

**ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG
DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK
PEMBANGUNAN PERSADA HOSPITAL ARAYA - MALANG**



Disusun Oleh :

BARTHOLOMEUS VIEGAS NDAWA SILLE

NIM : 09.21.065

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

MALANG

2014

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertandatangan dibawah ini :

Nama : **Bartholomeus Viegas Ndawa Sille**

Nim : **09.21.065**

Program Studi : **Teknik Sipil S-1**

Fakultas : **Teknik Sipil dan Perencanaan.**

Judul skripsi : **"ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN PERSADA HOSPITAL ARAYA-MALANG"**

Menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa tugas akhir yang saya tulis ini benar-benar hasil karya saya sendiri, bukan merupakan pengambilalihan tulisan atau pikiran orang lain yang saya akui sebagai tulisan atau pikiran saya sendiri.

Apabila kemudian hari dapat dibuktikan bahwa tugas akhir ini adalah jiplakan, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, September 2014

Yang membuat pernyataan



Bartholomeus Viegas Ndawa Sille

09.21.065

LEMBAR PENGESAHAN

**“ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG
DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
PERSADA HOSPITAL ARAYA-MALANG”**

SKRIPSI

**Dipertahankan Dihadapan Majelis Pengaji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu(S-1)
Pada hari : Rabu
Tanggal : 13Agustus 2014
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik**

DisusunOleh :

**BARTHOLOMEUS VIEGAS NDAWA SILLE
NIM : 09.21.065**

Disahkan Oleh :

Ketua

(Ir.A Agus Santosa.MT.)

Sekretaris

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

Anggota Pengaji :

Pengaji I

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

Pengaji II

(Ir. Tiong Iskandar,MT)

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

LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI
"ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG
DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN
PERSADA HOSPITAL ARAYA-MALANG"

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

Disusun Oleh :

BARTHOLOMEUS VIEGAS NDAWA SILLE

NIM : 09.21.065

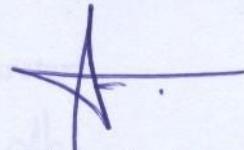
Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



(Ir. H. Edi Hargono D.P., MS.)

Dosen Pembimbing II



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Mengetahui,

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

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

”ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN PERSADA HOSPITAL ARAYA- MALANG”

Oleh : BARTHOLOMEUS VIEGAS NDAWA SILLE, (0921065)

Dosen Pembimbing I : Ir.H.Edi Hargono D.P., MS., Pembimbing II : Ir. A. Agus Santosa,MT.

ABSTRAKSI

Pondasi menurut disiplin Ilmu Teknik Sipil adalah suatu bagian struktur atau lapisan tanah padat yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure*) kelapisan tanah dibawahnya yang mempunyai daya dukung cukup dan tidak boleh terjadi penerusan melebihi batas yang diijinkan. Sehingga diperlukan desain dan metode pelaksanaan yang tepat pada konstruksi ini. Dilihat dari hasil yang ada di lapangan dapat digantikan pondasi tiang pancang menjadi pondasi sumuran. Disebabkan adanya desain struktur pondasi yang tidak terpadu dengan desain arsitektur kasus yang paling terjadi desain struktur pondasi yang berlebihan (dimensi), yang semua itu bermuara pada kerugian keuangan. Salah satu teknik pemecahan yang diperlukan untuk menekan dan menghindari ketidakefisienan dan ketidakekonomisan biaya adalah dengan analisa perbandingan pondasi yang merupakan salah satu metode atau teknik pengendalian biaya.

Pada pekerjaan pondasi, Penulisan tugas akhir ini menggunakan metode perbandingan. Teknik ini menggunakan pendekatan dengan menganalisa perbandingan antara nilai terhadap fungsinya dimana proses yang ditempuh adalah menekan pengurangan biaya dengan tetap memperhatikan fungsinya. dengan membandingkan desain struktur pondasi tiang pancang dengan desain pondasi sumuran. penerapan analisa perbandingan yang dilakukan dengan cara menghitung daya dukung terhadap kekuatan bahan dari beton, terhadap kekuatan tanah, perhitungan penulangan pondasi, perhitungan tulangan spiral, perhitungan harga satuan, pondasi sumuran dan tiang pancang yang dijadikan lebih efektif dan efisien. Namun, dalam langkah-langkah menghitung luasan penampang pondasi tersebut tetap dalam tata cara perencanaan yang ada dan struktur tersebut masih dalam kategori aman. Misalnya, pada pondasi tiang pancang dengan ukuran 35x35 kedalaman 11,8 m, dengan pondasi sumuran D50 kedalaman 8 m.

Sesuai dengan hasil perbandingan pondasi antara tiang pancang dan sumuran, didapatkan kesimpulan dari hasil perbandingan biaya desain awal Rp. 1.960.423.359,00 dan biaya hasil analisa perbandingan sebesar Rp. 971.908.464,00. Ini berarti dengan diterapkannya penerapan analisa perbandingan didapatkan penghematan sebesar Rp. 988.514.895,00. Presentasi penghematan yang terjadi yaitu : 50,42%. jadi dengan menggunakan perbandingan alternatif, pondasi sumuran lebih efisien dan efektif dibandingkan dengan pondasi tiang pancang.

Kata Kunci :**Perbandingan alternatif, Tiang pancang, Pondasi Sumuran, Ekonomis**

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji syukur kehadirat Tuhan Yesus Kristus yang telah memberikan hikmat serta kemampuan sehingga penulis dapat menyelesaikan Skripsi yang berjudul **“Analisa Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dan Pondasi Sumuran Pada Proyek Pembangunan Persada Hospital Araya-Malang”**, yang merupakan salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Tak lepas dari berbagai hambatan, rintangan, dan kesulitan yang muncul, namun berkat petunjuk dan bimbingan dari semua pihak yang telah membantu, penulis dapat menyelesaikan Skripsi ini. Sehubungan dengan hal tersebut, dalam kesempatan ini penulis menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Bapak Ir. Soeparno Djivo, MT. selaku Rektor ITN Malang
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1.
4. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT. selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1 dan Koordinator Bidang Manajemen Konstrksi
5. Bapak Ir. H. Edi Hargono D.P., MS selaku Dosen Pembimbing I
6. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Dosen Pembimbing II
7. Orang Tua atas kasih sayang dan dukungan yang tiada henti
8. Teman-teman Teknik Sipil S-1 atas kekompakan dan kerja sama yang luar biasa.

9. Dan semua pihak yang turut membantu dalam penyelesaian Skripsi ini yang tidak dapat saya sebutkan satu persatu.

Dengan segala kerendahan hati penulis menyadari bahwa dalam penyusunan Skripsi ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu kritik dan saran yang membangun dari pembaca sangat penulis harapkan, akhir kata semoga Skripsi ini dapat bermanfaat bagi pembaca.

Malang, Agustus 2014

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

LEMBAR PENGESAHAN SKRIPSI

LEMBAR PERSETUJUAN SKRIPSI

KATA PENGANTAR i

ABSTRAK ii

DAFTAR ISI iii

DAFTAR TABEL v

DAFTAR GAMBAR vi

BAB I : PENDAHULUAN.....1

1.1 Latar Belakang Masalah.....1

1.2 Rumusan Masalah 3

1.3 Maksud Dan Tujuan Penelitian.....3

1.4 Batasan Masalah.....4

1.5 Manfaat Penelitian 4

BAB II : LANDASAN TEORI.....5

2.1 Pengertian Pondasi Secara Umum 5

2.2 Klasifikasi Pondasi.....6

 2.2.1 Pondasi Dangkal 6

 2.2.2 Pondasi Dalam 7

 2.2.3 Pondasi Sumuran (Kaison) 8

2.3 Pondasi Tiang Bor 13

2.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor 16

 2.4.1 Daya Dukung Ujung 19

 2.4.2 Daya Dukung Selimut 19

2.5 Daya Dukung Kelompok Tiang 20

2.6 Pembebatan 25

 2.6.1 Beban Mati 25

 2.6.2 Beban Hidup 26

 2.6.3 Beban Gempa (di atas muka tanah) 26

2.7 Konversi Data ke Parameter Tanah.....27

BAB III : METODE PENELITIAN	31
3.1 Sasaran Studi	31
3.2 Data Perencanaan	32
3.3 Pedoman Perencanaan.....	33
3.4 Pengolahan Data.....	33
3.5 Sumber data.....	33
3.5.1 Data Sekunder	33
3.5.2 Data Primer	34
3.6 Pondasi Sumuran.....	34
3.6.1 Macam – macam Bentuk Pondasi Sumuran	35
3.6.2 Penggunaan Pondasi Sumuran	36
3.6.3 Jenis-jenis pondasi Sumuram dan Pelaksanaan	36
3.6.4 Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran (Kaison).....	38
3.7 Diagram Alir	42
BAB IV : ANALISA DAN HASIL PEMBAHASAN	43
4.1 Uraian Singkat.....	43
4.2 Pembebanan	49
4.3 Dimensi Balok dan Kolom.....	50
4.4 Perhitungan Pembebanan	50
4.4.1 Perhitungan Beban Plat yang Bekerja pada Lantai 2 dan 3	50
4.4.2 Pembebanan Pada Portal Memanjang	51
4.4.3 Pembebanan Pada Portal Melintang	63
4.5 Pembebanan Gempa	93
4.5.1 Perhitungan Berat Tiap Lantai	93
4.5.2 Perhitungan Waktu Getar Alami (T)	108
4.5.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal Akibat Gempa	108
4.6 Analisa Fungsi Pekerjaan Pondasi	112
4.7 Hasil Analisa Dimensi dan Rancangan Anggan	114
4.7.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran	114
4.7.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran dalam Kelompok	117
4.7.3 Perhitungan Penulangan Pondasi	118
4.7.4 Penulangan Poer Pondasi Sumuran	120

4.7.5 Penulangan Pondasi sumuran	123
4.7.6 Perhitungan Tulangan Spiral	129
4.8 Rencana Anggaran Biaya Untuk Pondasi Sumuran.....	127
BAB V : KESIMPULAN DAN SARAN.....	137
5.1 Kesimpulan	137
5.2 Saran	137
DAFTAR PUSTAKA	139
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

2.1 Faktor Keamanan Untuk Pondasi Tiang	18
2.2 Nilai gamma	29
2.3 Konsistensi Tanah Menurut G.A. Leonards (1962)	30
2.4 Konsistensi Tanah	30
3.1 Faktor Aman yang Disarankan (<i>Reese & O'Neills, 1989</i>)	39
4.1 Rincian Rencana Anggaran Biaya dan Bobot Pekerjaan	47
4.2. <i>Breakdown</i> Pekerjaan Pembangunan Persada Hospital	48
4.3 Distribusi gaya Pada Portal Atap	110
4.4 Distribusi Gaya Pada lantai 2-3.....	111
4.5 Analisa Fungsi Pekerjaan Pondasi	112
4.6 Analisa Keuntungan dan Kerugiaan.....	113
4.7 Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi.....	116
4.8 Pelat Stiglet/Wipel	120
4.9 Usulan Pekerjaan Struktur Pondasi Sumuran	136

DAFTAR GAMBAR

2.1 Pondasi Batu kali	6
2.2 (a)Pondasi Telapak (b) Pondasi Telapak Menerus.....	7
2.3 Pondasi Rakit	7
2.4 (a) Pondasi Dalam (b) Pondasi Tiang Pancang (c) Ponadasi Sumuran	8
2.5 Tahapan pelaksaanan Pondasi Tiang Bor	16
2.6 Daya Dukung pondasi Tiang Bor.....	17
2.7 Skema jarak Antar Tiang	21
2.8 Skema Kontribusi daya dukung Tiang	22
2.9 Skema Efisiensi Kelompok Tiang	23
2.10 Skema pondasi Tiang Kelompok	24
2.11 Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Uji kerucut Statis (Sondir).....	29
3.1 Contoh Bentuk- Bentuk Pondasi Sumuran (kaison)	35
3.2 .Proses Pembuatan kaison Terbuka.....	37
3.3. Proses Pembuatan Kaison Tekan	38
3.4. Reaksi Akibat tanah Padat (<i>Bearing Pile</i>)	39
3.5 Denah Struktur Lantai 1	40
3.6 Denah Struktur Lantai 2-3	41
3.7. Denah Struktur Portal Atap	41
3.8 Diagram Alir	42
4.1. Potongan Melintang Kuda-Kuda Rangka Baja	69
4.2 Potongan Setengah Kuda-Kuda Rangka Baja	70
4.3 Pembebanan Akibat Beban Gording	73
4.4 .Pembebanan Akibat Beban Atap	73
4.5 Pembebanan Akibat Beban Plafon	75
4.6 Pembebanan Akibat Beban Hidup	77
4.7 Pembebanan Akibat Beban Angin	78
4.8 Potongan Melintang Jurai Rangka Baja.....	81
4.9 Potongan Setengah Jurai Rangka Baja.....	82
4.10 Pembebanan Akibat Beban Gording	83

4.11 Pembebanan Akibat Beban Atap	84
4.12 Pembebanan Akibat Beban Plafon.....	86
4.13 Pembebanan Akibat Beban Hidup	88
4.14 Pembebanan Akibat Beban Angin	89
4.15 Distribusi Gaya Geser Horisontal Akibat Gempa Pada Atap	109
4.16 Distribusi Gaya Geser Horisontal Akibat Gempa Pada lantai 2-3.....	110
4.17 Titik Koordinat Sumuran	119
4.18 .Penulangan Poer Pondasi Sumuran	123
4.19. Pondasi Sumuran.....	126

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar belakang

Pondasi menurut disiplin Ilmu Teknik Sipil adalah suatu bagian struktur atau lapisan tanah padat yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure*) kelapisan tanah dibawahnya yang mempunyai daya dukung cukup dan tidak boleh terjadi penerusan melebihi batas yang diijinkan. Sehingga diperlukan desain dan metode pelaksanaan yang tepat pada konstruksi ini. Selain itu di dalam perencanaan juga terlihat untuk karakteristik tanah di kota Malang yang cukup bagus dimana δ_{tanah} 1,5-2 kg/cm².

