapung
(Sumber: Asiyanto, 2009: 19)

d) Pondasi plat



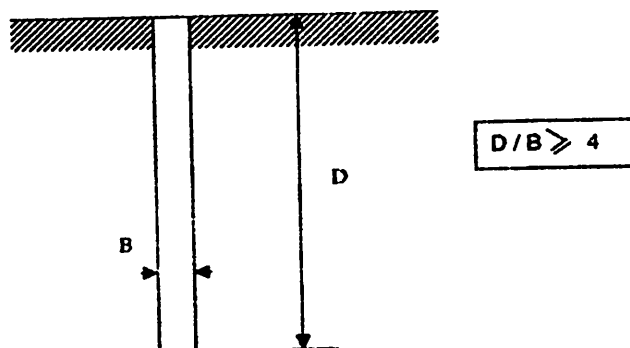
Gambar 2.9 Fondasi Plat
(Sumber: Asiyanto, 2009: 19)

b. Pondasi Dalam (*Deep Foundation*)

Kriteria fondasi dalam ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dalam ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya pondasi lebih besar dari empat ($D/B \geq 4$) (Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 75).

Pondasi dalam digunakan apabila:

- a) Daya dukung tanah yang memenuhi terletak sangat dalam
- b) Tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan.
- c) Lapisan tanah bawah permukaan sampai kelapisan tanah keras terdiri atas tanah lunak yang sangat tebal sehingga jika dipakai pondasi dangkal, biaya penggalian tanah tersebut lebih mahal dari pada biaya pondasi itu sendiri.
- d) Lapisan tanah merupakan jenis tanah yang mudah kembang susut.



Gambar 2.10 Fondasi Dalam

Macam-macam pondasi dalam yaitu:

- | | |
|--------------------------|--|
| a) Pondasi tiang pancang | c) Pondasi tiang franki (franki pile) |
| b) Pondasi sumuran | d) Tiang bor (strauss pile/bored pile) |

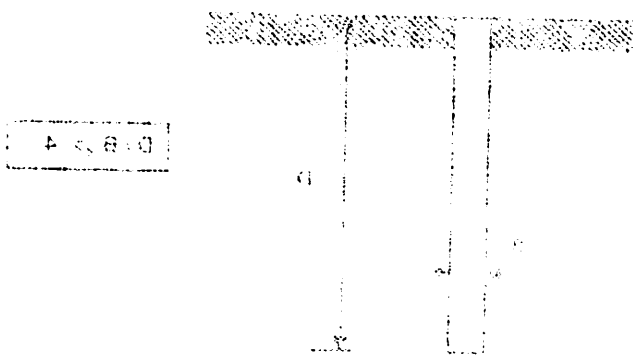
d. Pondasi Dalam (Deep Foundation)

Kriteria pondasi dalam diterapkan dengan persyaratan perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dalam diterapkan bila kedalaman pondasi lebih banyak dari lebar pondasi

$(D/B \geq 4)$ (Sudrajat, 2000: 13)

Pondasi dalam digunakan apabila:

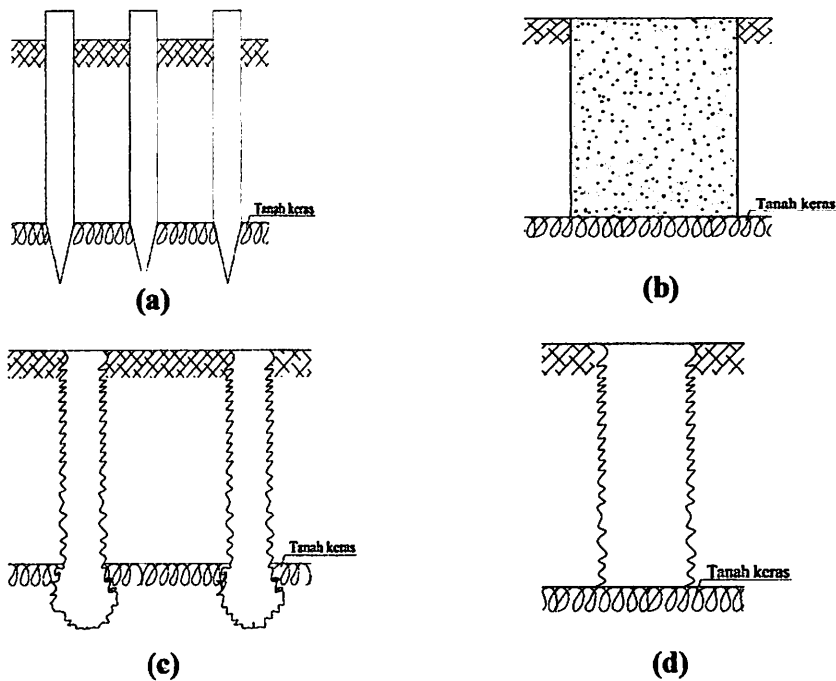
- a) Daya dukung tanah yang memenuhi terletak sangat dalam
- b) Tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk menyangkal beban bangunan.
- c) Lapisan tanah bawah permukaan sampai ketebasan tanah kelas terinci atau tanah liat yang sangat tebal sehingga jika dipakai pondasi dangkal, biaya pengalihan tanah tersebut lebih mahal dari pada biaya pondasi ini sendiri.
- d) Lapisan tanah merupakan jenis tanah yang mudah kembang susut.



Gambar 2.10 Pondasi Dalam

Macam-macam pondasi dalam yaitu:

- a) Pondasi sumuran
- b) Pondasi tiang pancang
- c) Pondasi tiang fraksi (franki pile)
- d) Tiang bor (struss pile/bored pile)



Gambar 2.11 a) Pondasi Tiang Pancang b) Pondasi Sumuran
 c) Pondasi Tiang Franki d) Pondasi Strauss

2.2. Pondasi Sumuran (Kaison)

Kaison adalah suatu pondasi yang terletak pada lapisan pendukung, yang terbenam ke dalam tanah karena beratnya sendiri dan dengan mengeluarkan tanah galian dari dasar bangunan bulat, yang terbuat dari beton bertulang (Sosrodarsono, S., dan Nakazawa, K., 2000: 141).

Fondasi kaison terdiri dari dua tipe, yaitu kaison bor (*drilled caisson*) dan kaison (*caisson*). Di Indonesia fondasi kaison sering dibuat berbentuk silinder sehingga umumnya disebut fondasi sumuran karena bentuknya yang mirip sumur. Fondasi kaison merupakan jenis peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi dalam. Istilah kaison digunakan untuk menggambarkan bentuk fondasi yang berupa silinder atau persegi, dengan atau tanpa pembesaran pada ujungnya (Hardiyatmo, Harry C., 2001: 263).

Fondasi kaisan bor dibuat dengan cara mengebor lebih dulu untuk membuat lubang di dalam tanah, dan kemudian lubang diisi dengan beton. Bagian tubuh kaisan dapat dilindungi pipa yang merupakan bagian dari fondasi, atau pipa pelindung ditarik setelah pengecoran. Untuk memperoleh kapasitas dukung yang tinggi, dasar kaisan dapat diperbesar menurut bentuk lonceng. Fondasi semacam ini digunakan untuk mengirimkan beban ke lapisan yang lebih kuat, dimana pemakaian fondasi tiang pancang tidak diperbolehkan berhubung getaran akibat proses pemancangan tiang mengganggu stabilitas bangunan di sekitarnya.

Fondasi kaisan yang berbentuk silinder atau kotak beton dibuat dengan menanamkan silinder beton ditempatnya, bersamaan dengan penggalian tanah. Fondasi ini dimaksudkan untuk mengirimkan beban besar yang harus melalui air atau material jelek sebelum mencapai tanah pendukung yang kuat (Hardiyatmo, Harry C., 2001: 263).

2.2.1. Pertimbangan Penggunaan Pondasi Sumuran

Fondasi sumuran dipilih apabila lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam. Biasanya dalamnya fondasi sumuran ini berkisar antara 2 sampai 8 meter. Kedalaman ini bagi fondasi langsung terlalu dalam, tetapi bagi fondasi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah tipe fondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Karena cara pelaksanaan tipe sumuran, akan lebih mudah dibanding kedua tipe yang lain (Asiyanto, 2009: 26).

Fondasi kaisan bor dibuat dengan cara mengotor lebih dulu untuk membuat lubang di dalam tanah dan kemudian lubang diisi dengan beton. Bagian tubuh kaisan dapat dilindungi pipa yang merupakan bagian dari fondasi. Man pipa belingun ditatik setelah pengocoran. Untuk memperoleh kapasitas dukung yang tinggi, dasar kaisan dapat diperbesar dengan bentuk loncong. Fondasi semacam ini digunakan untuk meningkatkan beban ke pipa-pipa yang lebih kuat dimana pemukiman fondasi yang pampang tidak diperbolehkan berhubung getaran akibat proses pembangunan yang menggunakan stabilitas bangunan di sekitarnya.

Fondasi kaisan yang berbentuk silinder atau kotak beton dibuat dengan menggunakan silinder beton dipampatkan bersamaan dengan pengisian tanah. Fondasi ini dimaksudkan untuk meningkatkan beban beton yang harus melalui air atau material jelek sebelum mencapai tanah pendukung yang kuat (Hardyanto, 2000: 263).

2.2.1. Perimbangan Penggunaan Pondasi Sumuran

Fondasi sumuran dipilih apabila lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam. Biasanya dasarnya fondasi sumuran ini berkisar antara 2 sampai 8 meter. Kedalaman ini bagi fondasi langsung terlihat dalam tetapi bagi fondasi yang terhalang dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah tipe fondasi sumuran perimbangan ini adalah perimbangan pelaksanaan karena cara pelaksanaan tipe sumuran akan lebih mudah dibanding kedua tipe yang lain

(Asiyanto, 2000: 26).

Apabila dikehendaki pondasi dalam, maka pondasi sumuran merupakan alternatif dari pondasi tiang pancang. Pertimbangan untuk memilih tidak saja didasarkan pada biaya, tetapi juga pada faktor teknis dan lingkungan.

Keuntungan penggunaan pondasi sumuran sebagai berikut:

1. Sumuran dapat digali sampai lapisan yang dikehendaki sehingga mudah diperiksa susunan lapisannya.
2. Dalam lapisan pasir padat, lapisan kerikil, atau batu-batuan lapuk, pondasi sumuran akan lebih mampu mengatasinya daripada pondasi tiang pancang.
3. Pelaksanaan sumuran tidak memindahkan volume tanah seperti tiang pancang sehingga tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat membahayakan bangunan-bangunan di sekitarnya.
4. Tidak menimbulkan getaran dan keributan pada saat membangun.

Sedangkan kerugian penggunaan pondasi sumuran antara lain adalah:

1. Berhasilnya pemasangan pondasi ini tergantung pada pengalaman dan keterampilan pelaksanaan.
2. Dalam situasi tertentu, penggalian sumuran dapat menimbulkan pengaruh yang kurang baik pada dasar galian dan sisi galian.

2.2.2. Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

Bentuk pondasi sumuran tergantung kepada keadaan lapisan pendukung dan gaya yang bekerja. Bentuk-bentuk penampang pondasi sumuran adalah :

- a. Lingkaran tunggal
- b. Segi empat
- c. Lingkaran / Octagonal ganda

Apabila diketahui kondisi dalam, maka kondisi permukaan merupakan alternatif dari kondisi yang pascang. Pertimbangan untuk memilih tidak saja didasarkan pada biaya tetapi juga pada faktor teknik dan lingkungan.

Konstruksi penggunaan pondasi sumuran sebagai berikut:

1. Sumuran dapat digali sampai lapisan yang diketahui sehingga mudah diperiksa susunan lapisannya.
2. Dalam lapisan pasir padat, lapisan kerikil, atau batu-batuan lapis pondasi sumuran akan lebih mampu mengatasinya daripada pondasi tiang pancang.
3. Pelaksanaan sumuran tidak menimbulkan volume tanah seperti tiang pancang sehingga tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat menimbulkan penurunan-punruan di sekitarnya.
4. Tidak menimbulkan getaran dan ketepatan pada saat pembangunan.

Sedangkan kegiatan penggunaan pondasi sumuran antara lain adalah:

1. Biasanya pemasangan pondasi ini tergantung pada pengetahuan dan keterampilan pelaksanaan.
2. Dalam situasi tertentu pengujian sumuran dapat menimbulkan pengaruh yang kurang baik pada dasar gelian dan sisi gelian.

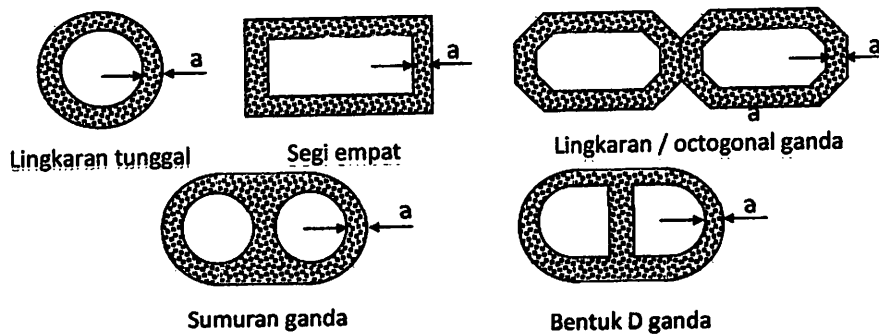
3.2.3. Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

Bentuk pondasi sumuran tergantung kepada keadaan lapisan pendukung

dan gaya yang bekerja. Bentuk-bentuk benampang pondasi sumuran adalah :

- a. Lingkaran tunggal
- b. Segi empat
- c. Lingkaran (Circular) ganda

- d. Sumuran ganda
- e. Bentuk D ganda



Gambar 2.12 Contoh Bentuk-Bentuk Pondasi Sumuran (Kaison)

2.2.3. Macam-macam Pondasi Sumuran

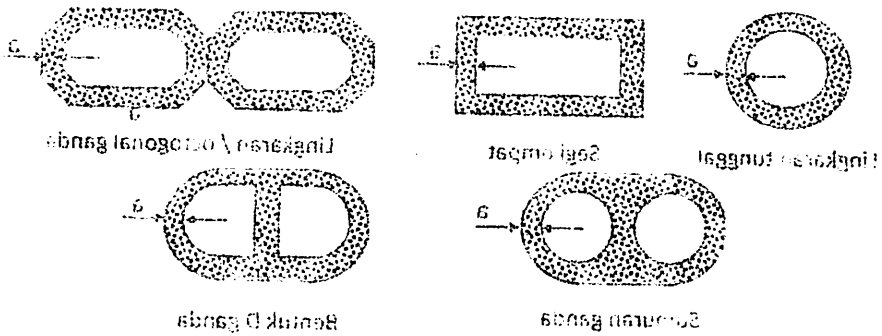
Bila kondisi tanah cukup stabil, fondasi sumuran dapat dibuat secara langsung, dengan menggali sumuran kemudian diisi dengan meterial fondasi (beton cuclop, batu kali). Tetapi bila tanah mudah runtuh, maka diperlukan casing selama proses penggalian sumuran (Asiyanto, 2009: 26).

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

- a. Dasarnya terbuka (*open ended*), untuk fondasi sumuran di daratan.
- b. Dasarnya tertutup (*closed ended*), untuk fondasi sumuran dalam air, atau sering disebut fondasi *caisson*.

Diameter fondasi sumuran untuk daratan, minimum 80 cm, yaitu cukup besar sehingga pekerja-pekerja dapat melakukan penggalian di dalamnya (Asiyanto, 2009: 27).

- 4. Sumuran ganda
- 5. Bentuk D ganda



Gambar 2.12 Contoh Bentuk-Bentuk Pondasi Sumuran (Kaisan)

2.2.3. Macam-macam Pondasi Sumuran

Bila kondisi tanah cukup stabil, fondasi sumuran dapat dibuat secara langsung dengan menggali sumuran kemudian diisi dengan material fondasi (beton corcolop, batu kali). Tetapi bila tanah mudah runtuh maka diperlukan casing selama proses penggalian sumuran (Asiyanto, 2009: 26).

Dari pertimbangan cara pekerjanya maka fondasi sumuran yang menggunakan casing dibagi menjadi 2 (dua) macam, yaitu:

- a. Dasar yang terbuka (open ended) untuk fondasi sumuran di dalam air.
- b. Dasar yang tertutup (closed ended) untuk fondasi sumuran dalam air.

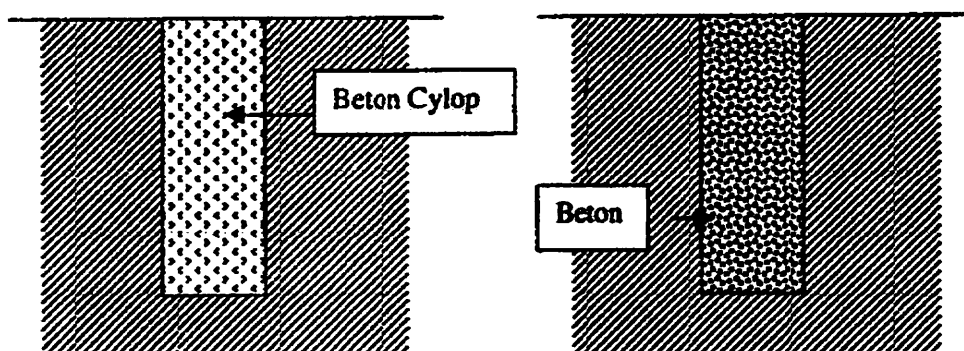
atau sering disebut fondasi *swayaw*.

Diameter fondasi sumuran untuk dalam air minimum 80 cm. Jalin corcolop besar sehingga pekerja-pekerja dapat melakukan penggalian di dalamnya

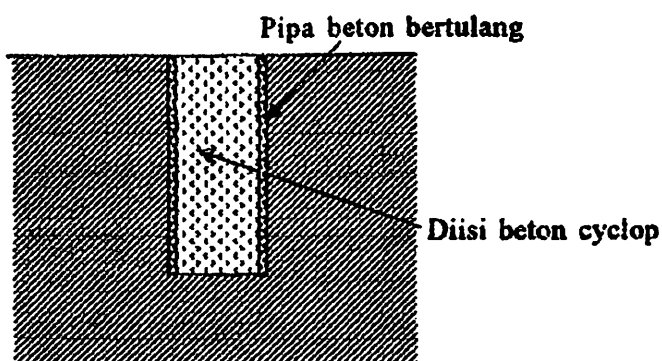
(Asiyanto, 2009: 27).

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

- a. Beton cyclop (batu-batu besar diberi spesi beton).
- b. Beton biasa/beton bertulang
- c. Kombinasi beton dan cyclop (biasanya struktur beton berfungsi sebagai casing kemudian diisi dengan beton cyclop). Lihat **Gambar 2.13**, dan **Gambar 2.14**.



Gambar 2.13 Fondasi Sumuran Tanpa Casing
(Sumber: Asiyanto, 2009: 27)



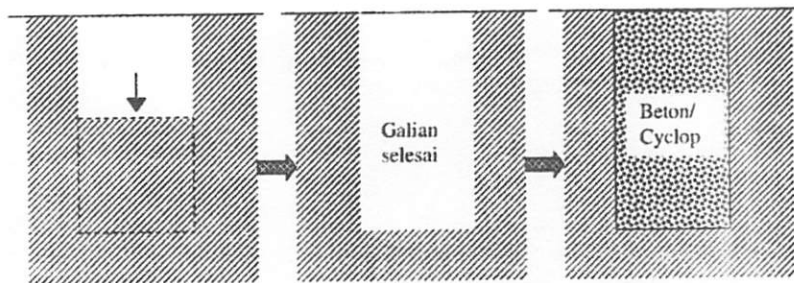
Gambar 2.14 Fondasi Sumuran dengan Casing
(Sumber: Asiyanto, 2009: 27)

2.2.3.1 Tipe Dasarnya Terbuka (*Open Ended*)

Tipe dasar terbuka ini, pelaksanaannya masih tergantung dari kondisi tanah di atas lapisan tanah keras tempat fondasi sumuran berpijak. Bila tanah dapat dipotong tegak tanpa terganggu stabilitasnya maka kondisi sumuran ini dapat dilaksanakan tanpa casing. Bila kondisinya sebaliknya berarti perlu casing (Asiyanto, 2009: 28).

a. Tanpa Casing

Pelaksanaannya dilaksanakan dengan menggali lubang seperti sumuran sampai lapisan atau elevasi yang ditetapkan, dengan tenaga manusia. Kemudian lubang tersebut diisi dengan material yang ditetapkan, beton cyclop atau beton. Lihat **Gambar 2.15**.



Gambar 2.15 Proses Fondasi Sumuran Tanpa Casing
(Sumber: Asiyanto, 2009: 27)

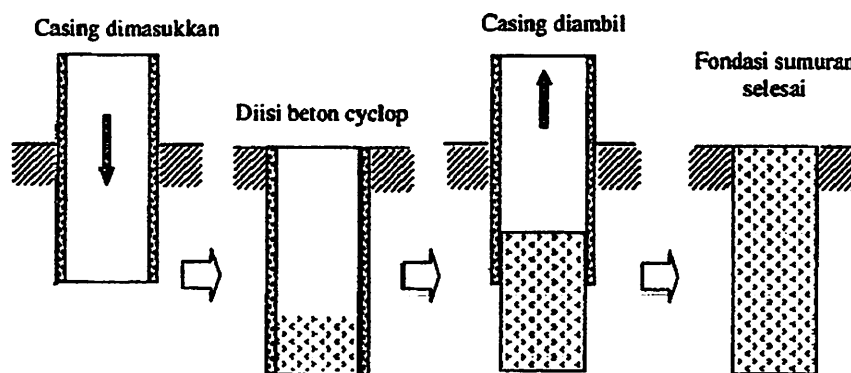
b. Dengan Casing yang Diambil

Casing di sini diperlukan untuk menjaga stabilitas tanah yang digali agar tidak longsor. Jenis casing yang akan diambil lagi ini biasanya terbuat dari baja (Asiyanto, 2009: 29).

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 (dengan cara menggali tanah bagian tengah casing), maka dilakukan pengisian lubang dengan beton atau cyclop sambil menarik keatas casingnya. Demikian seterusnya hingga casing ke luar lagi dari lubang.

Bila proses memasukkan casing tidak sulit, maka seluruh casing dapat dimasukkan sekaligus, dan penggaliannya juga dapat dilakukan sekaligus, tidak perlu bertahap. Lihat **Gambar 2.16**.

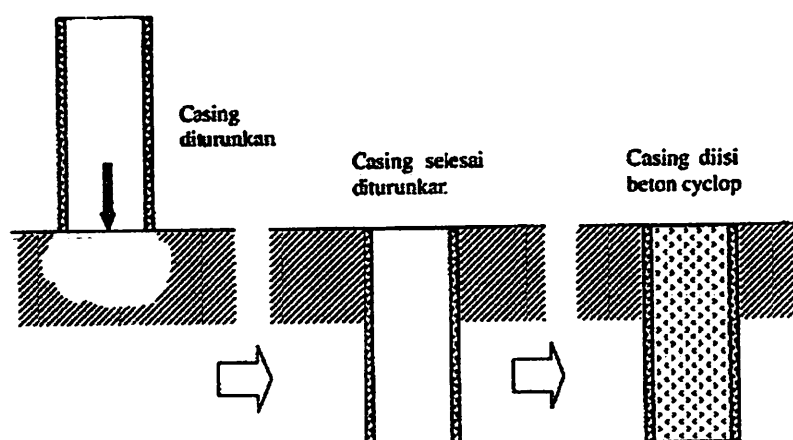


Gambar 2.16 Proses Fondasi Sumuran dengan Casing Diambil
(Sumber: Asiyanto, 2009: 27)

c. Dengan Casing yang Ditinggal

Casing di sini dapat berfungsi ganda yaitu sebagai struktur penahan tanah pada proses pekerjaan galian dan sebagai bagian dari struktur fondasi. Yang umum dilakukan casingnya terbuat dari beton buis (beton sumuran), sehingga casing ini berfungsi juga sebagai bagian dari struktur. Beton buis ini diturunkan dengan cara menggali tanah di bagian dalam buis, dan beton buisnya diturunkan sampai mencapai elevasi yang ditetapkan, secara bertahap. Kemudian lubang diisi dengan material yang ditetapkan, misalnya, beton cyclop (Asiyanto, 2009: 30).

Proses penurunan beton buis ini harus hati-hati, agar posisinya tetap vertikal. Oleh karena itu selama proses penurunan harus selalu dikontrol vertikalitasnya, untuk segera dapat diperbaiki bila terjadi kemiringan di luar toleransi. Proses pelaksanaan jenis fondasi ini terkadang sudah harus menghadapi air tanah. Umumnya untuk mengatasi air tanah cukup dengan pemompaan (open pumping). Lihat **Gambar 2.17**.



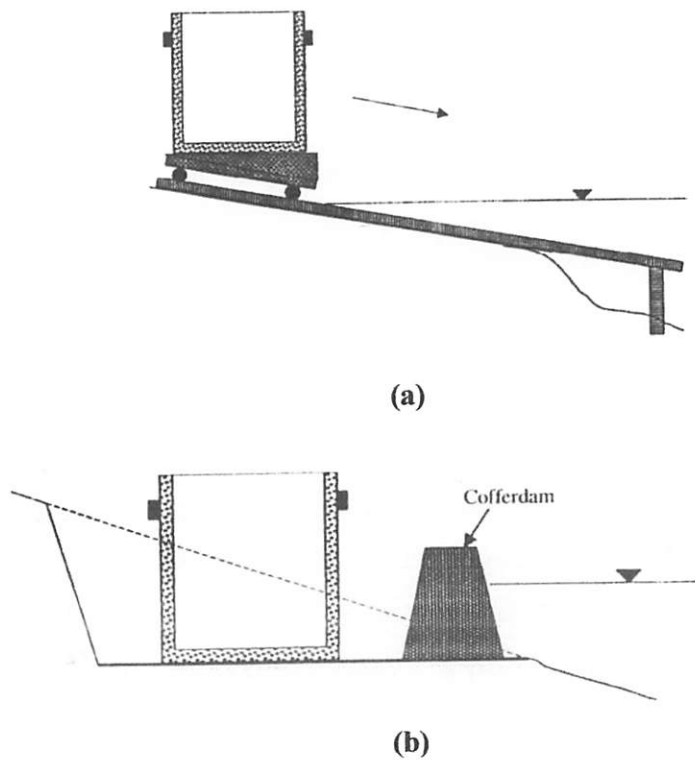
Gambar 2.17 Proses Fondasi Sumuran dengan Casing Ditinggal
(Sumber: Asiyanto, 2009: 30)

2.2.3.2 Tipe Dasarnya Tertutup (*Closed Ended*)

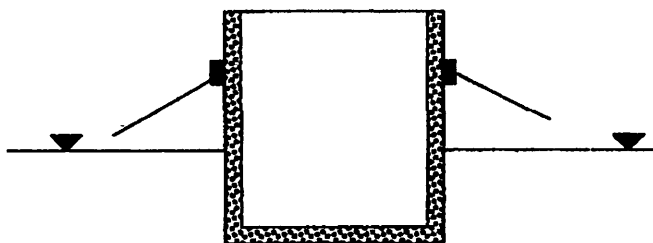
Asiyanto (2009: 31) menjelaskan bahwa tipe dasar tertutup ini sering digunakan untuk fondasi caisson di dalam air. Maksud dari dasar tertutup disini agar transport ke lokasi serta menyetel pada letak yang telah ditetapkan, dapat dilakukan dengan mengapungkan caisson tersebut. Urut-urutan pelaksanaan dapat diuraikan sebagai berikut:

- a. *Caisson* ini dibuat di darat dan kemudian diapungkan dengan cara peluncuran, dan selanjutnya ditarik dengan perahu/kapal ke lokasinya.

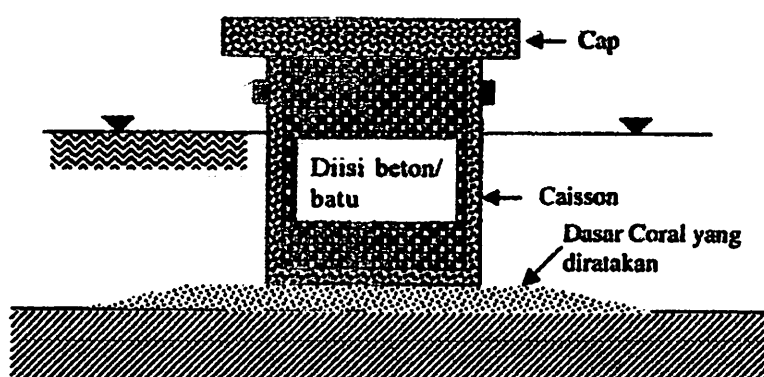
- b. Pada dinding-dinding *caisson* tersebut dibuat angker-angker untuk kabel, untuk keperluan penyetelan pada kedudukan yang tepat.
 - c. Setelah kedudukannya tepat baru *caisson* diisi dengan ballast atau air agar dapat turun dan duduk pada tanah dasar.
 - d. Pekerjaan persiapan sebelum peluncuran adalah pengecekan *caisson*, bocor atau tidak, dengan cara mengisi air.
 - e. Transport dari darat ke air disamping peluncuran dapat juga dengan cara dicor di bawah muka air dan dikeringkan dengan *cofferdam*, sesudah selesai *cofferdam* dibuka sehingga mengapungkan dan ditarik.
- Lihat **Gambar 2.18** sampai dengan **Gambar 2.19**.



Gambar 2.18 Transport *Caisson* dari Darat ke Air:
 a) *Caisson* Diluncurkan ke Air
 b) *Caisson* Diluncurkan dengan Membongkar Cofferdam
 (Sumber: Asiyanto, 2009: 32)

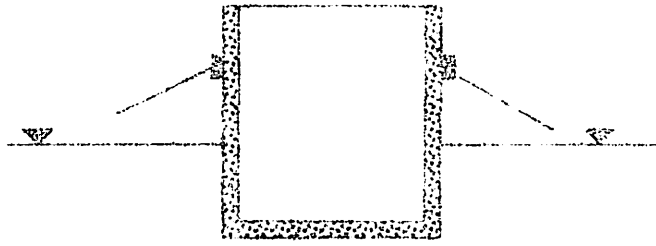


Gambar 2.19 Transport *Caisson* di Atas Air:
Caisson Diangkut dengan Cara Terapung
(Sumber: Asiyanto, 2009: 32)

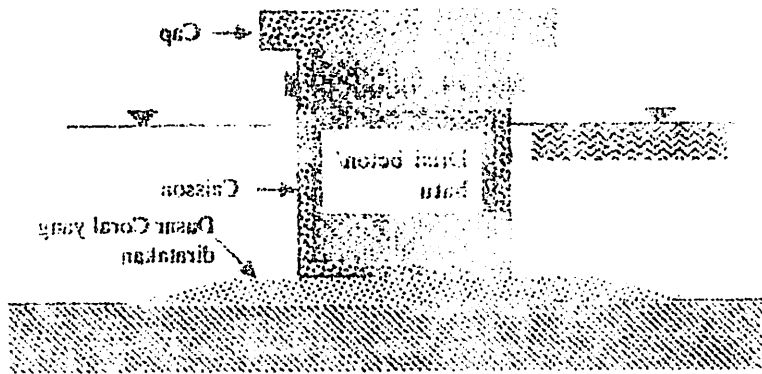


Gambar 2.20 Transport *Caisson* di Dasar:
Caisson Diturunkan pada Posisinya
(Sumber: Asiyanto, 2009: 33)

Setelah *caisson* terletak pada posisinya, *caisson* diturunkan di dasar dengan cara diisi penuh dengan air (sebelumnya di dasar rencana *caisson*, disebar coral lebih dahulu dan diratakan), kemudian setelah terletak, *caisson* dikeringkan dan kemudian diisi dengan beton dan siap menjadi fondasi (misalnya fondasi untuk bangunan mercusuar). Bila kedalaman air cukup tinggi, maka dapat menggunakan *caisson* sambungan. *Caisson* yang pertama proses pemasangannya seperti tersebut di atas, kemudian *caisson* sambungannya terbuat dari beton sumur/*caisson* dengan struktur *open ended*, dipasang di atasnya. Untuk ini struktur harus disiapkan sambungannya. Setelah susunan *caisson* selesai, maka struktur



Gambar 2.19. Transpor Caisson di Atas Air
 (Caisson Ditemukan dengan Cara Transpor)
 (Sumber: Asizanto, 2009: 22)



Gambar 2.20. Transpor Caisson di Dasar
 (Caisson Ditemukan pada Posisinya)
 (Sumber: Asizanto, 2009: 23)

Setelah caisson terdapat pada posisinya, caisson diturunkan di dasar dengan cara diisi penuh dengan air (sebelumnya di dasar terdapat caisson dengan corat lebih dahulu dan diturunkan) kemudian setelah terdapat caisson dikeringkan dan kemudian diisi dengan beton dan siap menjadi fondasi (misalnya fondasi tiang bangunan bertingkat). Bila kedalaman air cukup tinggi, maka dapat menggunakan caisson selubung (caisson yang pertama proses pembuatannya seperti terdapat di atas, kemudian caisson selubungnya terdapat dari beton selubung dengan struktur yang dikawatirkan di atasnya). Untuk ini struktur harus disiapkan selubungannya. Setelah selesai maka struktur

caisson tersebut diisi dengan beton dengan cara pengecoran menggunakan pipa tremie (Asiyanto, 2009: 33).

2.3. Perancangan Pondasi Sumuran

Perancangan fondasi sumuran umumnya harus dilakukan dengan mempertimbangkan cara kerja pelaksanaan dan kondisi lapangan. Selama periode pelaksanaan, perubahan-perubahan sering harus dilakukan untuk menyesuaikan hasil rancangan dengan kondisi lapangan (Christady, 2001: 279)

2.3.1. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran

Hardiyatmo, Hari C. (2011:110) menjelaskan bahwa persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan fondasi adalah:

- a. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam perhitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
- b. Penurunan fondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Dasar kaison umumnya diusahakan agar bertumpu pada lapisan pasir padat, lempung keras atau lapisan batu, dan harus tidak ditumpu oleh lapisan lunak atau batuan lapuk. Maka untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban fondasi dapat dilakukan dengan uji sondir.

Tabel 2.1 Penafsiran Hasil Penyelidikan Tanah dengan Memakai Alat Sondir

Konsistensi	Hasil Sondir (kg/cm ²)		Klasifikasi
	qc	fs	
Sangat Lunak	6	0,15 - 0,40	Humus, lempung sangat lunak
Lunak	6 - 10	0,20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
		0,20 - 0,60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
Sedang	10 - 30	0,10	Kerikil lepas
		0,10 - 0,40	Pasir lepas
		0,40 - 0,80	Lempung atau lempung kelanauan
		0,80 - 2,00	Lempung agak kenyal
Kaku	30 - 60	1,50	Pasir kelanauan, pasir agak padat
		1,00 - 3,00	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
Sangat Kaku	60 - 150	1,00	Kerikil kepasiran lepas
		1,00 - 3,00	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan kerikil kelempungan
		3,00	Lempung kekerikilan kenyal
Keras	150 - 300	1,00 - 2,00	Pasir padat, pasir kekerikilan padat, pasir kasar padat, pasir kelanauan sangat padat.

(Sumber: Sunggono, 1995:132)

Daya dukung pondasi sumuran mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung dan tahanan selimut tiang, yang dapat dinyatakan dalam bentuk (Rahardjo, Paulus P., 1997: 10):

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (2.1)$$

dimana:

Q_u = daya dukung ultimit tiang (ton)

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

W_p = berat pondasi tiang (ton)

1. Daya Dukung Ujung

Daya dukung ultimit pada ujung tiang sumuran dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (2.1a)$$

dimana:

Q_p = daya dukung ultimit tiang (ton)

q_p = tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)

A = luas penampang tiang (m^2)

Rumus Meyerhoff (1956) dengan data N SPT, yaitu:

$$Q_p = (40 \times N_b) \times A_p \quad (2.1b)$$

Dimana :

Q_p = daya dukung ultimit tiang (ton)

N_b = Nilai N SPT pada elevasi dasar tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

2. Daya Dukung Selimut

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

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p \quad (2.2)$$

dimana:

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

f_s = gesekan selimut tiang (ton/m^2)

L = panjang tiang (m)

p = keliling penampang tiang (m)

2.3.2. Penentuan Daya Dukung Ijin dan Faktor Keamanan

Daya dukung ijin pondasi tiang untuk beban aksial, Q_a atau Q_{all} , diperoleh dengan membagi daya dukung ultimit, Q_u atau Q_{all} , dengan suatu faktor keamanan (FK) baik secara keseluruhan maupun secara terpisah dengan menerapkan faktor keamanan pada daya dukung selimut tiang dan pada tahanan ujungnya. Karena itu daya dukung ijin tiang dapat dinyatakan sebagai berikut: (Rahardjo, Paulus P., 1997: 9).

$$Q_a = \frac{Q_u}{FK} \quad (2.3)$$

Penentuan faktor keamanan atau FK tergantung pada beberapa faktor, antara lain adalah sebagai berikut:

- a. Jenis dan kepentingan struktur
- b. Variasi kondisi tanah
- c. Tingkat kehandalan penyelidikan geoteknik
- d. Jumlah dan jenis pengujian geoteknik
- e. Ketersediaan data uji pembebanan di dekat lokasi
- f. Tingkat pengawasan dan pengendalian mutu pekerjaan pondasi
- g. Probabilitas beban rencana yang akan terjadi sepanjang masa bangunan

Untuk menentukan faktor keamanan dapat digunakan klasifikasi struktur bangunan menurut Pugsley (1966) sebagai berikut:

- a. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.
- b. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api, dan memiliki umur rencana 50 tahun.

- c. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.

Rahardjo, Paulus P. (1997: 10) menjelaskan faktor-faktor lain kemudian ditentukan berdasarkan tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi.

- a. Pengendalian Baik : Kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan profesional, terdapat informasi uji pembebanan di atau di dekat lokasi proyek dan pengawasan konstruksi dilaksanakan secara ketat.
- b. Pengendalian Normal : Situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
- c. Pengendalian Kurang : Tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.
- d. Pengendalian Buruk : Kondisi tanah amat buruk dan sukar ditentukan, penyelidikan geoteknik tidak memadai.

Berdasarkan kriteria diatas maka faktor keamanan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 2.2 Faktor Keamanan untuk Pondasi Tiang

Klasifikasi Struktur Bangunan	Bangunan Monumental	Bangunan Permanen	Bangunan Sementara
Probabilitas kegagalan yang dapat diterima	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}
FK (Pengendalian baik)	2,3	2,0	1,4
FK (Pengendalian normal)	3,0	2,5	2,0
FK (Pengendalian kurang)	3,5	2,8	2,3
FK (Pengendalian buruk)	4,0	3,4	2,8

(Sumber : Rahardjo, Paulus P., 1997: 10)

Berdasarkan kriteria diatas maka faktor keamanan dapat ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Berdasarkan kriteria diatas maka faktor keamanan dapat ditentukan sebagai berikut:

- Pengondalian Buruk : Kondisi tanah amat buruk dan sangat ditentukan pengendalian geoteknik tidak memadai.
- Pengondalian Buruk : Kondisi tanah amat buruk dan sangat ditentukan pengendalian geoteknik tidak memadai.
- Pengondalian Kurang : Tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.
- Pengondalian Normal : Tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tanah.
- Pengondalian Baik : Kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi didasarkan pada program pengendalian geoteknik yang tepat dan profesional, terdapat informasi uji pembebanan di atas di dekat lokasi proyek dan pengawasan konstruksi dilaksanakan secara ketat.

Berdasarkan kriteria diatas maka faktor keamanan dapat ditentukan sebagai berikut:

Tabel 2.2 Faktor Keamanan untuk Pondasi Tiang

Klasifikasi Struktur Bangunan	Bangunan Permanen	Bangunan Sementara
(Pengondalian buruk) FK	2.0	1.4
(Pengondalian kurang) FK	2.2	2.0
(Pengondalian normal) FK	2.3	2.0
(Pengondalian baik) FK	2.3	2.0
Probabilitas kegagalan yang dapat diterima	10^{-4}	10^{-2}

(Sumber : Rahardjo, Paulus P., 1997: 10)

Untuk beban aksial tarik dianjurkan menggunakan faktor keamanan yang lebih tinggi daripada kondisi beban aksial tekan karena keruntuhan akibat beban tarik umumnya bersifat tiba-tiba. Karena itu dianjurkan untuk menggunakan faktor keamanan sebesar 1,5 kali dari nilai yang diberikan dalam Tabel 2.2.

2.3.3. Efisiensi Kelompok Tiang

Penentuan daya dukung vertikal sebagai tiang dalam kelompok perlu dihitung dulu efisiensi dari tiang tersebut di dalam kelompok, karena daya dukung vertikal sebuah tiang yang berdiri adalah tidak sama besarnya yang berada dalam suatu kelompok.

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

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{\text{tiang}}}{n \times Q_{1\text{tiang}}} \quad (2.4)$$

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

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

$$\text{Kontrol : } Q_{\text{tiang}} > \sum V \quad (2.5)$$

Dimana:

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

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

n = jumlah tiang

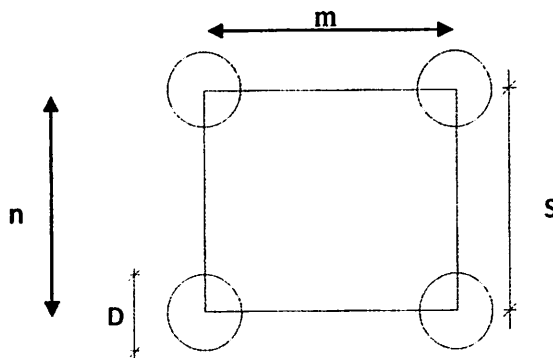
η = efisiensi kelompok tiang

Menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan sebagai berikut:

a. Jarak antara tiang dalam kelompok

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada jarak tiang (S) yang satu dengan yang lainnya, jika tiang makin rapat maka makin kecil nilai efisiensinya dan begitu juga sebaliknya.