Peninjauan kembali desain dan metode pelaksanaan pada struktur pondasi sebagai suatu alternative desain ini diberikan, karena penulis melihat adanya potensi untuk dapat melakukan penghematan dari segi biaya pada proyek ini. Perencanaan awal dapat melakukan penghematan dari segi biaya pada proyek ini. Perencanaan awal struktur pondasi pembangunan Persada Hospital ini semula dengan menggunakan pondasi tiang pancang 35 x 35 cm dari permukaan tanah. Berdasarkan pengamatan secara umum dari beberapa proyek pembangunan yang telah dilaksanakan pada beberapa lokasi di kota Malang, terdapat potensi untuk melakukan penghematan terhadap desain pondasi serta kedalaman pondasi pada proyek Persada Hospital. Alternatif desain pondasi yang diusulkan baru diharapkan dapat memberikan penghematan biaya, sehingga menghasilkan anggaran biaya yang efisien dan optimal.

Permasalahan yang dikaji adalah bagaimana memunculkan alternatif-alternatif sebagai pengganti pekerjaan yang sesungguhnya. Analisa ini bertujuan untuk mengetahui besarnya penghematan biaya setelah dilakukan alternatif yang dipilih. Analisa dimulai dengan melakukan survei mencari data untuk kemudian dilakukan penghematan biaya.

Biaya pada segmen-segmen pekerjaan tersebut dipengaruhi dari beberapa aspek, diantaranya dilihat dari segi bahan, cara penggerjaan, jumlah tenaga kerja, waktu pelaksanaan dan lain-lain. Aspek pembiayaan yang besar menjadi pusat perhatian untuk dilakukan analisa kembali dengan tujuan untuk mencari penghematan. Hal tersebut memunculkan banyak alternatif-alternatif yang dijadikan dasar pemikiran untuk melakukan kajian yang sifatnya tidak mengoreksi kesalahan-kesalahan yang dibuat perencana maupun mengoreksi perhitungannya. Namun, lebih mengarah ke penghematan biaya yang akan diperoleh dari modifikasi terhadap elemen bagian gedung. Oleh karena itu dilakukan suatu penghematan biaya, agar biaya-biaya dan usaha-usaha yang tidak diperlukan atau tidak mendukung dapat dihilangkan sehingga nilai atau biaya proyek tersebut dapat berkurang.

Proyek pembangunan gedung PERSADA HOSPITAL menggunakan pondasi tiang pancang, mengingat bahwa kondisi tanah dilokasi proyek relatif baik dan dimungkinkan juga menggunakan jenis pondasi yang lain seperti pondasi sumuran. Oleh karenanya, untuk mendapatkan alternatif yang perlu dilakukan kajian penghematan. Dari beberapa alternatif tersebut yang mungkin dilaksanakan dan perlu dikaji alternatif mana yang efektif dan efisien.

Beranjak dari beberapa hal diatas maka dalam skripsi ini saya memilih judul **“ANALISA PERBANDINGAN PONDASI TIANG PANCANG DAN PONDASI SUMURAN PADA PROYEK PEMBANGUNAN PERSADA HOSPITAL ARAYA - MALANG”**

1.2Rumusan Masalah.

Rumusan masalah dalam pelaksanaan pembangunan gedung PERSADA HOSPITAL diantaranya :

1. Alternatif jenis pondasi Tiang Pancang atau Sumuran yang efektif dan efisien pada pembangunan PERSADA HOSPITAL?
2. Berapakah besarnya penghematan biaya untuk struktur pondasi pada proyek pembangunan PERSADA HOSPITAL?

1.3 Tujuan Penelitian.

Tujuan dari penulisan ini memberikan manfaat, yakni:

1. Untuk mengetahui jenis pondasi Tiang Pancang Atau Sumuran yang efektif dan efisien pada pembangunan PERSADA HOSPITAL.
2. Untuk mengetahui besarnya penghematan biaya untuk struktur pondasi pada proyek pembangunan PERSADA HOSPITAL

1.4. Batasan Masalah.

Penulisan dilakukan pada saat tahap pelaksanaan, maka Batasan Masalah yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Analisis hanya dilakukan pada struktur bawah khususnya pada pekerjaan pondasi pada proyek Persada Hospital Araya-Malang.
2. Analisa yang dilakukan adalah diluar kebijakan dari pemilik, perencana ataupun pelaksana proyek.
3. Alternatif pondasi yang dipertimbangkan dibatasi diantaranya: Pondasi Tiang pancang, dan Pondasi sumuran.
4. Metode kerja dan produktifitas sesuai dengan SNI 2002.
5. Tidak mengurangi kekuatan struktur.

1.5. Manfaat.

1. Memberikan informasi atau rekomendasi baik kepada *owner*, perencana maupun pelaksana proyek mengenai alternatif jenis pondasi yang efektif dan efisien dalam perencanaan struktur pondasi pada proyek pembangunan Persada Hospital.
2. Memberikan informasi alternative perencana *item* pekerjaan suatu bangunan dengan menganalisa perbandingan pondasi bangunan tersebut.
3. Memberikan informasi bagi mahasiswa terutama mahasiswa Teknik Sipil tentang cara menerapkan penghematan biaya pada proyek konstruksi.
4. Memberikan informasi dan masukan kepada para pembaca terutama praktisi sebagai bahan referensi dalam penelitian lain terutama yang berkaitan dengan penelitian ini.

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Pondasi Secara Umum

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

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

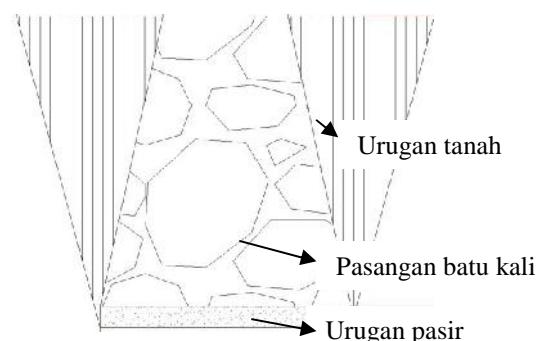
2.2 Klasifikasi Pondasi

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

2.2.1 Pondasi Dangkal

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

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

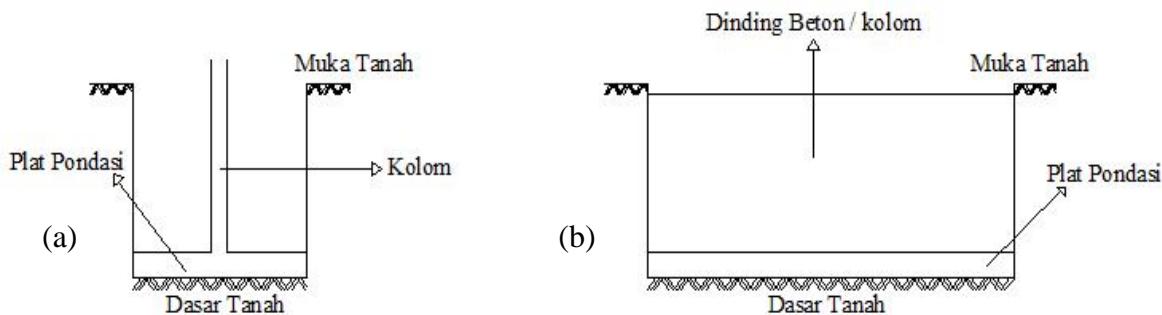


Gambar 2.1. Pondasi Batu Kali

2. Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit di bawah

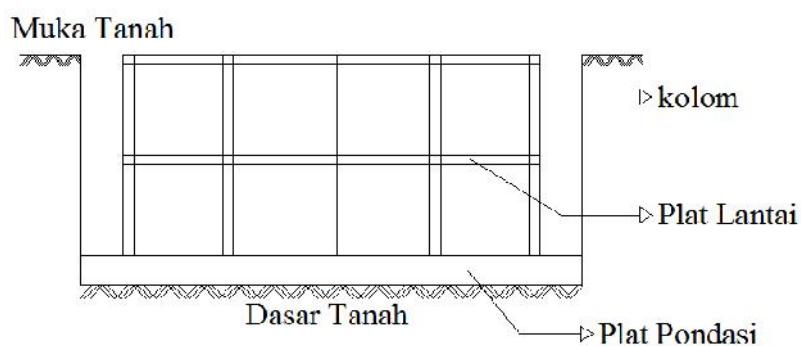
permukaan tanah (Sosarodarsono, S., Nakazawa, K. 1981. 79). Pondasi telapak atau yang sering disebut dengan *footplatini* berbentuk seperti telapak kaki setempat yang diletakkan tepat pada kolom bangunan. Pondasi telapak terbuat dari beton bertulang dengan bentuk telapak persegi atau persegi panjang.

3. Pondasi telapak menerus, adalah pondasi telapak yang dibuat memanjang sepanjang dinding bangunan. Ini adalah versi menerus dari pondasi *footplat*.



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

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



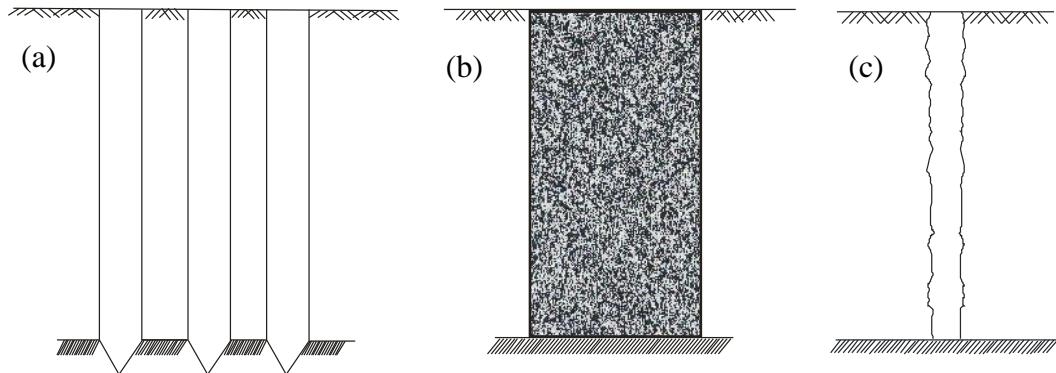
Gambar 2.3. Pondasi Rakit

2.2.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam di definisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras yang letaknya cukup dalam dari permukaan tanah dasar. Kedalaman

pondasi dari muka tanah adalah lebih dari lima kali lebar pondasi ($D > 5B$). Pondasi ini pada umumnya digunakan untuk mendukung beban bangunan tingkat tinggi yang memiliki beban cukup besar. Berikut beberapa contoh pondasi dalam :

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



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

2.2.3. 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.

a Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

Jenis ini dibedakan antara kaison terbuka (*open caisson*) dan kaison tekanan (*pneumatic caisson*).

a) Kaison terbuka (*open caisson*)

Kaison terbuka dibuat berdasarkan prosedur sebagai berikut:mula-mula bagian yang tajam dibuat di permukaan tanah (dalam beberapa hal,pada sisinya). Ketika pengerjaan tubuh beton sudah mendekati penyelesaian, penggalian dalam kaison dimulai.Selama penggalian,kaison mulai terbenam.Kemudian bagian atas dari tubuh kaison terbenam dan mendekati dasar pondasi,unit kaison yang lain mulai disambungkan.Kemudian penggalian di dalam kaison dan penambahan tubuh kaison diulangi,sampai kaison berpijak pada kedalaman yang direncanakan.Akhirnya, lantai beton dasar dikerjakan,Kemudian bahan-bahan (tanah,pasir atau air) pada kaison diisikan,lalu lantai penutup beton diselesaikan.

b) Kaison tekanan (*pneumatic caisson*)

Konstruksi tubuh kaison sama dengan kaison terbuka,tetapi dalam cara ini dipakai ruang kerja yang kedap udara dengan memasang langit-langit setinggi 1,8 meter sampai 2,0 meter dari sisi kaison.Kemudian kedalam ruang kerja dimasukan udara bertekanan yang sama besar dengan tekanan air tanah,untuk mencegah air membanjiri ruang tersebut,sehingga penggalian didalam ruang tersebut dapat dilakukan,baik dengan tenaga manusia maupun mesin.Untuk kaison besar,dipakai 2 buah pintu udara,satu untuk jalan masuk/keluar pekerja dan lainya untuk tempat mengeluarkan tanah maupun pasir.Untuk kaison tekanan,jika penurunan tidak terjadi lagi,walaupun masih berada didalam waktu penurunan,akibat gaya geser permukaan tanah pada tubuh kaison

ataupun tekanan udara pada ruang kerja, beban penurunan lebih banyak dapat disesuaikan bila dibandingkan dengan kaison terbuka, yaituh dengan meletakan beban (terutama air) pada langit-langit pelat. Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, ke dalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan pendukung tanah diperiksa berdasarkan suatu cara dan keamanan tanah pondasi telah terjamin.

b Penggunaan Pondasi Sumuran

Pondasi kaison dipakai sebagai pondasi bangunan yang besar,bila cara pemotongan terbuka tidak dapat dipakai,akibat adanya air yang naik,atau endapan pada dasar pondasi dan lain-lainnya,dan disamping itu bila daya dukung (vertical atau mendatar) tidak mencukupi dalam pondasi tiang,atau bila penuruan atau getaran memegang peranan dalam penilaian pemakaiaannya.

Pondasi Sumuran digunakan apabila:

- Bila tanah keras terletak lebih dari 30 m diatas permukaan tanah, pondasi plat kaki atau jenis pondasi langsung lainnya akan menjadi tidak hemat (galian tanahnya terlalu dalam & lebar).
 - Bila air permukaan tanah terletak agak tinggi, konstruksi plat beton akan sulit dilaksanakan karena air harus dipompa dan dibuang ke luar lubang galian.
 - Dalam kondisi ini, pondasi sumuran menjadi pilihan tepat untuk konstruksi yang tanah kerasnya terletak lebih 30 m diatas permukaan tanah.

c. Daya Dukung Pondasi Sumuran

Persamaan daya dukung Pondasi Sumuran

Keterangan :

Qb = Daya dukung ujung (kg)

Ah = Luas penampang (cm^2)

q_c = Tekanan rata-rata (kg/cm^2)

$$\mathbf{Q}_s = \mathbf{A}_s \times \mathbf{F}_s \dots \quad (2)$$

Keterangan :

Q_s = Daya dukung kulit (Kg)

As = Luas selimut (cm²)

F_s = Tahanan dinding (kg/cm²)

Fs dapat dicari dengan persamaan :

$$Q_{\text{ult}} = Q_b + Q_s \dots \quad (4)$$

$$Q_{\text{alt}} = \frac{q_{ult}}{sf} \dots \quad (5)$$

Keterangan

Qult = Daya dukung batas (kg)

SF = Angka Keamanan diambil 3 untuk beban tetap

Meyerhof (1956, 1965) menyarankan persamaan sederhana untuk menetukan

besarnya daya dukung diizinkan yang didasarkan penurunan 1 inchi.

Untuk pondasi telapak atau pondasi memanjang,

$$\mathbf{Qa} = \frac{q_c}{30} B < 1,20 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \quad (6)$$

Untuk pondasi telapak bujursangkar,

$$\mathbf{qa} = \frac{Qc}{50} \left[1 + \frac{0.30}{B} \right] B > 1,20 \text{ m} \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

Menurut Tomlinson (1977) untuk menentukan kapasitas dukung izin tiangpancang didasarkan pada rumusan sebagai berikut :

$$Q_a = \frac{A_b Q_c + A_s f_s}{S_f} (8)$$

dimana :

Q_a = kapasitas dukung izin (kg/cm , t/m)

q_c = tahanan konus rata-rata (kg/cm^2)

A_s = luas keliling tiang (cm^2)

f_s = tahanan gesek satuan antara dinding tiang dan tanah (kg/cm^2)

S_F = faktor keamanan

Tahanan gesek satuan antara dinding tiang dan tanah (f_s), secara empiris dapat

diperoleh dari nilai tahanan ujung kerucut yang diberikan oleh Mayerhof (1956)

sebagai

berikut :

1. Untuk tiang pancang beton dan kayu pada tanah pasir

$$f_s = \frac{Q_c}{200} (\text{kg/cm}^2) (9)$$

2. Untuk tiang pancang baja profil H pada tanah pasir

$$f_s = \frac{Q_c}{400} (\text{kg/cm}^2) (10)$$

d. Penulangan Pondasi Sumuran

Penulangan pondasi sumuran dapat dilihat sebagai berikut:

Perhitungan daya dukung sumuran dapat diperoleh berdasarkan kekuatan pendukung beban yang diterima. dengan persamaan :

$$\phi P_n = 0,80 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st})$$

Dimana :

ϕP_n = Kuat tekan beton aksial (ton)

f'_c = Mutu beton (kg/cm^2)

f_y = Mutu baja (kg/cm^2)

A_g = Luas kotor penampang kolom (cm^2)

A_{st} = Luas tulangan (cm^2)

= Faktor Reduksi Tulangan

2.3 Pondasi Tiang Bor

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

Pondasi tiang bor dipasang dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi tulangan dan dicor beton. Pondasi ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membuat lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air atau lembek, maka dibutuhkan pipa atau casing untuk menahan dinding lubang dan akan ditarik keluar pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (*end bearing*).

Adapun beberapa keuntungan penggunaan pondasi tiang bor adalah sebagai berikut :

1. Getaran dan keriuhan pada saat melaksanakan pekerjaan sangat kecil, cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduknya.
2. Pondasi tiang bor dibuat tanpa sambungan sehingga dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter yang besar, juga untuk tiang yang lebih panjang. Lebih jauh, panjang tiang dapat ditetapkan dengan mudah.
3. Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak dan daya dukung tiap tiang juga lebih besar, sehingga tumpuan dapat dibuat lebih kecil.

4. Selain cara pemboran dalam arah berlawanan dengan putaran jarum jam, tanah galian dapat diamati secara langsung dan sifat-sifat tanah pada lapisan antara atau ada tanah pendukung pondasi dapat langsung diketahui.
5. Pengaruh jelek terhadap bangunan di dekatnya cukup kecil.

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

1. Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang diletakkan di bawah air dan kualitasnya setelah selesai lebih rendah dari tiang-tiang pracetak. Di samping itu, pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung.
2. Ketika beton dituangkan, dikuatirkan adukan beton bercampur dengan runtuhan tanah, oleh karena itu beton harus segera dituangkan dengan seksama setelah penggalian dilakukan.
3. Walaupun penetrasi sampai ke tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi, kadang-kadang terjadi tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang tertimbun di dasar.
4. Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton, untuk pekerjaan yang kecil mengakibatkan biaya yang melonjak.
5. Karena pada cara pemasangan tiang yang diputar berlawanan arah jarum jam dipakai air, maka lapangan akan menjadi sangat kotor dan perlu dipikirkan bagaimana menangani tanah yang telah digali.

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

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

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

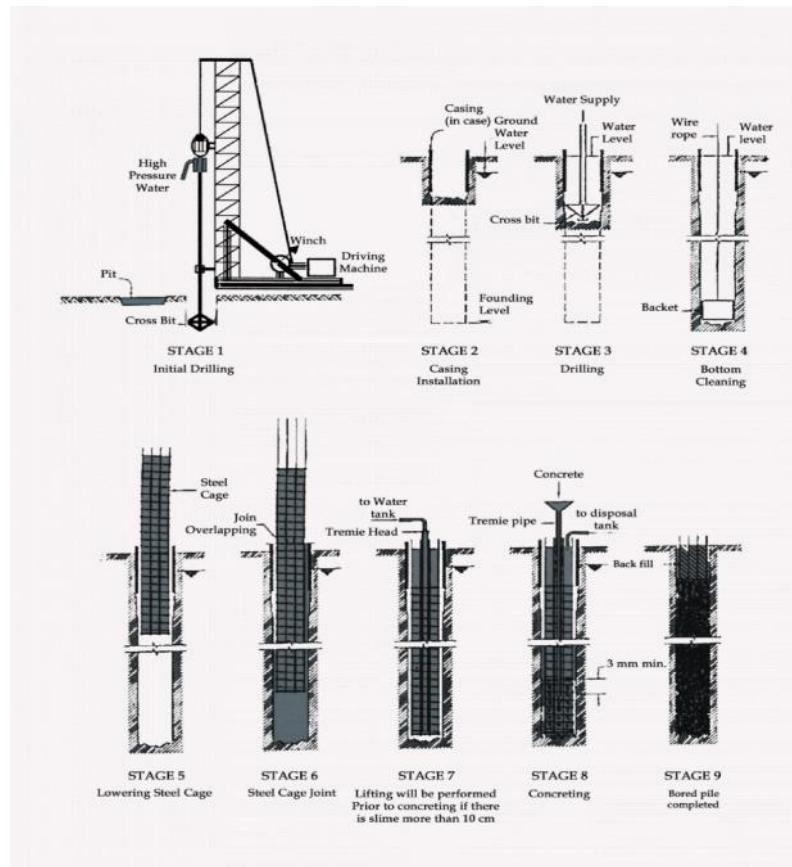
2. Pelaksanaan dengan *casing*

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

3. Pelaksanaan dengan *slurry*

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

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



Gambar 2.5. Tahapan pelaksanaan pondasi tiang bor

2.4 Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

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

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

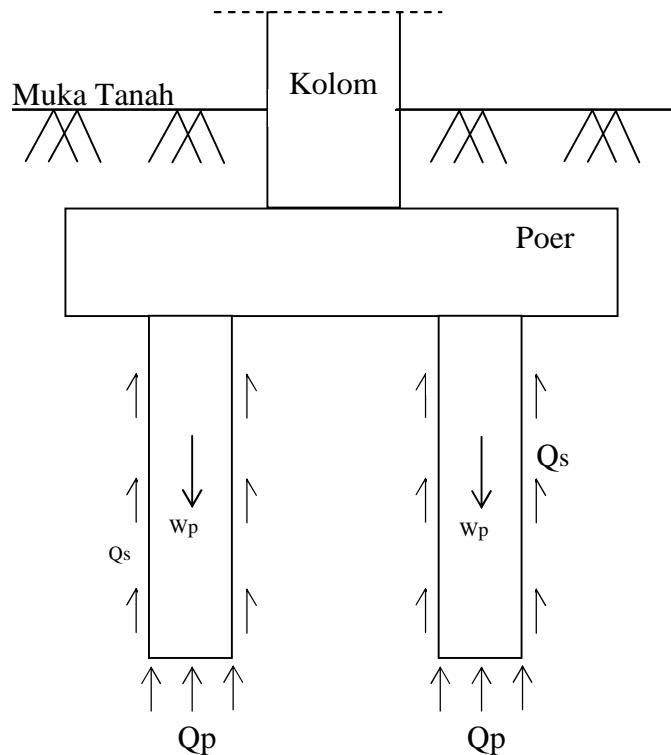
dimana :

Q_u : daya dukung ultimit tiang

Q_p : daya dukung ujung tiang (ultimit)

Q_s : daya dukung selimut tiang (ultimit)

W_p : berat sendiri tiang



Gambar 2.6. Daya dukung pondasi tiang bor

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

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

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

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

atau

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

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

Tabel 2.1. Faktor keamanan untuk pondasi tiang

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

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

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

1. Pengendalian baik : kondisi tanah cukup homogen dan kontruksi didasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan professional, terdapat informasi uji pembebanan di atau di dekat lokasi proyek dan pengawasan kontruksi dilakukan secara ketat.