Syarat jarak tiang kelompok :



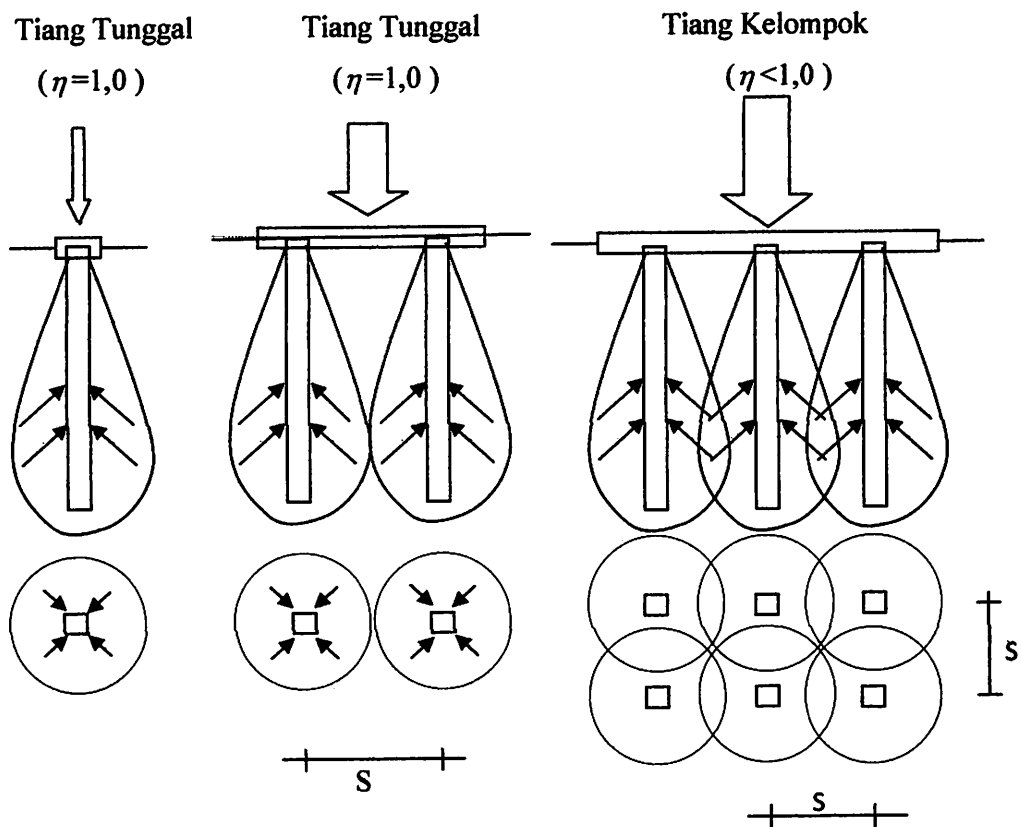
Gambar 2.21 Skema Jarak Antar Tiang

- a. $S > 2.5 D$ → jika terlalu dekat kemungkinan tiang yang berdekatan akan terangkat pada saat pemancangan (tetapi pada pondasi yang dicetak ditempat hal ini tidak terjadi)
- b. $S < 2.00 m$ → jika terlalu renggang konstruksi Poer akan mahal
- c. $S = \frac{1.57 \times D \times m \times n}{m + n - 2}$ → syarat agar efisiensi (η) < 1

Dimana :

- S = jarak antar tiang (m)
- D = diameter tiang (m)
- m = jumlah baris tiang arah X
- n = jumlah tiang per-baris arah Y

Kontribusi daya dukung tiang pancang yang dihasilkan dari lekatan/friksi kulit tiang dengan tanah disekeliling tiang (lihat sketsa).



Gambar 2.22 Skema Efisiensi Kelompok Tiang

b. Efisiensi kelompok tiang dengan rumus sederhana:

$$\eta = \frac{2.(m+n-2).s + 4.D}{p.m.n} \quad (2.6)$$

Dimana :

m = Jumlah tiang pada deretan baris

n = Jumlah tiang pada deretan kolom

s = Jarak antar tiang

D = Diameter tiang

P = Keliling dari penampang tiang

Rumus efisiensi kelompok banyak sekali ragamnya, dibawah ini disajikan beberapa rumus efisiensi yang lazim digunakan dalam hitungan. Apabila hitungan dilakukan dengan lebih dari satu macam rumus, maka angka efisiensi diambil yang terkecil karena akan diperoleh safety faktor yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

- Rumus Converse – Labarre (AASHO)

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right] \quad (2.7)$$

Dimana : $\theta = \arctan \frac{D}{S}$ (2.7a)

- Rumus Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}) \right] \quad (2.8)$$

- Rumus Seiler – Keeney

$$\eta = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2 - 7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)} \quad (2.9)$$

Dimana :

m = Jumlah baris arah X

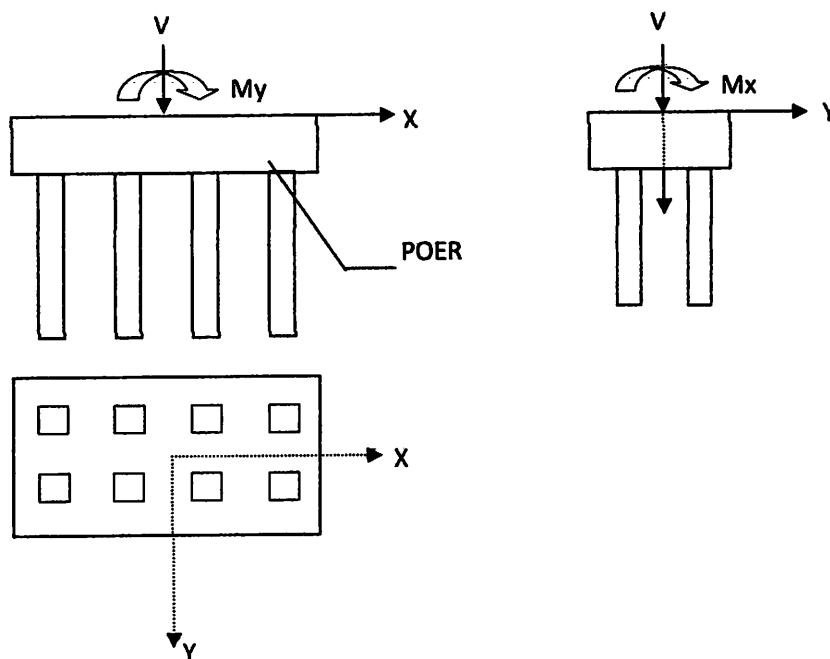
n = Jumlah tiang dalam baris arah Y

D = Diameter tiang

s = Jarak antar tiang

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

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



Gambar 2.23 Skema Pondasi Tiang Kelompok

Dari gambar diatas dapat dirumuskan :

$$P_{\max-\min} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{Mx \cdot X \max}{ny \cdot \sum X^2} \pm \frac{My \cdot Y \max}{nx \cdot \sum Y^2} \quad (2.10)$$

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang

$\sum V$ = Jumlah total beban normal

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (group pile)

X_{max} = Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{max} = Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

n_x = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

n_y = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

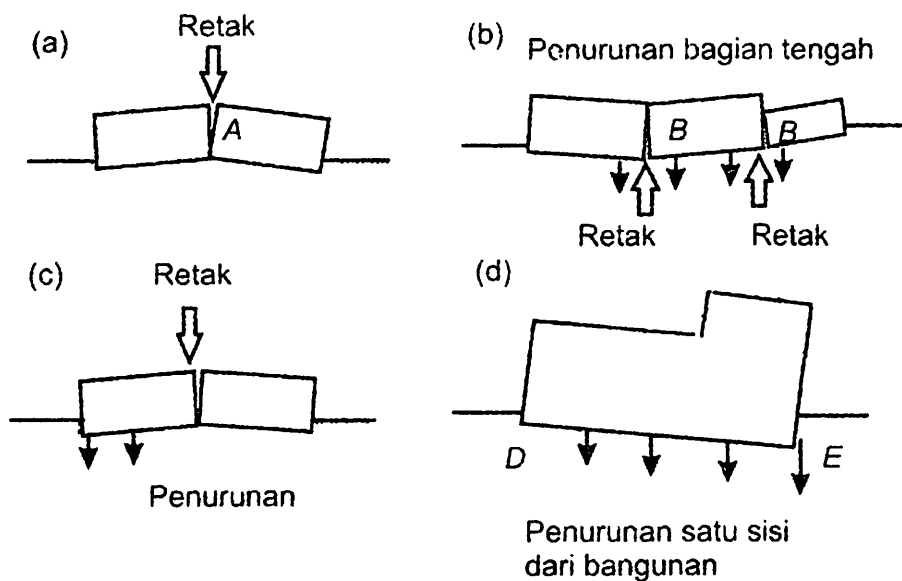
$\sum X^2$ = Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$\sum Y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang

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

2.3.4. Penurunan

Istilah penurunan (*settlement*) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Jika seluruh permukaan tanah di bawah dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan terjadi tidak berlebihan, maka turunnya bangunan akan tidak nampak oleh pandangan mata dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan bangunan. Umumnya, penurunan tak seragam lebih membahayakan bangunan dari pada penurunan total (Christady, 2011: 252).



Gambar 2.24 Contoh Kerusakan Bangunan Akibat Penurunan
(Sumber: Hardiyatmo, Harry C., 2011: 252)

Contoh-contoh kerusakan bangunan akibat penurunan tak seragam, ditunjukkan dalam **Gambar 2.21**.

- (1) **Gambar 2.24a.** Jika tepi bangunan turun lebih besar dari pada bagian tengahnya, bangunan diperkirakan akan retak-retak pada bagian A.
- (2) **Gambar 2.24b.** Jika bagian tengah bangunan turun lebih besar, bagian atas bangunan dalam kondisi tertekan dan bagian bawah tertarik. Kalau deformasi yang terjadi sangat besar, tegangan tarik yang berkembang di bawah bangunan dapat mengakibatkan retak-retak pada bangunan.
- (3) **Gambar 2.24c.** Penurunan satu tepi dapat berakibat retak pada bagian C.
- (4) **Gambar 2.24d.** Penurunan yang terjadi berangsur-angsur dari salah satu tepi bagian bangunan, yang berakibat miringnya bangunan tanpa menyebabkan keretakan.

2.3.4.1. Penurunan Pondasi Tiang Sumuran

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

$$S_{\text{total}} = s_1 + s_2 + s_3 \quad (2.11)$$

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

Tabel 2.3 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 - 3 cm
	Bangunan rangka	5 - 10 cm
	Cerobong asap, silo, pondasi rakit (mat)	8 - 30 cm
Kemiringan	Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tinggi dan lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	Rolling of trucks, dll	0,01 L
	Stacking of goods	0,01 L
	Operasi mesin - perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin - generator turbo	0,0002 L
	Rel derek (crane rail)	0,0003 L
Drainase lantai	0,01 - 0,02 L	
Gerakan tidak seragam	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 - 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata) dinding retak	0,001 - 0,002 L
	Plesteran retak (gypsum)	0,001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 - 0,004 L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	Rangka baja, kontinyu	0,002 L
	Rangka baja sederhana	0,005 L

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

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal, maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip dasar mekanika bahan

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.12a)$$

dimana:

Q_{wp} = beban vertikal yang diterima pondasi (ton)

Q_{ws} = beban yang dikarenakan gesekan selimut tiang (ton)

L = panjang tiang (m)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

E_p = modulus elastisitas tiang, (beton ($4700\sqrt{f'c}$) (ton/m^2))

α = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang pondasi tiang

Vesic (1977) menyarankan nilai $\alpha = 0,5$ untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolik sepanjang tiang. Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol di puncak dan maksimum di dasar) nilai $\alpha = 0,67$. Distribusi tegangan seperti ini hanya dapat diperoleh secara empiris dengan memantau gesekan selimut saat uji pembebanan tiang.

Tabel 2.4 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: Hary C. H., 2011: 230)

Tabel 2.5 Perkiraan Modulus Elastisitas (E)

Macam Tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 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	15000 - 60000
Serpilh	140000 - 1400000

(Sumber: Hary C.H., 2011: 230)

2. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_2)

Penyelesaian penurunan yang disebabkan oleh beban dilakukan pada titik tiang dapat dinyatakan dalam bentuk yang sama dengan persamaan untuk pondasi dangkal.

$$s_2 = \frac{q_{wp} + D}{E_s} \cdot (1 - \mu^2 s) \cdot I_{wp} \quad (2.12b)$$

Dimana:

D = kedalaman tiang pondasi

q_{wp} = beban vertikal yang diterima pondasi

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

μ_s = rasio poisson untuk tanah

I_{wp} = faktor pengaruh

Tujuan dari semua I_{wp} dapat diambil untuk menjadi $= \alpha$, dengan tidak adanya hasil eksperimen, sehingga nilai-nilai perwakilan dari rasio Poisson dapat diketahui.

Vesic (1997) juga telah mengusulkan suatu metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan s_2 sebagai berikut:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \quad (2.12c)$$

Tabel 2.6 Nilai Koefisien C_p [Eq. (8.60)]

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

From "Design of Pile Foundation", by A. S. Vesic, in NCHRP Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.

dimana:

q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koefisien empiris

D = kedalaman tiang pondasi

3. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_3)

Penyelesaian penurunan yang disebabkan oleh beban yang dibawa oleh

batang tiang:

$$s_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (2.12d)$$

Dimana:

p = keliling tiang

L = panjang tiang tertanam

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

Dengan catatan bahwa istilah $Q_{ws} / p.L$ dalam persamaan di atas adalah nilai rata-rata dari f sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh, I_{ws} dapat dinyatakan dengan hubungan empiris sederhana seperti persamaan di atas (vesic, 1977).

Vesic (1977) juga mengusulkan hubungan empiris sederhana yang mirip dengan Persamaan di atas untuk memperoleh s_3 sebagai berikut:

$$s_3 = \frac{Q_{ws} \cdot c_s}{L \cdot q_p} \quad (2.12e)$$

Dimana:

$$c_s = \text{konstanta empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

q_p = tahanan ujung tiang

L = panjang tiang tertanam

2.3.5. Konversi Data Sondir ke Parameter Tanah

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam mengkonversi data sondir ke parameter tanah, antara lain:

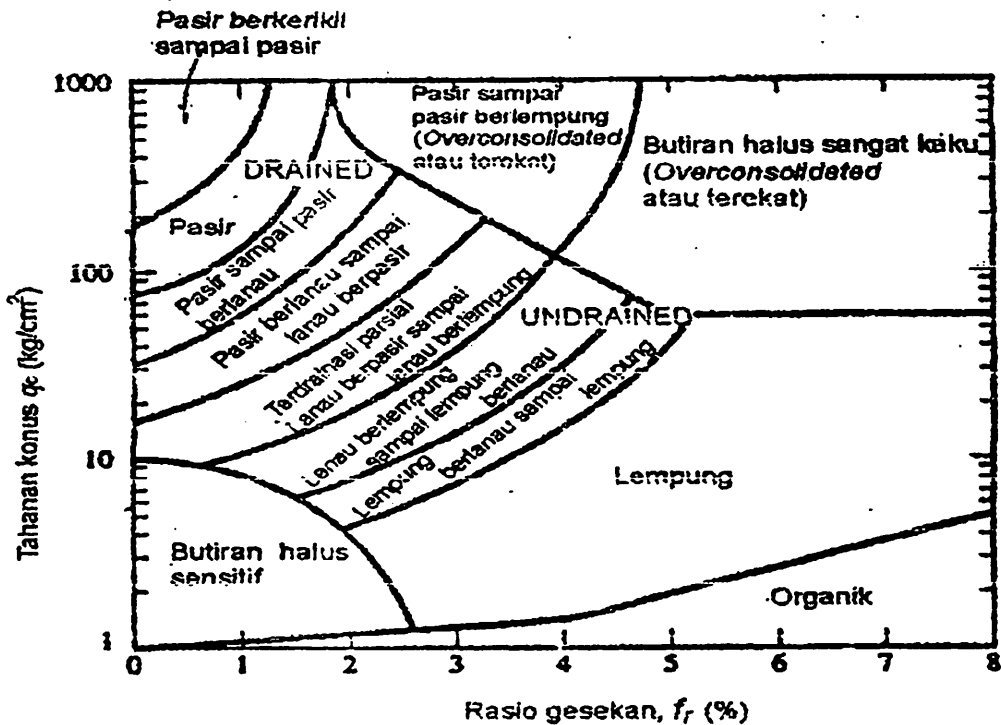
1. $q_c = 4 N$

dimana:

N = nilai SPT

q_c = tahanan konus (kg/cm^2)

2. Hubungan f_r dan q_c untuk menentukan jenis tanah



Gambar 2.25 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Hasil Uji Kerucut Statis (Sondir)
(Sumber: Hardiyatmo, H.C., 2011: 75)

2.3.6 Penulangan

Karena pondasi sumuran bentuknya lingkaran, maka perhitungan tulangan dihitung seperti kolom bulat, pendekatan dilakukan dengan menggunakan metode luas penampang persegi ekuivalen. Penampang bulat ditransformasikan menjadi segi empat ekuivalen, ekivalensi dilakukan dengan ketentuan sebagai berikut (Dipohushodo, I. 1993: 317).

1. Tebal penampang ke arah lenturan diambil

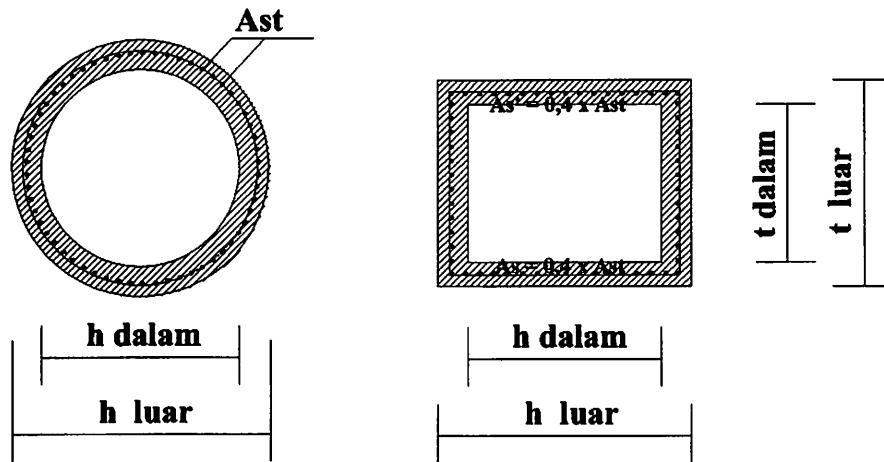
$$t_{\text{luar}} = 0,80 \cdot h_{\text{luar}} \quad (2.13a)$$

$$t_{\text{dalam}} = 0,80 \cdot h_{\text{dalam}} \quad (2.13b)$$

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

$$b_{\text{luar}} = \frac{A_g \text{ luar}}{0,80 \cdot h} \quad (2.14a)$$

$$b_{\text{dalam}} = \frac{A_g \text{ dalam}}{0,80 \cdot h} \quad (2.14b)$$



Gambar 2.26 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.

$$A_{st} = 1/3 (2 D_s) \quad (2.15)$$

D_s adalah diameter luar lingkaran tulangan terluar dari pusat ke pusat

4. Menentukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan (d'), dan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik (d_{efektif}).

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok} \quad (2.16a)$$

$$d_{\text{efektif}} = D - (2 \cdot d') \quad (2.16b)$$

5. Luas penampang kolom

- a. Luas penampang kolom berlubang

$$A_g = (1/4 \cdot \pi \cdot D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \cdot \pi \cdot D_{\text{dalam}}^2) \quad (2.17)$$

- b. Luas penampang kolom penuh

$$A_g' = (1/4 \cdot \pi \cdot D_{\text{luar}}^2) \quad (2.18)$$

6. Luas tulangan penampang baja

Luas tulangan longitudinal komponen struktur tekan non-komposit tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (SNI 03-2847-2002, 12.9(1)).

$$A_{st} = (1\% - 8\%) \cdot A_g \quad (2.19)$$

a. Jumlah tulangan

Jumlah minimum batang tulangan longitudinal pada komponen struktur tekan adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segi empat atau lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang pengikat segi tiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dilingkupi oleh spiral (SNI 03-2847-2002, 12.9(2)).

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}\pi d^2} \quad (2.20)$$

b. Jarak tulangan pokok

Pada komponen struktur tekan yang diberi tulangan spiral atau sengkang pengikat, jarak bersih antar tulangan longitudinal tidak boleh kurang dari **1,5db** ataupun 40 mm (SNI 03-2847-2002, 9.6(3)).

$$s = \frac{\pi d}{n} \quad (2.21)$$

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

a. Tebal penampang segi empat ekivalen (Dipohusodo, 1993: 327)

$$t_{ekluar} = 0,8 \times D_{luar} \quad (2.22)$$

$$t_{ekdalam} = 0,8 \times D_{dalam} \quad (2.23)$$

b. Lebar penampang segi empat ekivalen

$$L_{ekluar} = \frac{\pi \cdot D_{luar}^2}{t_{ekluar}} \quad (2.24)$$

8. Pemeriksaan P terhadap beban seimbang (P_{ub})

$$d_{\text{efektif}} - d^1 = \frac{2}{3} \times d \quad (2.25)$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \times A_{st} \quad (2.26)$$

$$d_b = t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \quad (2.27)$$

a. Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$c_b = \frac{600 \cdot d_b}{600 + f_y} \quad (\text{Dipohusodo, 1993: 304}) \quad (2.28)$$

b. Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = 0,85 \times c_b \quad (2.29)$$

c. Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s' = \frac{0,003 \cdot 200000 \cdot (c_b - d^1)}{c_b} \quad (2.30)$$

d. Beban ultimate beton (P_{ub})

$$P_{ub} = [\{0,85 \cdot f'c \cdot a_b \cdot l_{ek}\} + \{A_s^1 \cdot f_s'\} + \{A_s \cdot f_y\}] \cdot 10^{-3} \quad (2.31)$$

e. Moment ultimate beton (M_{ub})

$$M_{ub} = \left[\left\{ 0,85 \cdot f'c \cdot l_{ck} \cdot a_b \cdot \left(\frac{t_{ek}}{2} - \left(\frac{1}{2} \cdot a_b \right) \right) \right\} + \left(A_s^1 \cdot f_s' \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (d_{ef} - d^1) \right) \right) \right] + \left(A_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (d_{ef} - d^1) \right) \right) \cdot 10^{-6} \quad (2.32)$$

f. Eksentrisitas beton (e_b)

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad (2.33)$$

g. Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{maks}} \quad (2.34)$$

Karena $e > e_b$, maka eksentrisitas besar dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tarik, atau $e < e_b$ eksentrisitas kecil dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tekan.

h. Pemeriksaan kekuatan kolom bulat (Dipohusodo, 1993: 328)

1) Rasio penulangan memanjang (ρ_g)

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad 0,01 < \rho_g < 0,08 \quad (2.35)$$

2) Lebar kolom efektif (d_{efektif})

$$d_s = D - (2 \cdot d') \quad (2.36)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (2.37)$$

3) Beban aksial nominal yang diperlukan (P_n perlu)

$$P_n \text{ perlu} = \frac{\sum V}{\phi} \quad (2.38)$$

4) Persamaan penampang dengan hancur tekan (P_n)

(Dipohusodo, 1993:320)

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3 \cdot e}{D_s} + 1,0} + \frac{A_g \cdot f'_c}{\left(\frac{9,6 \cdot h \cdot e}{(0,8 \cdot h + 0,67 D_s)^2} + 1,18\right)} \quad (2.39)$$

5) Persamaan penampang dengan hancur tarik (P_n)

(Dipohusodo, 1993:320)

$$P_n = 0,85 \cdot f'_c \cdot h^2 \cdot \left\{ \sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_s \cdot m \cdot d_s}{2,50 \cdot h}} - \left(\frac{0,85 \cdot e}{h} - 0,38\right) \right\} \quad (2.40)$$

6) Kuat kolom ($\phi \cdot P_n$)

$\phi \cdot P_n < P_n$, maka penampang lingkaran dapat digunakan.

9. Perencanaan tulangan spiral adalah: (Dipohusodo, 1993: 328)

$$D_c = D_{\text{luar}} - (2 \cdot \text{selimut beton}) \quad (2.41)$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) \quad (2.42)$$

Dimana:

A_g : Luas penampang lintang dari sumuran = $\frac{1}{4} \pi D_{\text{luar}}^2$

A_c : Luas penampang inti sumuran = $\frac{1}{4} \pi d$

f'_c : Mutu beton

f_y : Mutu baja

Jarak antar sengkang spiral (s)

Spasi vertikal sengkang dan sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan longitudinal, 48 kali diameter batang atau kawat sengkang/sengkang ikat, atau ukuran terkecil dari komponen struktur tekan tersebut (SNI 03-2847-2002, 9.10(5(2))).

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 A_s (D_c - d_s)}{d^2 \cdot \rho} \quad (2.43)$$

Dimana:

S_{maks} : Jarak maksimum antar sengkang spiral (mm)

A_s : Luas tulangan spiral = $\frac{1}{4} \pi d^2$

d : Diameter tulangan

D_c : Diameter inti sumuran

d_s : Diameter tulangan

2.4. Pembebanan

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

a) Beban Mati (DL)

Beban mati merupakan berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, finishing, mesin-

mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu (Asiyanto, 2013: 4).

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 penggantung = 11 kg/m^2
- Berat plafond = 7 kg/m^2
- Berat isi beton bertulang = 2400 kg/m^3

b) Beban Hidup (LL)

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan di dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung itu sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap gedung tersebut (Pamungkas dan Harianti, 2013: 4).

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

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

c) Beban Gempa (E)

Beban gempa merupakan beban yang diakibatkan oleh adanya pergerakan tanah di bawah struktur suatu gedung atau bangunan. Akibat pergerakan tanah, struktur atas akan bergoyang. Goyangan tersebut dimodelkan sebagai beban horizontal terhadap struktur atas gedung atau bangunan, dan kemudian diformulasikan sebagai beban gempa rencana (Pamungkas dan Harianti, 2013: 4).

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

$$V = \left(\frac{C_i \cdot I}{R} \right) \cdot W_t \quad (2.44)$$

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_1)**

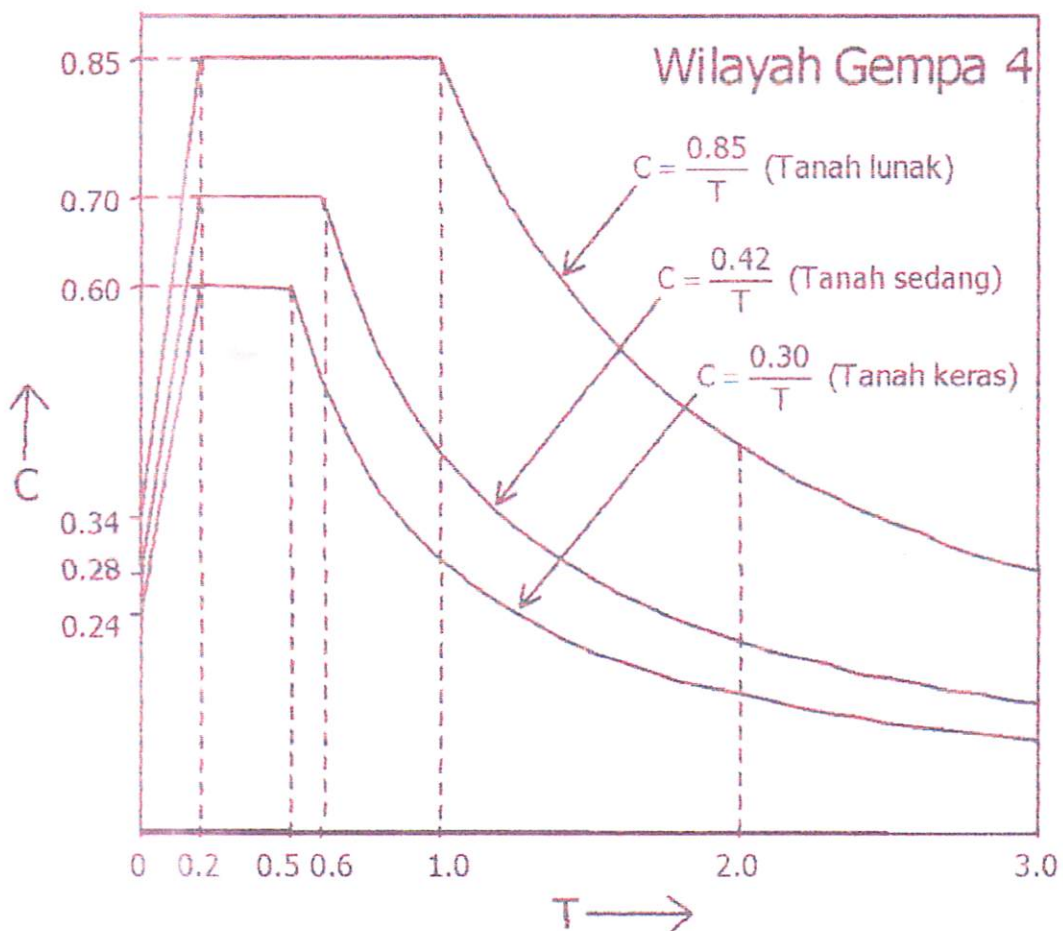
$$F_1 = \frac{w_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot z_i} \cdot V \quad (2.45)$$

dimana :

- W_i : Berat lantai ke – i termasuk beban hidup
 z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i
 n : Jumlah Tingkat

2.5. Gempa Grafik Respons Spektrum Wilayah 4 (Empat)

Perencanaan ketahanan gempa dalam analisa gedung ini menggunakan analisa dinamis dengan menggunakan grafik respons spektrum wilayah 4 berdasarkan SNI 03-1726-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.



Gambar 2.27 Grafik Respons Spektrum Wilayah 4
 (Sumber: SNI 03-1726-2002 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, 2002: 25)

BAB III

ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1 Data Perencanaan

3.1.1 Spesifikasi Umum

1. Nama Bangunan : Mall Dinoyo City Malang
2. Fungsi Bangunan : Gedung pasar
3. Elevasi Bangunan : Lantai Dasar = $\pm 0,00$ m
Lantai 1 = $\pm 3,00$ m
Lantai 1B = $\pm 6,00$ m
Lantai 2 = $\pm 10,00$ m
Lantai 3 = $\pm 14,00$ m
Lantai dak = $\pm 18,00$ m
4. Struktur Atas : Portal beton bertulang
5. Struktur Lantai : Plat beton bertulang
6. Struktur Bawah : Pondasi Tiang Pancang
7. Bentang Melintang : 50,74 m
8. Bentang Memanjang : 56 m
9. Data Tanah : Tes Sondir (SD-2)
10. Zona Gempa : Zona 4 (Kota Malang)

3.1.2 Pedoman Perencanaan

1. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983
2. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)

3. SNI 03-1726-2003 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung)

3.1.3 Bahan Bangunan

1. Kuat tekan beton ($f'c$) : $300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ MPa}$
2. Tegangan leleh tulangan (f_y)
 - a. untuk tulangan polos : $2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ MPa}$
 - b. untuk tulangan ulir : $3200 \text{ kg/cm}^2 = 320 \text{ MPa}$

3.1.4 Pembebanan

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

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

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

- Berat jenis beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Berat dinding pasangan bata merah ($\frac{1}{2}$ batu) : 250 kg/m^2
- Berat spesi per cm tebal dari semen : 21 kg/m^2
- Berat keramik per cm tebal : 24 kg/m^2
- Pasangan batu belah / cyclop : 2200 kg/m^2

Beban hidup akibat fungsi bangunan sesuai PPIUG 1983 sebagai berikut :

- Lantai pertokoan : 250 kg/m^2
- Lantai bangunan parkir : 400 kg/m^2
- Beban guna air hujan = $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,1 \text{ m}$: 100 kg/m^2

3.1.5 Dimensi Balok dan Kolom

1. Balok

- B1a = B1b = B1c = 40 x 70 cm
- B2 = B3 = 30 x 60 cm
- B4 = 20 x 40 cm

2. Kolom

- K1 = 60 x 60 cm
- K2 = 40 x 40 cm

3.2 Perhitungan Pembebanan Pelat

Pembebanan pelat tipe a sampai dengan tipe t

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

a. Beban mati (qd)

- Beban mati (qd) dengan tebal pelat = 0,12 m

Berat sendiri pelat	= 0,12 x 2400 kg/m ³	= 288	kg/m ²
Berat keramik 1 cm	= 1 cm x 24 kg/m ² /cm	= 24	kg/m ²
Berat spesi 2 cm	= 2 cm x 21 kg/m ² /cm	= 42	kg/m ²
Berat eternit/plafond		= 11	kg/m ²
Berat penggantung		= 7	kg/m ² +
		= 372	kg/m ²

- Beban mati (qd) untuk parkir lantai 1, 1B dan 2

Berat sendiri plat	= 0,15 x 2400 kg/m ³	= 360	kg/m ²
Berat spesi 2 cm	= 2 cm x 21 kg/m ² /cm	= 42	kg/m ² +
		= 402	kg/m ²

– Beban mati (q_d) dengan tebal pelat = 0,15 m

Berat sendiri pelat	$= 0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 360$	kg/m^2
Berat keramik 1 cm	$= 1 \text{ cm} \times 24 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 24$	kg/m^2
Berat spesi 2 cm	$= 2 \text{ cm} \times 21 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 42$	kg/m^2
Berat eternit/plafond		$= 11$	kg/m^2
Berat penggantung		$= 7$	$\text{kg/m}^2 +$
		$q_d = 444$	kg/m^2

b. Beban hidup (q_l)

Berdasarkan PPIUG 1983: 17 untuk:

Lantai pertokoan	$q_l = 250$	kg/m^2
Lantai parkir	$q_l = 400$	kg/m^2

3.2.2 Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 3

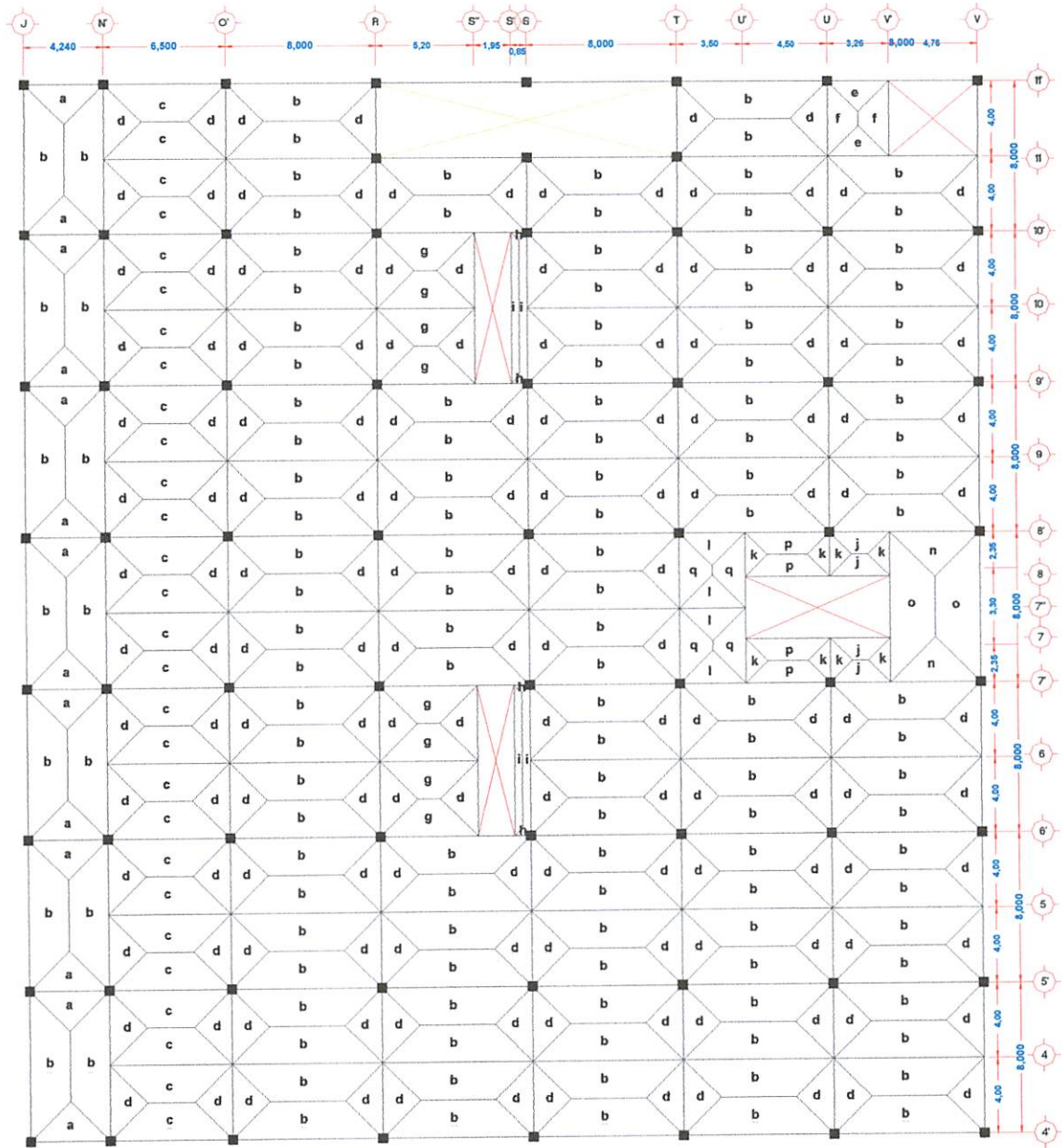
a. Beban mati (q_d)

Berat sendiri plat	$= 0,15 \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 360$	kg/m^2
Berat spesi 2 cm	$= 2 \text{ cm} \times 21 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$	$= 42$	$\text{kg/m}^2 +$
		$q_d = 402$	kg/m^2

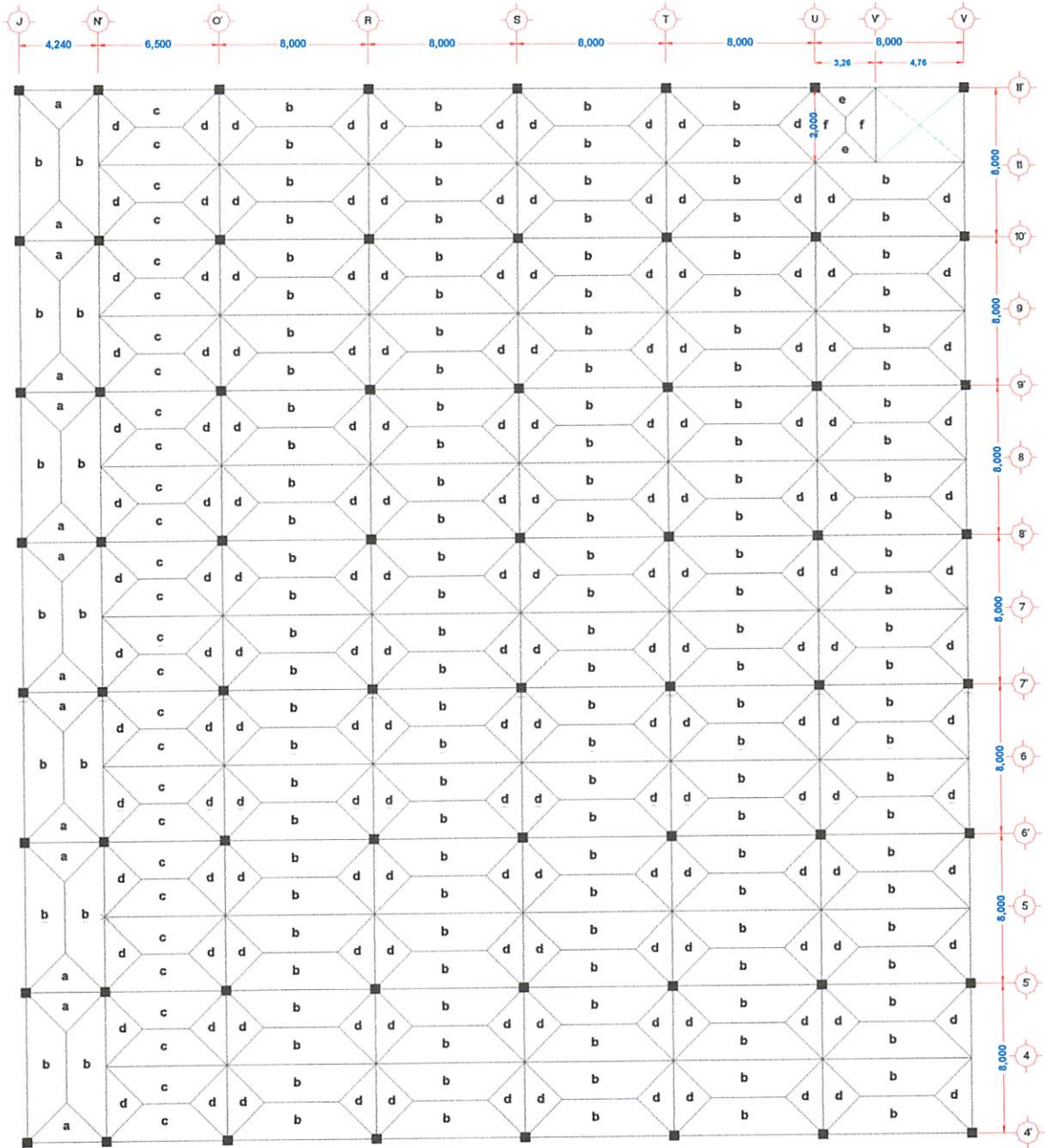
b. Beban hidup (q_l)

Berdasarkan PPIUG 1983: 17 untuk:

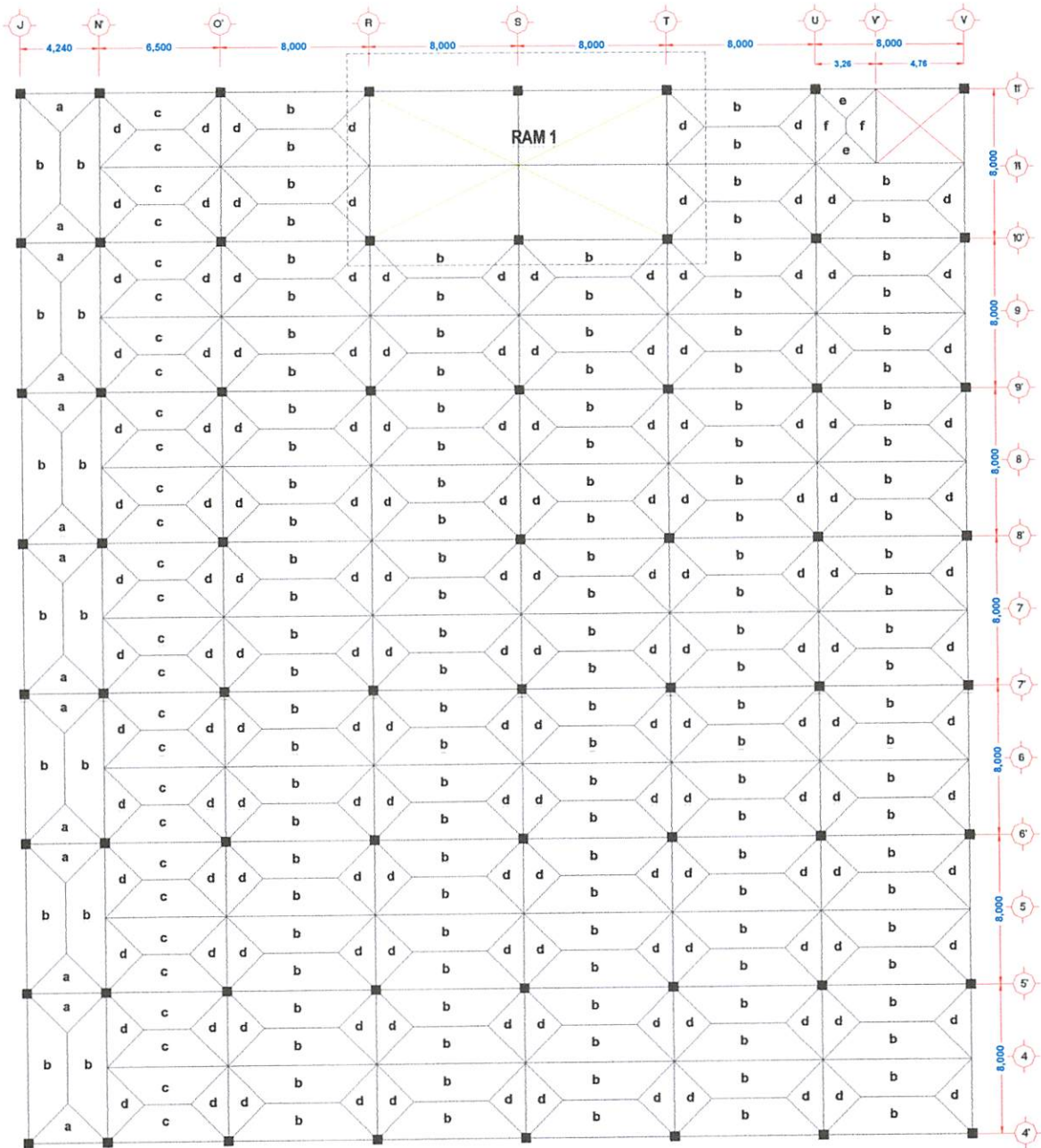
Lantai bangunan parkir	$= 400$	kg/m^2
Beban guna air hujan = $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,1 \text{ m}$	$= 100$	kg/m^2
	$q_l = 500$	kg/m^2



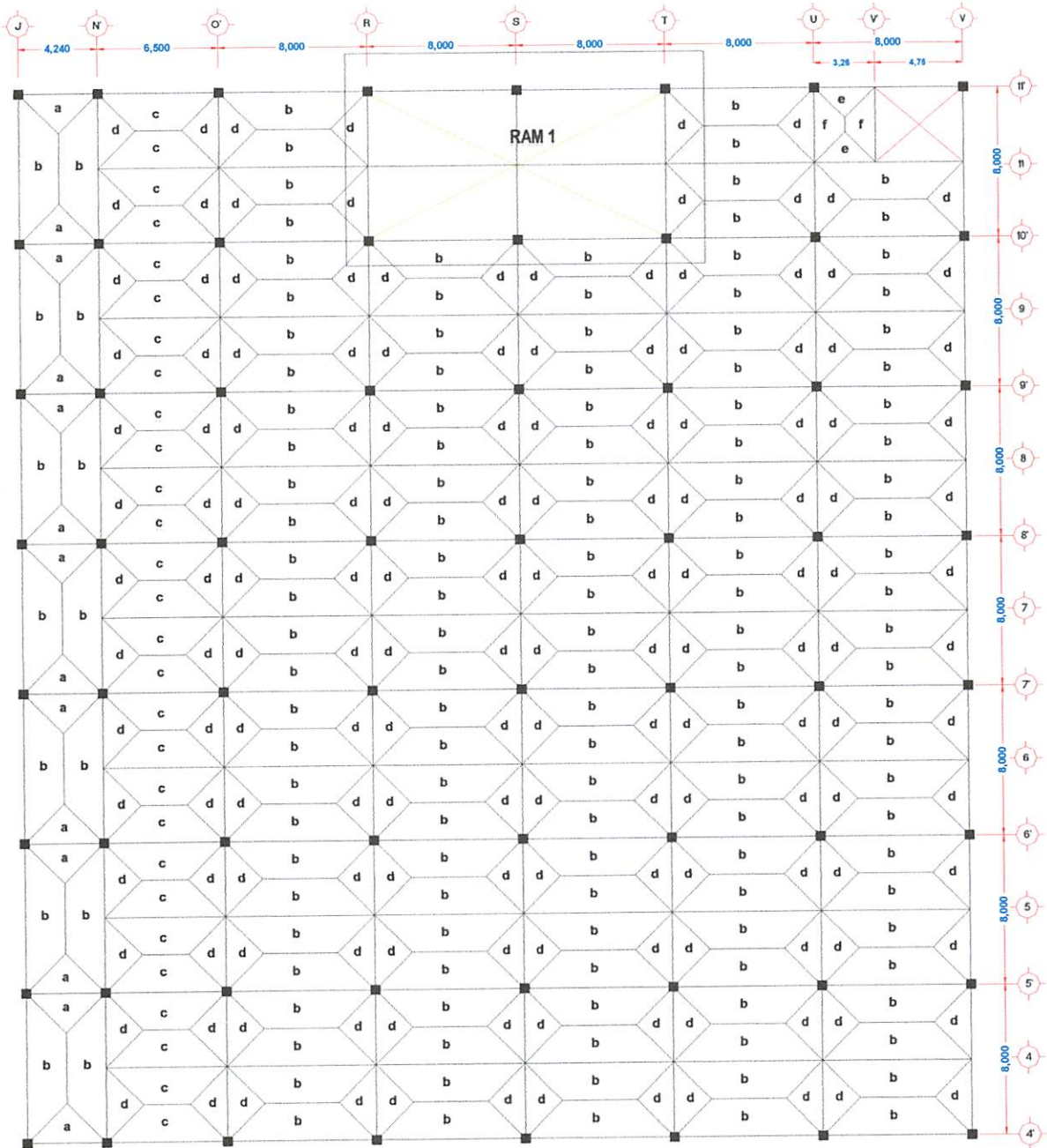
Gambar 3.1. Perataan Beban Lt. 1



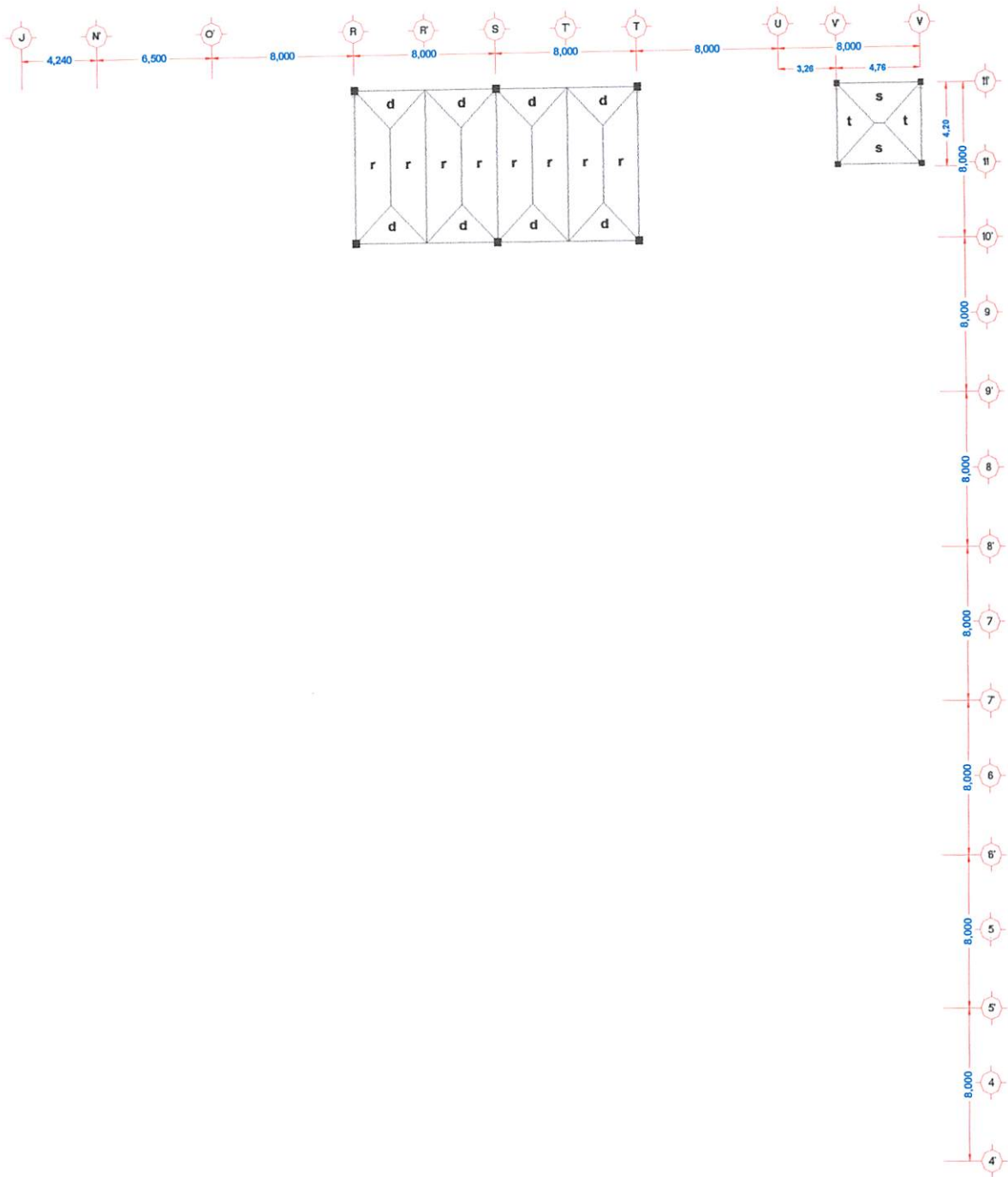
Gambar 3.2. Perataan Beban Lt. 1b



Gambar 3.3. Perataan Beban Lt. 2



Gambar 3.4. Perataan Beban Lt. 3



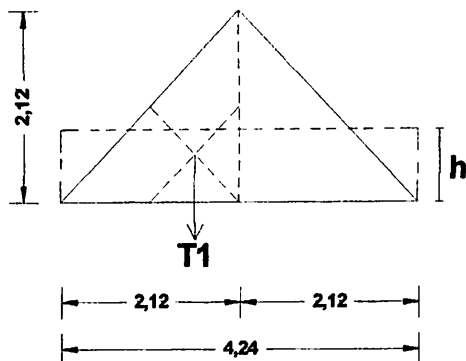
Gambar 3.5. Perataan Beban Lt. Dak

3.2.3 Perataan Beban Plat Lantai

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

3.1. Berikut ini adalah contoh perhitungan perataan beban :

1. Perataan Beban Tipe a



$$T1 = 0,50 \times 2,12 \times 2,12 = 2,24 \text{ m}^2$$

$$R_A = R_B = T1 = 2,24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= R_A \times 2,12 - T1 \times (1/3 \cdot 2,12) \\ &= 2,24 \times 2,12 - 2,24 \times (1/3 \cdot 2,12) \\ &= 3,18 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max II} &= 1/8 \cdot h \cdot L^2 \\ &= 1/8 \cdot h \cdot 4,24^2 = 2,25 h \end{aligned}$$

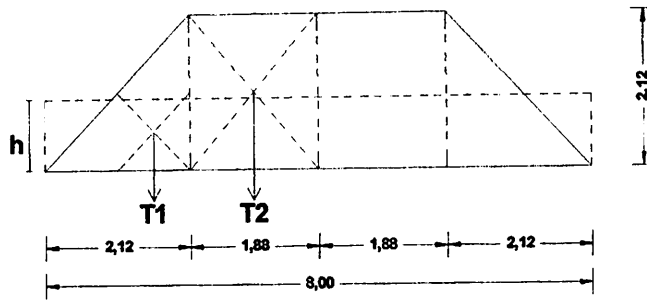
$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$3,16 = 2,25 h$$

$$h = 1,41 \text{ m} < 2,12 \text{ m}$$

$$\text{atau } h = 2/3 \times 2,12 = 1,41 \text{ m}$$

2. Perataan Beban Tipe b



$$T1 = \frac{1}{2} \cdot 2,12 \cdot 2,12 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$T2 = 1,88 \times 2,12 = 3,99 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = T1 + T2 = 2,25 + 3,99 = 6,24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= Ra \times 4,00 - T1 \times \left(\frac{1}{3} \times 2,12 + 1,88 \right) - (T2 \times \frac{1}{2} \times 1,88) \\ &= 6,24 \times 4,00 - 2,25 \times \left(\frac{1}{3} \times 2,12 + 1,88 \right) - (3,99 \times \frac{1}{2} \times 1,88) \\ &= 24,96 - 5,80 - 3,75 = 15,41 \end{aligned}$$

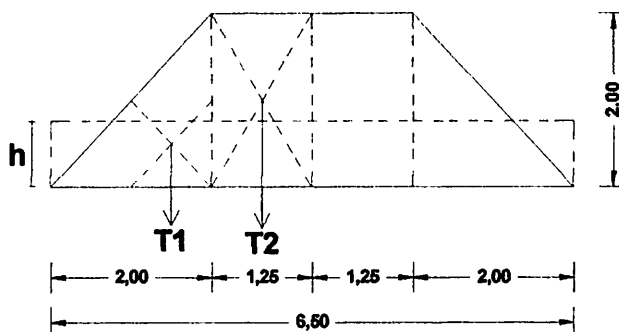
$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= \frac{1}{8} \times h \times L^2 \\ &= 0,125 \times h \times 8^2 = 8h \end{aligned}$$

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

$$15,41 = 8h$$

$$h = 1,92 \text{ m} < 2,12 \text{ m}$$

3. Perataan Beban Tipe c



$$T1 = \frac{1}{2} \cdot 2,00 \cdot 2,00 = 2,00 \text{ m}^2$$

$$T2 = 2,00 \times 1,25 = 2,50 \text{ m}$$

$$RA = RB = T1 + T2 = 2,00 + 2,50 = 4,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M \text{ max } 1 &= Ra \times 3,25 - T1 \times \left(\frac{1}{3} \times (2,00 + 1,25) \right) - (T2 \times \frac{1}{2} \times 1,25) \\ &= 4,50 \times 3,25 - 2,00 \times \left(\frac{1}{3} \times 2,00 + 1,25 \right) - (2,50 \times \frac{1}{2} \times 1,25) \\ &= 14,625 - 3,83 - 1,56 = 9,23 \end{aligned}$$

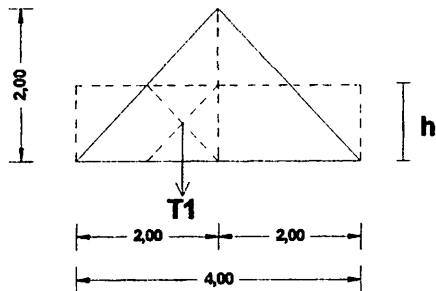
$$\begin{aligned} M \text{ max } 2 &= \frac{1}{8} \times h \times L^2 \\ &= 0,125 \times h \times 6,50^2 = 5,28 \text{ h} \end{aligned}$$

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

$$9,23 = 5,28 \text{ h}$$

$$h = 1,75 \text{ m} < 2,00 \text{ m}$$

4. Perataan Beban Tipe d



$$T1 = 0,50 \times 2,00 \times 2,00 = 2,00 \text{ m}^2$$

$$RA = RB = T1 = 2,00 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max I}} &= RA \times 2,00 - T1 \times \left(\frac{1}{3} \cdot 2,00 \right) \\ &= 2,00 \times 2,00 - 2,00 \times \left(\frac{1}{3} \cdot 2,00 \right) \\ &= 2,68 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max II}} &= \frac{1}{8} \cdot h \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h \cdot 4,00^2 = 2,00 \text{ h} \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,68 = 2,00 h$$

$$h = 1,33 \text{ m} < 2,00 \text{ m}$$

$$\text{atau } h = 2/3 \times 2,00 = 1,33 \text{ m}$$

Tabel 3.1. Rekapitulasi Perhitungan Perataan Beban

TIPE PLAT	l	H	T1	T2	RA = RB	M max 1	M max 2	h	
a	4,24	2,12	2,25		2,25	3,18	2,25	h	1,41
b	8	2,12	2,25	4,0	6,23	15,37	8,00	h	1,92
c	6,5	2	2,00	2,5	4,50	9,23	5,28	h	1,75
d	4	2	2,00		2,00	2,67	2,00	h	1,33
e	3,26	1,62	1,31		1,33	1,44	1,33	h	1,09
f	4,2	1,62	1,31	0,8	2,09	2,86	2,21	h	1,30
g	5,2	2	2,00	1,2	3,20	5,43	3,38	h	1,61
h	0,86	0,42	0,09		0,09	0,03	0,09	h	0,29
i	8	0,42	0,09	1,5	1,59	3,35	8,00	h	0,42
j	3,2	1,18	0,70	0,5	1,19	1,24	1,28	h	0,97
k	2,34	1,18	0,70		0,68	0,53	0,68	h	0,78
l	3,5	1,75	1,53		1,53	1,79	1,53	h	1,17
m	8	2,4	2,88	3,8	6,72	16,90	8,00	h	2,11
n	4,8	2,4	2,88		2,88	4,61	2,88	h	1,60
o	4	1,76	1,55	0,4	1,97	2,61	2,00	h	1,31
p	4,5	1,18	0,70	1,3	1,96	2,71	2,53	h	1,07
q	4	1,75	1,53	0,4	1,97	2,61	2,00	h	1,30
r	8,00	2,00	2,00	4,0	6,00	14,67	8,00	h	1,83
s	4,76	2,10	2,21	0,6	2,79	4,40	2,83	h	1,56
t	4,20	2,10	2,21	0,0	2,21	3,09	2,21	h	1,40

3.2.4 Pembebanan Portal

3.2.4.1 Pembebanan balok pada portal memanjang

1. Beban mati merata (qd)

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

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

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

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

Lantai 1

a. Balok memanjang line V

1. Balok 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 = 10-10'

$$\text{bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe d} = 1,33 \cdot 402 = 534,66 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{qd} = 1637,66 \text{ kg/m}$$

2. Balok 7'-8' ; bentang = 8,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe o} = 1,31 \cdot 402 = 526,62 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{qd} = 1629,62 \text{ kg/m}$$

b. Balok memanjang line V'

1. Balok 7'-8'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe o+k} = (1,31+0,78) \cdot 402,00 = 526,62 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 1943,18 \text{ kg/m}$$

2. Balok 11-11'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe f} = (1,30) \cdot 402,00 = \underline{522,60} \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1050,60 \text{ kg/m}$$

c. Balok memanjang line U

1. Balok 4'-4

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 2172,32 \text{ kg/m}$$

2. Balok 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 =
10-10'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 372,00 = 989,52 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 2092,52 \text{ kg/m}$$

3. Balok 10' - 11

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402,00 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 2172,32 \text{ kg/m}$$

4. Balok 7'-7 = 8-8'

bentang = 4,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe k + k} = (0,78 + 0,78) \cdot 372,00 = 580,32 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 1683,32 \text{ kg/m}$$

5. Balok 11-11' ; bentang = 4,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe d + f} = (1,33 + 1,30) \cdot 402,00 = 1057,26 \text{ kg/m}$$

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

$$q_d = 2160,26 \text{ kg/m}$$

d. Balok memanjang line R = T

1. Balok 4'-4

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 444,00 = 1181,04 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1709,04 \text{ kg/m}$$

2. Balok 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 = 10-10'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 372,00 = 989,52 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1517,52 \text{ kg/m}$$

3. Balok 7'-7'' = 7''-8'; bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + q} = (1,33 + 1,30) \cdot 372,00 = 978,36 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1506,36 \text{ kg/m}$$

4. Balok 11-11'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d} = 1,33 \cdot 402,00 = 534,66 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1062,66 \text{ kg/m}$$

5. Balok 10'-11; bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402,00 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1597,32 \text{ kg/m}$$

e. Balok memanjang line S

1. Balok 4'-4

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1597,52 \text{ kg/m}$$

2. Balok 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9 = 9-9'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 372,00 = 989,52 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1517,52 \text{ kg/m}$$

3. Balok 6'-6 = 6-7' = 9'-10 = 10-10'

bentang = 8,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + i} = (1,33 + 0,42) \cdot 372,00 = 651 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1179,00 \text{ kg/m}$$

4. Balok 10' - 11

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402,00 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1597,32 \text{ kg/m}$$

f. Balok memanjang line S'

1. Balok 6'-7' = 9'-10'

bentang = 8,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe i} = 0,42 \cdot 372,00 = 156,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 480,24 \text{ kg/m}$$

g. Balok memanjang line S''

1. Balok 6'-6 = 6-7' = 9'-10 = 10-10'

bentang = 8,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d} = 1,33 \cdot 372,00 = 494,76 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1022,76 \text{ kg/m}$$

h. Balok memanjang line O'

1. Balok 4'-4 = 11-11' ; bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 402,00 = 1069,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1597,32 \text{ kg/m}$$

1. Balok 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9 = 9-9'

bentang = 4,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe d + d} = (1,33 + 1,33) \cdot 372,00 = 989,52 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1517,52 \text{ kg/m}$$

2. Balok 10'-11 ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } 40/70 &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m} \\ \text{Beban plat tipe d + d} &= (1,33 + 1,33) \cdot 402,00 = 1069,32 \quad \text{kg/m} \\ \text{qd} &= 1597,32 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

i. Balok memanjang line N'

1. Balok 4'-5' = 5'-6' = 6'-7' = 7'-8' = 8'-9' = 9'-10' = 10'-11'

bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } 40/70 &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m} \\ \text{Beban plat tipe d + b} &= (1,33 + 1,92) \cdot 402,00 = 1306,50 \quad \text{kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= (3-0,7) \cdot 250 = 575 \quad \text{kg/m} \\ \text{qd} &= 2409,50 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

j. Balok memanjang line J

1. Balok 4'-4 = 4'-5' = 5'-5 = 5'-6' = 6'-6 = 6'-7' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9 = 9'-9' = 10'-11 = 11-11'

bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Berat balok } 40/70 &= 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528 \quad \text{kg/m} \\ \text{Beban plat tipe b} &= 1,92 \cdot 402,00 = 771,84 \quad \text{kg/m} \\ \text{Berat dinding} &= (3-0,7) \cdot 250 = 575 \quad \text{kg/m} \\ \text{qd} &= 1874,84 \quad \text{kg/m} \end{aligned}$$

Tabel 3.2. Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Merata Balok Memanjang

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI I											
V	4' - 4	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	8' - 9	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	9 - 9'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	9' -10	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	10-10'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	2,3	575	1637,66
	7' - 8'	40/70	528	ho	1,31		402,00	526,62	2,3	575	1629,62
V'	7' - 8'	40/70	528	ho	1,31	hk 0,78	402,00	840,18	2,3	575	1943,18
	11-11'	40/70	528	hf	1,30		402,00	522,60			1050,60
U	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32	2,3	575	2172,32
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	8' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	9 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	9' - 10	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	10-10'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04	2,3	575	2284,04
	10'-11	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,000	1069,32	2,3	575	2172,32
	7' - 7	40/70	528	hk	0,78	hk 0,78	444,00	692,64	2,3	575	1795,64
	8 - 8'	40/70	528	hk	0,78	hk 0,78	444,00	692,64	2,3	575	1795,64
	11-11'	40/70	528	hd	1,33	hf 1,30	402,000	1057,26	2,3	575	2160,26
R = T	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	8' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	9 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
	9' - 10	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	10-10'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	10'-11	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7' - 7"	40/70	528	hd 1,33	hq 1,30	444,00	1167,72			1695,72
	7" - 8'	40/70	528	hd 1,33	hq 1,30	444,00	1167,72			1695,72
	11-11'	40/70	528	hd 1,33		444,00	590,52			1118,52
S	4' - 4	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	5' - 5	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	5 - 6'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	7' - 7"	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	7" - 8	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	8' - 9	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	9 - 9'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	372,00	989,52			1517,52
	10'-11	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6' - 6	40/70	528	hd 1,33	hi 0,42	372,00	651,00			1179,00
	6 - 7'	40/70	528	hd 1,33	hi 0,42	372,00	651,00			1179,00
	9' - 10	40/70	528	hd 1,33	hi 0,42	372,00	651,00			1179,00
	10-10'	40/70	528	hd 1,33	hi 0,42	372,00	651,00			1179,00
S'	6' - 6	30/60	324	hi 0,42		372,00	156,24			480,24
	6 - 7'	30/60	324	hi 0,42		372,00	156,24			480,24
	9' - 10	30/60	324	hi 0,42		372,00	156,24			480,24
	10-10'	30/60	324	hi 0,42		372,00	156,24			480,24
S''	6' - 6	40/70	528	hd 1,33		372,00	494,76			1022,76
	6 - 7'	40/70	528	hd 1,33		372,00	494,76			1022,76
	9' - 10	40/70	528	hd 1,33		372,00	494,76			1022,76
	10-10'	40/70	528	hd 1,33		372,00	494,76			1022,76
O'	4' - 4	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5' - 5	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6' - 6	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6 - 7'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7' - 7"	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7" - 8'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8' - 9	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)					
	9 - 9'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	10'-11	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11-11'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
N'	4' - 5'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	5' - 6'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	6' - 7'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	7' - 8'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	8' - 9'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	9' - 10'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
	10'-11'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,92	402,00	1306,50	2,3	575	2409,50
J	4' - 5'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	5' - 6'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	6' - 7'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	7' - 8'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	8' - 9'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	9' - 10'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	10'-11'	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI IB											
V	4' - 4'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	5' - 5'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	6' - 6'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	7' - 7'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	8' - 8'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	9' - 9'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	10' - 11'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
V'	11 - 11'	30/60	324	hf	1,30		402,00	522,60			846,60
U	4' - 4'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5' - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6' - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7' - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8' - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	9' - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10' - 11'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11 - 11'	40/70	528	hd	1,33	hf 1,30	402,00	1057,26			1585,26
T=S=R=	4' - 4'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
O'	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5' - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6' - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7' - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	444,00	1181,04			1709,04

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)		
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)			
				(m)	(m)							
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11 - 11'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
N	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,000	1443,00			1971,00
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50			1834,50
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50			1834,50
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50			1834,50
	11 - 11'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50			1834,50
J	4' - 5'	40/70	528	hb	1,92			444,000	771,84			1299,84
	5' - 6'	40/70	528	hb	1,92			444,000	852,48	3,3	825	2205,48
	6' - 7'	40/70	528	hb	1,92			444,000	852,48	3,3	825	2205,48
	7' - 8'	40/70	528	hb	1,92			444,000	852,48	3,3	825	2205,48
	8' - 9'	40/70	528	hb	1,92			444,000	852,48	3,3	825	2205,48
	9' - 10'	40/70	528	hb	1,92			444,000	771,84			1299,84
	10' - 11'	40/70	528	hb	1,92			444,000	771,84			1299,84

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI 2											
V	4' - 4	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33		444,00	590,52	3,3	825	1943,52
V'	11-11'	30/60	324	hf	1,30		444,00	577,20			901,20
U	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	11-11'	40/70	528	hd	1,33	hf	1,30	444,00	1167,72		1695,72
T	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04

Line	Block	Kerim Block		Kerim Pinat		Beani Dinding	
		Block (m)	Kg (m)	Block (m)	Kg (m)	Block (m)	Kg (m)
BAJOK/MBAYAN/KELENTI							
7	4-1	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-2	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-3	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-4	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-5	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-6	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-7	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-8	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-9	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-10	4070	258	44400	30025	258	104325
	4-11	4070	258	44400	30025	258	104325
7	11-11	2060	254	44400	25750		20750
8	1-1	4070	258	44400	118104		150004
	1-2	4070	258	44400	118104		150004
	1-3	4070	258	44400	118104		150004
	1-4	4070	258	44400	118104		150004
	1-5	4070	258	44400	118104		150004
	1-6	4070	258	44400	118104		150004
	1-7	4070	258	44400	118104		150004
	1-8	4070	258	44400	118104		150004
	1-9	4070	258	44400	118104		150004
	1-10	4070	258	44400	118104		150004
	1-11	4070	258	44400	118104		150004
9	1-1	4070	258	44400	118104		150004
	1-2	4070	258	44400	118104		150004
	1-3	4070	258	44400	118104		150004
	1-4	4070	258	44400	118104		150004
	1-5	4070	258	44400	118104		150004
	1-6	4070	258	44400	118104		150004
	1-7	4070	258	44400	118104		150004
	1-8	4070	258	44400	118104		150004
	1-9	4070	258	44400	118104		150004
	1-10	4070	258	44400	118104		150004
	1-11	4070	258	44400	118104		150004
	1-12	4070	258	44400	118104		150004
	1-13	4070	258	44400	118104		150004
	1-14	4070	258	44400	118104		150004
	1-15	4070	258	44400	118104		150004
	1-16	4070	258	44400	118104		150004
	1-17	4070	258	44400	118104		150004
	1-18	4070	258	44400	118104		150004
	1-19	4070	258	44400	118104		150004
	1-20	4070	258	44400	118104		150004
	1-21	4070	258	44400	118104		150004
	1-22	4070	258	44400	118104		150004
	1-23	4070	258	44400	118104		150004
	1-24	4070	258	44400	118104		150004
	1-25	4070	258	44400	118104		150004
	1-26	4070	258	44400	118104		150004
	1-27	4070	258	44400	118104		150004
	1-28	4070	258	44400	118104		150004
	1-29	4070	258	44400	118104		150004
	1-30	4070	258	44400	118104		150004

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)			
				(m)	(m)							
				hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	10'-11	40/70	528	hd	1,33			444,00	590,52		1118,52	
	11-11'	40/70	528	hd	1,33			444,00	590,52		1118,52	
R	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32	3,3	825	2422,32
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32	3,3	825	2422,32
	10'-11	40/70	528	hd	1,33			402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	11-11'	40/70	528	hd	1,33			402,00	534,66	3,3	825	1887,66
S	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	
O	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04		1709,04	

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat					Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)			
				(m)	(m)							
				hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	444,00	1181,04			1709,04
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hd	1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11 - 11'	40/70	528	hd	1,33	hd	1,330	402,00	1069,32			1597,32
N	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	444,00	1443,00			1971,00
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,00	1306,50			1834,50
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,00	1306,50			1834,50
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,00	1306,50			1834,50
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,00	1306,50			1834,50
	11 - 11'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,00	1306,50			1834,50
								444,00	852,48			1380,48
J	4' - 5'	40/70	528	hb	1,92			444,00	852,48			1380,48
	5' - 6'	40/70	528	hb	1,92			444,00	852,48			1380,48
	6' - 7'	40/70	528	hb	1,92			444,00	852,48			1380,48
	7' - 8'	40/70	528	hb	1,92			444,00	852,48			1380,48
	8' - 9'	40/70	528	hb	1,92			444,00	852,48			1380,48
	9' - 10'	40/70	528	hb	1,92			402,00	771,84			1299,84
	10' - 11'	40/70	528	hb	1,92			402,00	771,84			1299,84

Line	Lotok	Bahan Pokok		Bahan Pokok		Bahan Pokok		Tinggi (mm)	Bahan Pokok (kg/m)	Tinggi (mm)	Bahan Pokok (kg/m)
		Dimensi (cm)	Bahan (kg/m)	Dimensi (cm)	Bahan (kg/m)	Dimensi (cm)	Bahan (kg/m)				
1-8	4-4	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	1-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	2-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	3-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	4-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	5-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	6-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	7-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	8-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	9-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	10-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	11-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	12-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	13-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	14-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	15-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	16-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	17-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	18-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	19-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	20-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	21-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	22-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	23-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	24-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	25-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	26-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	27-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	28-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	29-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	30-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	31-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	32-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	33-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	34-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	35-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	36-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	37-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	38-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	39-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00
	40-8	40x70	238	40x70	1007.35			407.35	1007.35	832	1827.00

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI 3											
V	4' - 4	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33		402,00	534,66	3,3	825	1887,66
V	11-11'	30/60	324	hf	1,30		402,00	522,60			846,60
U	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10' - 11	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11-11'	40/70	528	hd	1,33	hf 1,30	402,00	1057,26			1585,26
T = R	4' - 4	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	4 - 5'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5' - 5	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5 - 6'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
	8' - 8	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8 - 9'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9' - 9	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10'-11	40/70	528	hd 1,33		402,00	534,66			1062,66
	11-11'	40/70	528	hd 1,33		402,00	534,66			1062,66
S	4' - 4	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	4 - 5'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5' - 5	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5 - 6'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6' - 6	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6 - 7'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7' - 7	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7 - 8'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8' - 8	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8 - 9'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9' - 9	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
O	4' - 4	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	4 - 5'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5' - 5	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	5 - 6'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6' - 6	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	6 - 7'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7' - 7	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	7 - 8'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8' - 8	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	8 - 9'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9' - 9	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	9 - 10'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	10'-11	40/70	528	hd 1,33	hd 1,33	402,00	1069,32			1597,32
	11-11'	40/70	528	hd 1,33	hd 1,330	402,00	1069,32			1597,32
N	4' - 4	40/70	528	hd 1,33	hb 1,920	402,00	1306,50			1834,50
	4 - 5'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,920	402,00	1306,50			1834,50
	5' - 5	40/70	528	hd 1,33	hb 1,920	402,00	1306,50			1834,50
	5 - 6'	40/70	528	hd 1,33	hb 1,920	402,00	1306,50			1834,50

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd Total (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
	6' - 6	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	6 - 7'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	7' - 7	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	7 - 8'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	8' - 8	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	8 - 9'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	9' - 9	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	9 - 10'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	10'-11	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
	11-11'	40/70	528	hd	1,33	hb	1,920	402,000	1306,50		1834,50
J	4' - 5'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	5' - 6'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	6' - 7'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	7' - 8'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	8' - 9'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	9' - 10'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84
	10'-11'	40/70	528	hb	1,92			402,000	771,84		1299,84

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MEMANJANG LANTAI DAK											
V = V'	11-11'	20/40	120	ht	1,40			372,000	520,80		640,80
T = R	10'-11'	30/60	324	hr	1,83			372,000	1361,52		1685,52
S	10'-11'	30/61	324	hr	1,56	hr	1,83	372,000	580,32		904,32
T' = R'	5' - 5	20/40	120	hd	1,33			372,000	494,76		614,76

2. Beban hidup merata

Beban hidup (q_l) = perataan beban x beban hidup lantai toko x koef. reduksi

Koefisien reduksi beban hidup untuk penggunaan gedung perdagangan

(toserba) = 0,80

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

Lantai 1

a. Balok memanjang line V

1. Balok 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 = 10-10' ; bentang = 4,00 m

Beban hidup (q_l) = Beban plat tipe d x beban hidup x koef. reduksi

$$= 1,33 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 425,60 \text{ kg/m}$$

2. Balok 7'-8' ; bentang = 8,00 m

Beban hidup (q_l) = Beban plat tipe o x beban hidup x koef. reduksi

$$= 1,31 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 419,20 \text{ kg/m}$$

b. Balok memanjang line V'

1. Balok 7'-8' ; bentang = 4,00 m

Beban hidup (q_l) = Beban plat tipe o x beban hidup x koef. reduksi

$$= 1,31 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 668,80 \text{ kg/m}$$

2. Balok 11-11' ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe f x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= 1,30 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 416,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Balok memanjang line U

1. Balok 4'-4 ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33 + 1,33) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 851,20 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Balok 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 =

10-10' = 10' - 11 ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33 + 1,33) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 532,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

3. Balok 7'-7 = 8-8' ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe k+k}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (0,78 + 0,78) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 312,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

4. Balok 11-11' ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+f}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33 + 1,30) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 841,60 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Balok memanjang line R = T

$$1. \text{ Balok } 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 8'-9 = 9-9' = 9'-10 = \\ 10-10' = 10'-11$$

$$\text{bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi}$$

$$= (1,33 + 1,33) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 532,00 \text{ kg/m}$$

$$2. \text{ Balok } 7'-7'' = 7''-8' ; \text{ bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (\text{Beban plat tipe d+q}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi}$$

$$= (1,33 + 1,30 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 526,00 \text{ kg/m}$$

$$3. \text{ Balok } 11-11' ; \text{ bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = \text{Beban plat tipe d} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi}$$

$$= 1,33 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 266,00 \text{ kg/m}$$

d. Balok memanjang line S

$$1. \text{ Balok } 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9 = 9-9'$$

$$\text{bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi}$$

$$= (1,33 + 1,33) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80$$

$$= 532 \text{ kg/m}$$

$$2. \text{ Balok } 10'-11 ; \text{ bentang} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Beban hidup (ql)} = (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi}$$

$$= (1,33 + 1,33) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 = 851,20 \text{ kg/m}$$

3. Balok 6'-6 = 6-7' = 9'-10 = 10-10' ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d + i}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33 + 0,42) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 350 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

e. Balok memanjang line S'

1. Balok 6'-6 = 6-7' = 9'-10 = 10-10' ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe i}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= 0,42 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 84 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

f. Balok memanjang line S''

1. Balok 6'-6 = 6-7' = 9'-10 = 10-10' ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= 1,33 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 266,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

g. Balok memanjang line O'

1. Balok 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9
= 9-9' = 11-11' ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33+1,33) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 532 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Balok 10'-11 ; bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+d}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33+1,33) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 851,20 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

h. Balok memanjang line N'

1. Balok 4'-5' = 5'-6' = 6'-7' = 7'-8' = 8'-9' = 9'-10' = 10'-11'

bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe d+b}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,33+1,92) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1040,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

i. Balok memanjang line J

1. Balok 4'-4 = 4-5' = 5'-5 = 5-6' = 6'-6 = 6-7' = 7'-7'' = 7''-8' = 8'-9
= 9-9' = 10'-11 = 11-11'

bentang = 4,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (ql)} &= (\text{Beban plat tipe b}) \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,92) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 614,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Tabel 3.3. Rekapitulasi Perhitungan Beban Hidup Merata Memanjang

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI 1							
V	4' - 4	hd 1,33	400			0,80	425,60
	4 - 5'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	5' - 5	hd 1,33	400			0,80	425,60
	5 - 6'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	6' - 6	hd 1,33	400			0,80	425,60
	6 - 7'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	8' - 9	hd 1,33	400			0,80	425,60
	9 - 9'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	9' - 10	hd 1,33	400			0,80	425,60
	10 - 10'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	7' - 8'	ho 1,31	400			0,80	419,20
V'	7' - 8'	ho 1,31	400	hk 0,78	400	0,80	668,80
	11-11'	hf 1,30	400			0,80	416,00
U	4' - 4	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 10	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10 - 10'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	7' - 7	hk 0,78	250	hk 0,78	250	0,80	312,00
	8 - 8'	hk 0,78	250	hk 0,78	250	0,80	312,00
	11 - 11'	hd 1,33	400	hf 1,30	400	0,80	841,60
R = T	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	9' - 10	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10 - 10'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	7' - 7"	hd 1,33	250	hq 1,30	250	0,80	526,00
	7" - 8'	hd 1,33	250	hq 1,30	250	0,80	526,00
	11 - 11'	hd 1,33	250			0,80	266,00
S	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7"	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7" - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	6' - 6	hd 1,33	250	hi 0,42	250	0,80	350,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hi 0,42	250	0,80	350,00
	9' - 10	hd 1,33	250	hi 0,42	250	0,80	350,00
	10 - 10'	hd 1,33	250	hi 0,42	250	0,80	350,00
S'	6' - 6	hi 0,42	250			0,80	84,00
	6 - 7'	hi 0,42	250			0,80	84,00
	9' - 10	hi 0,42	250			0,80	84,00
	10 - 10'	hi 0,42	250			0,80	84,00
S''	6' - 6	hd 1,33	250			0,80	266,00
	6 - 7'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	9' - 10	hd 1,33	250			0,80	266,00
	10 - 10'	hd 1,33	250			0,80	266,00
O'	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7"	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7" - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	9 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	11 - 11'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
N'	4' - 5'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	5' - 6'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	6' - 7'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	7' - 8'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	8' - 9'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	9' - 10'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
	10' - 11'	hd 1,33	400	hb 1,92	400	0,80	1040,00
J	4' - 5'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	5' - 6'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	6' - 7'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	7' - 8'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	8' - 9'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	9' - 10'	hb 1,92	400			0,80	614,40
	10' - 11'	hb 1,92	400			0,80	614,40

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI 1B							
V	4' - 4	hd 1,33	250			0,80	266,00
	4 - 5'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	5' - 5	hd 1,33	250			0,80	266,00
	5 - 6'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	6' - 6	hd 1,33	250			0,80	266,00
	6 - 7'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	7' - 7	hd 1,33	250			0,80	266,00
	7 - 8'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	8' - 8	hd 1,33	250			0,80	266,00
	8 - 9'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	9' - 9	hd 1,33	400			0,80	425,60
	9 - 10'	hd 1,33	400			0,80	425,60
	10' - 11	hd 1,33	400			0,80	425,60
V'	11 - 11'	hf 1,30	400			0,80	416,00
U	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	9 - 10'	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	11 - 11'	hd 1,33	400	hf 1,30	250	0,80	685,60
T=S=R=O'	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	9 - 10'	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
	11 - 11'	hd 1,33	400	hd 1,33	250	0,80	691,60
N	4' - 4	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hb 1,920	250	0,80	650,00
	9' - 9	hd 1,33	400	hb 1,920	250	0,80	809,60
	9 - 10'	hd 1,33	400	hb 1,920	250	0,80	809,60
	10' - 11	hd 1,33	400	hb 1,920	250	0,80	809,60
	11 - 11'	hd 1,33	400	hb 1,920	250	0,80	809,60
J	4' - 5'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	5' - 6'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	6' - 7'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	7' - 8'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	8' - 9'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	9' - 10'	hb 1,92	250			0,80	384,00
	10' - 11'	hb 1,92	250			0,80	384,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI 2							
V	4' - 4	hd 1,33	250			0,80	266,00
	4 - 5'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	5' - 5	hd 1,33	250			0,80	266,00
	5 - 6'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	6' - 6	hd 1,33	250			0,80	266,00
	6 - 7'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	7' - 7	hd 1,33	250			0,80	266,00
	7 - 8'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	8' - 8	hd 1,33	250			0,80	266,00
	8 - 9'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	9' - 9	hd 1,33	250			0,80	266,00
	9 - 10'	hd 1,33	250			0,80	266,00
	10' -11	hd 1,33	250			0,80	266,00
V'	11 -11'	hf 1,30	250			0,80	260,00
U	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 10'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' -11	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	11 -11'	hd 1,33	250	hf 1,300	250	0,80	526,00
T	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 10'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	10' -11	hd 1,33	250			0,80	266,00
	11 -11'	hd 1,33	250			0,80	266,00
R	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	9 - 10'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	10' -11	hd 1,33	400			0,80	425,60
	11 -11'	hd 1,33	400			0,80	425,60
S	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9 - 10'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
O	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	9 - 10'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	11 - 11'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
N	4' - 4	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	250	hd 1,33	250	0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	9' - 9	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	9 - 10'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	10' - 11	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
	11 - 11'	hd 1,33	400	hd 1,33	400	0,80	851,20
J	4' - 5'	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	5' - 6'	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	6' - 7'	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	7' - 8'	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	8' - 9'	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	9' - 10'	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	10' - 11'	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI 3							
V	4' - 4	hd 1,33	500			0,80	532,00
	4 - 5'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	5' - 5	hd 1,33	500			0,80	532,00
	5 - 6'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	6' - 6	hd 1,33	500			0,80	532,00
	6 - 7'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	7' - 7	hd 1,33	500			0,80	532,00
	7 - 8'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	8' - 8	hd 1,33	500			0,80	532,00
	8 - 9'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	9' - 9	hd 1,33	500			0,80	532,00
	9 - 10'	hd 1,33	500			0,80	532,00
	10' - 11	hd 1,33	500			0,80	532,00
V'	11 - 11'	hf 1,30	500			0,80	520,00
U	4' - 4	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	4 - 5'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5' - 5	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5 - 6'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6' - 6	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6 - 7'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7' - 7	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7 - 8'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8' - 8	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8 - 9'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9' - 9	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9 - 10'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	10' - 11	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	11 - 11'	hd 1,33	500	hf 1,30	500	0,80	1052,00
T = R	4' - 4	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	4 - 5'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5' - 5	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5 - 6'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6' - 6	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6 - 7'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7' - 7	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7 - 8'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	8' - 8	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8 - 9'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9' - 9	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9 - 10'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	10' - 11	hd 1,33	500			0,80	532,00
	11 - 11'	hd 1,33	500			0,80	532,00
S	4' - 4	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	4 - 5'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5' - 5	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5 - 6'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6' - 6	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6 - 7'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7' - 7	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7 - 8'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8' - 8	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8 - 9'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9' - 9	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9 - 10'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
O	4' - 4	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	4 - 5'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5' - 5	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	5 - 6'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6' - 6	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6 - 7'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7' - 7	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7 - 8'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8' - 8	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8 - 9'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9' - 9	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9 - 10'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	10' - 11	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	11 - 11'	hd 1,33	500	hd 1,330	500	0,80	1064,00
N	4' - 4	hd 1,33	500	hb 1,920	500	0,80	1300,00
	4 - 5'	hd 1,33	500	hb 1,920	500	0,80	1300,00
	5' - 5	hd 1,33	500	hb 1,920	500	0,80	1300,00
	5 - 6'	hd 1,33	500	hb 1,920	500	0,80	1300,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	6' - 6	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	6 - 7'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7' - 7	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	7 - 8'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8' - 8	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	8 - 9'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9' - 9	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	9 - 10'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	10' - 11	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
	11 - 11'	hd 1,33	500	hd 1,33	500	0,80	1064,00
J	4' - 5'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	5' - 6'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	6' - 7'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	7' - 8'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	8' - 9'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	9' - 10'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00
	10' - 11'	hb 1,92	500	hb 1,92	500	0,80	1536,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MEMANJANG LANTAI DAK							
V = V'	11 - 11'	ht 1,40	100,00			0,80	112,00
T = R	10'-11'	hr 1,83	100,00			0,80	146,40
S	10'-11'	hr 1,56	100,00	hr 1,56	100	0,80	249,60
T' = R'	5' - 5	hd 1,33	100,00			0,80	106,40

3. Beban mati terpusat

Akibat beban kolom :

$$\begin{aligned} \text{Pd1 (kolom }^{60/60}) &= \text{berat kolom lantai 1} \\ &= \text{dimensi kolom x tinggi kolom x berat beton bertulang} \\ &= 0,6 \times 0,6 \times 3 \times 2400 \\ &= 2592,00 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pd2 (kolom }^{60/60}) &= \text{berat kolom lantai 1B, 2, dan 3} \\ &= \text{dimensi kolom x tinggi kolom x berat beton bertulang} \\ &= 0,6 \times 0,6 \times 4 \times 2400 \\ &= 3456 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pd3 (kolom }^{40/40}) &= \text{berat kolom lantai dak} \\ &= \text{dimensi kolom x tinggi kolom x berat beton bertulang} \\ &= 0,4 \times 0,4 \times 4 \times 2400 \\ &= 1536 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.2.4.2 Pembebanan balok pada portal melintang

1. Beban mati merata (qd)

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

Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding

Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

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

Lantai 1

a. Balok melintang line 4'

1. Balok J – N'

bentang = 4,24 m

Berat balok $^{40}/_{70}$ = $0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400$ = 528,00 kg/m

Beban plat tipe a = $1,41 \cdot 402,00$ = 566,82 kg/m

qd = 1094,82 kg/m

2. Balok N' – O' ; bentang = 6,50 m

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

Beban plat tipe c = $1,75 \cdot 402$ = 703,50 kg/m

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

qd = 1806,50 kg/m

3. Balok O'-R, R-S, S-T, T-U, U-V ; bentang = 8,00 m

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

Beban plat tipe b = $1,92 \cdot 402,00$ = 771,84 kg/m

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

qd = 1874,84 kg/m

b. Balok melintang line 4

1. Balok N'-O'

bentang = 6,50 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 402,00 = 1093,44 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{qd} = 2196,44 \text{ kg/m}$$

2. Balok O'-R = R-S = S-T = T-U = U-V ; bentang = 8,00 m

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

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92+1,92) \cdot 402,00 = 1543,68 \text{ kg/m}$$

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

$$\text{qd} = 2646,68 \text{ kg/m}$$

c. Balok melintang line 5' = 5 = 9

1. Balok J - N'

bentang = 4,24 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe a+a} = (1,41 + 1,41) \cdot 444,00 = 1252,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 1780,08 \text{ kg/m}$$

2. Balok N' - O'

bentang = 6,50 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 444,00 = 1554,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 2082,00 \text{ kg/m}$$

3. Balok O'-R = R-S = S-T = T-U

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2232,96} \text{ kg/m}$$

3. Balok U-V

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 402,00 = 1543,68 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2071,68} \text{ kg/m}$$

d. Balok melintang line 6' = 7' = 9'

1. Balok J - N'

bentang = 4,24 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe a+a} = (1,41 + 1,41) \cdot 444,00 = 1252,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1780,08} \text{ kg/m}$$

2. Balok N' - O'

bentang = 6,50 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 444,00 = 1554,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2082,00} \text{ kg/m}$$

3. Balok O'-R ; bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

4. Balok R-S

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+g} = (1,92 + 1,61) \cdot 444,00 = 1567,32 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2095,32}} \text{ kg/m}$$

5. Balok S-T

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

6. Balok T-U

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

7. Balok U-V

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 402,00 = 1543,68 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2071,68}} \text{ kg/m}$$

e. Balok melintang line 6 = 10

1. Balok N' - O'

bentang = 4,24 m

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 444,00 = 950,16 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{1478,16}} \text{ kg/m}$$

2. Balok O'-R

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

3. Balok R-S''

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe g+g} = (1,61 + 1,61) \cdot 444,00 = 1429,68 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{1957,68}} \text{ kg/m}$$

4. Balok S-T

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

5. Balok T-U

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2232,96} \text{ kg/m}$$

7. Balok U-V

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 402 = 1543,68 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2071,68} \text{ kg/m}$$

f. Balok melintang line 7 = 8

1. Balok U' - U

$$\text{bentang} = 4,50 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{30}/_{60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe p} = 1,07 \cdot 444,00 = 475,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{799,08} \text{ kg/m}$$

2. Balok U-V

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } ^{30}/_{60} = 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 2400 = 324,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe p+j} = (1,07 + 0,97) \cdot 402,00 = 820,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1144,08} \text{ kg/m}$$

g. Balok melintang line 7''

1. Balok N' - O'

$$\text{bentang} = 4,24 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 444,00 = 1554,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2082,00}} \text{ kg/m}$$

2. Balok O'-R

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

3. Balok R-S

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe g+g} = (1,61 + 1,61) \cdot 444,00 = 1429,68 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{1957,68}} \text{ kg/m}$$

4. Balok S-T

$$\text{bentang} = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Berat balok } 40/70 = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{\underline{2232,96}} \text{ kg/m}$$

5. Balok T-U

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe l+l} = (1,17 + 1,17) \cdot 444,00 = 1038,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1566,96} \text{ kg/m}$$

h. Balok melintang line 7' = 8'

1. Balok J – N'

bentang = 4,24 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe a+a} = (1,41 + 1,41) \cdot 444,00 = 1252,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1780,08} \text{ kg/m}$$

2. Balok N' – O'

bentang = 4,24 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe c+c} = (1,75 + 1,75) \cdot 444,00 = 1554,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2082,00} \text{ kg/m}$$

3. Balok O'-R

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2232,96} \text{ kg/m}$$

4. Balok R - S

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2232,96} \text{ kg/m}$$

5. Balok S-T

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+b} = (1,92 + 1,92) \cdot 444,00 = 1704,96 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{2232,96} \text{ kg/m}$$

6. Balok T-U

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+p} = (1,92 + 1,07) \cdot 444,00 = 1327,56 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1855,56} \text{ kg/m}$$

7. Balok U-V

bentang = 8,00 m

$$\text{Berat balok } ^{40}/_{70} = 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2400 = 528,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban plat tipe b+j} = (1,92 + 0,97) \cdot 444,00 = 1283,16 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = \underline{1811,16} \text{ kg/m}$$

Tabel 3.4. Rekapitulasi Perhitungan Beban Mati Merata Melintang

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MELINTANG LANTAI 1											
4'	J - N'	40/70	528	ha	1,41		402,00	566,82		1094,82	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75		402,00	703,50	2,3	1806,50	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	2,3	1874,84	
	R - S	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	2,3	1874,84	
	S - T	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	2,3	1874,84	
	T - U	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	2,3	1874,84	
	U - V	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	2,3	1874,84	
4	N' - O'	40/70	528	hc	0,97	hc	1,75	402,00	1093,44	2,3	2196,44
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	2,3	2646,68
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	2,3	2646,68
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	2,3	2646,68
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	2,3	2646,68
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	2,3	2646,68
5' = 5	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha	1,41	444,00	1252,08		1780,08
=9	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	444,00	1554,00		2082,00
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68
6' = 7'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha	1,41	444,00	1252,08		1780,08
= 9'	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	444,00	1554,00		2082,00
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hg	1,61	444,00	1567,32		2095,32
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68
6 = 10	N' - O'	40/70	528	hc	1,07	hc	1,07	444,00	950,16		1478,16
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	R - S"	40/70	528	hg	1,61	hg	1,61	444,00	1429,68		1957,68
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	444,00	1704,96		2232,96
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68
7 = 8	U' - U	30/60	324	hp	1,07		444,00	475,08		799,08	
	U - V	30/60	324	hp	1,07	hj	0,97	402,00	820,08		1144,08

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
7"	N' - O'	40/70	528	hc 1,75	hc 1,75	444,00	1554,00			2082,00
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	R - S	40/70	528	hg 1,61	hg 1,61	444,00	1429,68			1957,68
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	T - U'	40/70	528	hl 1,17	hl 1,17	444,00	1038,96			1566,96
7" = 8"	J - N'	40/70	528	ha 1,41	ha 1,41	444,00	1252,08			1780,08
	N' - O'	40/70	528	hc 1,75	hc 1,75	444,00	1554,00			2082,00
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hp 1,070	444,00	1327,56			1855,56
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hj 0,970	444,00	1283,16			1811,16
	J - N'	40/70	528	ha 1,41	ha 1,41	402,00	1133,64			1661,64
10'	N' - O'	40/70	528	hc 1,75	hc 1,75	402,00	1407,00			1935,00
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hg 1,61	402,00	1419,06			1947,06
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	N' - O'	40/70	528	hc 0,78	hc 0,78	402,00	627,12			1155,12
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68
11	R - S	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	S - T	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,920	402,00	1543,68			2071,68
	U - V	40/70	528	hb 1,92	he 1,090	402,00	1210,02			1738,02
	J - N'	40/70	528	ha 1,41		402,00	566,82			1094,82
11'	N' - O'	40/70	528	hc 1,75		402,00	703,50			1231,50
	O' - R	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84			1299,84
	T - U	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	U - V	40/70	528	he 1,09		402,00	438,18	2,3	575	1541,18

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MELINTANG LANTAI 1b											
4'	J - N'	40/70	528	ha	1,41		444,00	626,04		1154,04	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75		444,00	777,00		1305,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	R - S	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	S - T	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	T - U	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	U - V	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
4=5=	N' - O'	40/70	528	hc	0,42	hc 1,75	444,00	963,48		1491,48	
6=7=	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
=8=9	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
5'=6=	J - N'	40/70	528	ha	1,60	ha 1,41	444,00	1336,44		1864,44	
7'=8'	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	444,00	1554,00		2082,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
10'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha 1,41	402,00	1133,64		1661,64	
	N' - O'	40/70	528	hc	0,97	hc 0,97	402,00	779,88		1307,88	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
9'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha 1,41	402,00	1133,64	2,3	575	2236,64
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	402,00	1407,00	2,3	575	2510,00
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	2,3	575	2646,68

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
11	N' - O'	40/70	528	hc 1,75	hc 1,75	402,00	1407,00			1935,00
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hc 1,09	402,00	1210,02			1738,02
11'	J - N'	40/70	528	ha 1,41		402,00	566,82			1094,82
	N' - O'	40/70	528	hc 1,75		402,00	703,50			1231,50
	O' - R	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84			1299,84
	R - S	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	S - T	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	T - U	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	2,3	575	1874,84
	U - V	40/70	528	he 1,09		402,00	438,18	2,3	575	1541,18

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)	
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)		
				(m)	(m)						
BALOK MELINTANG LANTAI 2											
4'	J - N'	40/70	528	ha	1,41		444,00	626,04		1154,04	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75		444,00	777,00		1305,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	R - S	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	S - T	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	T - U	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
	U - V	40/70	528	hb	1,92		444,00	852,48		1380,48	
4 = 5 =	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	444,00	1554,00		2082,00	
6 = 7 = 8	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
5' = 6' =	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha 1,41	444,00	1252,08		1780,08	
7' = 8'	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	444,00	1554,00		2082,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
10'	J - N'	40/70	528	ha	0,29	ha 1,41	444,00	754,80		1282,80	
	N' - O'	40/70	528	hc	0,97	hc 0,97	402,00	779,88		1307,88	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96		2232,96	
9'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha 1,41	444,00	1252,08		1780,08	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	402,00	1407,00	3,3	825	2760,00
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	402,00	1543,68	3,3	825	2896,68
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb 1,92	444,00	1704,96	3,3	825	3057,96
9	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc 1,75	402,00	1407,00		1935,00	

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
11	N' - O'	40/70	528	hc 1,75	hc 1,75	402,00	1407,00			1935,00
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	444,00	1704,96			2232,96
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hc 1,09	444,00	1336,44			1864,44
11'	J - N'	40/70	528	ha 1,41		402,00	566,82			1094,82
	N' - O'	40/70	528	hc 1,75		402,00	703,50			1231,50
	O' - R	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84			1299,84
	R - S	40/70	528	hb 1,92		444,00	852,48	3,3	825	2205,48
	S - T	40/70	528	hb 1,92		444,00	852,48	3,3	825	2205,48
	T - U	40/70	528	hb 1,92		444,00	852,48	3,3	825	2205,48
	U - V	40/70	528	he 1,09		444,00	483,96	3,3	825	1836,96

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)		
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Pcrataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)			
				(m)	(m)							
BALOK MELINTANG LANTAI 3												
4'	J - N'	40/70	528	ha	1,41		402,00	566,82	3,3	825	1919,82	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75		402,00	703,50	3,3	825	2056,50	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84	
	R - S	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84	
	S - T	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84	
	T - U	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84	
	U - V	40/70	528	hb	1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84	
4 = 5 =	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	402,00	1407,00		1935,00	
6 = 7 =	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
8 = 9	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
5' = 6' =	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha	1,41	402,00	1133,64		1661,64	
7' = 8'	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	402,00	1407,00		1935,00	
= 10'	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
10'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha	1,41	402,00	1133,64		1661,64	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	402,00	1407,00		1935,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	3,3	825	2896,68
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68	3,3	825	2896,68
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
9'	J - N'	40/70	528	ha	1,41	ha	1,41	402,00	1133,64		1661,64	
	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	402,00	1407,00		1935,00	
	O' - R	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	R - S	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	S - T	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	T - U	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
	U - V	40/70	528	hb	1,92	hb	1,92	402,00	1543,68		2071,68	
11	N' - O'	40/70	528	hc	1,75	hc	1,75	402,00	1407,00		1935,00	

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
	O' - R	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	R - S	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	S - T	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	T - U	40/70	528	hb 1,92	hb 1,92	402,00	1543,68			2071,68
	U - V	40/70	528	hb 1,92	hc 1,09	402,00	1210,02			1738,02
11'	J - N'	40/70	528	ha 1,41		402,00	566,82	3,3	825	1919,82
	N' - O'	40/70	528	hc 1,75		402,00	703,50	3,3	825	2056,50
	O' - R	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84
	R - S	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84
	S - T	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84
	T - U	40/70	528	hb 1,92		402,00	771,84	3,3	825	2124,84
	U - V	40/70	528	he 1,09		402,00	438,18	3,3	825	1791,18

Lantai / Line	Balok	Berat Balok		Beban Plat				Berat Dinding		qd (kg/m)
		Dimensi (cm)	Beban (kg/m)	Perataan Beban		qd (kg/m)	Beban (kg/m)	Tinggi dinding (m)	Berat dinding (kg/m)	
				(m)	(m)					
BALOK MELINTANG LANTAI DAK										
10'	T - T'	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	T' - S	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	S - R'	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	R' - R	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
11	V - V'	20/40	120	hs 1,33		402,00	534,66			654,66
11'	V - V'	20/40	120	hs 1,33		402,00	534,66			654,66
	T - T'	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	T' - S	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	S - R'	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66
	R' - R	30/60	324	hd 1,33		402,00	534,66			858,66

2. Beban hidup merata

Beban hidup (q_l) = perataan beban x beban hidup lantai toko x koef. reduksi

Koefisien reduksi beban hidup untuk penggunaan gedung perdagangan (toserba) = 0,80

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

Lantai 1

a. Balok memanjang line 4'

1. Balok J – N' ; bentang = 4,24 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (q_l) &= \text{Beban plat tipe a x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= 1,41 \text{ m x } 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 451,20 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Balok N'-O' ; bentang = 6,50 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (q_l) &= \text{Beban plat tipe c x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= 1,75 \text{ m x } 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 560,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

3. Balok O'-R = R-S = S-T = T-U = U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (q_l) &= \text{Beban plat tipe b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= 1,92 \text{ m x } 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 614,40 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$= 91470 \text{ ԲՆմ}$$

$$= 1.93 \text{ մ} \times 400 \text{ ԲՆմ} \times 0.80$$

Երան ուղև (d) = Երան իջելից ρ չ բերան ուղևի չ կողմը լողակը

3' Երան Օ-Ք = Ք-Լ = Լ-Մ = Մ-Ն = Ն-Յ : քանակը = 800 մ

$$= 29000 \text{ ԲՆմ}$$

$$= 1.32 \text{ մ} \times 400 \text{ ԲՆմ} \times 0.80$$

Երան ուղև (d) = Երան իջելից ϵ չ բերան ուղևի չ կողմը լողակը

5' Երան Վ-Օ : քանակը = 920 մ

$$= 42150 \text{ ԲՆմ}$$

$$= 1.91 \text{ մ} \times 400 \text{ ԲՆմ} \times 0.80$$

Երան ուղև (d) = Երան իջելից α չ բերան ուղևի չ կողմը լողակը

7' Երան Դ - Ն : քանակը = 434 մ

8' Երան Երան լողակը լող ϕ

Երան լողակը

Երան լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը

Երան լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը

(լողակը) = 0.80

Երան լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը

Երան ուղև (d) = Երան լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը լողակը

5' Երան ուղև լողակը

b. Balok memanjang line 4

1. Balok N'-O' ; bentang = 6,50 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe c+c x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,75 \text{ m} + 1,75 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1120,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

2. Balok O'-R = R-S = S-T = T-U = U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1228,80 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

c. Balok memanjang line 5' = 5 = 9

1. Balok J - N' ; bentang = 4,24 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe a+a x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,41 \text{ m} + 1,41 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 902,40 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

2. Balok N'-O' ; bentang = 6,50 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe c+c x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,75 \text{ m} + 1,75 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 700,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

3. Balok O'-R = R-S = S-T = T-U ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

4. Balok U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1228,80 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

d. Balok memanjang line 6' = 7' = 9'

1. Balok J – N' ; bentang = 4,24 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe a+a x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,41 \text{ m} + 1,41 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 902,40 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

2. Balok N'-O' ; bentang = 6,50 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe c+c x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,75 \text{ m} + 1,75 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 700,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

3. Balok O'-R ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

4. Balok R-S ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+g x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,61 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 706,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

5. Balok S-T ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

6. Balok T-U ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

7. Balok U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1228,80 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

e. Balok memanjang line 6 = 10

1. Balok N'-O' ; bentang = 6,50 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe c+c x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,75 \text{ m} + 1,75 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 700,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

2. Balok O'-R ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b x beban hidup x koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

3. Balok R-S'' ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe g+g} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,61 \text{ m} + 1,61 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 644,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

4. Balok S-T ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

5. Balok T-U ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 768,00 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

6. Balok U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe b+b} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,92 \text{ m} + 1,92 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 1228,80 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

f. Balok memanjang line 7 = 8

1. Balok U'-U ; bentang = 4,50 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe p} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,07 \text{ m}) \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 \\ &= 214 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

2. Balok U-V ; bentang = 8,00 m

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup (ql)} &= \text{Beban plat tipe p+j} \times \text{beban hidup} \times \text{koef. reduksi} \\ &= (1,07 + 0,97 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0,80 = 652,80 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Tabel 3.5. Rekapitulasi Perhitungan Beban Hidup Merata Melintang

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MELINTANG LANTAI 1							
4'	J - N'	ha 1,41	400			0,80	451,20
	N' - O'	hc 1,75	400			0,80	560,00
	O' - R	hb 1,92	400			0,80	614,40
	R - S	hb 1,92	400			0,80	614,40
	S - T	hb 1,92	400			0,80	614,40
	T - U	hb 1,92	400			0,80	614,40
	U - V	hb 1,92	400			0,80	614,40
4	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	S - T	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	T - U	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
5' = 5 = 9	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
6' = 7' = 9'	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	250	hg 1,61	250	0,80	706,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
6 = 10	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S"	hg 1,61	250	hg 1,61	250	0,80	644,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
7 = 8	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	U' - U	hp 1,07	250			0,80	214,00
	U - V	hp 1,07	400	hj 0,97	400	0,80	652,80

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)	
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)			
7"	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00	
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	T - U'	hl 1,17	250	hl 1,17	250	0,80	468,00	
7' = 8'	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40	
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00	
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	T - U	hb 1,92	250	hp 1,07	250	0,80	598,00	
10'	U - V	hb 1,92	400	hj 0,97	400	0,80	924,80	
	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40	
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00	
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	R - S	hb 1,92	250	hg 1,61	250	0,80	706,00	
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00	
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80	
	11	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
		O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
R - S		hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80	
S - T		hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80	
T - U		hb 1,92	400	hb 1,920	400	0,80	1228,80	
11'	U - V	hb 1,92	400	he 1,090	400	0,80	963,20	
	J - N'	ha 1,41	400		400	0,80	451,20	
	N' - O'	hc 1,75	400		400	0,80	560,00	
	O' - R	hb 1,92	400		400	0,80	614,40	
	T - U	hb 1,92	400		400	0,80	614,40	
	U - V	he 1,09	400		400	0,80	348,80	

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MELINTANG LANTAI 1b							
4'	J - N'	ha 1,41	250		250	0,80	282,00
	N' - O'	hc 1,75	250		250	0,80	350,00
	O' - R	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	R - S	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	S - T	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	T - U	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
4 = 5 = 6 = 7 = 8 = 9	U - V	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
5' = 6' = 7' = 8'	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	J - N'	ha 1,41	250	ha 1,41	250	0,80	564,00
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
10'	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
9'	S - T	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	T - U	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	S - T	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	T - U	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	U - V	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
11	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	S - T	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	T - U	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	U - V	hb 1,92	400	he 1,09	400	0,80	963,20
11'	J - N'	ha 1,41	400		400	0,80	451,20
	N' - O'	hc 1,75	400		400	0,80	560,00
	O' - R	hb 1,92	400		400	0,80	614,40
	R - S	hb 1,92	400		400	0,80	614,40
	S - T	hb 1,92	400		400	0,80	614,40
	T - U	hb 1,92	400		400	0,80	614,40
	U - V	he 1,09	400		400	0,80	348,80

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MELINTANG LANTAI 2							
4'	J - N'	ha 1,41	250			0,80	282,00
	N' - O'	hc 1,75	250			0,80	350,00
	O' - R	hb 1,92	250			0,80	384,00
	R - S	hb 1,92	250			0,80	384,00
4 = 5 = 6 = 7 = 8	S - T	hb 1,92	250			0,80	384,00
	T - U	hb 1,92	250			0,80	384,00
	U - V	hb 1,92	250			0,80	384,00
	N' - O'	hc 1,75	250	hc 1,75	250	0,80	700,00
5' = 6' = 7' = 8'	O' - R	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
10'	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
9'	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
9	J - N'	ha 1,41	400	ha 1,41	400	0,80	902,40
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
9	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
9	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
9	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
11	N' - O'	hc 1,75	400	hc 1,75	400	0,80	1120,00
	O' - R	hb 1,92	400	hb 1,92	400	0,80	1228,80
	R - S	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	250	hb 1,92	250	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	250	he 1,09	250	0,80	602,00
11'	J - N'	ha 1,41	250		400	0,80	282,00
	N' - O'	hc 1,75	250		400	0,80	350,00
	O' - R	hb 1,92	250		400	0,80	384,00
	R - S	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	S - T	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	T - U	hb 1,92	250		250	0,80	384,00
	U - V	he 1,09	250		250	0,80	218,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MELINTANG LANTAI 3							
4'	J - N'	ha 1,41	500		400	0,80	564,00
	N' - O'	hc 1,75	500		400	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	U - V	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
4 = 5 = 6 =	N' - O'	hc 1,75	500	hc 1,75	400	0,80	1260,00
7 = 8 = 9	O' - R	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	R - S	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	S - T	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	T - U	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	U - V	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
5' = 6' =	J - N'	ha 1,41	500	ha 1,41	400	0,80	1015,20
7' = 8' =	N' - O'	hc 1,75	500	hc 1,75	400	0,80	1260,00
10'	O' - R	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	R - S	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	S - T	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	T - U	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	U - V	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
10'	J - N'	ha 1,41	500	ha 1,41	400	0,80	1015,20
	N' - O'	hc 1,75	500	hc 1,75	400	0,80	1260,00
	O' - R	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	R - S	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	S - T	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	T - U	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	U - V	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
9'	J - N'	ha 1,41	500	ha 1,41	400	0,80	1015,20
	N' - O'	hc 1,75	500	hc 1,75	400	0,80	1260,00
	O' - R	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	R - S	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	S - T	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	T - U	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	U - V	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
11	N' - O'	hc 1,75	500	hc 1,75	400	0,80	1260,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
	O' - R	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	R - S	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	S - T	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	T - U	hb 1,92	500	hb 1,92	400	0,80	1382,40
	U - V	hb 1,92	500	he 1,09	400	0,80	1116,80
11'	J - N'	ha 1,41	500		400	0,80	564,00
	N' - O'	hc 1,75	500		400	0,80	700,00
	O' - R	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	R - S	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	S - T	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	T - U	hb 1,92	500		400	0,80	768,00
	U - V	he 1,09	500		400	0,80	436,00

Lantai / Line	Balok	Beban Hidup Plat				Faktor Reduksi	Total ql (kg/m)
		Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)	Perataan Beban (m)	ql lantai (kg/m ²)		
BALOK MELINTANG LANTAI DAK							
10'	T - T'	hd 1,33	100			0,80	106,40
	T' - S	hd 1,33	100			0,80	106,40
	S - R'	hd 1,33	100			0,80	106,40
	R' - R	hd 1,33	100			0,80	106,40
11	V - V'	hs 1,33	100			0,80	106,40
11'	V - V'	hs 1,33	100			0,80	106,40
	T - T'	hd 1,33	100			0,80	106,40
	T' - S	hd 1,33	100			0,80	106,40
	S - R'	hd 1,33	100			0,80	106,40
	R' - R	hd 1,33	100			0,80	106,40

2.3. Perhitungan Beban Gempa

2.3.1. Perhitungan Berat Total Bangunan

Lantai I

Luas parkir = luas total - void

$$= \{ (20,74 \times 1,00) + (4,8 \times 44) \times 2 + (8,00 \times 20,74) \} -$$

$$[(1,00 \times 4,80) + (1,00 \times 4,00) + (1,00 \times 8,00)]$$

$$= 1031,28 - 112,20$$

$$= 919,08 \text{ m}^2$$

Luas mall = luas total - void

$$= \{ (41,70 \times 44,00) + (4,00 \times 8,00) \} - [(1,92 \times 8) \times 2 +$$

$$(7,70 \times 2,30)]$$

$$= 1866,20 - 26,61$$

$$= 1839,59 \text{ m}^2$$

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai parkir = luas x berat sendiri plat

$$= 919,08 \text{ m}^2 \times 405,00 \text{ kg/m}^2$$

$$= 368.204,16 \text{ kg}$$

Beban plat lantai mall

$$= luas x berat sendiri plat$$

$$= 1810 \text{ m}^2 \times 441,00 \text{ kg/m}^2$$

$$= 803.640,00 \text{ kg}$$

3.3. Perhitungan Beban Gempa

3.3.1. Perhitungan Berat Total Bangunan

Lantai 1

$$\begin{aligned}
 \text{Luas parkir} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= [\{ (50,74 \times 4,00) \} + \{ (4,8 \times 44) \times 2 \} + \{ (8,00 \times 50,74) \}] - \\
 &\quad [(4,00 \times 4,80) + (16,00 \times 4,00) + (4,00 \times 8,00)] \\
 &= 1031,28 - 115,20 \\
 &= 916,08 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas mall} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= [(41,70 \times 44,00) + (4,00 \times 8,00)] - [\{ (1,95 \times 8) \times 2 \} + \\
 &\quad (7,70 \times 3,30) \} \\
 &= 1866,80 - 56,61 \\
 &= 1810,19 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban plat lantai parkir} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 916,08 \text{ m}^2 \times 402,00 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 368.264,16 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat lantai mall} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 1810 \text{ m}^2 \times 444,00 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 803.640,00 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{array}{rcl}
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 58 & = & 244992 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 1 & = & 2112 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 2,5 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 2640 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 5184 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 4,2 \cdot 2400 \cdot 1 & = & 1360,8 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma & = & 256288,8 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Beban balok melintang

$$\begin{array}{rcl}
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4,24 \cdot 2400 \cdot 8 & = & 17909,8 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 8 & = & 27456 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 40 & = & 168960 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 7 & = & 14742 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 31 & = & 80352 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 5,5 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 3564 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 1 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 648 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 7 \cdot 2400 \cdot 2 & = & 4536 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma & = & 318167,8 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

- **Beban kolom**

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

$$\begin{aligned}
 0,6 \cdot 0,6 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 64 &= 248832 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,5 \cdot 2400 \cdot 3 &= 5184 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 254016 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$\begin{aligned}
 56 \cdot (3,0-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 32200 \quad \text{kg} \\
 56 \cdot (3,0-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 32200 \quad \text{kg} \\
 44 \cdot (3,0-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 41800 \quad \text{kg} \\
 44 \cdot (3,0-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 41800 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 148000 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Beban dinding melintang

$$\begin{aligned}
 50,74 \cdot (3,0-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 29175,50 \quad \text{kg} \\
 41,75 \cdot (4,5-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 39662,5 \quad \text{kg} \\
 41,75 \cdot (4,5-0,6) \cdot 250 \cdot 1 &= 40706,25 \quad \text{kg} \\
 50,74 \cdot (4,5-0,7) \cdot 250 \cdot 1 &= 48203 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 157747,25 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 1

$$\begin{aligned}
 W_{D1} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\
 &= (368.264,16 + 803.640,00) + (256.288,8 + 318.167,8) + 254.016 + \\
 &\quad (148.000 + 157.747,25) \\
 &= 2.306.124,01 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

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

$$\text{Beban guna bangunan lantai parkir} = 400 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup (} W_{Li} \text{)} &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= [(1810,19 \times 250) + (916,08 \times 400)] \times 0,8 \\ &= 655.183,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 1 (} W_1 \text{)} &= (W_{D1}) \text{ total beban mati} + (W_{Li}) \text{ total beban hidup} \\ &= 2.306.124,01 \text{ kg} + 655.183,60 \text{ kg} \\ &= 2.961.307,61 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 1B

$$\begin{aligned} \text{Luas parkir} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (50,74 \times 24) - (4,2 \times 4,75) \\ &= 1197,81 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas mall} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (50,74 \times 32) - 0 \\ &= 1623,68 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (q_d)

$$\begin{aligned} - \text{Beban plat lantai parkir} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 1197,81 \times 402 \\ &= 481519,62 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat lantai mall} &= \text{luas x berat sendiri plat} \\
 &= 1623,68 \times 444 \\
 &= 720913,92 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- **Beban balok**

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

Beban balok memanjang

$$\begin{aligned}
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 56 &= 236544 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 4,2 \cdot 2400 \cdot 1 &= 1360,8 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 237904,8 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned}
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4,24 \cdot 2400 \cdot 8 &= 17909,8 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 8 &= 27456 \quad \text{kg} \\
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 40 &= 168960 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 7 &= 14742 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 35 &= 80352 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 319787,8 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- **Beban kolom**

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

$$\begin{aligned}
 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,5 \cdot 2400 \cdot 64 &= 193536 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma &= 193536 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

- Beban dinding

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

Beban dinding memanjang

$$56 \cdot (4,0-0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 92400 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 92400 \quad \text{kg}$$

Beban dinding melintang

$$50,74 \cdot (4,0-0,7) \cdot 250 \cdot 4 = 167442 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 167442 \quad \text{kg}$$

Total beban mati lantai 1B

$$\begin{aligned} W_{D1B} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\ &= (481519,62 + 720913,92) + (237904,8 + 319787,8) + 193536 \\ &\quad + (92400 + 167442) \\ &= 2.213.504,14 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m²

Beban guna bangunan lantai parkir = 400 kg/m²

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

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L1B}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= [(1623,68 \times 250) + (1197,81 \times 400)] \times 0,8 \\ &= 708035,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban lantai 1B (W1B) = (W_{D1B}) total beban mati + (W_{L1B}) total beban hidup

$$\begin{aligned} &= 2128697,12 + 708035,2 \\ &= 2836732,32 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 2

$$\begin{aligned}
 \text{Luas parkir} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= (50,74 \times 16) - (4,2 \times 4,75) - (8 \times 16) \\
 &= 663,89 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas mall} &= \text{luas total} - \text{void} \\
 &= (50,74 \times 40) - 0 \\
 &= 2029,6 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{Beban plat lantai parkir} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 663,89 \times 402 \\
 &= 266883,78 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat lantai mall} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\
 &= 2029,6 \times 444 \\
 &= 901142,40 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$\begin{array}{rcl}
 0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 55 & = & 232320 \quad \text{kg} \\
 0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 4,2 \cdot 2400 \cdot 1 & = & 1360,8 \quad \text{kg} \\
 \hline
 \Sigma & = & 233680,8 \quad \text{kg}
 \end{array}$$

Beban balok malarang

$0,4 \cdot (0,7-0,12) \cdot 4,24 \cdot 2400 \cdot 8$	=	1700,8	kg
$0,4 \cdot (0,7-0,12) \cdot 6,2 \cdot 2400 \cdot 8$	=	5742,6	kg
$0,4 \cdot (0,7-0,12) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 40$	=	18880	kg
$0,2 \cdot (0,6-0,12) \cdot 6,2 \cdot 2400 \cdot 7$	=	1474,2	kg
$0,2 \cdot (0,6-0,12) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 33$	=	8223,6	kg
<hr/>			
Σ	=	31460,8	kg

- Beban kolom

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

$0,6 \cdot 0,6 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 64$	=	32184	kg
<hr/>			
Σ	=	32184	kg

- Beban dinding

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

Beban dinding malarang

$20 \cdot (4-0,7) \cdot 220 \cdot 2$	=	92400	kg
<hr/>			
Σ	=	92400	kg

Beban dinding malarang

$20,74 \cdot (4-0,7) \cdot 220 \cdot 4$	=	122281,2	kg
<hr/>			
Σ	=	122281,2	kg

Jumlah beban mati lantai 2

W_{D2} = beban plan lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

$$= (266883,78 + 901142,40) + (233680,8 + 314603,8) + 32184 +$$

$$(92400 + 122281,2)$$

$$= 2122476,38 \text{ kg}$$

Beban balok melintang

$$\begin{aligned}
0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4,24 \cdot 2400 \cdot 8 &= 17909,8 \text{ kg} \\
0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 8 &= 27456 \text{ kg} \\
0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 40 &= 168960 \text{ kg} \\
0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 7 &= 14742 \text{ kg} \\
0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 33 &= 85536 \text{ kg} \\
\Sigma &= 314603,8 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Beban kolom

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

$$\begin{aligned}
0,6 \cdot 0,6 \cdot 4 \cdot 2400 \cdot 64 &= 221184 \text{ kg} \\
\Sigma &= 221184 \text{ kg}
\end{aligned}$$

- Beban dinding

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

Beban dinding memanjang

$$\begin{aligned}
56 \cdot (4-0,7) \cdot 250 \cdot 2 &= 92400 \text{ kg} \\
\Sigma &= 92400 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban dinding melintang

$$\begin{aligned}
50,74 \cdot (4-0,7) \cdot 250 \cdot 4 &= 125581,5 \text{ kg} \\
\Sigma &= 125581,5 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Total beban mati lantai 2

$$\begin{aligned}
W_{D2} &= \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom} + \text{beban dinding} \\
&= (266883,78 + 901142,40) + (233680,8 + 314603,8) + 221184 + \\
&\quad (92400 + 125581,5) \\
&= 2155476,28 \text{ kg}
\end{aligned}$$

b. Beban hidup (q_l)

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

$$\text{Beban guna bangunan lantai parkir} = 400 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L2}) &= \text{luas} \times \text{beban guna} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= [(2029,6 \times 250) + (663,89 \times 400)] \times 0,8 \\ &= 618364,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai 2 } (W_2) &= (W_{D2}) \text{ total beban mati} + (W_{L2}) \text{ total beban hidup} \\ &= 2133681,66 + 618364,8 \\ &= 2752046,46 \text{ kg} \end{aligned}$$

Lantai 3

$$\begin{aligned} \text{Luas parkir} &= \text{luas total} - \text{void} \\ &= (50,74 \times 56) - (4,2 \times 4,75) - (8 \times 16) \\ &= 2693,49 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

a. Beban mati (q_d)

$$\begin{aligned} - \text{Beban plat lantai parkir} &= \text{luas} \times \text{berat sendiri plat} \\ &= 2693,49 \times 402 \\ &= 1082782,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Beban balok**

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

Beban balok memanjang

$$0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 55 = 232320 \quad \text{kg}$$

$$0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 4,2 \cdot 2400 \cdot 1 = 1360,8 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 233680,8 \quad \text{kg}$$

Beban balok melintang

$$0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 4,24 \cdot 2400 \cdot 8 = 17909,8 \quad \text{kg}$$

$$0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 8 = 27456 \quad \text{kg}$$

$$0,4 \cdot (0,7-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 40 = 168960 \quad \text{kg}$$

$$0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 6,5 \cdot 2400 \cdot 7 = 14742 \quad \text{kg}$$

$$0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 33 = 85536 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 314603,8 \quad \text{kg}$$

- **Beban kolom**

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

$$0,6 \cdot 0,6 \cdot 2,0 \cdot 2400 \cdot 54 = 193536 \quad \text{kg}$$

$$0,6 \cdot 0,6 \cdot 4,0 \cdot 2400 \cdot 10 = 34560 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 228096 \quad \text{kg}$$

- **Beban dinding**

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

Beban dinding memanjang

$$56 \cdot (4,0 - 0,7) \cdot 250 \cdot 2 = 92400 \quad \text{kg}$$

$$\Sigma = 92400 \quad \text{kg}$$

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai parkir = luas x berat sendiri plat

$$= 147,95 \times 402$$

$$= 59475,90 \text{ kg}$$

- Beban balok

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

Beban balok memanjang

$$0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 3 = 7776 \text{ kg}$$

$$0,2 \cdot (0,4-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 2 = 1920 \text{ kg}$$

$$0,2 \cdot (0,4-0,15) \cdot 4,2 \cdot 2400 \cdot 2 = 1008 \text{ kg}$$

$$\Sigma = 10704 \text{ kg}$$

Beban balok melintang

$$0,3 \cdot (0,6-0,15) \cdot 8 \cdot 2400 \cdot 4 = 10368 \text{ kg}$$

$$0,2 \cdot (0,4-0,15) \cdot 4,75 \cdot 2400 \cdot 2 = 1140 \text{ kg}$$

$$\Sigma = 11508 \text{ kg}$$

- Beban kolom

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

$$0,4 \cdot 0,4 \cdot 2,0 \cdot 2400 \cdot 10 = 7680 \text{ kg}$$

$$\Sigma = 7680 \text{ kg}$$

Total beban mati lantai dak

$W_{D \text{ duck}} = \text{beban plat lantai} + \text{beban balok} + \text{beban kolom}$

$$= 59475,90 + (10704 + 11508) + 7680$$

$$= 89367,90 \text{ kg}$$

b. Beban hidup (q_l)

$$\text{Beban guna bangunan lantai duck} = 20 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup } (W_{L \text{ duck}}) &= \text{luas} \times \text{beban guna air hujan} \times \text{koefisien reduksi} \\ &= 147,95 \times 100 \times 0,8 \\ &= 11836 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total beban lantai duck } (W_{\text{dak}}) &= (W_{D \text{ dak}}) \text{ total b. mati} + (W_{L \text{ duck}}) \text{ total b. hidup} \\ &= 89367,90 + 11836 \\ &= 101203,90 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total bangunan } (W_T) &= W_1 + W_{1b} + W_2 + W_3 + W_{\text{dak}} \\ &= 2.961.307,61 \text{ kg} + 2.836.732,32 \text{ kg} + \\ &\quad 2.752.046,46 \text{ kg} + 3.196.401,58 \text{ kg} + \\ &\quad 101.203,90 \text{ kg} \\ &= 11.847.691,87 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.3.2. Perhitungan Waktu Getar Bangunan (T)

$$\text{H total bangunan} = 18 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T &= 0,06 \cdot H^{3/4} \text{ untuk portal beton} \\ &= 0,06 \cdot 18^{3/4} = 0,551 \text{ detik} \end{aligned}$$

dimana:

T = waktu getar alami struktur gedung (detik)

H = ketinggian sampai puncak dari bagian utama struktur gedung di ukur dari tiangkat penjepitan lateral (m)

3.3.3. Perhitungan Gaya Geser Horizontal

$R = 8,5$ untuk sistem rangka pemikul momen khusus beton bertulang (Tabel 3 pasal 1b, SNI 1726)

$I = 1$ untuk gedung umum seperti untuk perumahan, perniagaan, dan perkantoran (Tabel 1, SNI 1726)

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai $T = 0,551$ diperoleh

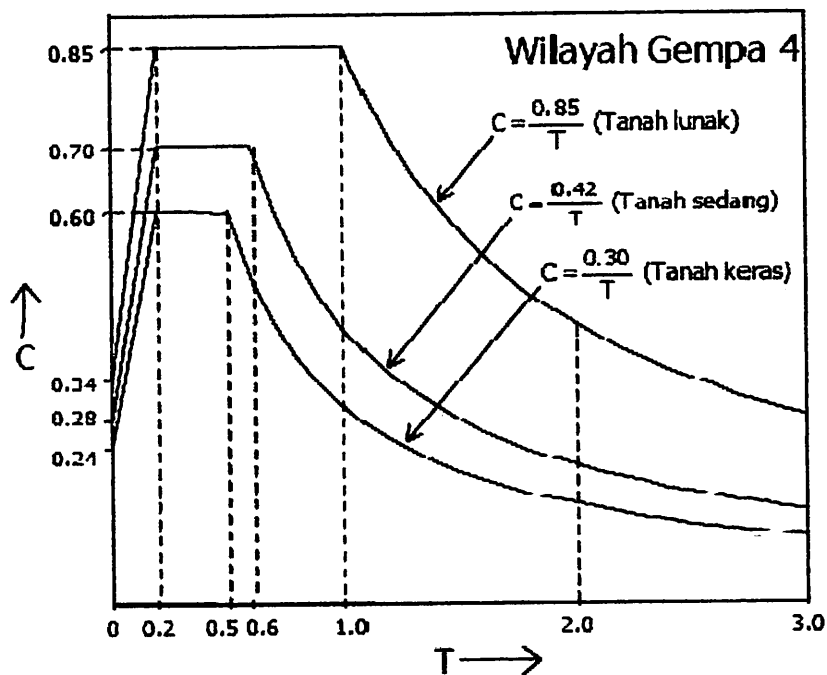
$$C = \frac{0,30}{T} = \frac{0,30}{0,551} = 0,544$$

dimana:

R = Nilai faktor reduksi gempa maksimum

I = Nilai faktor keutamaan

C = Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana



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

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{C \times I}{R} \times W_t \\
 &= \frac{0,544 \times 1}{8,5} \times 11.847.691,87 \text{ kg} \\
 &= 0,064 \times 11.847.691,87 \text{ kg} \\
 &= 758.252,28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

dimana:

C = Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum
Respons Gempa Rencana

I = Nilai faktor keutamaan

R = Nilai faktor reduksi gempa maksimum

V = Beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang bekerja di
tingkat dasar (kg)

W_t = Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai (kg)

Contoh perhitungan untuk lantai 1 :

$$F_i = \frac{z_i \cdot W_i}{\sum(z_i \cdot W_i)} \times V$$

dimana:

W_i = Berat lantai tingkat ke -i struktur atas suatu gedung,
termasuk beban hidup yang sesuai (kg)

z_i = Ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan
lateral struktur bangunan (m).