2. Pengendalian normal : situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi di atas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
3. Pengendalian kurang : tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik.
4. Pengendalian buruk : kondisi tanah amat buruk dan sulit ditentukan, penyelidikan geoteknik tidak memadai

2.4.1 Daya Dukung Ujung

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

$$Q_p = q_p \cdot A$$

dimana :

Q_p : daya dukung ultimit tiang (kg)

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

A : luas penampang tiang bor (cm^2)

2.4.2 Daya Dukung Selimut

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

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

dimana :

Q_s : daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

f_s : gesekan selimut tiang (kg/m^2)

L : panjang tiang (cm)

p : keliling penampang tiang (cm)

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

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

dimana :

: faktor adhesi

c_u : kohesi tanah (kN/m^2)

Berdasarkan hasil penelitian Resee, faktor koreksi terhadap adhesi () dapat diambil sebesar 0,55.

2.5 Daya Dukung Kelompok Tiang

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

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

dimana :

n : jumlah tiang

P : gaya aksial yang terjadi (kN)

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

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

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

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

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

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

dimana :

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

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

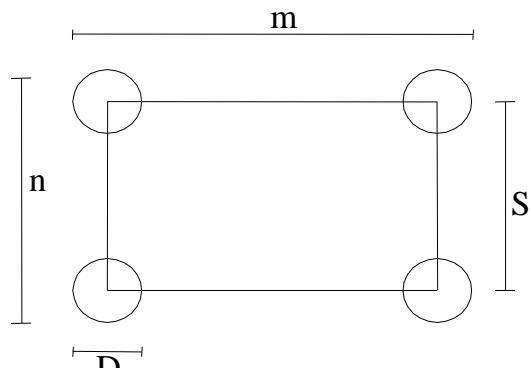
n : jumlah tiang

η : Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

1. Jarak antara tiang dalam kelompok

syarat jarak tiang :



Gambar 2.7. Skema jarak antar tiang

- $S \geq 2,5D$

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

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

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

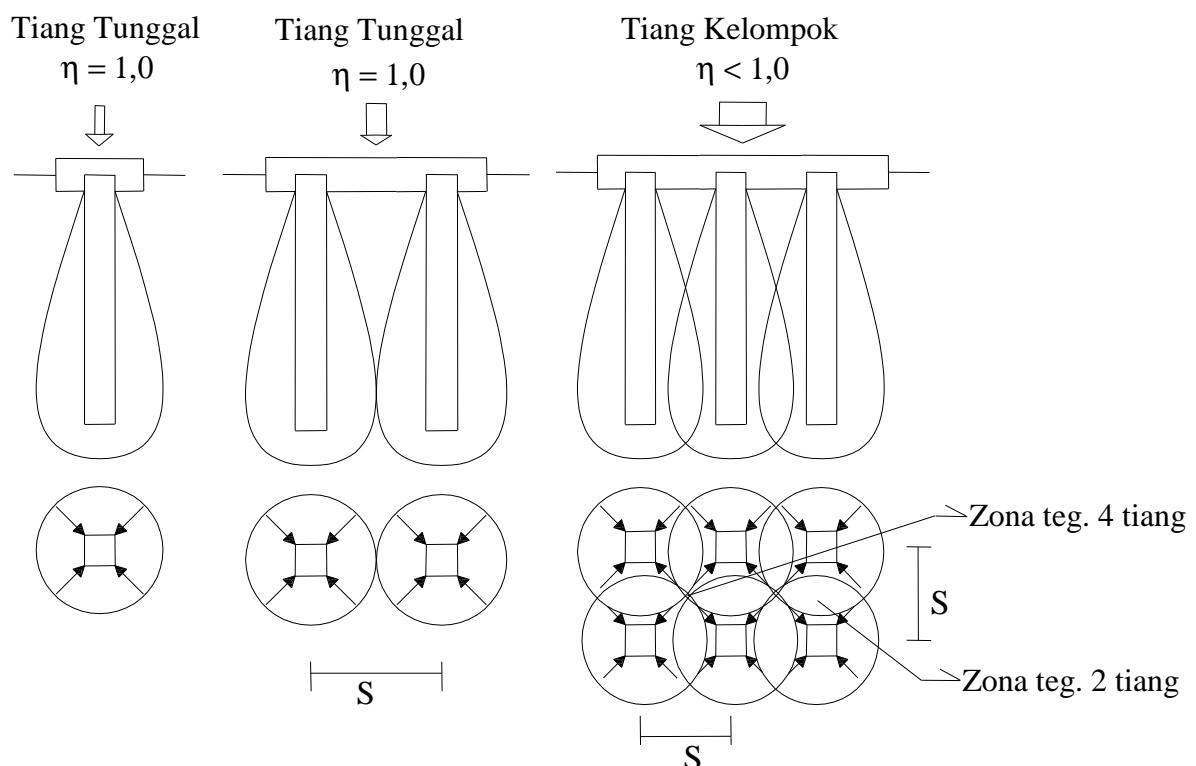
- $S = 2,00 \text{ m}$

Jika terlalu renggang, konstruksi poer akan mahal.

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

Konstruksi akan lebih ekonomis tetapi kurang aman.

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



Gambar 2.8. Skema kontribusi daya dukung tiang

Berikut beberapa persamaan untuk menghitung efisiensi kelompok tiang :

1. Formula sederhana

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

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

dimana :

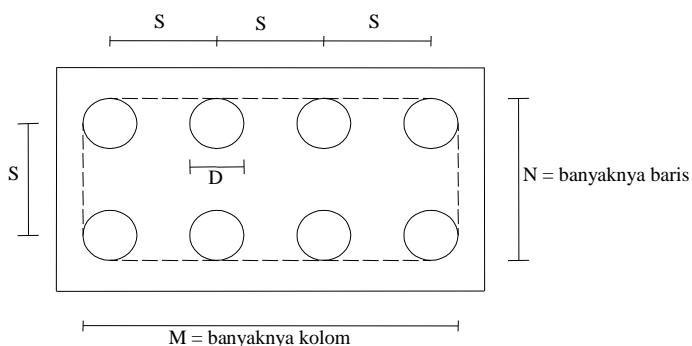
m : jumlah tiang pada deretan baris

n : jumlah tiang pada deretan kolom

s : jarak antar tiang

D : diameter atau sisi tiang

p : keliling dari penampang tiang



Gambar 2.9. Skema efisiensi kelompok tiang

2. Formula Converse-Labarre

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

dimana :

m : jumlah tiang pada deretan baris

n : jumlah tiang pada deretan kolom

θ : $\tan^{-1}(D/s)$, dalam derajat

s : jarak antar tiang

D : diameter atau sisi tiang

p : keliling dari penampang tiang

3. Formula Los Angeles

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

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

4. Formula Seiler-Keeney

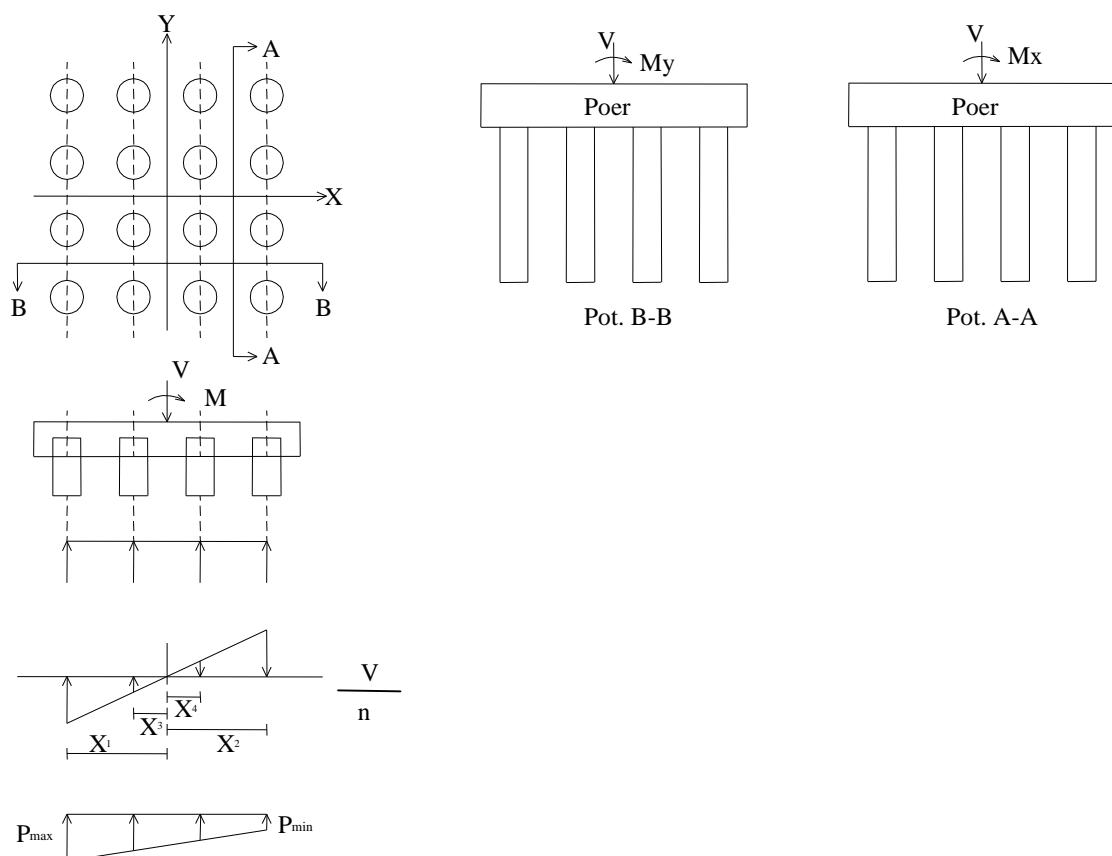
$$Eg = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7).(m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana s dinyatakan dalam satuan meter.

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

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

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



Gambar 2.10. Skema pondasi tiang kelompok

Dari gambar di atas dapat dirumuskan :

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

dimana :

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

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

n : Banyaknya jumlah tiang (buah)

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

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

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

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

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

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

X^2 : Jumlah kuadrat absis tiang (m^2)

Y^2 : Jumlah kuadrat ordinat tiang (m^2)

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

2.6 Pembebanan

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

- **Beban Mati**

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987, maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal $= 21 \text{ kg/m}^2$

- Berat tegel per cm tebal = 13 kg/m^2
- Berat isi beton bertulang = 2400 kg/m^3

- **Beban Hidup**

Semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah-pindah.