F_i = Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada
pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung
(kg)

$$F_1 = \frac{3,00 \times 2.961.307,61}{99.996.073,67} \times 758.252,28$$

$$= 67.365,19 \text{ kg}$$

$$100\% F_i = 100\% \times 67.365,19 = 67.365,19 \text{ kg}$$

$$30\% F_i = 30\% \times 67.365,19 = 20.209,56 \text{ kg}$$

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

Tabel 3.6. Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa

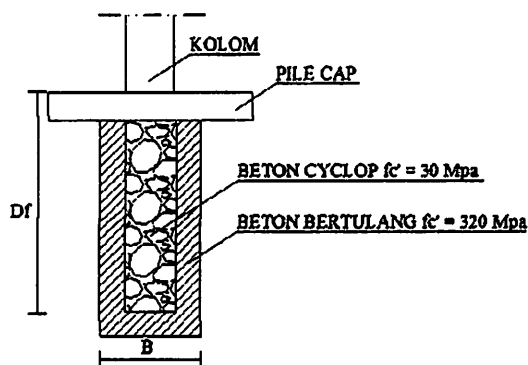
Tingkat / Lantai	z _i (m)	W _i (kg)	z _i . W _i (kgm)	F _i (kg)	100% F _i (kg)	30% F _i (kg)
Dak	18	101.203,90	1.821.670,20	13.813,40	13.813,40	4.144,02
3	14	3.196.401,58	44.749.622,12	339.328,35	339.328,35	101.798,51
2	10	2.752.046,46	27.520.464,60	208.682,74	208.682,74	62.604,82
1B	6	2.836.732,32	17.020.393,92	129.062,59	129.062,59	38.718,78
1	3	2.961.307,61	8.883.922,83	67.365,19	67.365,19	20.209,56
	Σ	11.847.691,87	99.996.073,67	758.252,28		

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1. Spesifikasi Umum dan Perencanaan



Gambar 4.1. Pondasi Sumuran

1. Spesifikasi umum
 - a. Nama Bangunan : Mall Dinoyo City Malang
 - b. Fungsi bangunan : Gedung pasar
 - c. Struktur atas : Atap plat beton, beton bertulang
 - d. Struktur bawah : Pondasi sumuran
2. Parameter perencanaan
 - a. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
 - b. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG)
3. Mutu bahan direncanakan.
 - a. Beton : 30 Mpa
 - b. Baja : 320 Mpa

4.1.2. Parameter Tanah

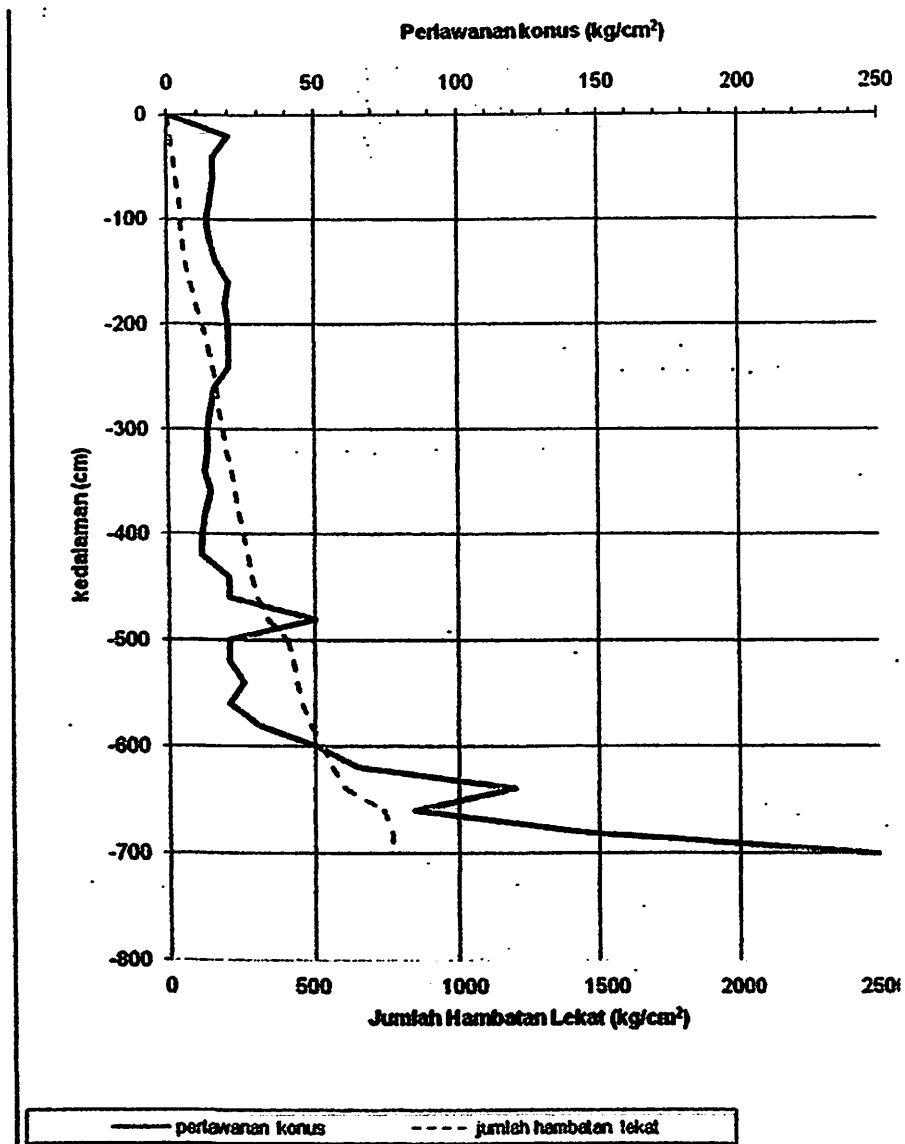


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
 NO. TITIK : SD - 2
 TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
 DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



Gambar 4.2. Grafik Hasil Tes Sondir

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi sumuran dengan uji sondir adalah:

- a. Konversi nilai sondir ke data *Standar Penetration Test* (SPT) dengan rumus:

$$q_c = 4N$$

Dimana,

N = Nilai SPT (pukulan per fit), 1 ft = 30,48 cm

q_c = tahanan konus (kg/cm^2)

- b. Daya dukung yang diperbolehkan (Q_a) dihitung dengan rumus:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{2.5}$$

Nilai 2,5 adalah faktor keamanan baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung ujung tiang sumuran.

Dimana,

Q_{ijin} = daya dukung ijin pondasi tiang untuk beban aksial

Q_u = akibat daya dukung ultimate tiang

2,5 = faktor keamanan (FK)

- c. Jika daya dukung tidak memenuhi untuk menerima beban dari atas maka dapat menambahkan konfigurasi tiang atau menambah kedalaman tiang yang direncanakan.

Dari data penyelidikan yang ada, dapat diketahui lapisan – lapisan tanah yang ada di lokasi proyek area 3 Mall Dinoyo City Malang. Pada hasil sondir SD-2 didapat data tanah seperti pada **Tabel 4.1** :

Table 4.1. Konversi qc ke N Pada Hasil Sondir SD-2

No.	Kedalaman (m)	Qc (kg/cm ²)	N (pukulan per feet)
1.	0,00	0	0
2.	0,20	20	5
3.	0,40	15	4
4.	0,60	15	4
5.	0,80	14	4
6.	1,00	13	3
7.	1,20	14	4
8.	1,40	16	4
9.	1,60	20	5
10.	1,80	19	5
11.	2,00	20	5
12.	2,20	20	5
13.	2,40	20	5
14.	2,60	15	4
15.	2,80	14	4
16.	3,00	13	3
17.	3,20	13	3
18.	3,40	12	3
19.	3,60	14	4
20.	3,80	12	3
21.	4,00	11	3
22.	4,20	11	3
23.	4,40	20	5
24.	4,60	20	5
25.	4,80	50	13
26.	5,00	20	5
27.	5,20	20	5
28.	5,40	25	6
29.	5,60	20	5
30.	5,80	30	8
31.	6,00	50	13
32.	6,20	65	16
33.	6,40	120	30
34.	6,60	85	21
35.	6,80	145	36
36.	7,00	250	63

4.2. Perencanaan Pondasi Sumuran

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan program Sans Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe dan batasan untuk klasifikasi tipe pondasi berdasarkan nilai FY dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.2. Data Input Analisa Sans Pro

Tipe Pondasi	NO.	FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kg.cm)	MY (kg.cm)	MZ (kg.cm)
Ringan	121	1698,30	137210,00	-1284,20	-177980,00	-32,28	-67310,00
Sedang	170	2791,70	245810,00	27,48	3641,30	-32,28	-127410,00
Berat	178	-304,36	380170,00	-500,69	-48318,00	-32,28	46518,00

Direncanakan tipe pondasi sumuran berdasarkan beban maksimum pada line portal sebagai berikut:

4.2.1 Tipe Pondasi untuk Beban Ringan (Tipe 1)

Tipe 1 dengan beban maksimum 137.210,00 kg dari hasil input Sans Pro berada pada joint 1 ,2, 12, 25, 49, 73, 121, 145, 169, 193, 194, 204.

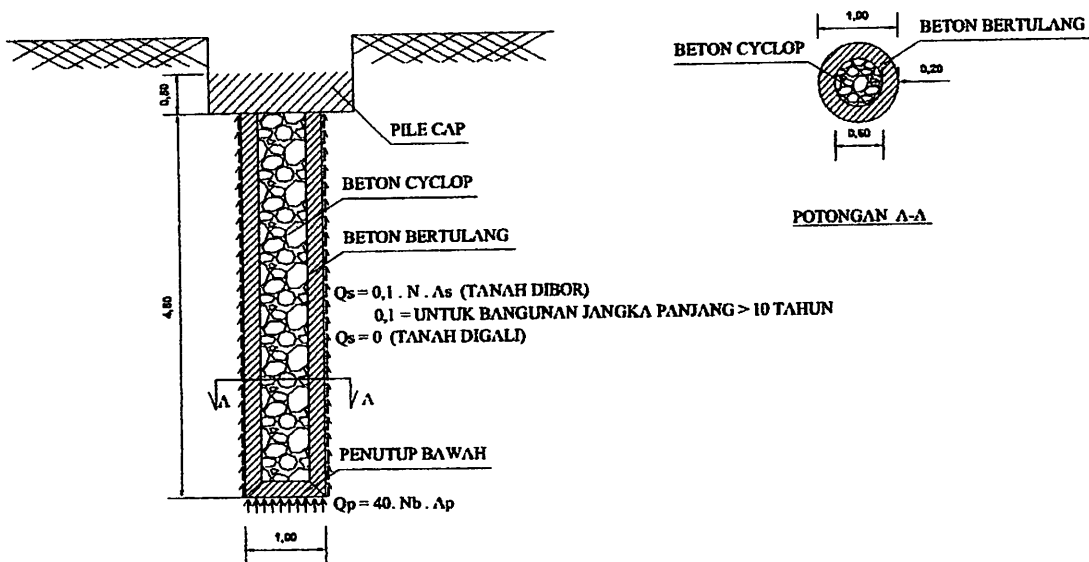
Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 480 cm = 4.80 m
2. Diameter Luar (D_{luar}) = 100 cm = 1,00 m
3. Tebal dinding tepi direncanakan = 20 cm = 0,20 m
4. Diameter dalam (D_{dalam}) = 60 cm = 0,60 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,50 m
6. Luas penampang (A) tiang = $(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 100^2)$
= 7850 cm² = 0,7850 m²

7. Berat pile cap

$$= p \times l \times t \times \text{berat jenis beton bertulang}$$

$$= 2,00 \times 2,00 \times 0,5 \times 2,4 = 4,80 \text{ ton}$$



Gambar 4.3. Pondasi Sumuran Tipe 1

4.2.1.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

a. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Qd = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan (kg/cm^2)

A = Luas penampang tiang pondasi sumuran (cm)

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$Qd_1 = (0,85 \times f'c) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right)$$

$$= (0,85 \times 300) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 100^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2 \right) \right)$$

$$= 255 \times (7850 - 2826)$$

$$= 1.281.120 \text{ kg} = 1.281,120 \text{ ton}$$

2. Untuk beton cyclop ($f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Qd_2 &= (0.85 \times f'c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2\right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 60^2\right) \\ &= 420.367,50 \text{ kg} = 420,368 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Qd &= Qd_1 + Qd_2 \\ &= 1.281,120 \text{ ton} + 420,368 \text{ ton} \\ &= 1.701,488 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Terhadap kekuatan tanah

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut ≈ 0 untuk perencanaan bangunan jangka pendek), didapat rumus:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40 \cdot N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{SPT} pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir $q_c = 4 \cdot N$)

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang:

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

Dimana :

SF = Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5

1. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times N_b \times A_p) \\ &= (40 \times 13 \times 0,7850) \\ &= 408,20 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4 \pi (D^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.brting}) + (1/4 \pi D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop} \\ &= (1/4 \times 3,14 \times (1,0^2 - 0,6^2) \times 4,80 \times 2,4) + (1/4 \times 3,14 \times 0,6^2) \times 4,80 \times 2,2 \\ &= 5,79 \text{ ton} + 2,98 \text{ ton} \\ &= 8,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

3. Berat pile cap = 4,80 ton

Jadi daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\ &= 408,20 \text{ ton} - (8,77 \text{ ton} + 4,80 \text{ ton}) \\ &= 394,63 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\ &= \frac{394,63}{2,5} \\ &= 157,852 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.2.1.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe 1

Dari hasil analisis struktur dengan program Sans Pro, diperoleh beban maksimum sebesar 137,910 ton:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} \\ &= 137,910 \text{ ton} = 137910 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{\Sigma V_u}{Q_u} \\ &= \frac{137,910}{394,63} \\ &= 0,35 \sim 1 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$P_u = \Sigma V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}P_1 &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1,0^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,60^2 \right) \right) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 \\ &= (0,785 - 0,283) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 = 5,783 \text{ ton}\end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop (K -175)

$$\begin{aligned}P_2 &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,60^2 \right) \times 4,80 \times 2,2 \times 1 \\ &= 2,984 \text{ ton}\end{aligned}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$\begin{aligned}P_{\text{tiang}} &= P_1 + P_2 \\ &= 5,783 \text{ ton} + 2,984 \text{ ton} = 8,767 \text{ ton}\end{aligned}$$

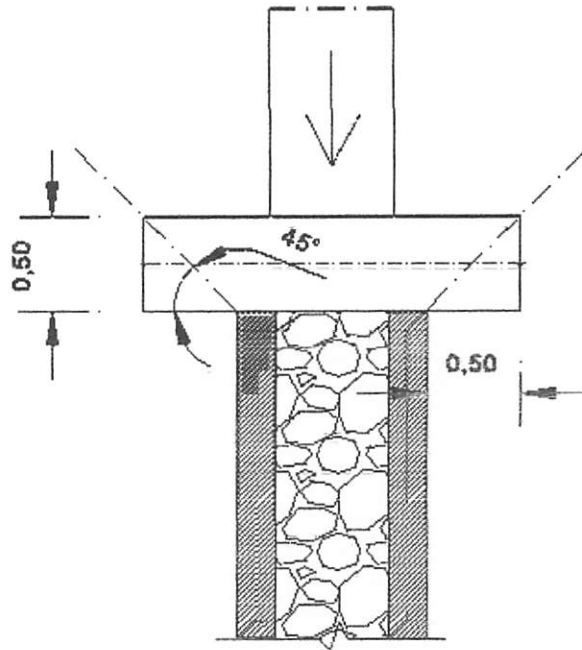
$$\begin{aligned}
 P_u &= \sum V + (\text{berat sendiri tiang}) + \text{berat pile cap} \\
 &= 137,910 \text{ ton} + 8,77 \text{ ton} + 4,80 \text{ ton} \\
 &= 151,480 \text{ ton} < Q_a = 157,852 \text{ ton} \quad (\text{Syarat aman})
 \end{aligned}$$

Syarat jarak tepi tiang ke tepi pile cap

$$0,5 h < s < 1,5 h$$

$$0,5 \times 50 < s < 1,5 \times 50$$

$$25 \text{ cm} < s < 75 \text{ cm} , \text{ dipakai } s = 50 \text{ cm}$$



Gambar 4.4. Skema Jarak Tepi Tiang ke Tepi Pile Cap

4.2.1.3 Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 1

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana:

α = distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p = 19000 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow$ Perkiraan modulus elastic

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.3. Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977)

Macam Tanah	E_p (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 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	15000 - 60000
Serpilh	140000 - 1400000

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{(8,77 + 0,5 \times 0) \cdot 4,80}{0,785 \cdot 9000} = 5,96 \times 10^{-3} \text{ m}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Dimana: $q_p = \frac{Q_p}{A_p}$

$$q_p = \frac{8,77}{0,785}$$

$$= 11,17$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,03

Tabel 4.4. Nilai koef. C_p [Eq. (8,60)] (sumber vesic, 1977)

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

$$\begin{aligned}
 s_2 &= \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \\
 &= \frac{8,77 \times 0,03}{1,00 \cdot 11,17} \\
 &= 0,02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana:

$$C_s = 0,0502 \longrightarrow C_s = \text{konst. empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

$$s_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

$$s_3 = \frac{0 \cdot 0,0502}{4,8 \cdot 11,17}$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$s_{\text{total}} = s_1 + s_2 + s_3$$

$$= 5,96 \times 10^{-3} \text{ m} + 0,02 \text{ m} + 0 \text{ m}$$

$$= 0,026 \text{ m} = 26 \text{ mm (syarat aman)}$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm.

Kesimpulan:

Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban ringan adalah sama yaitu menggunakan tipe 1 (sesuai **Gambar 4.3**) dengan data sebagai berikut:

Diameter luar = 100 cm

Diameter dalam = 60 cm

s (jarak tepi tiang ke tepi poer) = 50 cm

h (tinggi pile cap) = 50 cm

Lebar pile cap = 200 cm

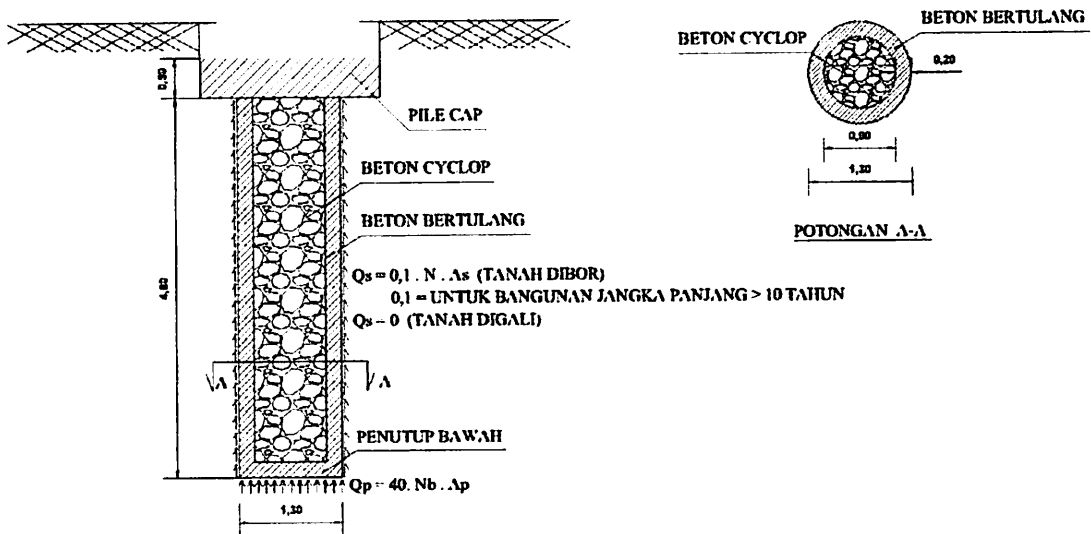
Panjang pile cap = 200 cm

4.2.2 Tipe Pondasi untuk Beban Sedang (Tipe 2)

Tipe 2 dengan beban maksimum 245.810,00 kg dari hasil input Sans Pro berada pada joint 3, 4, 7, 8, 10, 26, 36, 50, 60, 74, 84, 122, 132, 146, 156, 170, 180, 195, 196, 199, 200, 202.

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 480 cm = 4,80 m
2. Diameter Luar (D_{luar}) = 130 cm = 1,30 m
3. Tebal dinding tepi direncanakan = 20 cm = 0,20 m
4. Diameter dalam (D_{dalam}) = 90 cm = 0,90 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,50 m
6. Luas penampang (A) tiang = $(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 130^2)$
= $13266,5 \text{ cm}^2 = 1,32665 \text{ m}^2$
7. Berat pile cap = $p \times l \times t \times \text{berat jenis beton bertulang}$
= $2,3 \times 2,3 \times 0,5 \times 2,4 = 6,348 \text{ ton}$



Gambar 4.5. Pondasi Sumuran Tipe 2

4.2.2.1. Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

a. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan (kg/cm^2)

A = Luas penampang tiang pondasi sumuran (cm)

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f'c) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right) \\ &= (0.85 \times 300) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 130^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 90^2 \right) \right) \\ &= 255 \times (13266,5 - 6358,5) \\ &= 1.761.540,00 \text{ kg} = 1.761,540 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop ($f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f'c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 90^2 \right) \\ &= 148,75 \times 6358,50 \\ &= 945.826,875 \text{ kg} = 945,827 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 1.761,540 \text{ ton} + 945,827 \text{ ton} \\ &= 2.707,367 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Terhadap kekuatan tanah

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut ≈ 0 untuk perencanaan bangunan jangka pendek), didapat rumus:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40 \cdot N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{SPT} pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir $q_c = 4 \cdot N$)

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang:

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

Dimana :

SF = Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5

1. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times N_b \times A_p) \\ &= (40 \times 13 \times 1,32665) \\ &= 689,86 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned}
 W_p &= (1/4 \pi (D^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.brting}) + (1/4 \pi D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop} \\
 &= (1/4 \times 3,14 \times (1,3^2 - 0,9^2) \times 4,80 \times 2,4) + (1/4 \times 3,14 \times 0,9^2) \times 4,80 \times 2,2 \\
 &= 7,96 \text{ ton} + 6,71 \text{ ton} \\
 &= 14,67 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

3. Berat pile cap = 6,348 ton

Jadi daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\
 &= 689,86 \text{ ton} - (14,67 \text{ ton} + 6,348 \text{ ton}) \\
 &= 668,842 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{668,842}{2,5} \\
 &= 267,54 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.2.2.2. Daya Dukung Pondasi Tunggal Tipe 2

Dari hasil analisis struktur dengan program Sans Pro, diperoleh beban maksimum sebesar 245,810 ton:

$$\begin{aligned}
 \sum V &= \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} \\
 &= 245,810 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\sum V_u}{Q_u} = \frac{245,810}{668,842} \\
 &= 0,37 \sim 1 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$

1. Untuk dinding sumuran ($f^c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} P_1 &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,9^2 \right) \right) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 \\ &= (1,33 - 0,64) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 \\ &= 7,95 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop (K-175)

$$\begin{aligned} P_2 &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,9^2 \right) \times 4,80 \times 2,2 \times 1 = 6,71 \text{ ton} \end{aligned}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P_1 + P_2 \\ &= 7,95 \text{ ton} + 6,71 \text{ ton} \\ &= 14,66 \text{ ton} \end{aligned}$$

$P_u = \sum V + (\text{berat sendiri tiang}) + \text{berat pile cap}$

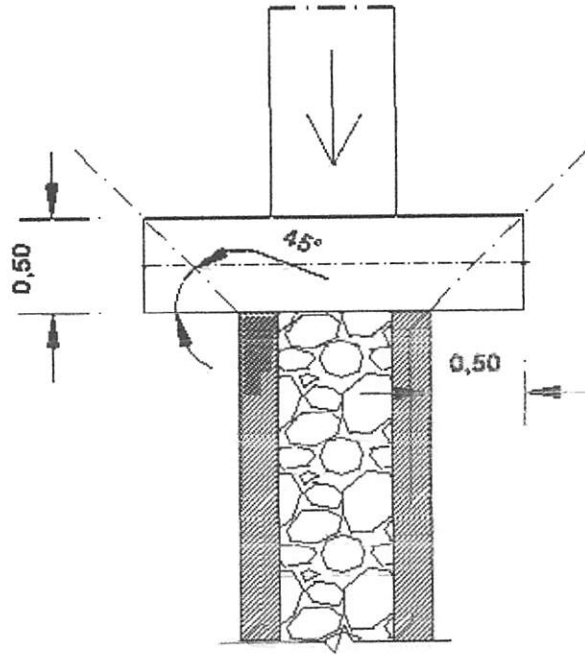
$$\begin{aligned} &= 245,810 \text{ ton} + 14,66 \text{ ton} + 6,348 \text{ ton} \\ &= 266,82 \text{ ton} < Q_a = 267,54 \text{ ton (Syarat aman)} \end{aligned}$$

Syarat jarak tepi tiang ke tepi pile cap

$$0,5 h < s < 1,5 h$$

$$0,5 \times 50 < s < 1,5 \times 50$$

$$25 \text{ cm} < s < 75 \text{ cm}, \text{ dipakai } s = 50 \text{ cm}$$



Gambar 4.6. Skema Jarak Tepi Tiang ke Tepi Pile Cap

4.2.2.3 Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 2

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana:

α = distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p = 19000 \text{ kN/m}^2$ \longrightarrow Perkiraan modulus elastic

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.5. Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977)

Macam Tanah	Ep (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 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	15000 - 60000
Serpih	140000 - 1400000

$$\begin{aligned}
 s_1 &= \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{(14,67 \text{ ton} + 0,5 \times 0) \cdot 4,80}{1,32665 \cdot 9000} \\
 &= 5,90 \times 10^{-3} \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

$$\text{Dimana: } q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$$

$$q_p = \frac{14,67}{1,33} = 11,03$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,03

Tabel 4.6. Nilai koef. C_p [Eq. (8,60)] (sumber vesic, 1977)

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

$$\begin{aligned}
 s_2 &= \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \\
 &= \frac{14,67 \times 0,03}{1,30 \cdot 11,03} \\
 &= 0,02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana:

$$C_s = 0,012 \quad \longrightarrow \quad C_s = \text{konst. empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

$$s_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

$$s_3 = \frac{0 \cdot 0,012}{4,8 \cdot 11,03}$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$s_{\text{total}} = s_1 + s_2 + s_3$$

$$= 5,90 \times 10^{-3} \text{ m} + 0,02 \text{ m} + 0 \text{ m}$$

$$= 0,0259 \text{ m}$$

$$= 26 \text{ mm (syarat aman)}$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm

Kesimpulan:

Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban ringan adalah sama yaitu menggunakan tipe 1 (sesuai **Gambar 4.5**) dengan data sebagai berikut:

Diameter luar = 130 cm

Diameter dalam = 90 cm

s (jarak tepi tiang ke tepi poer) = 50 cm

h (tinggi pile cap) = 50 cm

Lebar pile cap = 230 cm

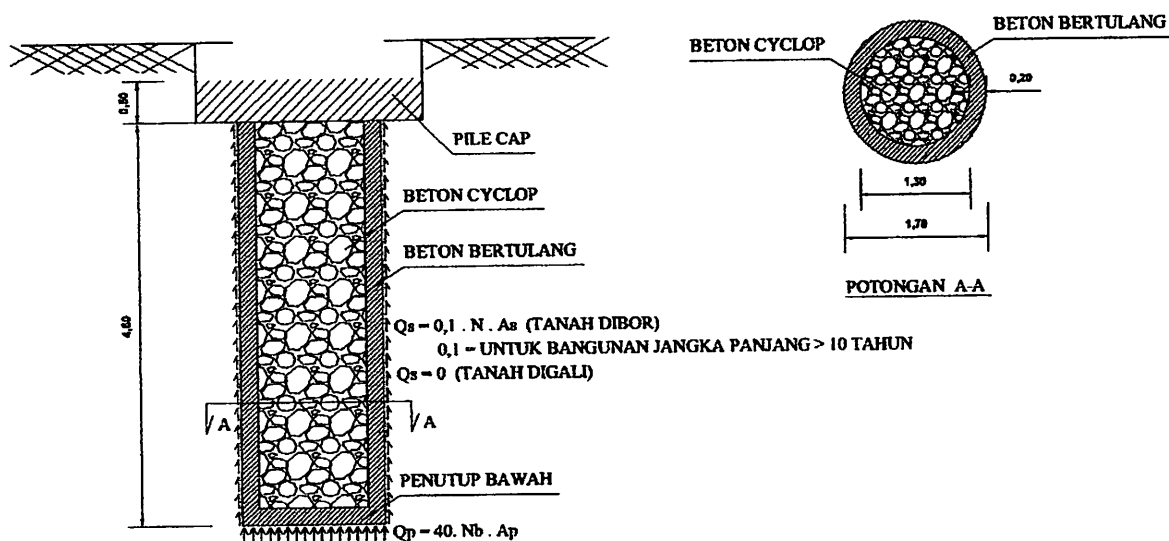
Panjang pile cap = 230 cm

4.2.3. Tipe Pondasi untuk Beban Berat (Tipe 3)

Tipe 2 dengan beban maksimum 380.170,00 kg dari hasil input Sans Pro berada pada joint 27, 28, 31, 32, 34, 51, 52, 55, 56, 58, 75, 76, 79, 80, 82, 123, 124, 127, 128, 130, 147, 148, 151, 152, 154, 171, 172, 175, 176, 178, 186, 189, 190

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 480 cm = 4,80 m
2. Diameter Luar (D_{luar}) = 170 cm = 1,70 m
3. Tebal dinding tepi direncanakan = 20 cm = 0,20 m
4. Diameter dalam (D_{dalam}) = 130 cm = 1,30 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,50 m
6. Luas penampang (A) tiang = $(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 170^2)$
= 22686,5 cm² = 2,26865 m²
7. Berat pile cap = $p \times l \times t \times \text{berat jenis beton bertulang}$
= 2,7 x 2,7 x 0,5 x 2,4 = 8,748 ton



Gambar 4.7. Pondasi Sumuran Tipe 3

4.2.3.1. Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

a. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A$$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan (kg/cm^2)

A = Luas penampang tiang pondasi sumuran (cm)

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f'c) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right) \\ &= (0.85 \times 300) \times \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 170^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 130^2 \right) \right) \\ &= 255 \times (22686,5 - 13266,5) \\ &= 2402100 \text{ kg} = 2402,1 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop ($f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f'c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 130^2 \right) \\ &= 148,75 \times 13266,5 \\ &= 1973391,88 \text{ kg} = 1973,39 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 2402,1 \text{ ton} + 1973,39 \text{ ton} \\ &= 4375,49 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Terhadap kekuatan tanah

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut ≈ 0 untuk perencanaan bangunan jangka pendek), didapat rumus:

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40 \cdot N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{SPT} pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir $q_c = 4 \cdot N$)

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang:

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

Dimana :

SF = Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen

pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5

1. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \times N_b \times A_p) \\ &= (40 \times 13 \times 2,27) \\ &= 1180,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

2. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned}
 W_p &= (1/4 \pi (D^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.brting}) + (1/4 \pi D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop} \\
 &= (1/4 \times 3,14 \times (1,7^2 - 1,3^2) \times 4,80 \times 2,4) + (1/4 \times 3,14 \times 1,3^2) \times 4,80 \times 2,2 \\
 &= 10,85 \text{ ton} + 14,01 \text{ ton} \\
 &= 24,86 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

3. Berat pile cap = 8,748 ton

Jadi daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\
 &= 1180,4 \text{ ton} - (24,86 \text{ ton} + 8,748 \text{ ton}) \\
 &= 1146,79 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{2,5} \\
 &= \frac{1146,79}{2,5} \\
 &= 458,72 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.2.3.2. Daya Dukung Pondasi Tunggal Tipe 3

Dari hasil analisis struktur dengan program Sans Pro, diperoleh beban maksimum sebesar 380,170 ton:

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} \\
 &= 380.170,00 \text{ kg} = 380,170 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\Sigma V_u}{Q_u} \\
 &= \frac{380,170}{1146,79} \\
 &= 0,33 \sim 1 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$P_u = \Sigma V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$

1. Untuk dinding sumuran ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}
 P_1 &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= \left(\left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1,7^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \right) \right) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 \\
 &= (2,27 - 1,3) \times 4,80 \times 2,4 \times 1 \\
 &= 11,17 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop (K -175)

$$\begin{aligned}
 P_2 &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \times Df \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang} \\
 &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 1,3^2 \right) \times 4,80 \times 2,2 \times 1 = 14,01 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tiang}} &= P_1 + P_2 \\
 &= 11,17 \text{ ton} + 14,01 \text{ ton} = 25,18 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$P_u = \Sigma V + (\text{berat sendiri tiang}) + \text{berat pile cap}$

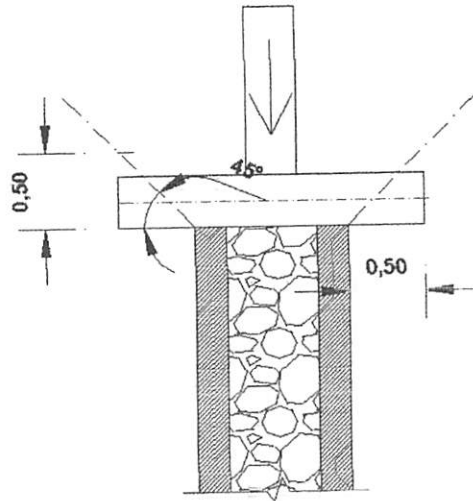
$$\begin{aligned}
 &= 380,170 \text{ ton} + 25,18 \text{ ton} + 8,748 \text{ ton} \\
 &= 414,10 \text{ ton} < Q_a = 458,72 \text{ ton (Syarat aman)}
 \end{aligned}$$

Syarat jarak tepi tiang ke tepi pile cap

$$0,5 h < s < 1,5 h$$

$$0,5 \times 50 < s < 1,5 \times 50$$

$$25 \text{ cm} < s < 75 \text{ cm} , \text{ dipakai } s = 50 \text{ cm}$$



Gambar 4.8. Skema Jarak Tepi Tiang ke Tepi Pile Cap

4.2.3.3 Perhitungan Penurunan untuk Pondasi Sumuran Tipe 3

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip-prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana:

α = distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p = 19000 \text{ kN/m}^2$ → Perkiraan modulus elastic

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.7. Perkiraan Modulus Elastisitas (E) (Bowles, 1977)

Macam Tanah	Ep (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 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	15000 - 60000
Serpih	140000 - 1400000

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{(24,86 \text{ ton} + 0,5 \times 0) \cdot 4,80}{2,26865 \cdot 9000} = 5,844 \times 10^{-3} \text{ m}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Dimana: $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$

$$q_p = \frac{24,86}{2,26865} = 10,96$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,03

Tabel 4.8. Nilai koef. C_p [Eq. (8,60)] (sumber vesic, 1977)

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

$$\begin{aligned}
 s_2 &= \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \\
 &\equiv \frac{24,86 \times 0,03}{1,70 \cdot 10,96} \\
 &= 0,023 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana:

$$C_s = 0,036 \longrightarrow C_s = \text{konst. empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

$$s_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p}$$

$$s_3 = \frac{0 \cdot 0,036}{4,8 \cdot 10,96}$$

$$= 0 \text{ m}$$

$$s_{\text{total}} = s_1 + s_2 + s_3$$

$$= 5,844 \times 10^{-3} \text{ m} + 0,023 \text{ m} + 0 \text{ m}$$

$$= 0,0288 \text{ m} = 28 \text{ mm} \text{ (syarat aman)}$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm.

Kesimpulan:

Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban ringan adalah sama yaitu menggunakan tipe 1 (sesuai **Gambar 4.7**) dengan data sebagai berikut:

Diameter luar = 170 cm

Diameter dalam = 130 cm

s (jarak tepi tiang ke tepi poer) = 50 cm

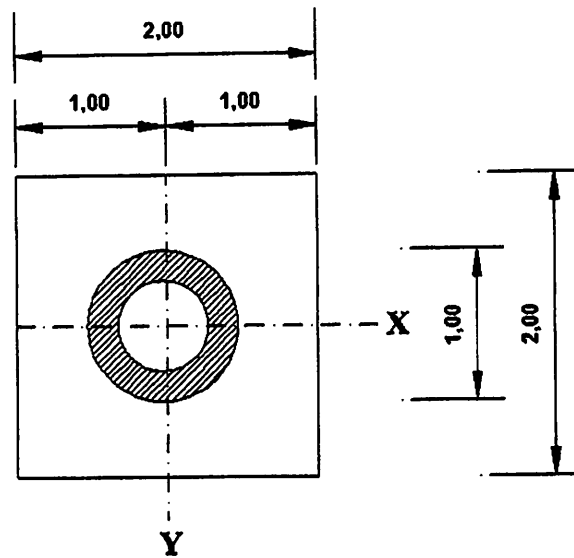
h (tinggi pile cap) = 50 cm

Lebar pile cap = 270 cm

Panjang pile cap = 270 cm

4.3 Perencanaan Penulangan

4.3.1 Tipe Pondasi 1 dengan Beban Ringan



Gambar 4.9 Titik Koordinat Sumuran Tipe Ringan

Data :

Beban Total (P_{maks}) = 157.852 kg (dari daya dukung pondasi)

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

Dimana:

P_{maks} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

n = Jumlah tiang pancang dalam kelompok tiang sumuran

X_{maks} = Absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{maks} = Ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

n_y = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu Y

n_x = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu X

4.3.1.1 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Pada pelat-pelat yang lebih tebal dari 25 cm senantiasa harus dipasang tulangan atas dan tulangan bawah di setiap tempat (PBI 1971, pasal 9.1(6))

❖ Penulangan Poer Arah Y

$$\begin{aligned} Mu = My &= P_{maks} \times Y_{maks} \\ &= 157.852 \text{ kg} \times 0 \text{ m} \\ &= 0 \text{ kgm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,0 m)} \end{aligned}$$

$$Mu = \frac{My}{2,0 \text{ m}} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$\begin{aligned} d &= h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25} \\ &= 500 - 50 - (\frac{1}{2} \times 25) \\ &= 437,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,044 = 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 320} = 0,00428$$

dan tidak boleh lebih kecil dari,

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right] = 0$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,004375$

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,004375 \times 1000 \times 437,50 \\ &= 1914,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi D^2} = 3,90 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 4 \times (1/4 \times \pi \times 25^2)$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ perlu}} = 1914,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{ perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi \cdot 25^2}} = 256,41 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)
 Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 8 - D₂₅
 Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{s\text{ tekan}} = 20\% \times A_{s\text{ perlu}}$$

$$= 20\% \times 2012,50 \text{ mm}^2$$

$$= 402,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{402,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,01 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

$$= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ tekan}} = 402,50 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{402,50}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 333,33 \text{ mm} \sim 325 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 2 - D₁₆ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 4 - D₁₆

❖ **Penulangan Poer Arah X**

$$\begin{aligned} Mu = Mx &= P_{\text{maks}} \times X_{\text{maks}} \\ &= 157.852 \text{ kg} \times 0 \text{ m} \\ &= 0 \text{ kgm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,0 m)} \end{aligned}$$

$$Mu = \frac{My}{2,0 \text{ m}} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 50 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 437,50 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho b = 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times fc'}{fy} \right) \times \left(\frac{600}{600 + fy} \right)$$

$$= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0.044$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.044 = 0.033\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 320} = 0,00428$$

dan tidak boleh lebih kecil dari,

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004375$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right] = 0$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,004375$

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0.004375 \times 1000 \times 437,50 \\ &= 1914,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \\ &= \frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi D^2} = 3,90 \sim 4 \text{ tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s\text{ada}} &= n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) \\ &= 4 \times (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 1914,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}\end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi \cdot 25^2}} = 256,41 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 8 - D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{s \text{ tekan}} = 20\% \times A_{s \text{ perlu}}$$

$$= 20\% \times 2012,50 \text{ mm}^2$$

$$= 402,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s \text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{402,5}{1/4 \cdot \pi \cdot 16^2} = 2,01 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 3 \times (1/4 \times \pi \times 16^2)$$

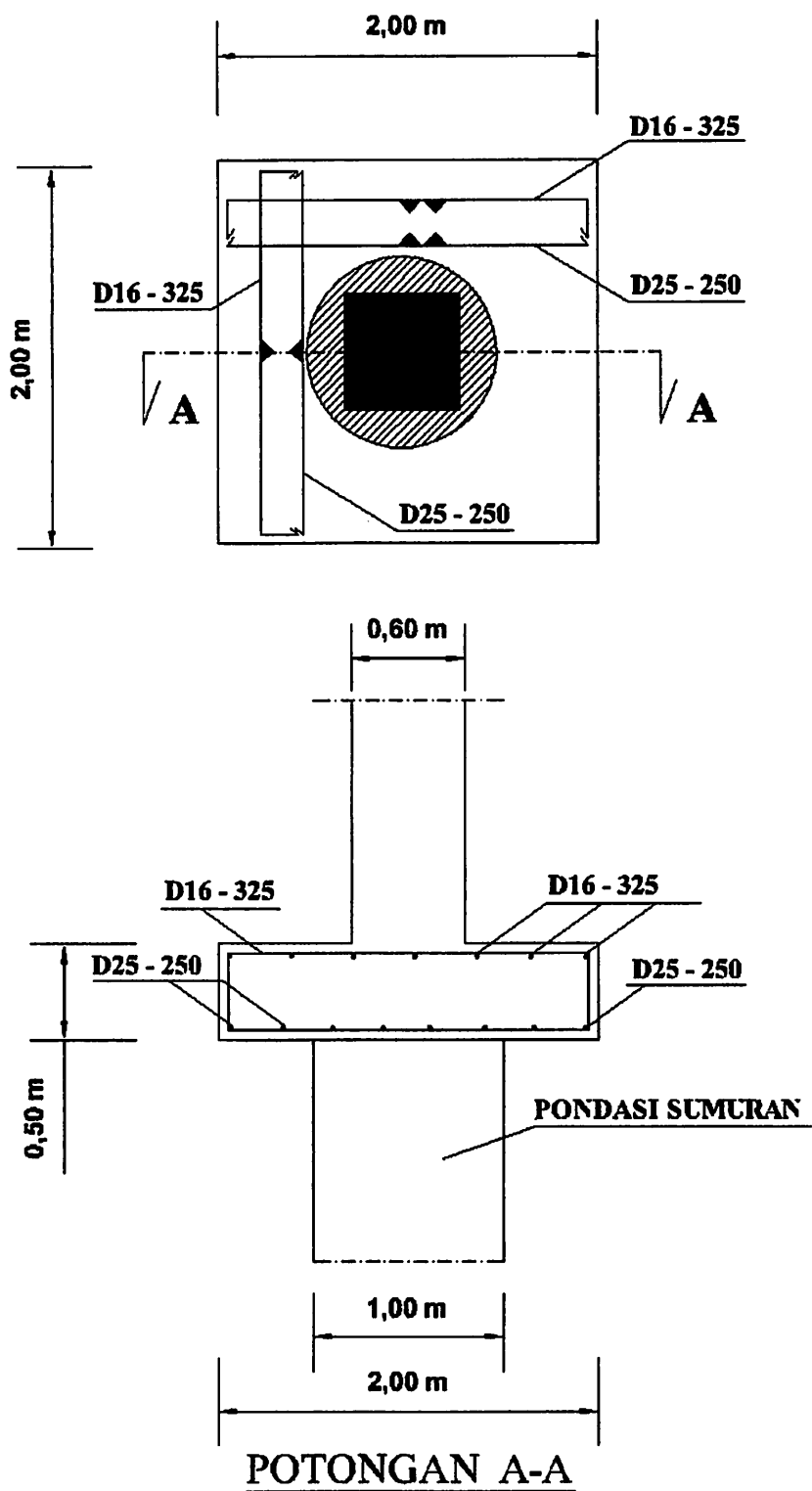
$$= 602,88 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ tekan}} = 402,50 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s \text{ tekan}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{402,50}{1/4 \times \pi \times 16^2}} = 333,33 \text{ mm} \sim 325 \text{ mm}$$

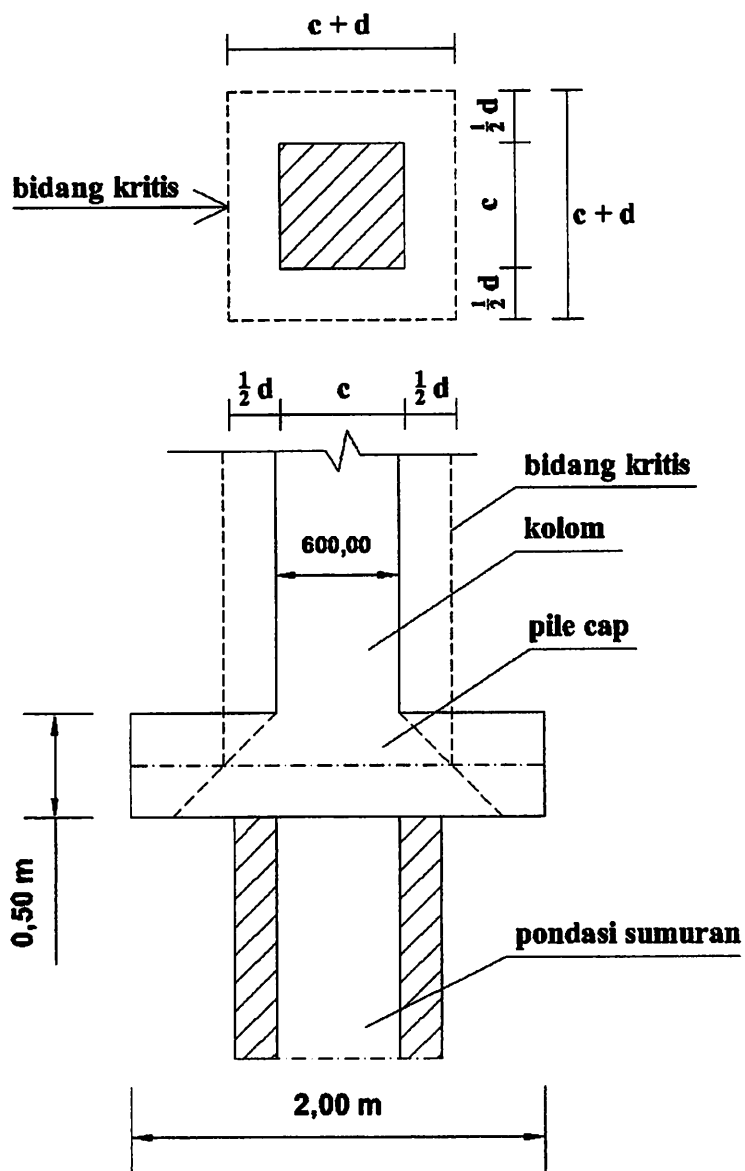
Digunakan tulangan tekan (atas) = 3 - D₁₆ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,0 meter adalah 6 - D₁₆



Gambar 4.10 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Ringan

4.3.1.2 Kontrol Tulangan Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Poer Terhadap Kolom



Gambar 4.11. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

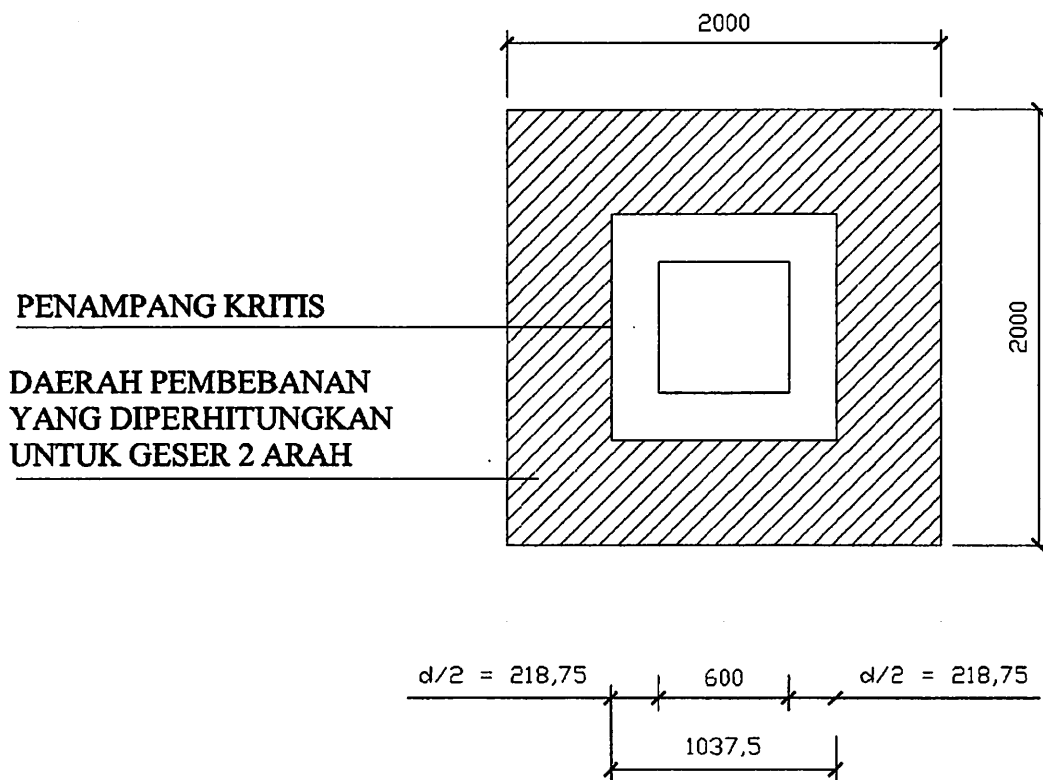
Dimensi kolom (c) = 60 cm x 60 cm

Kuat geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

Beban Total (P_{maks}) = 157,852 ton (dari daya dukung pondasi)

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{157,852 \text{ ton}}{2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m}} \\ &= 39,463 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok} \\ &= 500 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 437,5 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.12. Analisis Geser 2 Arah

$$\begin{aligned}B' &= \text{lebar kolom} + 2 \left(\frac{1}{2}\right)d \\ &= 60 + 2 \left(\frac{1}{2}\right) 43,75 \\ &= 103,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \cdot (L^2 - B'^2)$$

di mana:

$$\sigma = 39,463 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 200 \text{ cm} = 2,0 \text{ m}$$

$$B' = 103,75 \text{ cm} = 1,0375 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 39,463 (2,0^2 - 1,0375^2) \\ &= 115,37 \text{ ton} \end{aligned}$$

b_o = keliling penampang kritis pile cap

$$= 4B'$$

$$= 4 \times 103,75 \text{ cm}$$

$$= 415 \text{ cm} = 4150 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4150 \times 437,5$$

$$= 3.314.862,56 \text{ N} = 331,49 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 331,49 \text{ ton}$$

$$= 248,62 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 248,62 \text{ ton} > V_u = 115,37 \text{ ton (ok)}$$

Jadi tidak perlu tulangan geser pons

4.3.1.3 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik / tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

Sesuai dengan SNI 2002 Pasal 13.5.6:

Bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Dimana:

- A_v = luas tulangan geser yg berada dalam rentang jarak s
 $A_v = n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2$
- n = Jumlah kaki pada sengkang
- s = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal
- f_y = kuat leleh tulangan
- d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

Beban pada poer:

Akibat beban dari kolom = 157.852 kg (dari daya dukung pondasi)

Akibat berat sendiri poer = $0,5 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 4.800 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1,4 \times (157.852 \text{ kg} + 4.800 \text{ kg})}{2}$$

$$= 113.856,4 \text{ kg}$$

$$= 1.138.564 \text{ N}$$

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI-03-2847-2002 Pasal

13.3.1 adalah :

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 2000 \times 437,5 \\ &= 798.762,06 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 798.762,06 \text{ N}$$

$$= 599.071,55 \text{ N} < V_u = 1.138.564 \text{ N} \rightarrow \text{perlu tulangan geser}$$

$$\begin{aligned} V_{S_{\text{perlu}}} &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1.138.564}{0,75} - 798.762,06 \text{ N} \\ &= 719.323,27 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan $\emptyset 25$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2) \times 30 \times 437,5}{719.323,27} = \frac{12.878.906,25}{719.323,27} = 17,9 \text{ mm}$$

Sedangkan bila $V_s < \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3} \right) b_w d$, maka spasi tulangan adalah :

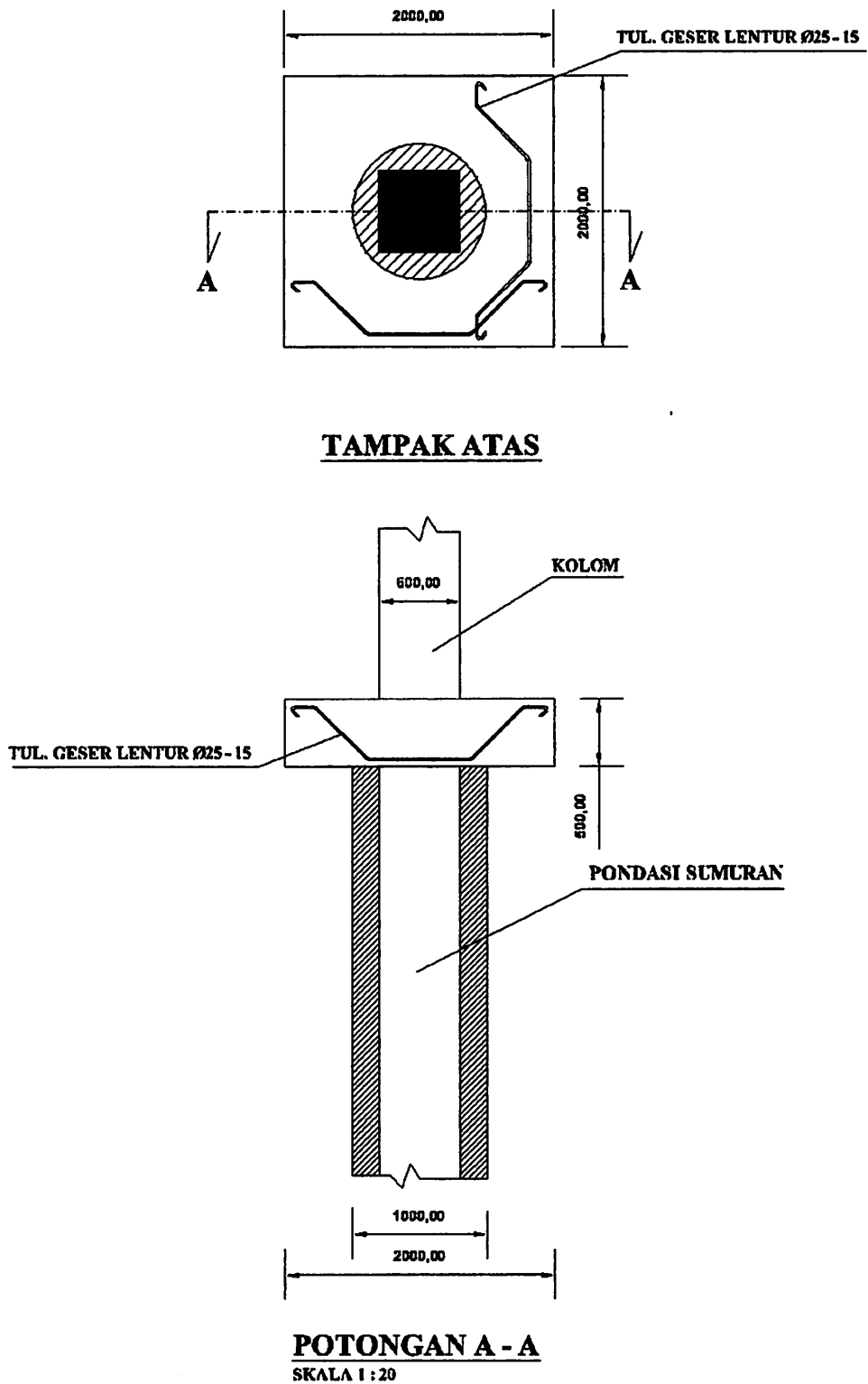
$$S \leq d/2 \dots \dots \dots \text{SNI -03-2847-2002 Pasal 13.5.4.1}$$

$$S < 218,75 \text{ mm}$$

diambil $s = 15 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} V_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{12.878.906,25}{15} \\ &= 858.593,75 \text{ N} > V_{S_{\text{perlu}}} = 719.323,27 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan geser akibat gaya lentur $\emptyset 25 - 15$



Gambar 4.13. Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

4.3.1.4. Penulangan Pondasi Sumuran

Perhitungan pondasi sumuran diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

4.3.1.4.1 Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

- P_u = 151,480 ton
- $M_{maks} (M_x)$ = 1,2798 tm
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 320 MPa
- Diameter luar sumuran = 1,00 m = 1000 mm
- Diameter dalam sumuran = 0,60 m = 600 mm
- Tinggi sumuran = 4,80 m
- Tebal selimut = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002,9.7(1))

Perhitungan penulangan kaisan sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

a). Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

Dicoba menggunakan tulangan pokok D_{25} dan tulangan sengkang D_{16}

$$\begin{aligned} \text{Tebal selimut efektif (d')} &= \text{tebal selimut} + \text{Ø tul. sengkang} + \frac{1}{2} D \text{ tul. pokok} \\ &= 75 + 16 + (\frac{1}{2} \times 25) \\ &= 103.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter efektif (D}_{eff}\text{)} &= D_{luar} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103.5) \\ &= 793 \text{ mm} \end{aligned}$$

b). Luas penampang beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1000^2) - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 502400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c). Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas penampang beton bertulang (A_g). Dengan batasan tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (SNI 03-2847-2002, 12.9(1)).

$$\begin{aligned} A_{st} &= 3 \% \times A_g \\ &= 3 \% \times 502400 \\ &= 15072 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{15072}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\ &= 30,72 \approx 31 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 31 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 15209,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{ada}}} = 15209,375 \text{ mm}^2 > A_{st} = 15072 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s'} = 1/2 \times A_{st} \\ &= 1/2 \times 15072 \\ &= 7536 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times D_{\text{eff}}}{n}$$

$$= \frac{\pi \times 793}{31} = 80,32 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

d). Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

o Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

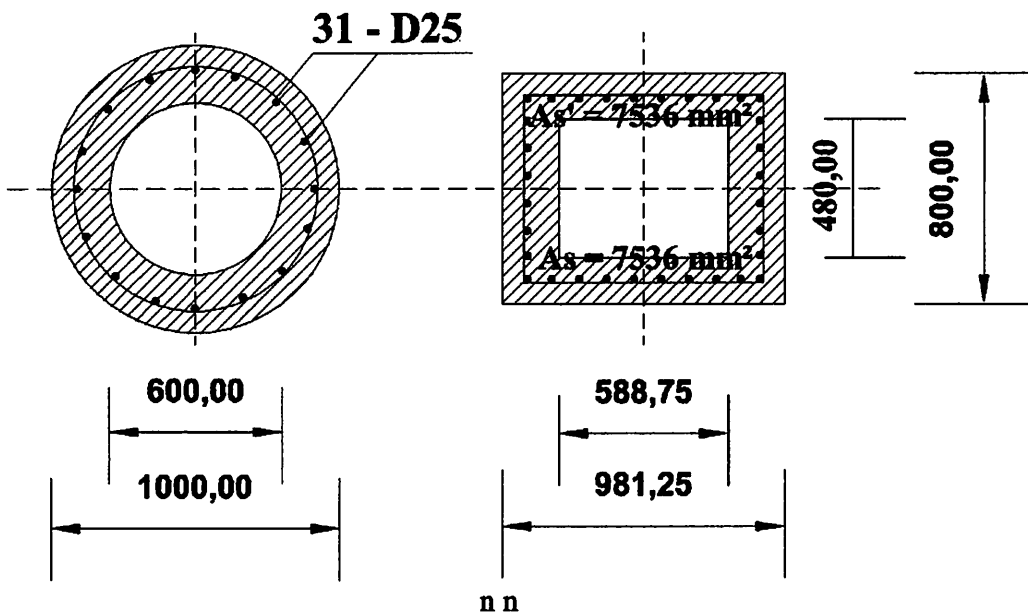
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{\text{luar}} = 0,8 \times 1000 = 800 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{\text{dalam}} = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

o Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1000^2}{800} = 981,25 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 600^2}{480} = 588,75 \text{ mm}$$



Gambar 4.14. Kolom Segi Empat Ekuivalen

o Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 800 - 103.5 \\ &= 696,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 696,50}{600 + 320} \\ &= 454,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta_1 \times c_b \\ &= 0,85 \times 454,24 \\ &= 386,104 \text{ mm} \end{aligned}$$

o Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$\begin{aligned} f'_s &= \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{600 \times (454,24 - 103.5)}{454,24} \\ &= 463,29 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

o Beban Ultimate Beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= \{0,85 \times f'_c \times a_b \times l_{ek}\} + [A_s' \times f'_s] + [A_s \times f_y] \} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 30 \times 386,104 \times 981,25) + (7536 \times 463,29) + (7536 \times 320)\} \times 10^{-3} \\ &= (9661046,025 + 3491353,44 + 2411520) \\ &= 15563.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

- o Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \left\{ (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{t_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) + \right. \\
 &\quad \left. (A_s \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) \right\} \times 10^{-6} \\
 &= \left\{ (0,85 \times 30 \times 981,25 \times 386,104 \times \left[\frac{800}{2} - (1/2 \times 386,104) \right]) + (7536 \right. \\
 &\quad \left. \times 463,29 \times (1/2 \times (793 - 103,5))) + (7536 \times 320 \times (1/2 \times (793 - 103,5))) \right\} \\
 &\quad \times 10^{-6} \\
 &= (1999334153 + 1203644098 + 831371520) \times 10^{-6} \\
 &= 4034,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- o Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{4034,35}{15563,92} = 0,26 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- o Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_x}{P_{max}} \\
 &= \frac{1,2798}{151,48} \\
 &= 0,0084 \text{ m}
 \end{aligned}$$

e). Memeriksa kekuatan kaisan bulat

- o Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\
 &= \frac{15072}{502400} \\
 &= 0,03
 \end{aligned}$$

- o Lebar sumuran efektif (Ds)

$$\begin{aligned} (Ds) &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103.5) \\ &= 793 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

- o Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (Pn)

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times D_s}{2,50 \times h}} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right) \right] \\ &= 0,85 \times 30 \times 1000^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,84}{1000} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,03 \times 12,55 \times 793}{2,50 \times 1000}} - \left(\frac{0,85 \times 0,84}{800} - 0,38 \right) \right] \\ &= 25500000 \times (0,38 + 0,35 + 0,38) \\ &= 28305000 \text{ kg} = 28305 \text{ ton} \end{aligned}$$

- f). Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.7 \times p_n \\ &= 0.7 \times 28305 \\ &= 19813,5 \text{ ton} > P_u = 151,480 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

4.3.1.4.2. Perhitungan Tulangan Spiral

Data perencanaan :

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm} \quad (\text{SNI } 03 - 2847 - 2002, 9.7(1))$$

$$\text{Diameter tulangan spiral } (d_s) = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1000^2) - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 502400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2) \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 850^2 - (1/4 \times \pi \times 600^2) \\ &= 567162,5 \text{ mm}^2 - 282600 \text{ mm}^2 \\ &= 284562,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \dots\dots\dots (\text{Istimawan Dipohusodo : 328}) \\ &= 0,45 \left(\frac{502400}{284562,50} - 1 \right) \frac{30}{320} \\ &= 0.03 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned} S &= \frac{4 \times A_s (D_c - ds)}{D_c^2 \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 200.96 \times (850 - 16)}{850^2 \times 0,03} \\ &= 30,93 \text{ mm} \rightarrow 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

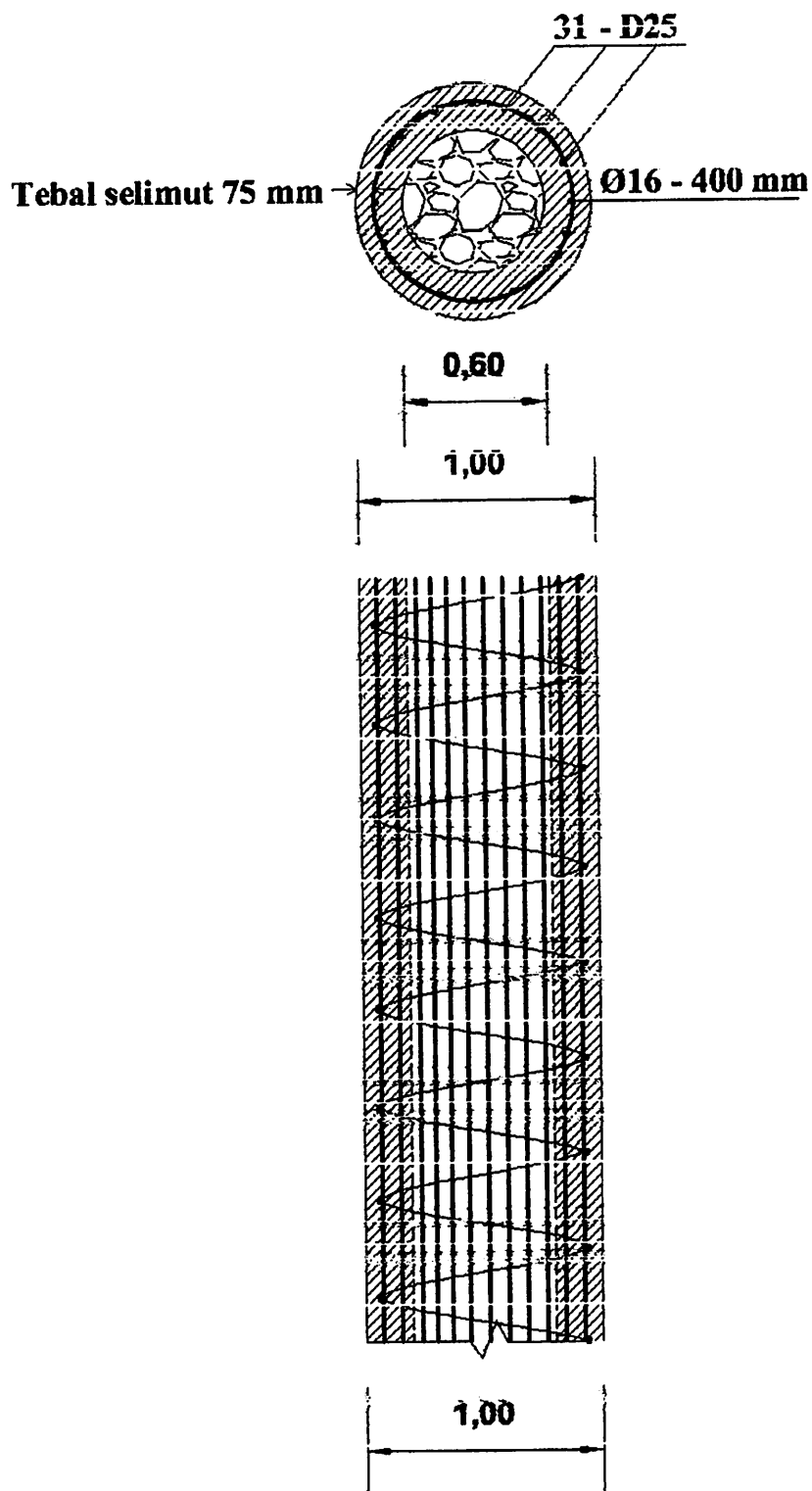
Spasi vertikal sengkang dan sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan longitudinal, 48 kali diameter batang atau kawat sengkang/sengkang ikat, atau ukuran terkecil dari komponen struktur tekan tersebut (SNI 03-2847-2002, 9.10(5(2))).

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

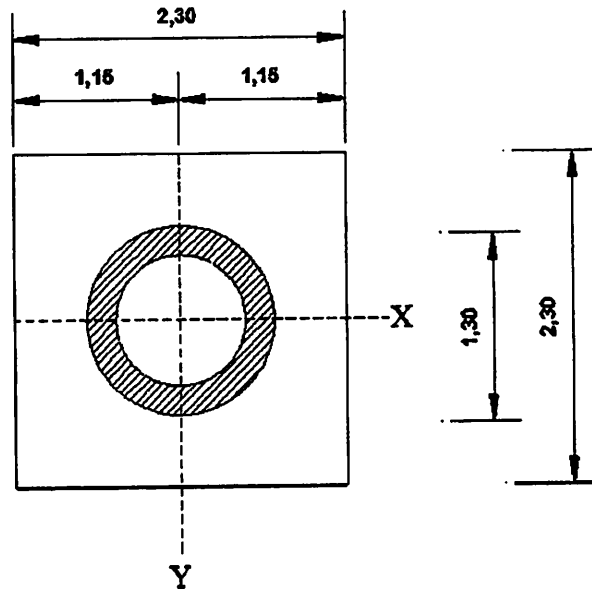
Dari ketiga hasil di atas diambil $s = 400 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 31 - $D_{25} \text{ mm}$ dan tulangan spiral $\phi 16 - 400 \text{ mm}$.



Gambar 4.13 Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan

4.3.2 Tipe pondasi 2 dengan Beban Sedang



Gambar 4.16. Titik Koordinat Sumuran Tipe Sedang

Data :

Beban Total (P_u) = 267.540 kg (dari daya dukung pondasi)

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

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

$$Y_{maks} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{min} = 0 \text{ m}$$

$$n = 1 \text{ buah}$$

$$n_x = 1 \text{ buah}$$

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

Dimana :

P_{maks} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n = Jumlah tiang pancang dalam kelompok tiang sumuran

X_{maks} = Absis terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{maks} = Ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang

n_y = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu Y

n_x = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu X

4.3.2.1 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang

Pada pelat-pelat yang lebih tebal dari 25 cm senantiasa harus dipasang tulangan atas dan tulangan bawah di setiap tempat (PBI 1971, pasal 9.1(6)).

❖ Penulangan Poer Arah Y

$$\begin{aligned} Mu = My &= P \times Y_{maks} \\ &= 267.540 \text{ kg} \times 0 \text{ meter} \\ &= 0 \text{ kgm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,30 m)} \end{aligned}$$

$$Mu = \frac{My}{2,70} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 50 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 437,50 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,044$$

$$= 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y}$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 320}$$

$$= 0,00428$$

dan tidak boleh lebih kecil dari:

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

$$= \frac{1,4}{320}$$

$$= 0,00438$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right] \\ &= 0,080 \times (1 - \sqrt{1}) \\ &= 0\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00438$

$$\begin{aligned}A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,00438 \times 1000 \times 437,50 \\ &= 1916,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \\ &= \frac{1916,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} \\ &= 3,91 \sim 4 \text{ tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s\text{ada}} &= n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) \\ &= 4 \times (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} = 1916,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}\end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s\text{perlu}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1916,25}{\frac{1}{4} \pi 25^2}} = 255,75 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,3 meter adalah 9 - D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D_{16}

$$\begin{aligned} A_{s \text{ tekan}} &= 20\% \times A_{s \text{ perlu}} \\ &= 20\% \times 1916,25 \text{ mm}^2 \\ &= 383,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{383,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 1,91 \sim 2 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ ada}} &= n \times \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \\ &= 401,92 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ tekan}} = 383,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{b}{\frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}} \\ &= \frac{1000}{\frac{383,25}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2}} = 523,56 \text{ mm} \sim 500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 2 - D_{16} (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,3 meter adalah 5 - D_{16}

❖ Penulangan Poer Arah X

$$\begin{aligned} M_u &= M_x = P \times X_{\text{maks}} \\ &= 267.540 \text{ kg} \times 0 \text{ meter} \\ &= 0 \text{ kgm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,30 m)} \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{M_x}{2,70} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

Tebal selimut beton = 50 mm

Tebal poer (h) = 500 mm

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$d = h - \text{Selimut Beton} - \frac{1}{2} \times D_{25}$$

$$= 500 - 50 - (\frac{1}{2} \times 25)$$

$$= 437,50 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 320} = 0,00428$$

dan tidak boleh lebih kecil dari:

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right]$$

$$= 0,080 \times (1 - \sqrt{1})$$

$$= 0$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,00438$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,00438 \times 1000 \times 437,50 \\ &= 1916,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \\ &= \frac{1916,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} \\ &= 3,91 \sim 4 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) \\ &= 4 \times (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}} = 1916,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!} \end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1916,25}{\frac{1}{4} \pi 25^2}} = 255,75 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,3 meter adalah 10 - D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{tekan}}} &= 20\% \times A_{s_{\text{perlu}}} \\ &= 20\% \times 1916,25 \text{ mm}^2 \\ &= 383,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

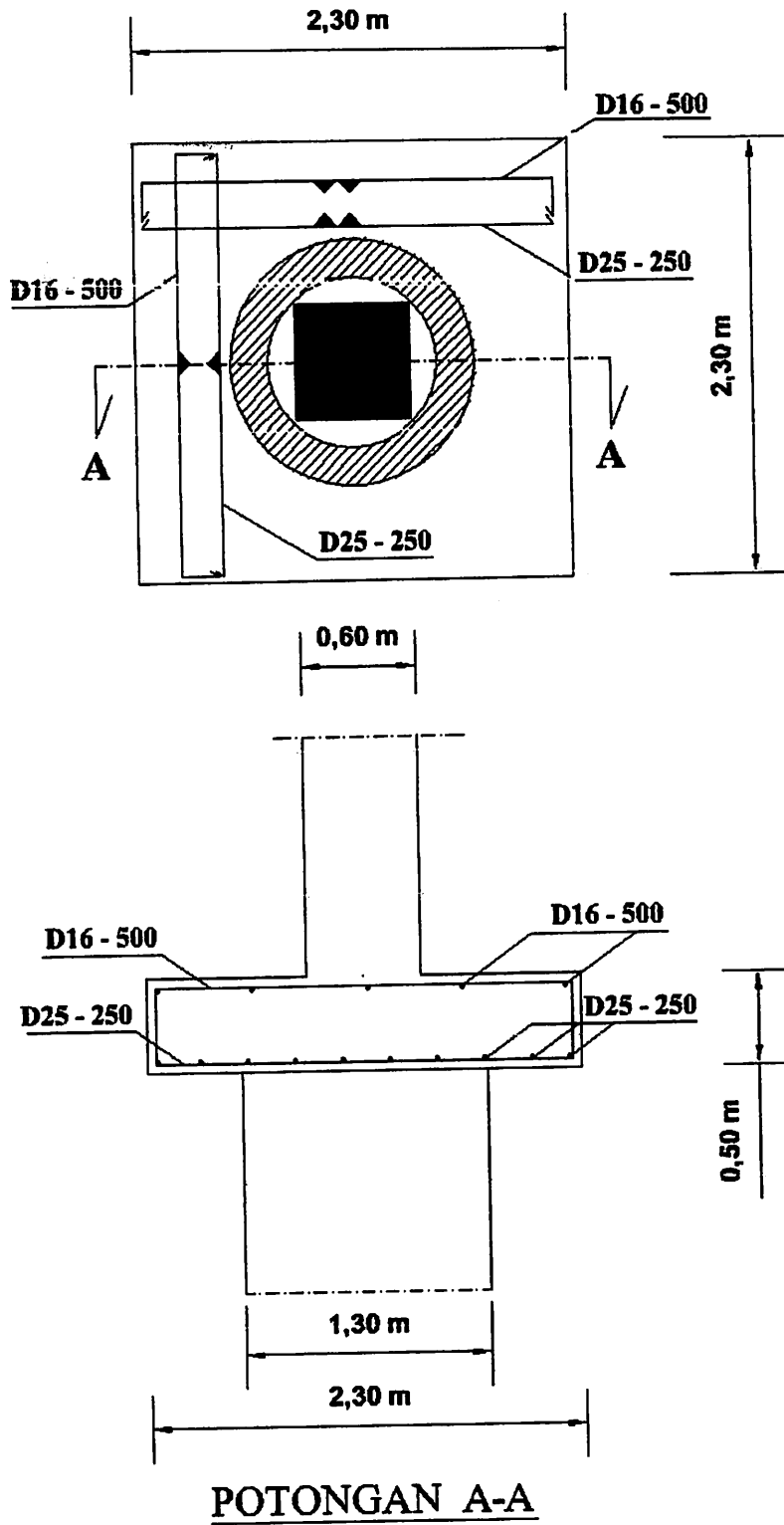
$$n = \frac{A_{s_{\text{tekan}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{383,25}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 1,91 \sim 2 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ ada}} &= n \times \left(\frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \right) \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \\
 &= 401,92 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ tekan}} = 383,25 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{\frac{A_{s \text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \pi \cdot D^2}} \\
 &= \frac{1000}{\frac{383,25}{\frac{1}{4} \pi \cdot 16^2}} = 523,56 \text{ mm} \sim 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

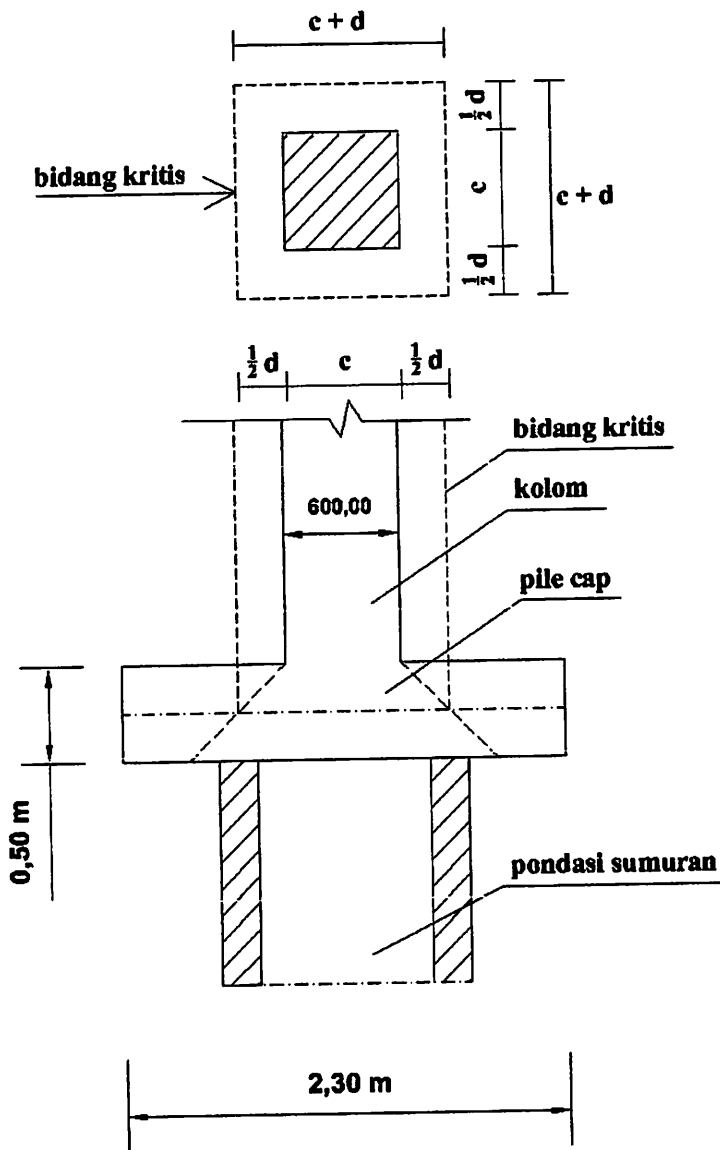
Digunakan tulangan tekan (atas) = 2 - D₁₆ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,3 meter adalah 5 - D₁₆



Gambar 4.17. Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Sedang

4.3.2.2 Kontrol Tulangan Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Poer Terhadap Kolom



Gambar 4.18. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

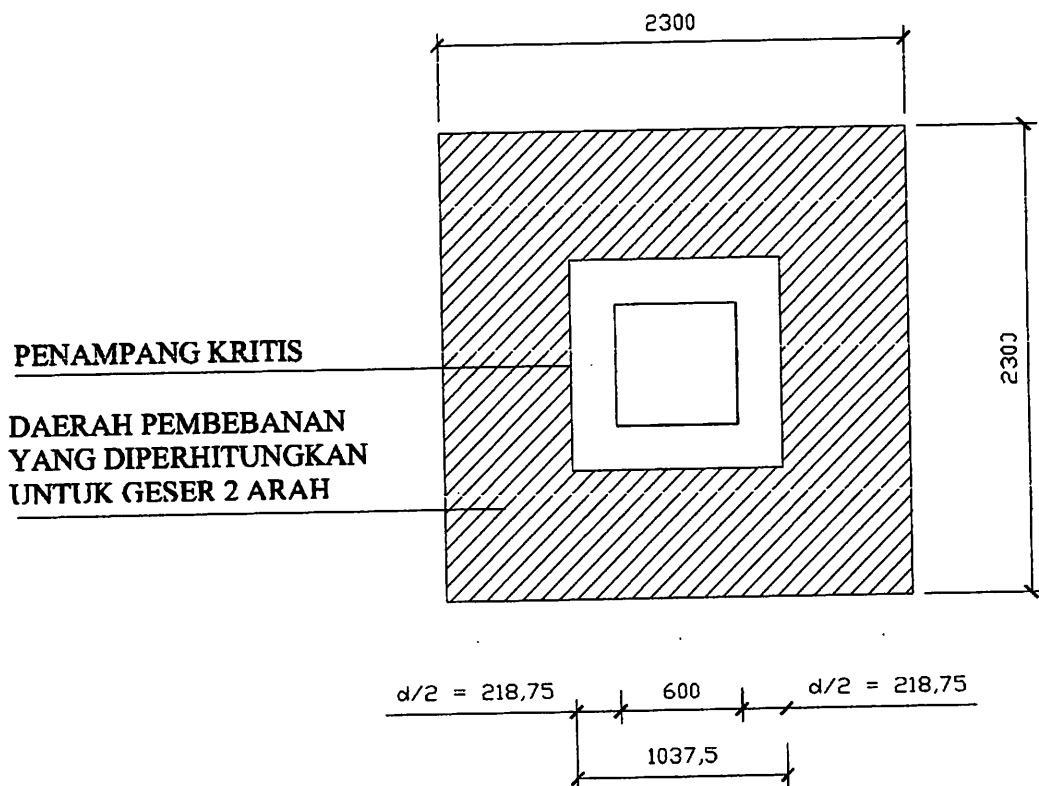
Dimensi kolom (c) = 60 cm x 60 cm

Kuat geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

Beban Total (P_{maks}) = 267,540 ton (dari daya dukung pondasi)

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{267,540 \text{ ton}}{2,3 \text{ m} \times 2,3 \text{ m}} \\ &= 50,57 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok} \\ &= 500 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 437,5 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.19. Analisis Geser 2 Arah

$$\begin{aligned}B' &= \text{lebar kolom} + 2 \left(\frac{1}{2}\right)d \\ &= 60 + 2 \left(\frac{1}{2}\right) 43,75 \\ &= 103,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \cdot (L^2 - B'^2)$$

di mana:

$$\sigma = 50,57 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 230 \text{ cm} = 2,30 \text{ m}$$

$$B' = 103,75 \text{ cm} = 1,0375 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 50,57 (2,3^2 - 1,0375^2) \\ &= 213,08 \text{ ton} \end{aligned}$$

b_o = keliling penampang kritis pile cap

$$= 4B'$$

$$= 4 \times 103,75 \text{ cm}$$

$$= 415 \text{ cm} = 4150 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c'} \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4150 \times 437,5$$

$$= 3.314.862,56 \text{ N} = 331,49 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 331,49 \text{ ton}$$

$$= 248,62 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 248,62 \text{ ton} > V_u = 213,08 \text{ ton}$$

Jadi tidak perlu tuiangan geser pons.