Sesuai dengan PPIUG 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

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

- **Beban Gempa (di atas muka tanah)**

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

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

dimana :

V : Gaya geser rencana total akibat beban gempa

C_i : faktor respon gempa

I : faktor keutamaan gedung

R : faktor reduksi gempa

T : Waktu getar alami fundamental struktur gedung

W_t : Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

- **Berat Total Gedung**

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

- **Beban Gempa Nasional Statik Ekivalen (F_i)**

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

dimana :

W_i : Berat lantai ke – i termasuk beban hidup

Z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i

n : Jumlah Tingkat

2.7 Konversi Data ke Parameter Tanah

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

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

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

1. $qc = 4N$

dimana : N : Nilai SPT

qc : tahanan konus (kg/cm^2)

2. Hubungan N dan qc dari jenis tanah

- Lanau, lempung, lanau berpasir sedikit kohesif, $N = 2.qc$
- Pasir bersih halus sampai sedang, pasir sedikit lanau, $N = 3,5.qc$
- Pasir kasar dan pasir sedikit kerikil, $N = 5.qc$
- Kerikil berpasir, $N = 6.qc$

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

- $= \sqrt{20N} + 15$ (Ohsaki)
- $= \sqrt{12N} + 25$ (Dunham)
- $= \sqrt{12N} + 20$ (Mayerhof)
- $= \sqrt{12N} + 15$ (Peck)

4. Konversi ke nilai c (kohesi)

$$c = \frac{qc}{14} (\text{kg/cm}^2)$$

5. Nilai gamma (γ), n, e, dan w.

$$\gamma = \gamma d (1+w)$$

dimana :

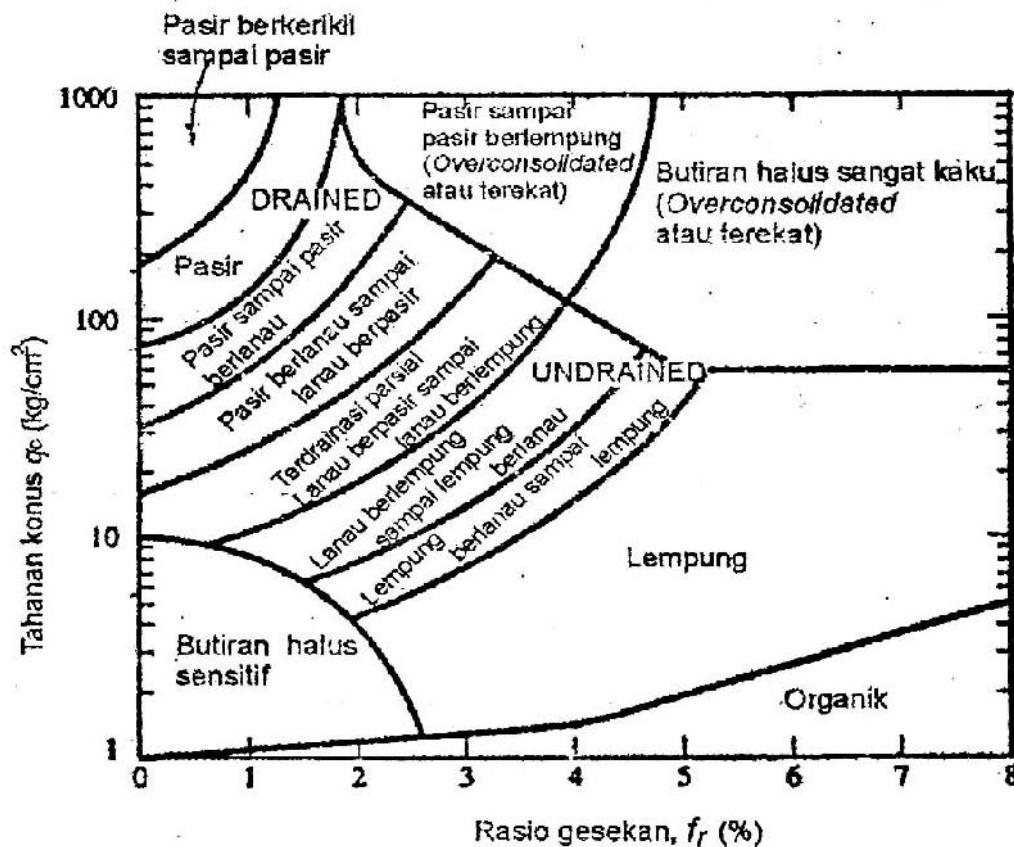
w : kadar air jernih, dalam persen terhadap berat kering

γd : berat volume tanah kering

γ : berat volume tanah basah

Sebelum mendapatkan nilai gamma, tentukan klasifikasi tanah pada lapangan dengan menggunakan grafik (gambar 2.11.), klasifikasi tanah pada gambar 2.11. ditentukan oleh

rasio gesekan (f_r) yaitu perbandingan antara q_c dan f_s . Selanjutnya nilai n , e , dan w yang digunakan dapat dilihat pada tabel 2.2.).



Gambar 2.11. Klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis (sondir)
(Robertson, 1986)

Tabel 2.2. Nilai Gamma

Deskripsi Tanah	Porositas (n)	Angka pori (e)	Kadar Air (w) %	Berat Unit		
				(gr/ cm³)	γ_d	γ_{sat}
Pasir seragam, tidak padat	0,46	0,85	32	1,43	1,89	
Pasir seragam, padat	0,34	0,51	19	1,75	2,09	
Pasir butiran campuran, tidak padat	0,40	0,67	25	1,59	1,99	
Pasir butiran campuran, padat	0,30	0,43	16	1,86	2,16	
Lanau angina	0,50	0,99	21	1,36	1,86	
Tanah glasial, butiran sangat campur	0,20	0,25	9	2,12	2,32	
Lempung glasial lunak	0,55	1,20	45	1,22	1,77	
Lempung glasial kaku	0,37	0,60	22	1,70	2,07	
Lempung agak organik, lunak	0,66	1,90	70	0,93	1,58	
Lempung sangat organik, lunak	0,75	3,00	110	0,68	1,43	
Lempung montmorillonit, lunak	0,84	5,20	19	0,43	1,27	

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

Tabel 2.3. Konsistensi tanah menurut G.A. Leonards (1962)

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

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

Tabel 2.4. Konsistensi tanah

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

BAB III

METODOLOGI PENELITIAN

3.1 Sasaran Studi

Penelitian ini merupakan proses yang terdiri dari beberapa tahap.Tiap tahapan merupakan bagian yang menentukan untuk menjalankan tahapan selanjutnya.Teori-teori yang sudah ada merupakan dasar dalam melaksanakan penelitian dan mengacu pada latar belakang dan tujuan yang hendak dicapai.Untuk mendapatkan penelitian yang baik, diperlukan suatu urutan langkah yang cermat.Hal ini dikarenakan penelitian merupakan suatu proses yang saling berinteraksi satu sama lainnya.Sehingga setiap langkah perlu dilaksanakan secara cermat.

Metodelogi penelitian adalah langkah-langkah dan rencana dari proses berpikir dan memecahkanmasalah,mulaidaripenelitianpengdahulu,penemuanmasalah,pengamatan,pengumpulan data baik dari referensi tertulis maupun observasi langsung di lapangan, kemudian melakukan pengolahan dan interpretasi data sampai penarikan kesimpulan atas permasalahan yang diteliti.

Sasaran studi dalam penelitian ini adalah untuk mendapatkan alternatif jenis pondasi yang lebih efektif dan efisien setelah dilakukan analisa penghematan biaya pada proyek Persada Hospital Araya- Malang. Setelah dilakukan penghematan biaya .Dari alternatif jenis pondasi diharapkan dapat dilakukan optimasi,sehingga dapat diperoleh suatu nilai konstruksi yang efisien.

Penelitian ini difokuskan kepada alternatif jenis pondasi berdasarkan perhitungan serta data-data teknis dari proyek-proyek sejenis yang telah dilakukan sebelumnya di wilayah kota Malang. Dari penelitian ini diharapkan akan diperoleh hasil alternatif jenis

pondasi yang lebih efisien dan efektif baik dari segi pelaksanaan maupun dari segi biaya yang ekonomis.

3.2 Data Perencanaan

Dalam melakukan studi *analisa perbandingan* data perencanaan asli mengenai pembangunan Persada Hospital sangat diperlukan. Data ini dijadikan sebagai acuan agar fungsi dan kegunaan gedung nantinya tidak berubah dari rencana awal.

GAMBARAN UMUM PROYEK

Data umum Pembangunan Persada Hospital Malang ini adalah sebagai berikut:

- Nama Proyek : **PEMBANGUNAN GEDUNG RUMAH SAKIT HOSPITAL PERSADA.**
- Lokasi Proyek : **Perumahan Kota Araya Jl. Panji Suroso Malang – JawaTimur.**
- Pemilik Proyek : **PT. PERSADA MEDIKA RAYA**
- Konsultan Struktur : **SUNIARADJA & REKAN**
- Kontraktor Pelaksana : **PT. CITRA MANDIRI CIPTA**
- Luas Bangunan : **$\pm 18000 \text{ m}^2$**
- Biaya : **Rp. 29.750.000.000, -**
- Sumber Dana : **PT. PERSADA MEDIKA RAYA**
- Bahan dan Mutu : **Beton mutu K-300 untuk plat lantai dan K-350 untuk balok & kolom.**
- Struktur utama : **Beton bertulang**
- Pondasi : **Pondasi Tiang Pacang**

Data perencanaan dari proses *analisa perbandingan* meliputi merumuskan masalah, mengumpulkan fakta, mengenal objek (produk) dengan mengkaji fungsi dan mencatat biaya. *Out put*pada tahap perencanaan ini adalah perkiraan biaya untuk melakukan fungsi dasar. Perkiraan biaya fungsi dasar ini kemudian dibandingkan dengan taksiran bagian dari seluruh bagian. Bila biaya seluruh bagian jauh melebihi biaya fungsi

dasar, kemungkinan besar peningkatan nilai bias dilakukan. Salah satu teknik yang dapat dipergunakan pada data perencanaan yaitu menggunakan analisa *breakdown*.

3.3 Pedomaan Perencanaan

1. Peraturan Pembebasan 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)

3.4 Pengolahan Data

Data tanah yang digunakan adalah data tanah sondir (CPT) untuk data tanah sondir, $qc = 135 \text{ kg/cm}^2$ terletak pada lapisan tanah keras. Kedalaman lapisan tanah keras terletak di kedalaman 5,2 m. Nilai ini akan digunakan sebagai acuan penempatan ujung pondasi tiang bor.

3.5 Sumber Data

Sumber data yang dikumpulkan dalam penelitian ini terdiri dari 2 jenis data yaituh data sekunder dan data primer. Dengan proses pengumpulan data sebagai berikut:

3.5.1 Data sekunder

Data sekunder yaituh data yang diperoleh dari instansi-instansi terkait, dan juga melalui studi literature di perpustakaan dan internet. Studi literature dilakukan untuk mendapatkan data, teori-teori yang dihubungkan dan menunjang penelitian maupun hasil-hasil studi mengenai obyek penelitian dalam rangka memecahkan beberapa permasalahan dalam proses penelitian dan analisanya nanti.

instansi terkait, dan tinjauan pustaka.

- Data teknis struktur pondasi Data struktur teknis pondasi yang digunakan dalam penelitian ini adalah data teknis struktur pondasi dari pembangunan Persada Hospital Araya Malang
- Rencana Anggaran biaya (RAB) pembangunan Persada Hospital Araya-Malang
- Time Schedulle rencana Pelaksanaan proyek
- Gambar rencana proyek Persada Hospital Araya-Malang.

Data gambar digunakan sebagai acuan dalam menganalisa data-data lainnya yang meliputi gambar rencana,tampak,potongan dan lain-lain.

3.5.2 Data primer.

Data primer adalah data yang diperoleh dari berbagai sumber dan produktifitasnya

3.6 Pondasi Sumuran

Alasan pemilihan pondasi sumuran.

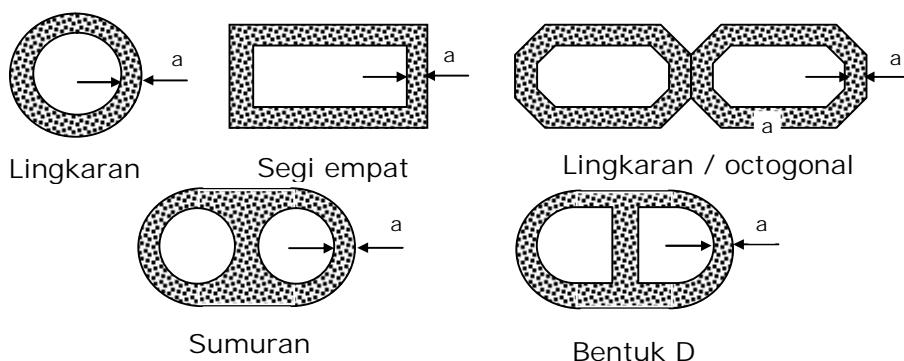
Pondasi Sumuran merupakan salah satu alternatif pengganti Pondasi Tiang Pancang pada Proyek Persada Hospital Araya malang.Hal ini disebabkan karena Pondasi sumuran dipilih karena lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam, berkisar antara 3,5 sampai 5 meter. Kedalaman ini bagi pondasi dangkal terlalu dalam, tetapi bagi pondasi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah fondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Karena cara pelaksanaan tipe sumuran, akan lebih mudah dibandingkan kedua tipe yang lain.Oleh karena itu ,Proses perencanaan pondasi sumuran mempunyai tiga tahap dasar yaitu :

1. Penyelidikan tanah yang cukup teliti untuk dapat menentukan mungkin tidaknya penggunaan sumuran dilihat dari segi teknis dan pembiayaan termasuk menentukan sifat-sifat tanah lapisan pendukung
2. Menentukan bentuk dan metode pelaksanaan serta menetapkan besarnya beban yang diijinkan bekerja pada sumuran yang bersangkutan.
3. Merubah dan memperbaiki jika dianggap perlu disesuaikan dengan keadaan ataupun masalah yang timbul pada waktu pelaksanaan.

3.6.1. 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
- d. Sumuran ganda
- e. Bentuk D ganda



Gambar 3.1 Contoh bentuk-bentuk pondasi sumuran (Kaison)

3.6.2 Penggunaan Pondasi Sumuran

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-batuhan 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.