4.3.2.3 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik / tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

Sesuai dengan SNI 2002 Pasal 13.5.6:

Bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Dimana:

- A_v = luas tulangan geser yg berada dalam rentang jarak s
 $A_v = n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2$
- n = Jumlah kaki pada sengkang
- s = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal
- f_y = kuat leleh tulangan
- d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

Beban pada poer:

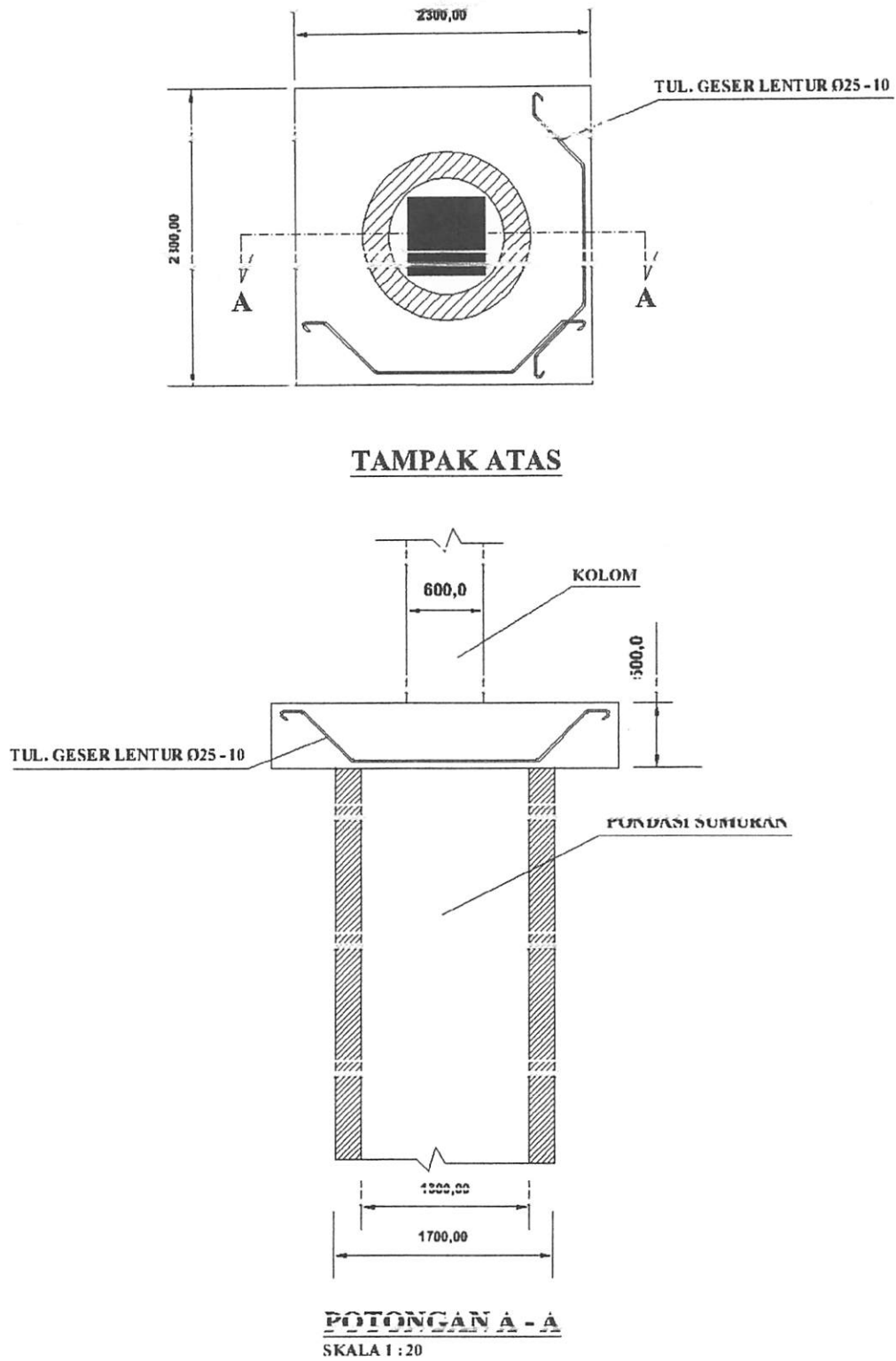
Akibat beban dari kolom = 267.540 kg (dari daya dukung pondasi)

Akibat berat sendiri poer = $0,5 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 6.348 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1,4 \times (267.540 \text{ kg} + 6.348 \text{ kg})}{2}$$

$$= 191.721,6 \text{ kg}$$

$$= 1.917.216 \text{ N}$$



Gambar 4.20. Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

4.3.2.2. Penulangan Pondasi Sumuran

Perhitungan pondasi sumuran diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

4.3.2.2.1 Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

- P_u = 266,82 ton
- M_{maks} (Mz) = 1,2741 tm
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 320 MPa
- Diameter luar sumuran = 1,30 m = 1300 mm
- Diameter dalam sumuran = 0,90 m = 900 mm
- Tinggi sumuran = 4,80 m
- Tebal selimut = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002,9.7(1))

Perhitungan penulangan kaisan sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

a). 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_{eff}) = $D_{luar} - (2 \times d')$

$$= 1300 - (2 \times 103.5)$$

$$= 1093 \text{ mm}$$

b). Luas penampang beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1300^2) - (1/4 \times \pi \times 900^2) \\ &= 690800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c). Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas penampang beton bertulang (A_g). Dengan batasan tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (SNI 03-2847-2002, 12.9(1)).

$$\begin{aligned} A_{st} &= 3 \% \times A_g \\ &= 3 \% \times 690800 \\ &= 20724 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{20724}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} \\ &= 42,24 \approx 43 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 43 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 21096,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{ada}} = 21096,88 \text{ mm}^2 > A_{st} = 20724 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s'} = 1/2 \times A_{st} \\ &= 1/2 \times 20724 \\ &= 10362 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times D_{eff}}{\bar{n}}$$

$$= \frac{\pi \times 1093}{43}$$

$$= 79,81 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

d). Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

o Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

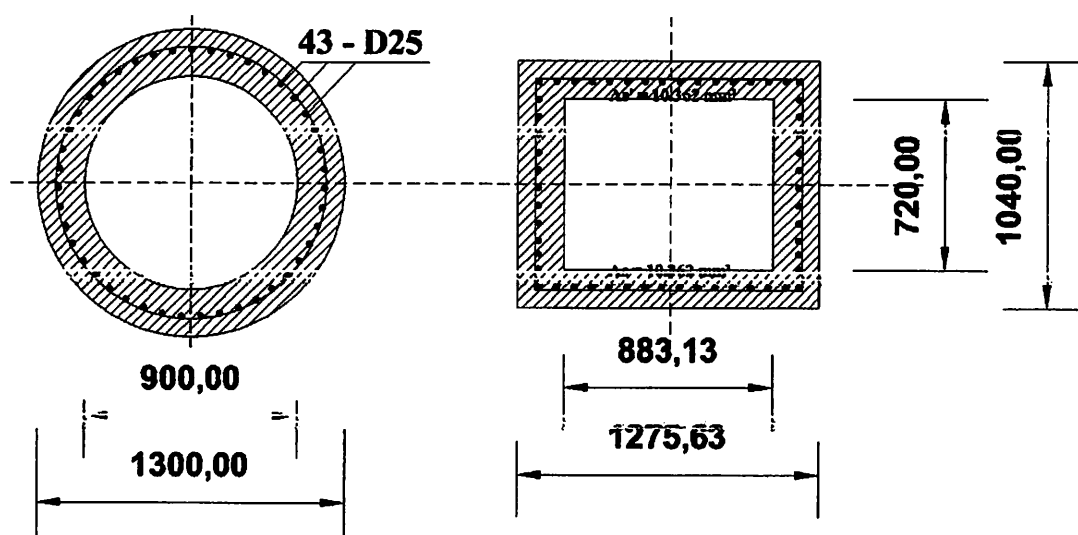
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 1300 = 1040 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 900 = 720 \text{ mm}$$

o Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{luar}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1300^2}{1040} = 1275,625 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 900^2}{720} = 883,125 \text{ mm}$$



Gambar 4.21. Kolom Segi Empat Ekuivalen

o Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$d_b = t_{\text{ekt}} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 1040 - 103,5$$

$$= 936,5 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$c_b = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y}$$

$$= \frac{600 \times 936,5}{600 + 320}$$

$$= 610,76 \text{ mm}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = \beta_1 \times c_b$$

$$= 0,85 \times 610,76$$

$$= 519,15 \text{ mm}$$

o Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$f'_s = \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b}$$

$$= \frac{600 \times (610,76 - 103,5)}{610,76}$$

$$= 498,32 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Beban Ultimate Beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}\} + [As' \times f_s] + [As \times f_y] \times 10^{-3} \\
 &= \{(0,85 \times 30 \times 519,15 \times 1275,625) + (7536 \times 498,32) + (7536 \times \\
 &\quad 320)\} \times 10^{-3} \\
 &= (16887138,33 + 3755339,52 + 2411520) \times 10^{-3} \\
 &= 23054,00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{l_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (As' \times f_s \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) + \\
 &\quad (As \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d')))\} \times 10^{-6} \\
 &= \{(0,85 \times 30 \times 1275,625 \times 519,15 \times \left[\frac{1040}{2} - (1/2 \times 519,15) \right]) + (7536 \\
 &\quad \times 498,32 \times (1/2 \times (1093 - 103,5))) + (7536 \times 320 \times (1/2 \times (1093 - \\
 &\quad 103,5)))\} \times 10^{-6} \\
 &= (4397832999 + 1857954228 + 1193099520) \times 10^{-6} \\
 &= 7448,89 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas betcn (e_b)

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{7448,89}{23054,00} \\
 &= 0,32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_z}{P_{\max}} \\
 &= \frac{1,27410}{266,82} = 0,004775 \text{ m}
 \end{aligned}$$

e). Memeriksa kekuatan kaisan bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\
 &= \frac{20724}{690800} \\
 &= 0,03
 \end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (Ds)

$$\begin{aligned}
 (Ds) &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\
 &= 1300 - (2 \times 103,5) \\
 &= 1093 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 30} \\
 &= 12,55
 \end{aligned}$$

- o Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (P_n)

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times D_s}{2,50 \times h}} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right) \right] \\
 &= 0,85 \times 30 \times 1000^2 \times \\
 &\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,048}{1000} - 0,38\right)^2 + \frac{0,03 \times 12,55 \times 1093}{2,50 \times 1000}} - \left(\frac{0,85 \times 0,48}{1000} - 0,38\right) \right] \\
 &= 25500000 \times (0,37 + 0,41 + 0,38) \\
 &= 13558350 \text{ kg} = 13558,350 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- f). Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0.7 \times p_n \\
 &= 0.7 \times 13558,350 \text{ ton} \\
 &= 9490,85 \text{ ton} > P_u = 266,82 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

4.3.2.2.2. Perhitungan Tulangan Spiral

Data perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm (SNI 03 - 2847 - 2002,9.7(1))}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral (ds)} = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned}
 A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\
 &= (1/4 \times \pi \times 1300^2) - (1/4 \times \pi \times 900^2) \\
 &= 690800 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times d_s^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter inti sumuran (D_c)

$$\begin{aligned}
 D_c &= \phi \text{ tiang} - (2 \times \text{selimut beton}) \\
 &= 1300 - (2 \times 75) \\
 &= 1150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$\begin{aligned}
 A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2) \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1150^2 - (1/4 \times \pi \times 900^2) \\
 &= 1038162,5 \text{ mm}^2 - 635850 \text{ mm}^2 \\
 &= 402312,50 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \dots\dots\dots (\text{Istimawan Dipohusodo : 328})$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,45 \left(\frac{690800}{402312,50} - 1 \right) \frac{30}{320} \\
 &= 0.03
 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{4 \times A_s (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s} \\
 &= \frac{4 \times 200.96 \times (1150 - 16)}{1150^2 \times 0,03} \\
 &= 22,98 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

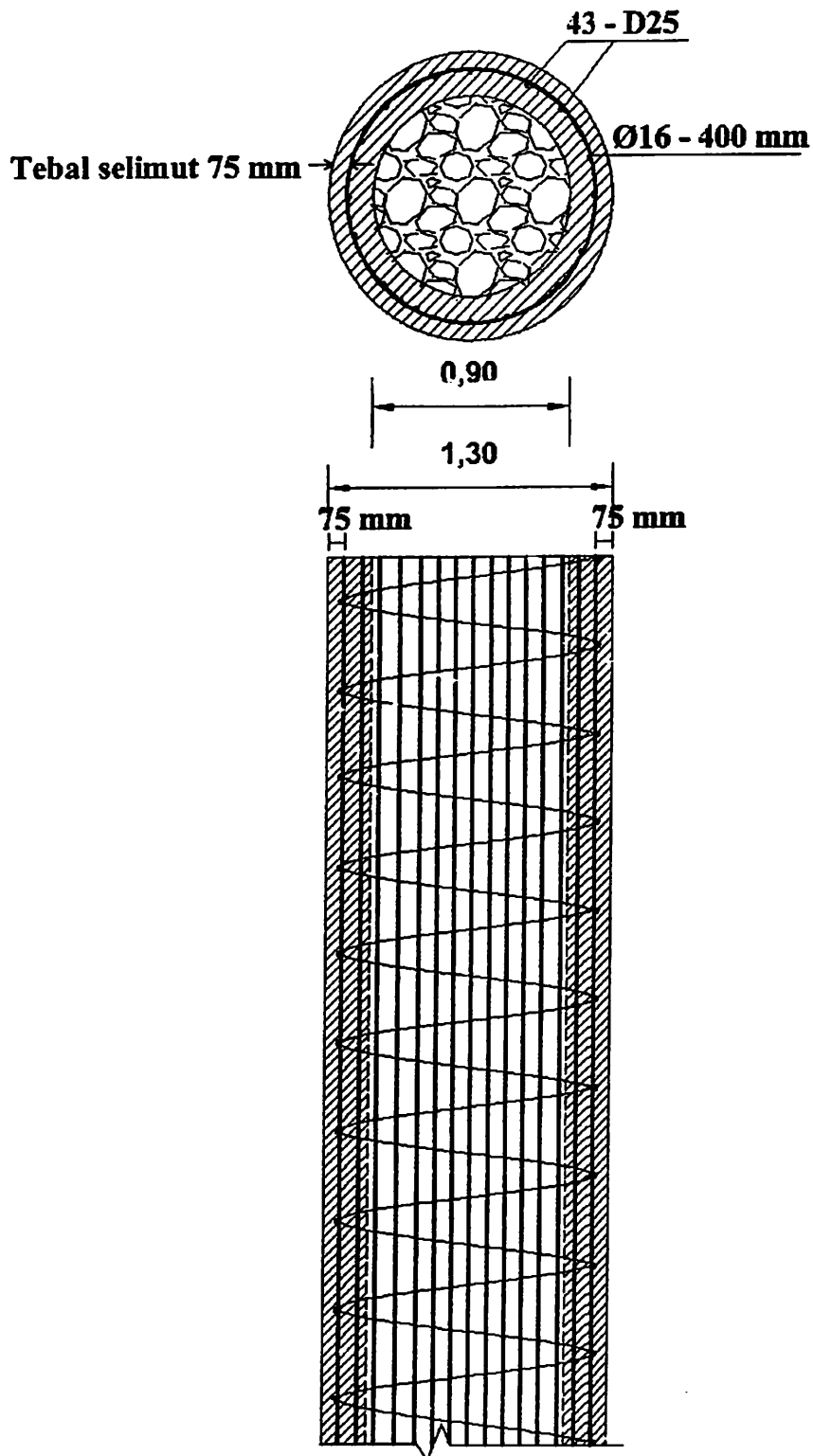
Spasi vertikal sengkang dan sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan longitudinal, 48 kali diameter batang atau kawat sengkang/sengkang ikat, atau ukuran terkecil dari komponen struktur tekan tersebut (SNI 03-2847-2002, 9.10(5(2))).

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

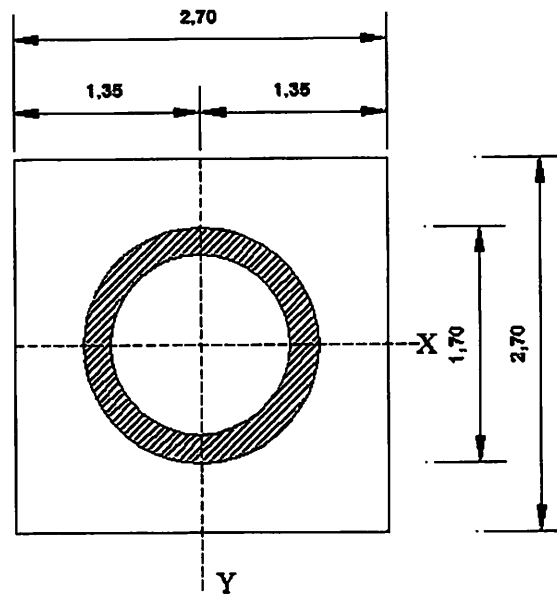
Dari ketiga hasil di atas diambil $s = 400 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 43 – $D_{25} \text{ mm}$ dan tulangan spiral $\phi 16 - 400 \text{ mm}$.



Gambar 4.17 Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang

4.3.3 Tipe pondasi 3 dengan Beban Berat



Gambar 4.23. Titik Koordinat Sumuran Tipe Berat

Data :

Beban Total (P_{maks}) = 458,720 ton (dari daya dukung pondasi)

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

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

$$Y_{maks} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{min} = 0 \text{ m}$$

$$n = 1 \text{ buah}$$

$$n_x = 1 \text{ buah}$$

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

Dimana :

P_{maks} = Beban maksimum yang diterima oleh sumuran

M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n = Jumlah tiang pancang dalam kelompok tiang sumuran

X_{maks} = Absis terjauh sumuran terhadap titik berat tiang

Y_{maks} = Ordinat terjauh sumuran terhadap titik berat tiang

n_y = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu Y

n_x = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu X

4.3.3.1 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat

Pada pelat-pelat yang lebih tebal dari 25 cm senantiasa harus dipasang tulangan atas dan tulangan bawah di setiap tempat (PBI 1971, pasal 9.1(6)).

❖ Penulangan Poer Arah Y

$$\begin{aligned} M_u &= P_{maks} \times Y_{maks} \\ &= 458,720 \text{ ton} \times 0 \text{ meter} \\ &= 0 \text{ tm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,70 m)} \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{M_u}{2,70} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$\begin{aligned} d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \times D_{25} \\ &= 500 - 50 - (1/2 \times 25) \\ &= 437,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 30} \\ &= 12,549 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'_c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \\ &= 0,044 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,044 \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 320} \\ &= 0,00428 \end{aligned}$$

dan tidak boleh lebih kecil dari

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{320} \\ &= 0,004375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right] \\ &= 0,080 \times (1 - \sqrt{1}) \\ &= 0\end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,004375$

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,004375 \times 1000 \times 437,50 \\ &= 1914,06 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2} \\ &= \frac{1914,06}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2} = 3,90 \sim 4 \text{ tulangan}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{ada}}} &= n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) \\ &= 4 \times (1/4 \times \pi \times 25^2) \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{perlu}}} = 1914,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}\end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{1/4 \cdot \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1914,06}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2}} = 256,41 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,7 meter adalah 11 - D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$\begin{aligned}A_{S_{\text{tekan}}} &= 20\% \times A_{S_{\text{perlu}}} \\ &= 20\% \times 1914,06 \text{ mm}^2 \\ &= 382,81 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{S_{\text{tekan}}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{382,81}{\frac{1}{4} \pi 16^2} = 1,90 \sim 2 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sada} &= n \times \left(\frac{1}{4} \pi D^2\right) \\
 &= 2 \times \left(\frac{1}{4} \pi 16^2\right) \\
 &= 401,92 \text{ mm}^2 > A_{Stekan} = 382,81 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{Ok!}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b}{\frac{A_{Stekan}}{\frac{1}{4} \pi D^2}} \\
 &= \frac{1000}{\frac{382,81}{\frac{1}{4} \pi 16^2}} = 526,32 \text{ mm} \sim 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 2 – D₁₆ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,7 meter adalah 6 – D₁₆

❖ Penulangan Poer Arah X

$$\begin{aligned}
 M_u &= P_{maks} \times X_{maks} \\
 &= 458,720 \text{ ton} \times 0 \text{ meter} \\
 &= 0 \text{ tm} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 2,70 m)}
 \end{aligned}$$

$$M_u = \frac{M_u}{2,70} = 0 \text{ Nmm (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 0 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D₂₅

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \times D_{25} \\
 &= 500 - 50 - (1/2 \times 25) \\
 &= 437,50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = 0 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
 &= \frac{320}{0,85 \times 30} \\
 &= 12,549
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times f'c}{f_y} \right) \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \left(\frac{0,85 \times 30}{320} \right) \times \left(\frac{600}{600 + 320} \right) \\
 &= 0.044
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.044 \\
 &= 0.033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 f_y} \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 320} \\
 &= 0,00428
 \end{aligned}$$

dan tidak boleh lebih kecil dari

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{320} \\
 &= 0,004375
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0}{320}} \right] \\
 &= 0,080 \times (1 - \sqrt{1}) \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{\min} < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho_{\min} = 0,004375$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,004375 \times 1000 \times 437,50 = 1914,06 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi \cdot 25^2} = 3,90 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi \cdot D^2 \right)$$

$$= 4 \times \left(\frac{1}{4} \pi \times 25^2 \right)$$

$$= 1962,5 \text{ mm}^2 > A_{S_{perlu}} = 1914,06 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi \cdot D^2}} = \frac{1000}{\frac{1914,06}{\frac{1}{4} \pi \times 25^2}} = 256,41 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik) = 4 - D₂₅ (tinjauan 1 meter)

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,7 meter adalah 11 - D₂₅

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D₁₆

$$A_{S_{tekan}} = 20\% \times A_{S_{perlu}}$$

$$= 20\% \times 1914,06 \text{ mm}^2$$

$$= 382,81 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{382,81}{\frac{1}{4} \pi 16^2} = 1,90 \sim 2 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{ada}} = n \times \left(\frac{1}{4} \pi D^2 \right)$$

$$= 2 \times \left(\frac{1}{4} \pi 16^2 \right)$$

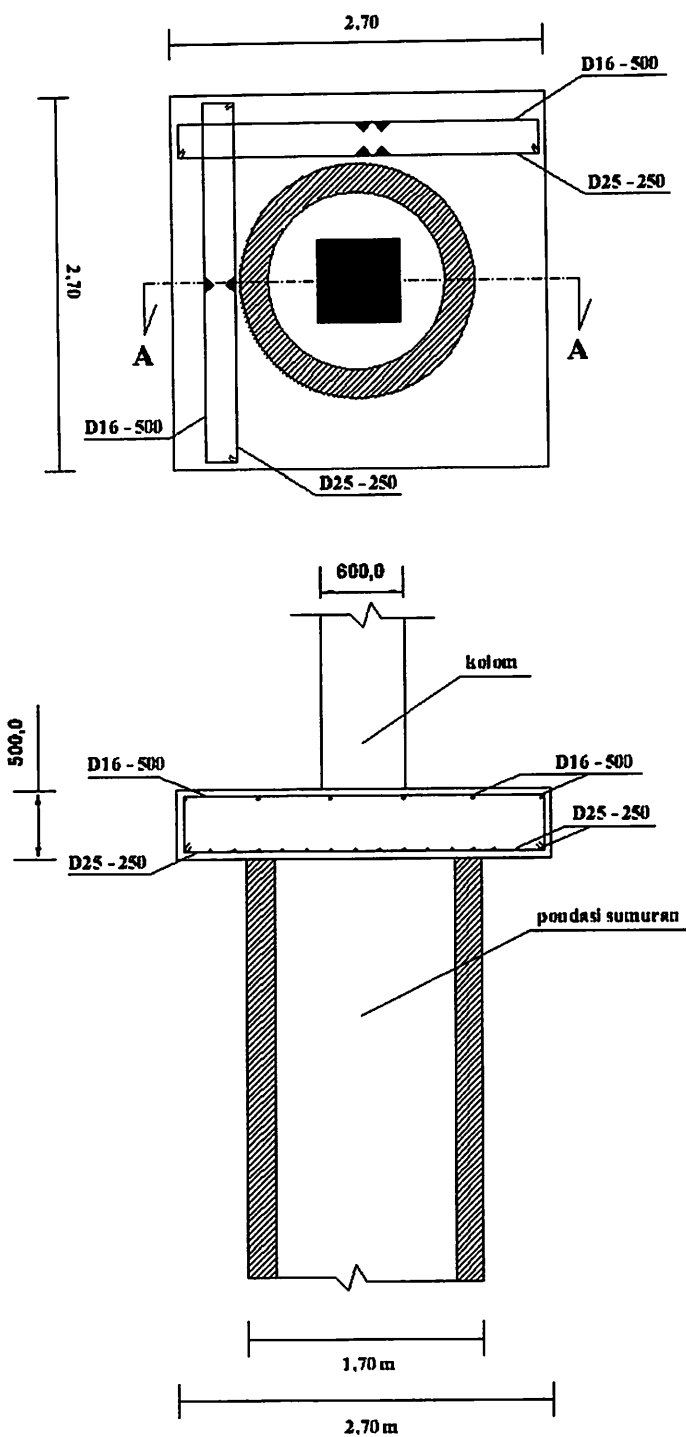
$$= 401,92 \text{ mm}^2 > A_{S_{tekan}} = 382,81 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Ok!}$$

$$S = \frac{b}{\frac{A_{S_{tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2}}$$

$$= \frac{1000}{\frac{382,81}{\frac{1}{4} \pi 16^2}} = 526,32 \text{ mm} \sim 500 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = 2 - D₁₆ (tinjauan 1 meter)

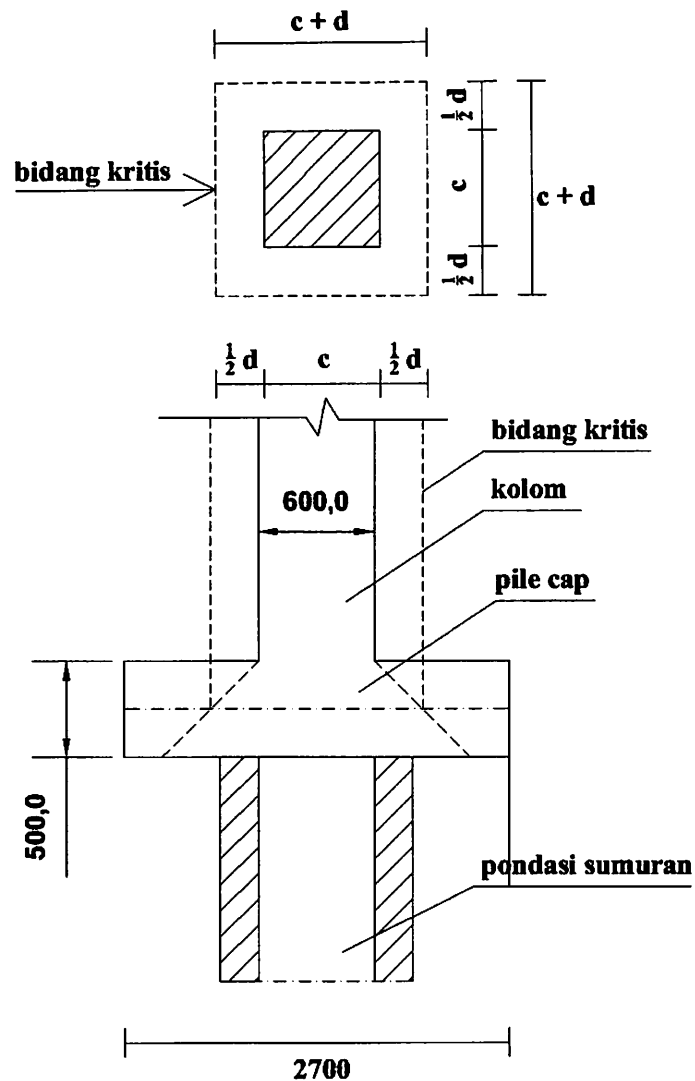
Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 2,7 meter adalah 6 - D₁₆



POTONGAN A-A

Gambar 4.24 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe Berat

4.3.3.2 Kontrol Tulangan Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Poer Terhadap Kolom



Gambar 4.25. Skema Geser Pons Terhadap Kolom

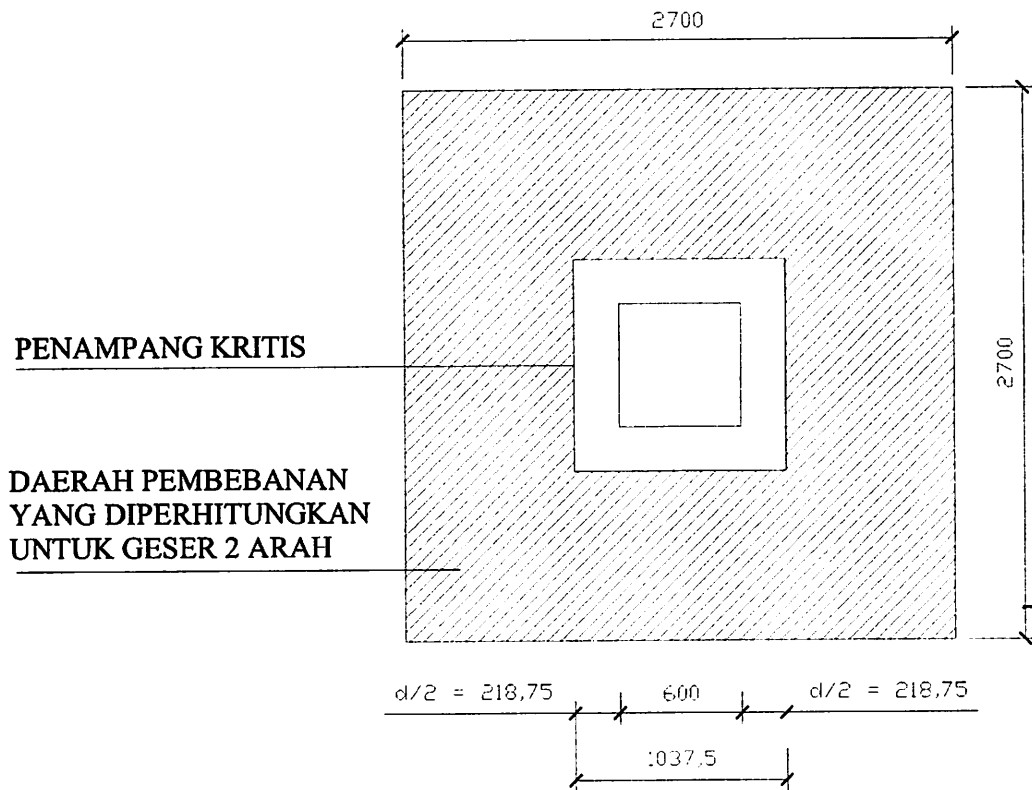
Dimensi kolom (c) = 60 cm x 60 cm

Kuat geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

Beban Total (P_{maks}) = 458,720 ton (dari daya dukung pondasi)

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{458,720 \text{ ton}}{2,7 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}} \\ &= 62,924 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \text{tebal efektif pile cap} \\ &= h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan pokok} \\ &= 500 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 437,5 \text{ mm}\end{aligned}$$



Gambar 4.26. Analisis Geser 2 Arah

$$\begin{aligned}B' &= \text{lebar kolom} + 2 \left(\frac{1}{2}\right)d \\ &= 60 + 2 \left(\frac{1}{2}\right) 43,75 \\ &= 103,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

Gaya geser yang bekerja pada penampang kritis adalah:

$$V_u = \sigma \cdot (L^2 - B'^2)$$

di mana:

$$\sigma = 62,924 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 270 \text{ cm} = 2,7 \text{ m}$$

$$B' = 103,75 \text{ cm} = 1,0375 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 62,924 (2,7^2 - 1,0375^2) \\ &= 390,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

b_o = keliling penampang kritis pile cap

$$= 4B'$$

$$= 4 \times 103,75$$

$$= 415 \text{ cm} = 4150 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4150 \times 437,5$$

$$= 3.314.862,562 \text{ N} = 331,49 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 331,49 \text{ ton}$$

$$= 198,894 \text{ ton}$$

$\phi V_c = 198,894 \text{ ton} < V_u = 390,98 \text{ ton}$ maka pons pondasi sumuran memerlukan tulangan geser terhadap kolom.