3.6.3 Jenis – jenis pondasi sumuran dan pelaksanaan.

Pondasi sumuran (kaison) dibedakan menjadi kaisaon terbuka (*open caisson*) dan kaison tekanan (*pneumatic caison*)(sosrodarsono, S dan Nakazawa, K; 2000:141)

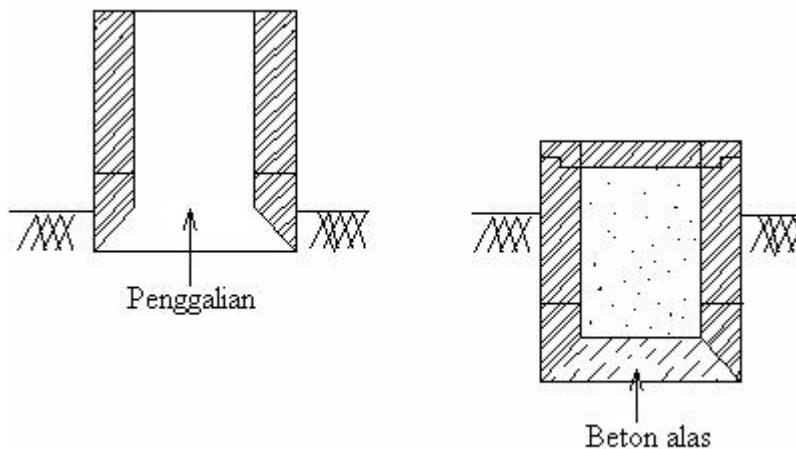
- a. Kaison Terbuka (*Open caison*)

Kaison terbuka di buat berdasarkan prosedur yang di perlihatkan dalam Gbr.

2.2 Mula – mula bagian yang tajam dibuat di permukaan tanah (dalam

beberapa hal, pada sisinya). Ketika penggerjaan tubuh beton mendekati penyelesaian, penggalian di dalam kaison di mulai. Selama penggalian, kaison mulai terbenam. Kemudian ketika tubuh kaison mulai tenggelam dan mendekati dasar pondasi, unit kaison yang lain mulai disambungkan, diulangi lagi sampai kaison berpijak pada kedalaman yang direncanakan.

Untuk cara penggalian, umumnya dilakukan secara basah dengan menggunakan keranjang *clamshell* yang dipasang pada ujung kawat mesin derek (crame). Karena beton lantai dasar umumnya terletak dibawah permukaan air, dipakai cara penggetaran dengan membuat pipa – pipa getar atau memakai beton pracetak.

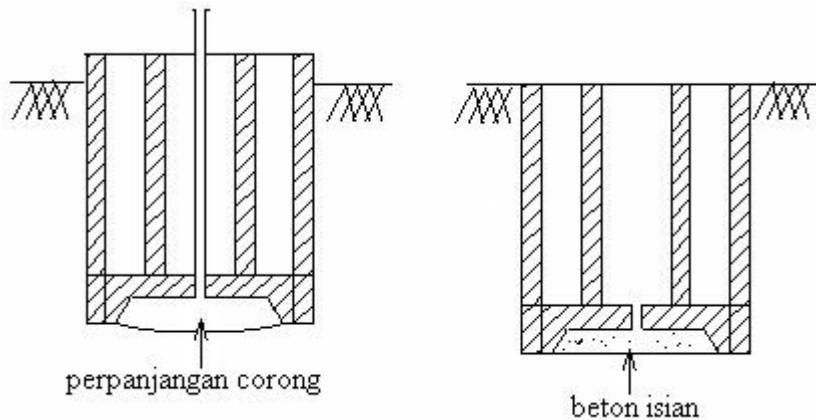


Gambar 3.2 Proses Pembuatan kaison Terbuka

b. Kaison Tekanan (*pneumatic Caisson*)

Konstruksi tubuh kaison sama dengan kaison terbuka, tetapi dalam cara ini dipakai ruang kerja yang kedap udara dengan memasang langit-langit setinggi 1.8 m – 2.0 m dari sisi kaison. Kemudian kedalam ruangan kerja dipompa udara bertekanan sama dengan tekanan air tanah, agar air tidak membanjari ruangan tersebut, sehingga pengalian dapat dilaksanakan. Untuk kaison besar digunakan dua buah pintu udara, satu untuk keluar masuknya pekerja dan

lainnya untuk mengeluarkan pasir. Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, kedalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan tanah diperiksa dan tanah pondasi telah terjamin.



Gambar 3.3 Proses Pembuatan Kaison Tekan

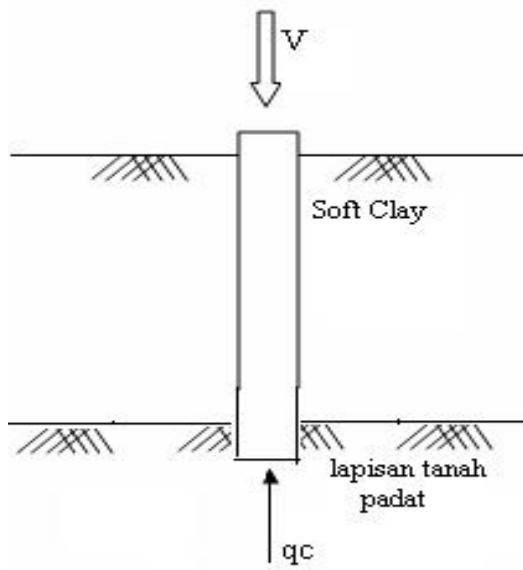
3.6.4. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran (kaison)

Untuk menentukan daya dukung pondasi terlebih dahulu mengetahui data – data tanah, momen yang bekerja dan beban yang menbebani.

Pada sumuran ini umumnya didukung oleh tanah dengan kondisi :

1. Tiang yang tertahan pada ujung (End Bearing Pile)

Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan tanah keras sehingga beban yang ada dipikul oleh lapisan ini di salurkan kedalam tanah keras yang berada pada ujung tiang. Dengan percobaan alat sondir dapat ditentukan sampai berapa kedalaman tiang harus dimasukan ke dalam tanah dan berapa daya dukung pada kedalaman tersebut.



Gambar 3.4 Reaksi akibat tanah padat (Bearing pile)

Menentukan daya dukung ultimate

Dalam perencanaan pondasi sumuran ini, daya dukungnya menggunakan rumus pondasi antara lain:

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

$$q_u = 40 \times N_b \times A_p$$

Daya dukung ijin (Q_a)

$$Q_a = \frac{q_u}{n}$$

Dimana :

Q_u = Daya dukung tanah

Q_a = Daya dukung ijin tanah

N_b = Nilai N SPT pada elevasi dasar tiang

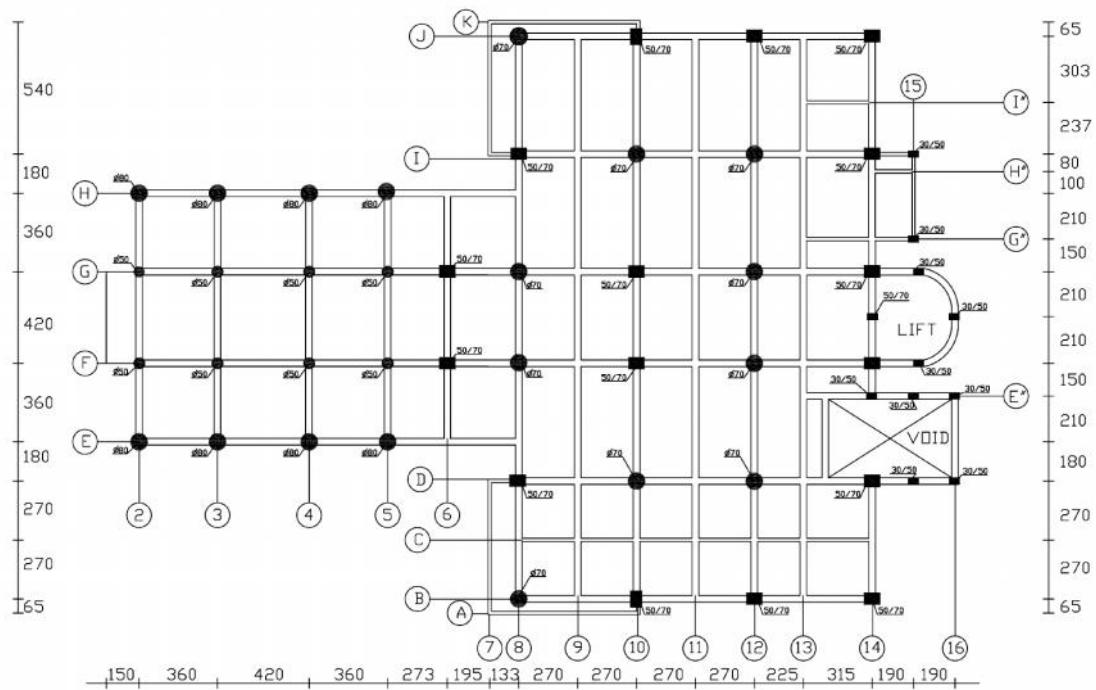
A_p = Luas penampang dasar tiang

Tabel 3.1 Faktor aman yang disarankan (Reese & O' Neill, 1989)

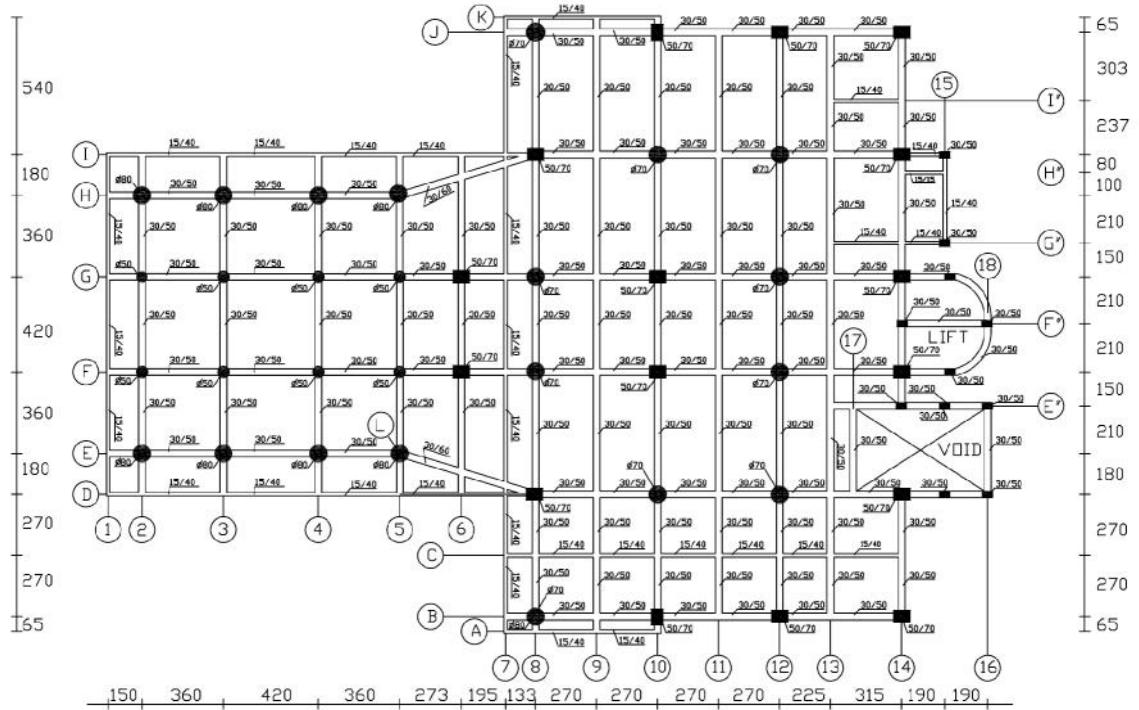
Klasifikasi Struktur	Faktor Keamanan (SF)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol Jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2.3	3	3.5	4
Permanen	2	2.5	2.8	3.4
Sementara	1.4	2	2.3	2.8

Sumber ; Hardiyatmo, H.C., Teknik Pondasi II; 108

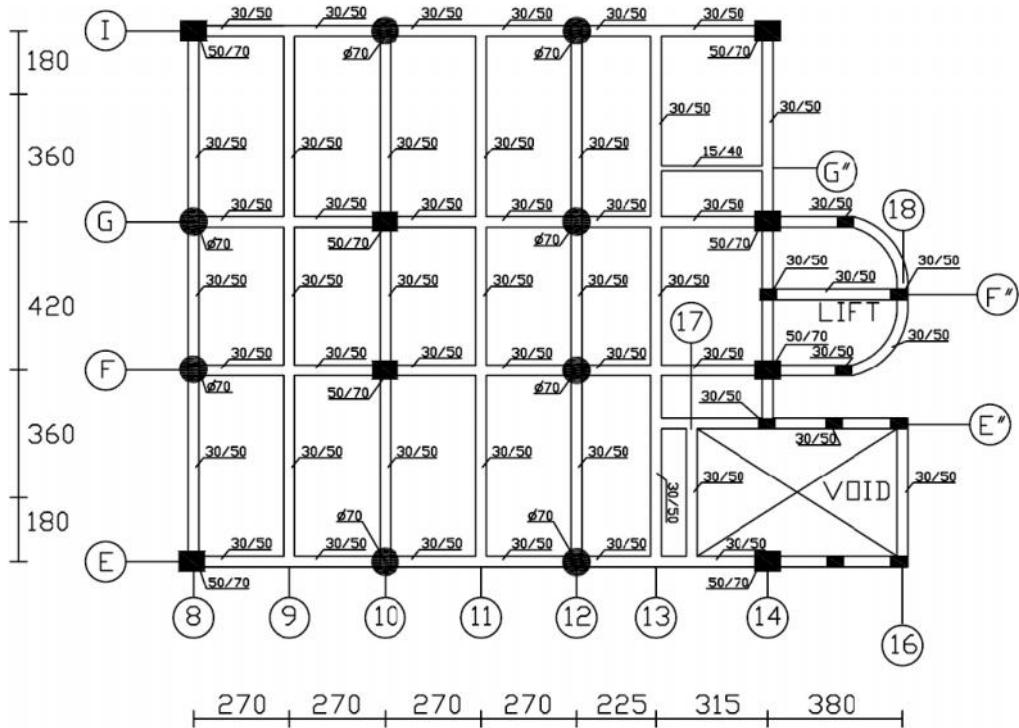
Pengambilan faktor keamanan (n) untuk Q_s lebih rendah daripada keamanan untuk Q_p kareana gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil dari pada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan FK = 2.5 baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung tiang .



Gambar 3.5 Denah Struktur Lantai 1

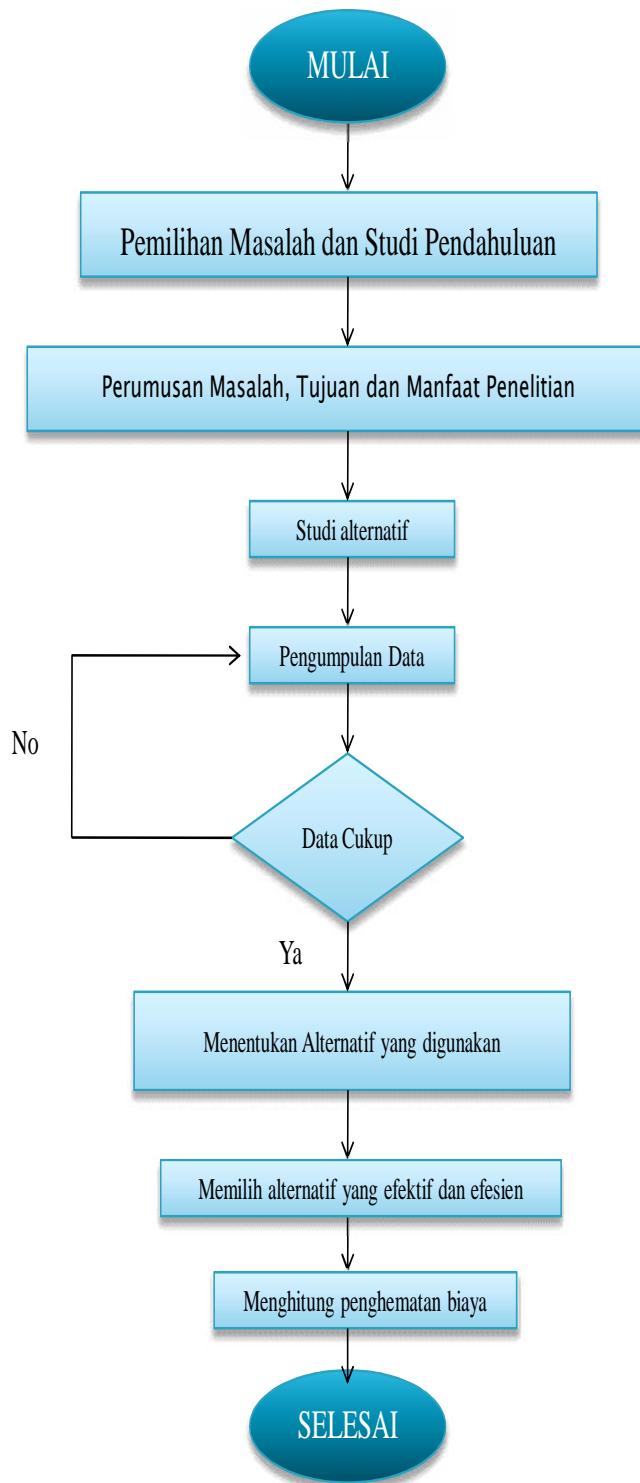


Gambar 3.6 Denah Struktur Lantai 2-3



Gambar 3.7 Denah Struktur Portal Atap

Diagram Alir



BAB IV

ANALISA DAN HASIL PEMBAHASAN

4.1 Uraian singkat

Rencana pembangunan Persada Hospital Malang mempunyai maksud dan tujuan sebagai berikut:

- a. Sebagai sarana kesehatan tempat menyelenggarakan upaya kesehatan dengan memberdayakan berbagai kesatuan personil terlatih dan terdidik dalam menghadapi dan menangani masalah medis untuk pemulihan dan pemeliharaan yang baik
- b. Mewujudkan derajat kesehatan yang optimal bagi masyarakat.
- c. Melaksanakan upaya kesehatan secara berdaya guna dan berhasil guna dengan mengutamakan upaya penyembuhan dan pemeliharaan yang dilaksanakan secara serasi dan terpadu dengan upaya peningkatan dan pencegahan serta melaksanakan rujukan.
- d. Menyelenggarakan pelayanan medic dan non medic,pelayanan dan asuhan keperawatan, pendidikan dan pelatihan, penelitian dan pengembangan,pelayanan rujukan upaya kesehatan,administasi umum dan keuangan.

Dengan adanya pembangunan rumah sakit ini sangatlah membantumasyakat yang ada di Malang dalam perawatan orang sakit di tangani semakin baik dan cepat.

Metode Pelaksanaan Pondasi Sumuran dan Tiang Pancang

1. Tiang Pancang

Pemancangan pacang harus dirancang, dicor dan dirawat untuk memperoleh kekuatan yang diperlukan sehingga tahan terhadap pengangkutan, penanganan, dan tekanan

akibat pemancangan tanpa kerusakan. Tiang pancang segi empat harus mempunyai sudut-sudut yang ditumpulkan. Pipa pancang berongga (hollow piles) harus digunakan bilamana panjang tiang yang diperlukan melebihi dari biasanya. Baja tulangan harus disediakan untuk menahan tegangan yang terjadi akibat pengangkatan, penyusunan dan pengangkutan tiang pancang maupun tegangan yang terjadi akibat pemancangan dan beban-beban yang didukung. Selimut beton tidak boleh kurang dari 40 mm dan bilamana tiang pancang terekspos terhadap air laut atau korosi lainnya, selimut beton tidak boleh kurang dari 75 mm. Langkah pelaksanaan pondasi tiang pancang ‘lalu lintas dan jalan akses untuk mobilisasi, alat pemancang, Mengatur posisi tiang Pemancangan tiang, Penyambungan tiang, Kepala tiang, Produksi tiang pancang, Membawa tiang pancang ke lokasi.

Pelaksanaannya akan dijelaskan seperti dibawah ini :

1. Persiapan Lokasi Pemancangan

Mempersiapkan lokasi dimana alat pemancang akan diletakan, tanah haruslah dapat menopang berat alat. Bilamana elevasi akhir kepala tiang pancang berada di bawah permukaan tanah asli, maka galian harus dilaksanakan terlebih dahulu sebelum pemancangan. Perhatian khusus harus diberikan agar dasar pondasi tidak terganggu oleh penggalian diluar batas-batas yang ditunjukan oleh gambar kerja.

2. Persiapan Alat Pemancang

Pelaksana harus menyediakan alat untuk memancang tiang yang sesuai dengan jenis tanah dan jenis tiang pancang sehingga tiang pancang tersebut dapat menembus masuk pada kedalaman yang telah ditentukan atau mencapai daya dukung yang telah ditentukan, tanpa kerusakan. Bila diperlukan, pelaksana dapat melakukan penyelidikan tanah terlebih dahulu. Alat pancang yang digunakan dapat dari jenis drop hammer, diesel atau hidrolik. Berat palu pada jenis drop hammer sebaiknya tidak kurang dari jumlah berat tiang beserta topi pancangnya. Sedangkan untuk diesel hammer berat palu tidak boleh

kurang dari setengah jumlah berat tiang total beserta topi pancangnya ditambah 500 kg dan minimum 2,2 ton.

3. Penyimpanan Tiang Pancang

Tiang pancang disimpan di sekitar lokasi yang akan dilakukan pemancangan. Tiang pancang disusun seperti piramida, dan dialasi dengan kayu 5/10. Penyimpanan dikelompokan sesuai dengan type, diameter, dimensi yang sama.

4. Pemacangan

Kepala tiang pancang harus dilindungi dengan bantalan topi atau mandrel. Tiang pancang diikatkan pada sling yang terdapat pada alat, lalu ditarik sehingga tiang pancang masuk pada bagian alat.



Gambar Pemancangan Tiang Pancang Ditarik dengan Sling

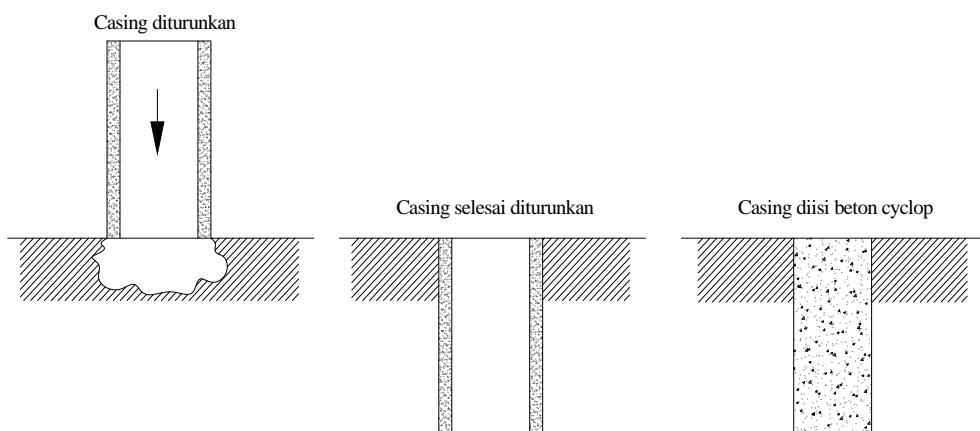
2 Pondasi sumuran

Cara pelaksanaan pondasi sumuran ini pada proyek “PERSADA HOSPITAL” adalah:

Dengan Casing yang Ditinggal

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

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



Gambar Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Ditinggal

Tabel 4.1
Rincian Rencana Anggaran Biaya dan Bobot Pekerjaan

NO	Uraian Pekerjaan	Bobot (%)	Biaya
1.	Biaya fisik		
	Sub.Pembangunan Gedung Utama	78,399	Rp.20.763.699.000,-
	Sub. Pembangunan Pagar depan	1,702	Rp. 707.479.000,-
	Sub.Pembangunan pagar samping & belakang	3,760	Rp .1.100.664.000,-
	Sub. Pembangunan Saluran	2,739	Rp. 853.531.000,-
	Sub.Pembangunan PJU	2,142	Rp. 805.368.000,-
	Sub pembangunan Taman	0,680	Rp .431.159.000,-
	Sub.pembangunan urugan & paving	10,578	Rp. 5.088.100.000,-
	Seluruh Biaya Sudah termasuk PPN 10%		
	Jumlah Total Biaya	100	Rp. 29.750.000.000,

Sumber:RAB Persada Hospital

Analisa Breakdown dilakukan dengan mengidentifikasi pekerjaan yang akan dianalisa pada proyek pembangunan **Persada Hospital Malang**.Dari RAB dapat dilihat bahwa pekerjaan pekerjaan pembangunan gedung utama memiliki rencana biaya yang besar dibandingkan dengan pekerjaan lainnya,yaituh sebesar 78,149% dari total biaya pekerjaan, sedangkan untuk pekerjaan pondasi memiliki biaya sebesar 10,616% dari biaya pembangunan gedung utama atau 8,297% dari total biaya pembangunan,maka breakdown akan dilakukan pada pekerjaan tersebut.