Perhitungan tulangan geser pons terhadap kolom:

$$f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa (tulangan polos)}$$

$$V_n = 0,6 \times 390,98 \text{ ton}$$

$$= 234,588 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 V_{S\text{perlu}} &= V_n - V_c \\
 &= 234,588 \text{ ton} - 198,894 \text{ ton} \\
 &= 35,694 \text{ ton} = 356940 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Ø tulangan rencana = 16 mm

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2 \times 1/4 \times \pi \times 16^2 \\
 &= 401,92 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

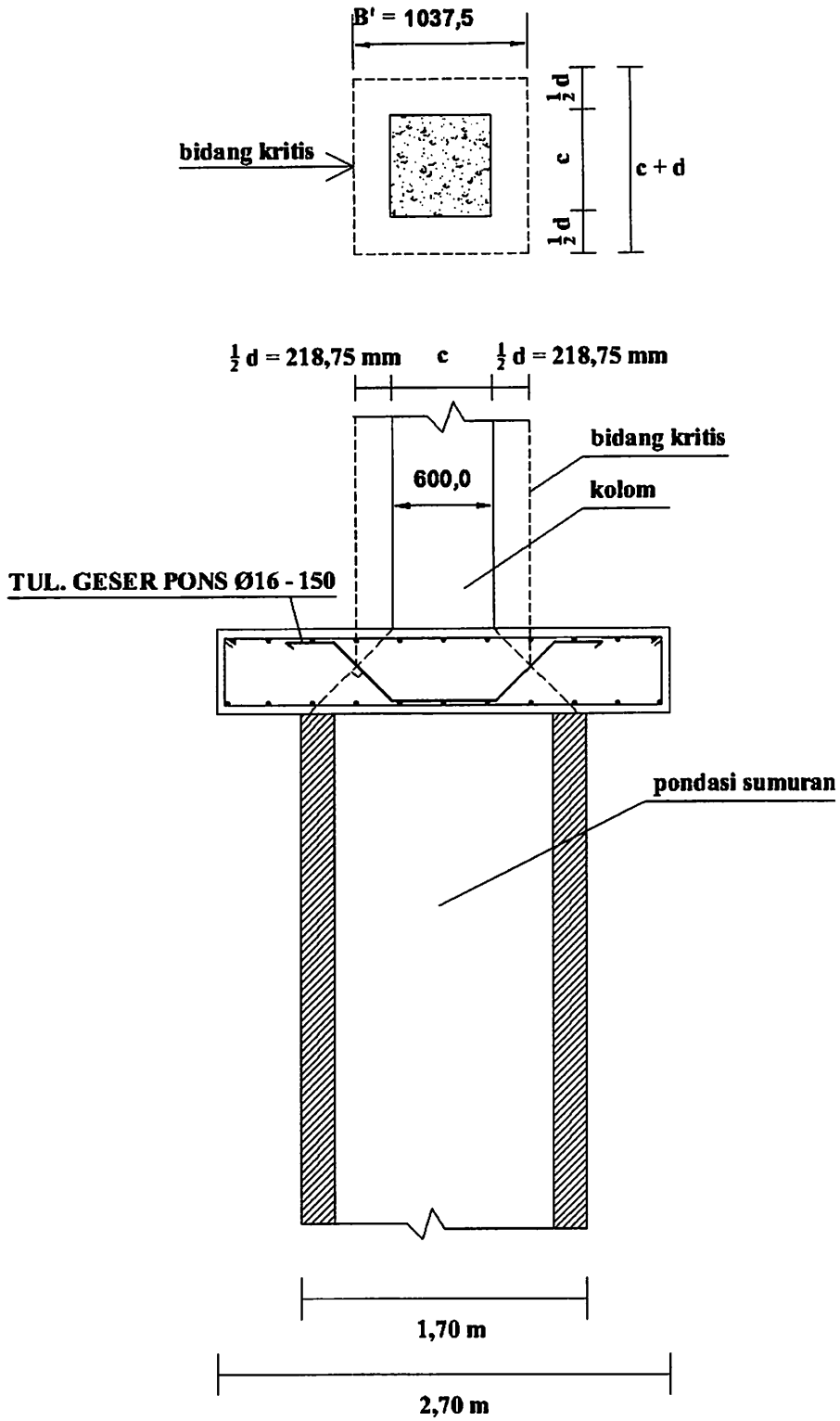
$$\begin{aligned}
 S_{\text{perlu}} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
 &= \frac{401,92 \times 320 \times 437,5}{356940} \\
 &= 157,6 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum :

$$S \leq 1/2 \times d = 1/2 \times 437,5 = 218,75 \sim 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ pakai} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{S} \\
 &= \frac{401,92 \times 320 \times 437,5}{150} \\
 &= 375125,33 \text{ N} > V_{s \text{ perlu}} 356940 \text{ N (Aman)}
 \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan pons Ø16 – 150



Gambar 4.27. Tulangan Geser Pons Pada Pile Cap

4.3.3.3 Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik / tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

Sesuai dengan SNI 2002 Pasal 13.5.6:

Bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Dimana:

- A_v = luas tulangan geser yg berada dalam rentang jarak s
- $A_v = n \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot d^2$
- n = Jumlah kaki pada sengkang
- s = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal
- f_y = kuat leleh tulangan
- d = jarak dari serat tekan terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

Beban pada poer:

Akibat beban dari kolom = 458.720 kg (dari daya dukung pondasi)

Akibat berat sendiri poer = $0,5 \text{ m} \times 2,7 \text{ m} \times 2,7 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 8.748 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1,4 \times (458.720 \text{ kg} + 8.748 \text{ kg})}{2}$$

$$= 327.227,6 \text{ kg}$$

$$= 3.272.276 \text{ N}$$

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI-03-2847-2002 Pasal

13.3.1 adalah :

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 2700 \times 437,5 \\ &= 1.078.328,79 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\varphi V_c = 0,75 \times 1.078.328,79 \text{ N}$$

$$= 808.746,59 \text{ N} < V_u = 3.272.276 \text{ N} \rightarrow \text{perlu tulangan geser}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{Sperlu}} &= \frac{V_u}{\varphi} - V_c \\ &= \frac{3.272.276}{0,75} - 1.078.328,79 \\ &= 3.284.705,88 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan $\emptyset 25$

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{(2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2) \times 30 \times 437,5}{3.284.705,88} = \frac{67.664.941,13}{3.284.705,88} = 20,60 \text{ mm}$$

Sedangkan bila $V_s > \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3} \right) b_w d$, maka spasi tulangan adalah :

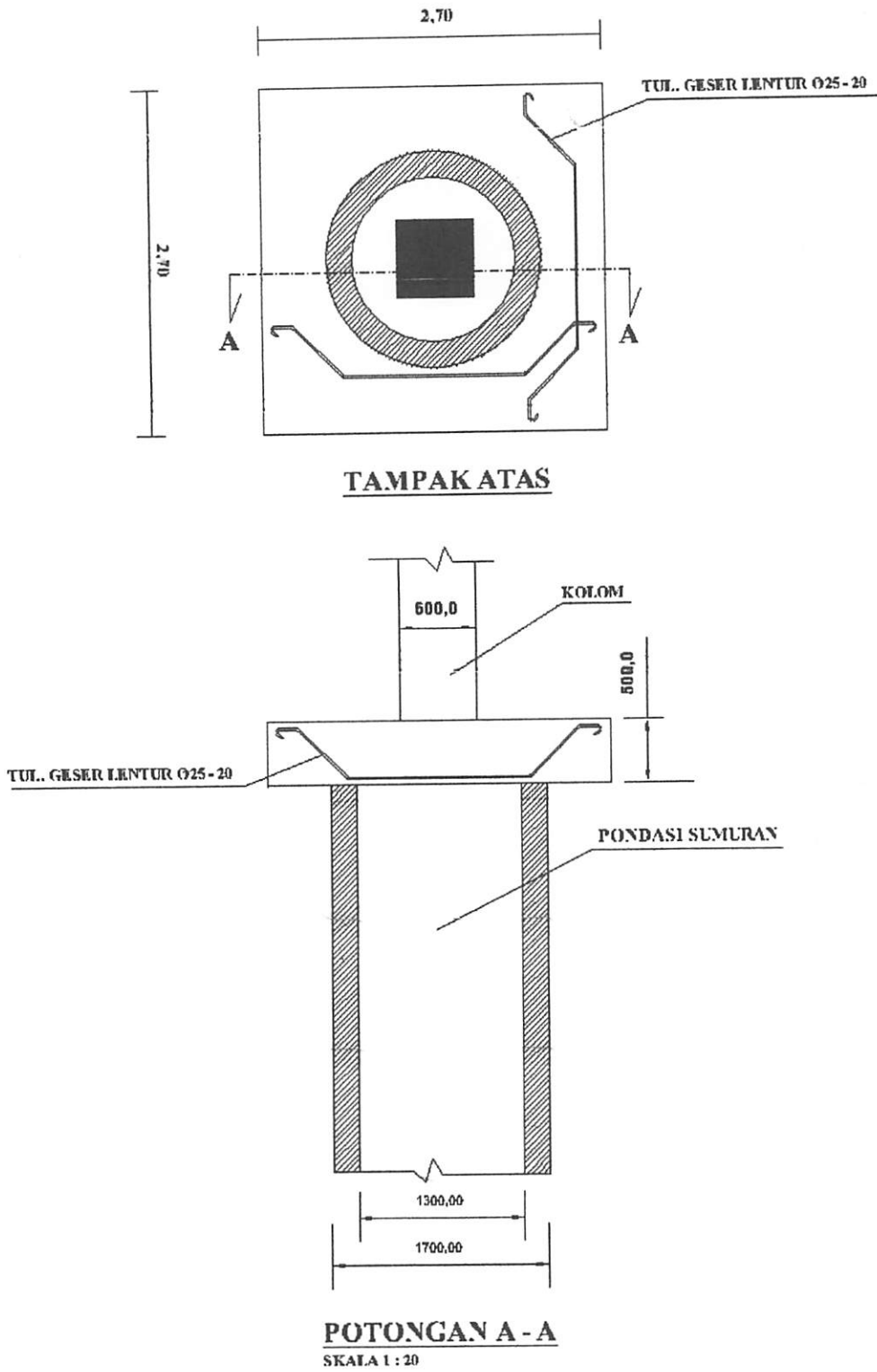
$S \leq 1/4 d$ SNI -03-2847-2002 Pasal 13.5.4.3

$$S < 109,375 \text{ mm}$$

diambil $s = 20 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} V_{\text{Spakai}} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\ &= \frac{67.664.941,13}{20} \\ &= 3.383.247,06 \text{ N} > V_{\text{Sperlu}} = 3.284.705,88 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi dipasang tulangan geser akibat gaya lentur $\emptyset 25 - 20$



Gambar 4.28. Tulangan Geser Akibat Gaya Lentur Pada Poer

4.3.3.4. Penulangan Pondasi Sumuran

Perhitungan pondasi sumuran diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

4.3.3.4.1 Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

- P_u = 414,10ton
- M_{maks} (Mz) = 0,46518 tm
- Mutu beton (f'_c) = 30 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 320 MPa
- Diameter luar sumuran = 1,70 m = 1300 mm
- Diameter dalam sumuran = 1,30 m = 900 mm
- Tinggi sumuran = 4,80 m
- Tebal selimut = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002,9.7(1))

Perhitungan penulangan kaisan sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 – 2847 – 2002).

a). 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_{eff}) = $D_{luar} - (2 \times d')$

$$= 1700 - (2 \times 103.5)$$

$$= 1493 \text{ mm}$$

b). Luas penampang beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1700^2) - (1/4 \times \pi \times 1300^2) \\ &= 942000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c). Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3 % dari luas penampang beton bertulang (A_g). Dengan batasan tidak boleh kurang dari 0,01 ataupun lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang A_g (SNI 03-2847-2002, 12.9(1)).

$$\begin{aligned} A_{st} &= 3 \% \times A_g \\ &= 3 \% \times 942000 \text{ mm}^2 \\ &= 28260 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{28260}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\ &= 57,6 \approx 58 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= n \times 1/4 \times \pi \times D^2 \\ &= 58 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 28456,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s_{ada}} = 28456,25 \text{ mm}^2 > A_{st} = 28260 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots\text{OK!!}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s'} = 1/2 \times A_{st} \\ &= 1/2 \times 28260 \\ &= 14130 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times D_{\text{eff}}}{n}$$

$$= \frac{\pi \times 1493}{58} = 80,82 \text{ mm} \approx 80 \text{ mm}$$

d). Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (P_{ub}) & Momen Ultimate Beton (M_{ub})

o Tebal penampang segi empat ekuivalen (Istimawan Dipohusodo : 327)

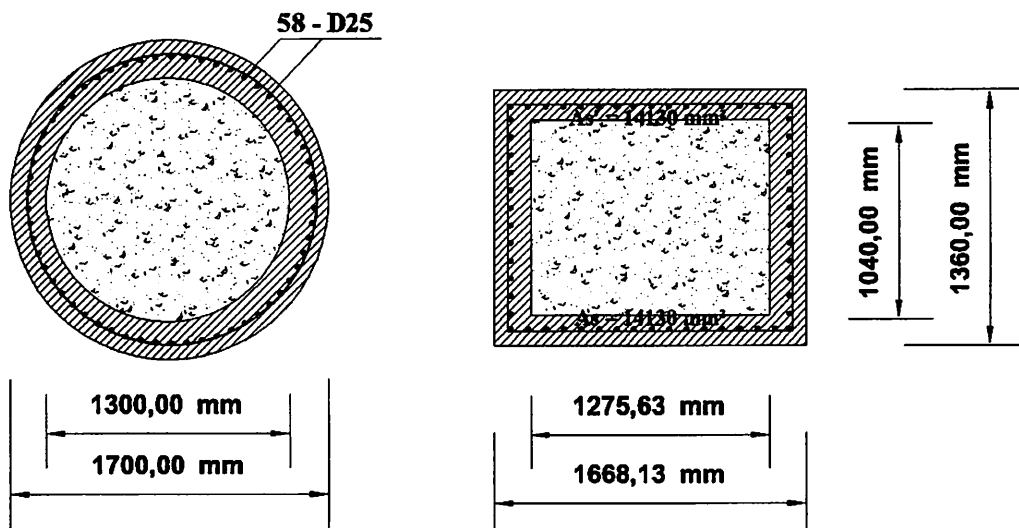
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{\text{luar}} = 0,8 \times 1700 = 1360 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{\text{dalam}} = 0,8 \times 1300 = 1040 \text{ mm}$$

o Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2}{t_{ek1}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1700^2}{1360} = 1668,125 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2}{t_{ek2}} = \frac{1/4 \times \pi \times 1300^2}{1040} = 1275,625 \text{ mm}$$



Gambar 4.29. Kolom Segi Empat Ekuivalen

o Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton (d_b)

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 1668,125 - 103,5 \\ &= 1564 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned} c_b &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 1564}{600 + 320} \\ &= 1020 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned} a_b &= \beta_1 \times c_b \\ &= 0,85 \times 1020 \\ &= 867 \text{ mm} \end{aligned}$$

o Tegangan tekan tulangan baja (f'_s)

$$\begin{aligned} f'_s &= \frac{600 \times (c_b - d')}{c_b} \\ &= \frac{600 \times (1020 - 103,5)}{1020} \\ &= 539,12 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- o **Beban Ultimate Beton (P_{ub})**

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{ [0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek}] + [A_s' \times f_s] + [A_s \times f_y] \} \times 10^{-3} \\
 &= \{ (0,85 \times 30 \times 867 \times 1668,125) + (14130 \times 539,12) + (14130 \times 320) \} \times 10^{-3} \\
 &= (36879741,56 + 7617765,6 + 4521600) \times 10^{-3} \\
 &= 49019,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- o **Momen Ultimate Beton (M_{ub})**

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \{ (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times \left[\frac{t_{ek}}{2} - (1/2 \times a_b) \right]) + (A_s' \times f_s \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) + \\
 &\quad (A_s \times f_y \times (1/2 \times (D_{eff} - d'))) \} \times 10^{-6} \\
 &= \{ (0,85 \times 30 \times 1668,125 \times 867 \times \left[\frac{1360}{2} - (1/2 \times 867) \right]) + (14130 \times 539,12 \times (1/2 \times (1493 - 103,5))) + (14130 \times 320 \times (1/2 \times (1493 - 103,5))) \} \times 10^{-6} \\
 &= (9090856295 + 5292442651 + 3141381600) \times 10^{-6} \\
 &= 17524,68 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- o **Eksentrisitas beton (e_b)**

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{17524,68}{49019,11} \\
 &= 0,36 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M_x}{\rho_{max}} \\ &= \frac{0,48318}{414,10} \\ &= 0,0012 \end{aligned}$$

- e) Memeriksa kekuatan kaisan bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{A_{st}}{A_g} \\ &= \frac{28260}{942000} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (D_s)

$$\begin{aligned} (D_s) &= D_{luar} - (2 \times d') \\ &= 1700 - (2 \times 103,5) \\ &= 1493 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} \\ &= \frac{320}{0,85 \times 30} \\ &= 12,55 \end{aligned}$$

- o Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (Pn)

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times D_s}{2,50 \times h}} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right) \right] \\
 &= 0,85 \times 30 \times 1000^2 \times \\
 &\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,0012}{1000} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,03 \times 12,55 \times 1493}{2,50 \times 1000}} - \left(\frac{0,85 \times 0,0012}{1000} - 0,38 \right) \right] \\
 &= 25500000 \times (0,38 + 0,47 + 0,38) \\
 &= 31365000 \text{ kg} = 31365 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- f). Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0.7 \times p_n \\
 &= 0.7 \times 31365 \\
 &= 21955,5 \text{ ton} > P_u = 414,10 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

4.3.3.4.2. Perhitungan Tulangan Spiral

Data perencanaan :

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm (SNI 03 - 2847 - 2002,9.7(1))}$$

$$\text{Diameter tulangan spiral (ds)} = 16 \text{ mm}$$

Luas penampang kotor beton bertulang (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1700^2) - (1/4 \times \pi \times 1300^2) \\ &= 942000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times ds^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter inti sumuran (D_c)

$$\begin{aligned} D_c &= \phi \text{ tiang} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 1700 - (2 \times 75) \\ &= 1550 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 - (1/4 \times \pi \times D_d^2) \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1550^2 - (1/4 \times \pi \times 1300^2) \\ &= 1885962,5 \text{ mm}^2 - 1326650 \text{ mm}^2 \\ &= 559312,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \dots\dots\dots \text{(Istimawan Dipohusodo : 328)} \\ &= 0,45 \left(\frac{942000}{559312,5} - 1 \right) \frac{30}{320} \\ &= 0.03 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned} S &= \frac{4 \times A_s (D_c - ds)}{D_c^2 \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 200.96 \times (1550 - 16)}{1550^2 \times 0,03} \\ &= 17,11 \text{ mm} \rightarrow 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

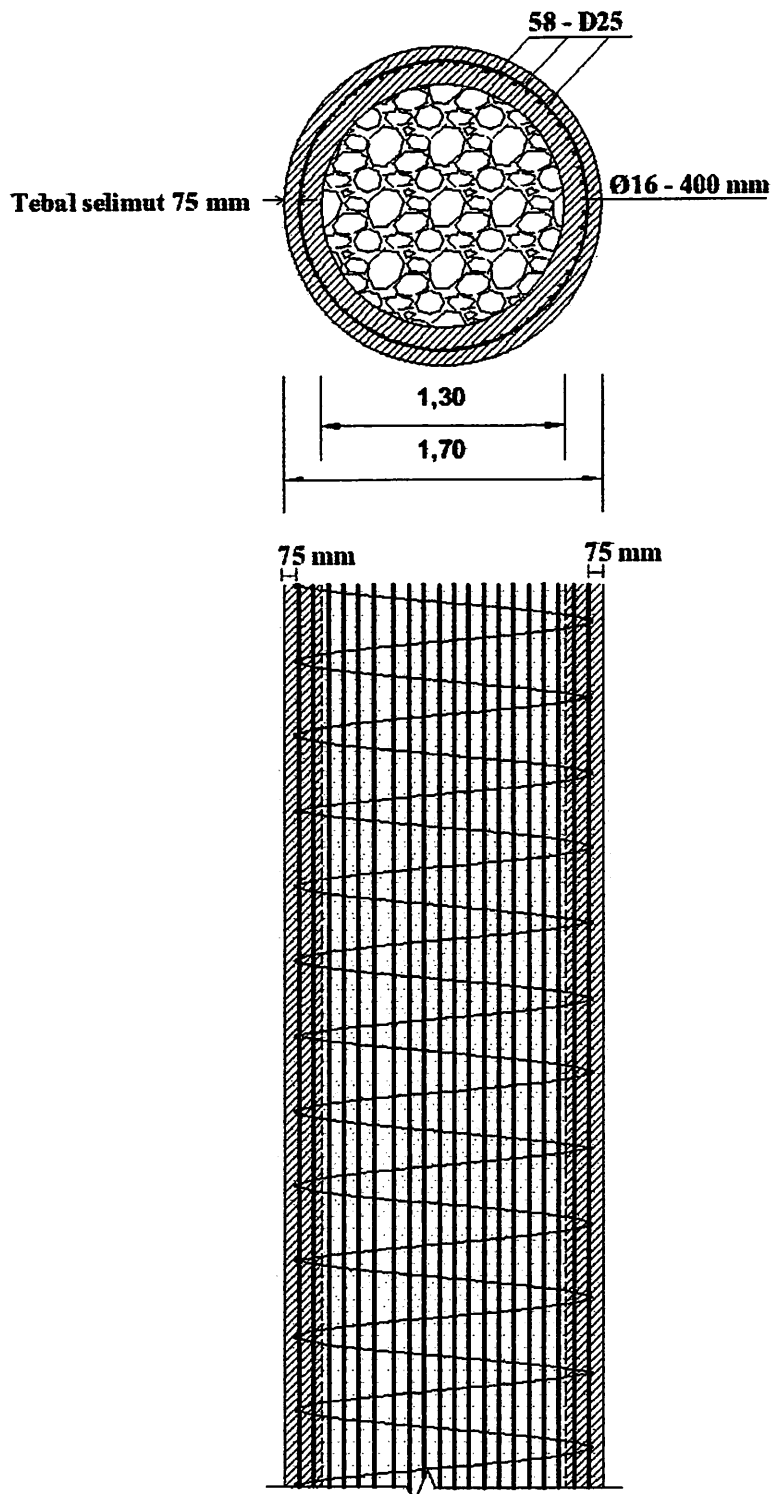
Spasi vertikal sengkang dan sengkang ikat tidak boleh melebihi 16 kali diameter tulangan longitudinal, 48 kali diameter batang atau kawat sengkang/sengkang ikat, atau ukuran terkecil dari komponen struktur tekan tersebut (SNI 03-2847-2002, 9.10(5(2))).

$$S < 16 \times 25 = 400 \text{ mm}$$

$$S < 48 \times 16 = 768 \text{ mm}$$

Dari ketiga hasil di atas diambil $s = 400 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok $58 - D_{25} \text{ mm}$ dan tulangan spiral $\phi 16 - 400 \text{ mm}$.



Gambar 4.30. Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat

BAB V
PENUTUP

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 Ringan	Beban tipe Sedang	Beban tipe Berat
1.	Dimensi Tiang	Ø 100 cm	Ø 130 cm	Ø 170 cm
2.	Kedalaman Pondasi	4,80 m	4,80 m	4,80 m
3.	Jumlah Tiang	1	1	1
5.	ΣV	137.210 kg	245.810 kg	380.170 kg
6.	Qa	157.852 kg	267.540 kg	458.720 kg
7.	Qu	394.630 kg	668.842 kg	1.146.790 kg
8.	ΣPu	151.480 kg	266.820 kg	414,10 kg
9.	Luas Poer	2,0 m × 2,00 m	2,30 m × 2,30 m	2,70 m × 2,70 m
10.	Tebal Poer	0,5 m	0,5 m	0,5 m
11.	Tul. Tarik Arah X	8 D25 - 250	9 D25 - 250	11 D25 - 250
12.	Tul. Tekan Arah X	6 D16 - 325	5 D16 - 500	6 D16 - 500
13.	Tul. Tarik Arah Y	8 D25 - 250	9 D25 - 250	11 D25 - 250
14.	Tul. Tekan Arah Y	6 D16 - 325	5 D16 - 500	6 D16 - 500
15.	Tul. Geser Pons	-	-	Ø16 - 150
16.	Tul. Geser Lentur	Ø25 - 15	Ø25 - 10	Ø25 - 20
17.	Tulangan pokok tiang	31 D25	43 D25	58 D25
18.	Tulangan spiral tiang	Ø16 - 400	Ø16 - 400	Ø16 - 400

Pada Tabel 5.1. dapat disimpulkan bahwa:

- a) Diameter sumuran yang diambil pada perencanaan adalah untuk tipe beban ringan = $\emptyset 100$, beban sedang = $\emptyset 130$, dan beban berat $\emptyset 170$
- b) Dimensi pondasi sumuran semakin besar, maka semakin besar pula daya dukung yang dimiliki oleh struktur pondasi tersebut.
- c) Jumlah beban vertical ($\sum V$) sepenuhnya diterima oleh tiang sumuran dengan jumlah 1 tiang pada pondasi beban tipe berat, 1 tiang pada pondasi beban tipe sedang, 1 tiang pada pondasi tipe ringan.

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 Pondasi Sumuran, Sebaiknya daya dukung akibat gesekan tidak di perhitungkan karena Pondasi Sumuran proses pengerjaannya digali sehingga tidak terjadi gesekan antara dinding sumuran dengan tanah.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim, Tata Cara Perhitungan Struktur Beton SNI 03-2847-2002.
- Anonim, Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.
- Asiyanto. 2009. *Metode Konstruksi untuk Pekerjaan Fondasi*. Jakarta: Penerbit Universitas Indonesia (UI-Press)
- Bowles, J.E. 1998. *Analisa dan design Pondasi*, jilid II, Surabaya: CV Sinar Jaya,
- Christady, Hari. 2001. *Teknik Fondasi II*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- Christady, Hari. 2011. *Teknik Fondasi I*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- Das, B.M. 1988. *Mektan I*, Surabaya.
- Julistiono. 2000. *Konstruksi Bangunan II (Pondasi)*. Surabaya: Penerbitan Universitas Kristen Petra.
- Pamungkas, Anugrah. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Yogyakarta: C.V. Andi Offset
- Sunggono, Ir. 1984. *Buku Teknik Sipil*. Bandung: NOVA
- Sasarodarsono, Suyono. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: P.T. Pradnya Paramita

PENYELIDIKAN TANAH

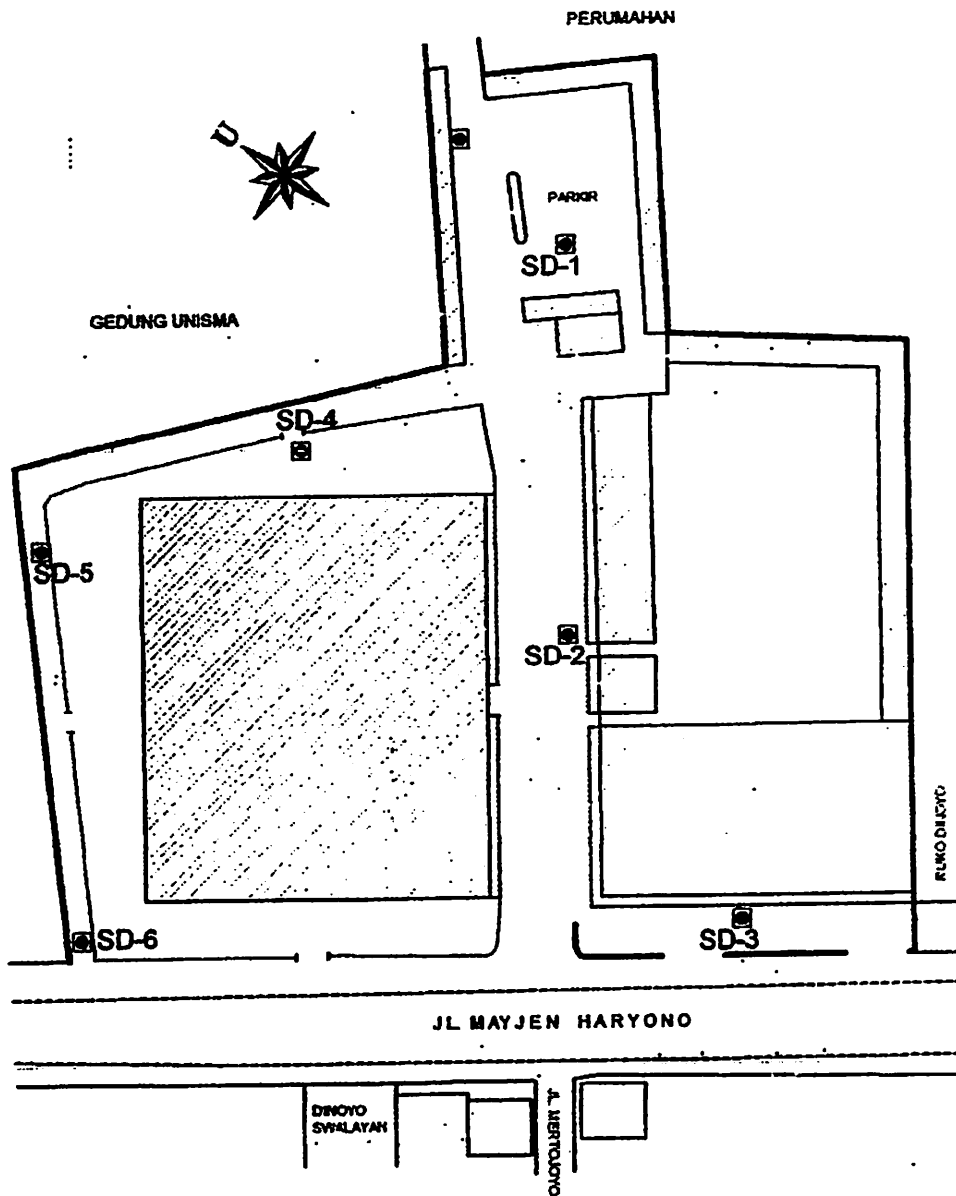
SONDIR TEST

**PROYEK PEMBANGUNAN
PASAR DINOYO, KOTA MALANG**

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG



Sketsa Lokasi Sondir



LOKASI TITIK SONDIR PASAR DINOYO



UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK
 NO. TITIK:
 TANGGAL

: Pembangunan Pasar Dairyo, Malang
 : SD - 2
 : 6,7-6-2010

DKERJAKAN
 DIHTUNG

: ZANUDIN
 : AFS

PENYONDIRAN
PB - 0101 - 76

Kedalaman MT (m)	Perlawanan Pondrasi Korus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekak HL-JP - PK (kg/cm ²)	HL x 10 (kg/cm ²)	Jumlah Hambatan Lekak (JHL) (kg/cm ²)	Hambatan Setempat HS-HL/20 (kg/cm ²)
0.00	0	0	0	0	0	0
0.20	20	25	5	10	10	0.25
0.40	15	20	5	10	20	0.25
0.60	15	19	4	8	28	0.2
0.80	14	20	6	12	40	0.3
1.00	13	16	3	6	46	0.15
1.20	14	17	3	6	52	0.15
1.40	16	20	4	8	60	0.2
1.60	20	28	8	16	76	0.4
1.80	19	28	9	18	94	0.45
2.00	20	30	10	20	114	0.5
2.20	20	28	8	16	130	0.4
2.40	20	28	8	16	146	0.4
2.60	15	23	8	16	162	0.4
2.80	14	18	4	8	170	0.2
3.00	13	17	4	8	178	0.2
3.20	13	20	7	14	192	0.35
3.40	12	20	8	16	208	0.4
3.60	14	20	6	12	220	0.3
3.80	12	18	6	12	232	0.3
4.00	11	19	8	16	248	0.4
4.20	11	20	9	18	266	0.45
4.40	20	25	5	10	276	0.25
4.60	20	30	10	20	296	0.5
4.80	50	70	20	40	336	1
5.00	20	55	35	70	408	1.75
5.20	20	30	10	20	426	0.5
5.40	25	30	5	10	438	0.25
5.60	20	30	10	20	458	0.5
5.80	30	45	15	30	466	0.75
6.00	50	70	20	40	526	1
6.20	65	80	15	30	556	0.75
6.40	120	145	25	50	606	1.25
6.60	85	150	65	130	736	3.25
6.80	145	160	15	30	766	0.75
7.00	250	250	0	0	766	0

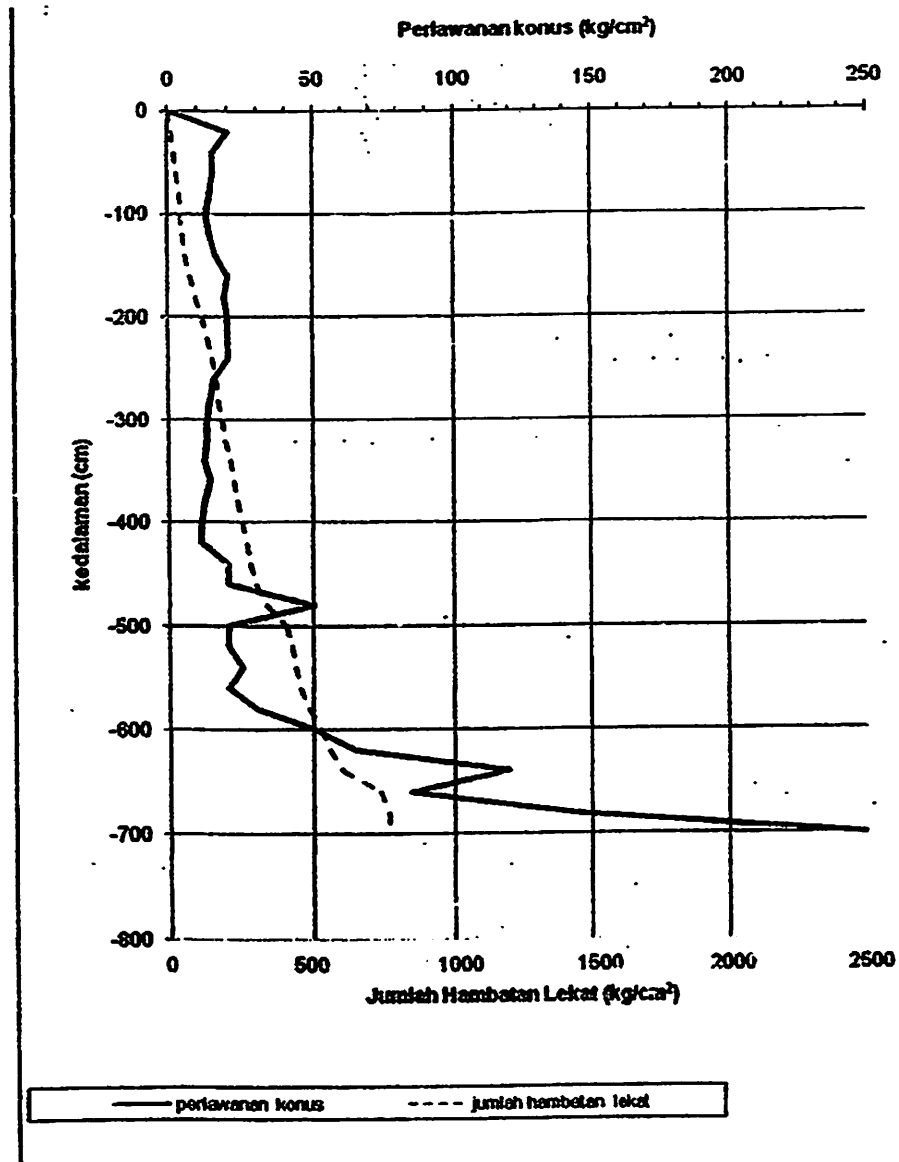


UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

PROYEK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
NO. TITIK : SD - 2
TANGGAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZANUJIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



Licensee: A. Agus Santosa, Jl. D. Tambingan G VI E/18, MALANG
 Project : PORTAL AREA 3 MDC (CINDY)
 File : C:\Users\CINDY\Desktop\SANSPRO SKRIPSI\MDC AREA 3 --CINDY--.MDL
 Option : Max/Min from All Load Combination

SUPPORT REACTIONS

Flr	No.	Comb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	1	MAX	944.25	72260	-1268.8	-1.26E+05	-32.278	-44493
		MIN	433.45	40083	-2857.9	-2.80E+05	-50.21	-1.00E+05
0	2	MAX	1757.1	1.34E+05	-2454.1	-2.45E+05	-32.278	-76621
		MIN	754.74	68546	-5907.9	-5.84E+05	-50.21	-1.82E+05
0	3	MAX	1268.6	1.80E+05	-3718.3	-3.71E+05	-32.278	-54256
		MIN	531.08	90789	-8827.9	-8.76E+05	-50.21	-1.33E+05
0	4	MAX	133.31	1.92E+05	-3776.2	-3.77E+05	-32.278	-7177.8
		MIN	60.306	96164	-9088.7	-9.02E+05	-50.21	-19280
0	7	MAX	222.83	1.93E+05	-3853.5	-3.84E+05	-32.278	-11564
		MIN	104.17	96991	-9242.4	-9.17E+05	-50.21	-28232
0	8	MAX	259.6	1.85E+05	-3790.3	-3.78E+05	-32.278	-12282
		MIN	111.34	93103	-9109.8	-9.04E+05	-50.21	-31909
0	10	MAX	400.57	2.06E+05	-3635	-3.62E+05	-32.278	-16098
		MIN	149.51	1.02E+05	-8929.7	-8.85E+05	-50.21	-46006
0	12	MAX	-1584.4	1.17E+05	-1248.7	-1.23E+05	-32.278	3.81E+05
		MIN	-3872.9	69130	-3753.7	-3.68E+05	-50.21	1.57E+05
0	25	MAX	1447.9	1.21E+05	230.45	29212	-32.278	-58845
		MIN	574.53	63408	71.445	7589.3	-50.21	-1.51E+05
0	26	MAX	2595.2	2.32E+05	533.95	59701	-32.278	-1.34E+05
		MIN	1326.9	1.14E+05	52.337	5808.1	-50.21	-2.66E+05
0	27	MAX	1995.3	3.21E+05	1154.7	1.22E+05	-32.278	-85924
		MIN	845.33	1.57E+05	125.08	13281	-50.21	-2.06E+05
0	28	MAX	-1535.6	3.59E+05	1237.1	1.30E+05	-32.278	3.03E+05
		MIN	-3087.7	1.74E+05	178.53	18871	-50.21	1.52E+05
0	31	MAX	-281.73	3.28E+05	1292.3	1.36E+05	-32.278	48427
		MIN	-546.37	1.58E+05	216.81	22943	-50.21	26782
0	32	MAX	533.08	3.28E+05	1228.2	1.30E+05	-32.278	-26591
		MIN	251.99	1.60E+05	167.14	18221	-50.21	-59518
0	34	MAX	-554.41	3.68E+05	1581.2	1.66E+05	-32.278	89152
		MIN	-953.62	1.76E+05	321.59	33910	-50.21	54050
0	36	MAX	-2006.5	1.54E+05	423.17	50144	-32.278	5.01E+05
		MIN	-5069.8	78058	39.846	5980.3	-50.21	1.99E+05
0	49	MAX	1412.6	1.20E+05	71.84	13352	-32.278	-56853
		MIN	552.17	62819	12.049	1649.7	-50.21	-1.48E+05
0	50	MAX	2614.2	2.29E+05	33.149	9621.3	-32.278	-1.39E+05
		MIN	1375.5	1.13E+05	10.234	1597.8	-50.21	-2.68E+05
0	51	MAX	1391.1	3.18E+05	-14.748	2452.1	-32.278	-55556
		MIN	539.19	1.56E+05	-40.67	-1091.6	-50.21	-1.46E+05
0	52	MAX	492	3.38E+05	-74.245	-643.84	-32.278	-33265

Flr	No.	Comb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		MIN	316.28	1.65E+05	-159.09	-14326	-50.21	-51745
0	55	MAX	-80.977	3.33E+05	2034	2.10E+05	-32.278	41865
		MIN	-444.11	1.63E+05	762.95	77557	-50.21	1625.4
0	56	MAX	281.09	3.23E+05	-190.52	-17546	-32.278	-16744
		MIN	151.08	1.59E+05	-432.63	-35959	-50.21	-34581
0	58	MAX	-592.67	3.61E+05	-17.487	3.8414	-32.278	97007
		MIN	-1034.8	1.73E+05	-85.65	-999.34	-50.21	57630
0	60	MAX	-1941.9	1.54E+05	-35.164	932.98	-32.278	4.79E+05
		MIN	-4853.8	79363	-68.943	-2365.5	-50.21	1.93E+05
0	73	MAX	1334.4	1.15E+05	155.42	21710	-32.278	-51931
		MIN	500.5	60484	81.711	8615.9	-50.21	-1.40E+05
0	74	MAX	2738.7	2.29E+05	169.22	23228	-32.278	-1.50E+05
		MIN	1484.5	1.15E+05	38.619	4436.3	-50.21	-2.81E+05
0	75	MAX	1284.8	3.07E+05	524.05	58924	-32.278	-48992
		MIN	471.12	1.51E+05	223.27	23100	-50.21	-1.35E+05
0	76	MAX	510.57	3.23E+05	628.01	69582	-32.278	-34703
		MIN	328.22	1.58E+05	360.93	37111	-50.21	-53982
0	79	MAX	-84.71	3.19E+05	-580.71	-56809	-32.278	44790
		MIN	-477.15	1.57E+05	-1653.6	-1.58E+05	-50.21	1737.1
0	80	MAX	791.24	3.08E+05	1245.5	1.32E+05	-32.278	-52746
		MIN	508.65	1.52E+05	439.47	45454	-50.21	-82050
0	82	MAX	1225.5	3.47E+05	403.79	47944	-32.278	-29763
		MIN	278.82	1.68E+05	-200.4	-17316	-50.21	-1.29E+05
0	84	MAX	-2866.1	1.55E+05	794.75	87303	-32.278	6.52E+05
		MIN	-6583.9	81015	301.58	32154	-50.21	2.85E+05
0	121	MAX	1698.3	1.37E+05	-1284.2	-1.28E+05	-32.278	-67310
		MIN	651.85	72238	-1997.7	-1.99E+05	-50.21	-1.77E+05
0	122	MAX	2270.2	2.43E+05	-737.53	-73179	-32.278	-1.29E+05
		MIN	1269.9	1.21E+05	-1661.3	-1.60E+05	-50.21	-2.34E+05
0	123	MAX	1274.2	3.07E+05	-176.64	-16891	-32.278	-49876
		MIN	477.51	1.51E+05	-460.72	-39553	-50.21	-1.34E+05
0	124	MAX	86.665	3.23E+05	-100.4	-9022.1	-32.278	-6732.5
		MIN	46.072	1.57E+05	-360.1	-29230	-50.21	-15662
0	127	MAX	65.997	3.24E+05	-150.24	-13762	-32.278	-1676.9
		MIN	-6.9756	1.58E+05	-436.12	-36570	-50.21	-13595
0	128	MAX	905.85	3.08E+05	-227.86	-21280	-32.278	-60359
		MIN	582.33	1.52E+05	-889.52	-81648	-50.21	-93891
0	130	MAX	985.73	3.48E+05	158.41	18565	-32.278	-20289
		MIN	181.64	1.68E+05	-414.19	-33853	-50.21	-1.06E+05
0	132	MAX	-2836.5	1.55E+05	-285.71	-26575	-32.278	6.42E+05
		MIN	-6486.8	80780	-632.1	-55383	-50.21	2.82E+05
0	145	MAX	1754.6	1.38E+05	2260.2	2.32E+05	-32.278	-70886
		MIN	685.16	70794	1333	1.34E+05	-50.21	-1.83E+05
0	146	MAX	2126	2.43E+05	1942.1	2.01E+05	-32.278	-1.18E+05
		MIN	1152.8	1.14E+05	739.2	74494	-50.21	-2.20E+05
0	147	MAX	1367.9	3.29E+05	362.48	42767	-32.278	-55868
		MIN	534.98	1.53E+05	-13.675	-164.95	-50.21	-1.44E+05
0	148	MAX	367.78	3.47E+05	1119.3	1.19E+05	-32.278	-26013
		MIN	221.54	1.63E+05	200.5	21068	-50.21	-40464

Flr	No.	Comb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	151	MAX	-339.19	3.43E+05	2587.4	2.66E+05	-32.278	57151
		MIN	-608.38	1.64E+05	719.23	73185	-50.21	26662
0	152	MAX	295.12	3.30E+05	238.41	31145	-32.278	-17802
		MIN	154.32	1.57E+05	-205.52	-18208	-50.21	-36769
0	154	MAX	-612.78	3.67E+05	437.54	51320	-32.278	1.05E+05
		MIN	-1123.1	1.72E+05	-53.647	-2640.7	-50.21	58908
0	156	MAX	-2009.4	1.57E+05	118.52	19680	-32.278	4.74E+05
		MIN	-4813.4	78547	-87.191	-5614.7	-50.21	1.99E+05
0	169	MAX	1339.4	1.27E+05	-120.94	-11649	-32.278	-55204
		MIN	525.9	61386	-202.86	-18121	-50.21	-1.41E+05
0	170	MAX	2791.7	2.46E+05	27.477	3641.3	-32.278	-1.27E+05
		MIN	1248	1.08E+05	-810.05	-74698	-50.21	-2.87E+05
0	171	MAX	1608.4	3.50E+05	-42.689	-3495.9	-32.278	-69806
		MIN	671.92	1.52E+05	-1357.8	-1.29E+05	-50.21	-1.68E+05
0	172	MAX	142.18	3.43E+05	-554.84	-54466	-32.278	-3393.2
		MIN	-41.257	1.54E+05	-2684.2	-2.62E+05	-50.21	-18285
0	175	MAX	115.82	3.18E+05	-1212.4	-1.20E+05	-32.278	27041
		MIN	-311.08	1.48E+05	-5220.7	-5.15E+05	-50.21	-19101
0	176	MAX	221.69	3.33E+05	-219.34	-20428	-32.278	-16866
		MIN	142.52	1.54E+05	-1776.4	-1.70E+05	-50.21	-26236
0	178	MAX	-304.36	3.80E+05	-500.69	-48318	-32.278	46518
		MIN	-540.36	1.74E+05	-1753.3	-1.68E+05	-50.21	27822
0	180	MAX	-2353.7	1.50E+05	631.06	70933	-32.278	5.54E+05
		MIN	-5619.6	73579	210.11	23007	-50.21	2.33E+05
0	186	MAX	1995.3	3.21E+05	1154.7	1.22E+05	-32.278	-85924
		MIN	845.33	1.57E+05	125.08	13281	-50.21	-2.06E+05
0	189	MAX	-1535.6	3.59E+05	1237.1	1.30E+05	-32.278	3.03E+05
		MIN	-3087.7	1.74E+05	178.53	18871	-50.21	1.52E+05
0	190	MAX	-281.73	3.28E+05	1292.3	1.36E+05	-32.278	48427
		MIN	-546.37	1.58E+05	216.81	22943	-50.21	26782
0	193	MAX	805.33	69447	3029.8	3.09E+05	-32.278	-39764
		MIN	369.05	37309	1347.8	1.35E+05	-50.21	-88314
0	194	MAX	1741.7	1.34E+05	6234.8	6.30E+05	-32.278	-71640
		MIN	687.81	63670	2458.3	2.46E+05	-50.21	-1.82E+05
0	195	MAX	978.59	1.92E+05	9132.8	9.20E+05	-32.278	-65768
		MIN	629.1	88939	3877.7	3.89E+05	-50.21	-1.02E+05
0	196	MAX	352.92	1.81E+05	9737.6	9.81E+05	-32.278	18857
		MIN	-233.04	88789	4098.4	4.11E+05	-50.21	-43072
0	199	MAX	91.553	1.56E+05	8339.2	8.41E+05	-32.278	-6279.5
		MIN	34.206	77856	3125	3.14E+05	-50.21	-16936
0	200	MAX	337.57	1.74E+05	9522.5	9.60E+05	-32.278	9733.9
		MIN	-175.14	86935	4020.9	4.04E+05	-50.21	-38204
0	202	MAX	-75.055	1.97E+05	8928.4	9.00E+05	-32.278	13597
		MIN	-213.77	99698	4080.7	4.10E+05	-50.21	4646.6
0	204	MAX	-1346.7	1.04E+05	2319.2	2.40E+05	-32.278	2.33E+05
		MIN	-2403	66597	925.55	94551	-50.21	1.32E+05