Untuk melihat potensi item pekerjaan yang akan di analisa perbandingan dari item pekerjaan tersebut dibandingkandengan biaya total keseluruhan proyek.untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada table 4.2

Tabel 4.2
Breakdown Pekerjaan Pembangunan Persada Hospital

No	Uraian Pekerjaan	Biaya
A	Pekerjaan persiapan	Rp. 376.048.156,58
B	Pekerjaan Tanah	Rp. 462.414.472,96
C	Pekerjaan Pondasi <ul style="list-style-type: none"> ➤ Urugan Pasir Bawah Pondasi dan Pile Cape ➤ Aanstampeng ➤ Pondasi Batu Kali 1:4 ➤ Pondasi Rollag ➤ Pile Cap ➤ Pondasi Tiang Pancang ➤ Ongkos pancang ➤ Pembobokan tiang pancang 	Rp. 7.520.098,61 Rp. 60.865.678,70 Rp. 481.626.848,68 Rp. 23.899.968,33 Rp. 567.350.765,00 Rp. 109.760.000,00 Rp. 648.800.000,00 Rp. 60.600.000,00 Rp. 1.960.423.359,00
D	Pekerjaan Struktur Beton	Rp. 7.924.649.184,45
E	Pekerjaan Pasangan dan Plesteran	Rp. 1.153.553.383,42
F	Pekerjaan Lantai dan Pelapis Dinding	Rp. 2.519.155.730,76
G	Pekerjaan Kuseng,Daun pintu & Jendela	Rp. 452.067.972,86
H	Pekerjaan Atap	Rp. 3.431.894.927,35
I	Pekerjaan Plafond	Rp. 102.645.946,00
J	Pekerjaan Railing	Rp. 699.422.718,79
K	Pekerjaan Cat	Rp. 219.929.195,03
L	Pekerjaan Sanitair	Rp. 163.601.869,98
M	Pekerjaan Penangkal Petir	Rp. 150.000.000,00
N	Pekerjaan Instalasi Elektrikal	Rp. 942.828.135,00
O	Pekerjaan Instalasi Mekanikal	Rp. 1.067.716.417,00
P	PPN 10%	Rp. 1.705.788.146,92
Total Biaya Pekerjaan Struktur		Rp. 20.763.699.616,23

Distribusi biaya pada tabel diatas merupakan harga pekerjaan pada elemen pembangunan gedung utama. Dan jika dilihat, pekerjaan struktur memang mempunyai biaya yang besar dari biaya elemen bangunan lainnya. Namun pada perhitungan kali ini pekerjaan pondasi yang akan dipilih untuk dilakukan *analisa perbandingan* karena mempunyai potensial untuk terjadi penghematan biaya, dimana jika dilihat dari hasil sondir sudah terdapat tanah kaku di kedalaman 8 m. Namun dalam perencanaan yang ada, pondasi direncanakan sampai kedalaman 12 m. Selain itu didalam perencanaan juga terlihat untuk karakteristik tanah di kota malang yang cukup bagus dimana $\sigma_{tanah} = 1,5 - 2 \text{ kg/cm}^2$. Sehingga dapat disimpulkan kedalaman pondasi dapat disesuaikan dengan kedalaman rencana yang baru

4.2 Pembebanan

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

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

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

- Beton bertulang : 2400 kg/m³
- Pasangan bata merah (½ batu) : 250 kg/m²
- Spesi per cm tebal : 21 kg/cm²
- Berat tegel per cm tebal : 22 kg/cm²

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

- Bangunan rumah tinggal : 200 kg/cm²

4.3 Dimensi Balok dan Kolom

1. Balok

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

2. Kolom

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

4.4 Perhitungan Pembebanan

4.4.1 Perhitungan Beban Plat Yang Bekerja Pada Lantai 2-3

• Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} - & \text{Berat sendiri plat} &= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 &= 288 \text{ kg/m}^2 \\ - & \text{Berat plafond + penggantung} &= (11 + 7) \text{ kg/m}^2 &= 18 \text{ kg/m}^2 \\ - & \text{Berat spesi per cm tebal } 21 \text{ kg/m}^2 &= 2 \times 21 \text{ kg/m}^2 &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ - & \text{Berat tegel per cm tebal } 24 \text{ kg/m}^2 &= 2 \times 24 \text{ kg/m}^2 &= 48 \text{ kg/m}^2 \\ - & \text{Berat ducting AC} &&= 15 \text{ kg/m}^2 \\ & && \hline & & qd &= 411 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

• Beban Hidup (ql)

Fungsi bangunan gedung serbaguna $ql = 400 \text{ kg/m}^2$ (PPIUG 1983 ; 17)

4.4.2 Pembebaan Pada Portal Memanjang

Pembebaan Balok lantai

A. Beban mati merata (q_d)

➤ Lantai 2

- Portal memanjang line A dan K

$L = 6.73 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat listplank = (tinggi x tebal x panjang) BJ beton

$$\begin{aligned} &= (1 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} \times 6.73 \text{ m}) 2400 \text{ kg/m}^3 = 1292.16 \text{ kg/m} \\ q_D &= 1392.96 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line B = J

$L = 17.53 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3 \text{ m} \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m} \\ q_D &= 1648.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line C

$L = 17.53 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **D**

Untuk $L = 18.91 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15 \text{ m} \times (0.4\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat listplank = (tinggi x tebal x panjang) BJ beton

$$= (1 \text{ m} \times 0.08 \text{ m} \times 19.81 \text{ m}) 2400 \text{ kg/m}^3 = \frac{3630.72 \text{ kg/m}}{q_D = 3904.32 \text{ kg/m}}$$

Untuk $L = 20 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6\text{m} - 0.5\text{m}) = \frac{1375 \text{ kg/m}}{q_D = 1648.6 \text{ kg/m}}$$

- Portal memanjang line **E = H**

$L = 12.9 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6\text{m} - 0.5\text{m}) = \frac{1375 \text{ kg/m}}{q_D = 1648.6 \text{ kg/m}}$$

- Portal memanjang line **F = G**

$L = 37.01 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \frac{1375}{1648.6} \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line I

Untuk L = 18.91 m, 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15 \text{ m} \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \frac{1375}{1475.8} \text{ kg/m}$$

Untuk L = 16.20 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \frac{1375}{1648.6} \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1.9 m, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15 \text{ m} \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \frac{1375}{1475.8} \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line E'

L = 6.95 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \underline{\underline{1648.6 \text{ kg/m}}}$$

- Portal memanjang line F'

L = 3.8 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \underline{\underline{1648.6 \text{ kg/m}}}$$

- Portal memanjang line G'

L = 5.05 m, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = \underline{\underline{1475.8 \text{ kg/m}}}$$

- Portal memanjang line H'

L = 1.9 m, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1475.8 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line I'

$L = 3.15 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1475.8 \text{ kg/m}$$

- Portal diagonal line L

$L = 6.27 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.30m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1475.6 \text{ kg/m}$$

Lantai 3

- Portal memanjang line A = K

$L = 6.73 \text{ m}$, ukuranbalok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.4m) \\ q_D &= \frac{1025 \text{ kg/m}}{1125.8 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line **B = J**

$L = 17.53 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3 \text{ m} \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m) \\ q_D &= \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line **C**

$L = 17.53 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **D**

Untuk $L = 18.91 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15 \text{ m} \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

Untuk $L = 20 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_D = 1273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Portal memanjang line **E = H**

$L = 12.9 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Portal memanjang line **F = G**

Untuk $L = 18.91 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Untuk $L = 18.10 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_D = 1273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Portal memanjang line **I**

Untuk $L = 18.91 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15 \text{ m} \times (0.4\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Untuk $L = 18.1 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m)$
 $q_D = \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}}$

Untuk $L = 1.9 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m)$
 $q_D = \frac{1000 \text{ kg/m}}{1100.8 \text{ kg/m}}$

- Portal memanjang line E'

$L = 6.95 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m)$
 $q_D = \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}}$

- Portal memanjang line F'

$L = 3.8 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m)$
 $q_D = \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}}$

$$q_D = 1273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **G'**

$L = 5.05 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m) \\ q_D &= \frac{1000}{1100.8} \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line **H'**

$L = 1.9 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m) \\ q_D &= \frac{1000}{1100.8} \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal memanjang line **I'**

$L = 3.15 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m) \\ q_D &= \frac{1000}{1100.8} \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal diagonal line **L**

$L = 6.27 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.30m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5m - 0.5m) = 1000 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1273.6 \text{ kg/m}$$

Portal Atap

- Portal memanjang line **E = I**

$L = 20 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3 m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **F = G**

$L = 18.1 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3 m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **E'**

$L = 6.95 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line **F'**

$L = 3.80 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal memanjang line G'

$L = 5.05 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

4.4.3 Pembebanan Pada Portal Melintang

Pembebanan Balok lantai

B. Beban mati merata (qd)

➤ Lantai 2

- Portal melintang line 1

$L = 15.00 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat listplank = (tinggi x tebal x panjang) x BJ beton

$$\begin{aligned} &= (1m \times 0.08m \times 15) 2400 \text{ kg/m}^3 = 2880 \text{ kg/m} \\ q_D &= 2980.8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal melintang line 2,3,4,5,6

$L = 15.00 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m} \\ q_D &= 1648.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal melintang line 7

$L = 27.10 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15\text{m} \times (0.4\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat listplank = (tinggi x tebal x panjang) x BJ beton

$$\begin{aligned} &= (1\text{m} \times 0.08\text{m} \times 27.1) 2400\text{kg/m}^3 &= 5203.2 \text{ kg/m} \\ q_D &= 5304 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal melintang line 8,9,10

$L = 27.10 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.30 \text{ m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6\text{m} - 0.5\text{m}) &= 1375 \text{ kg/m} \\ q_D &= 1648.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal melintang line 11,12,13

$L = 25.80 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6\text{m} - 0.5\text{m}) &= 1375 \text{ kg/m} \\ q_D &= 1648.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Portal melintang line 14

Untuk $L = 5.40 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$
 $q_D = 1648.6 \text{ kg/m}$

Untuk $L = 16.50$ m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$

 $q_D = 1648.6 \text{ kg/m}$

- Portal melintang line 15

L = 3.90 m, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.15 \text{ m} \times (0.4\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6\text{m} - 0.4\text{m}) = 1400 \text{ kg/m}$

 $q_D = 1500.8 \text{ kg/m}$

- Portal melintang line **16 = 17**

L = 3.90 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$

$$q_D = 1648.6 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **18**

$L = 6.2 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (6m - 0.5m) = 1375 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\underline{q_D = 1648.6 \text{ kg/m}}}$$

Lantai 3

- Portal melintang line **1**

$L = 15.00 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **2,3,4,5,6**

$L = 15.00 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3m \times (0.5m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **7**

$L = 27.10 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.15m \times (0.4m - 0.12m) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \text{ kg/m}$$

- Berat listplank = (tinggi \times tebal \times panjang) \times BJ beton

$$= (1m \times 0.08m \times 27.1) 2400 \text{ kg/m}^3 = 5203.2 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\underline{q_D = 5304 \text{ kg/m}}}$$

- Portal melintang line **8,9,10**

$L = 27.10 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.30 \text{ m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) \\ q_D &= \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

- Portal melintang line **11,12,13**

$L = 25.80 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) \\ q_D &= \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

- Portal melintang line **14**

Untuk $L = 6.05 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding

$$\begin{aligned} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) \\ q_D &= \frac{1000 \text{ kg/m}}{1273.6 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

Untuk $L = 16.50 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding

$$= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$q_D = 1273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- Portal melintang line **15**

$L = 3.90 \text{ m}$, ukuran balok 15/40

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.15 \text{ m} \times (0.4\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 100.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.4\text{m}) = 1025 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $q_D = 1125.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

- Portal melintang line **16 = 17**

$L = 3.90 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $q_D = 1273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

- Portal melintang line **18**

$L = 6.2 \text{ m}$, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton
 $= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
- Berat dinding = berat dinding × tinggi dinding
 $= 250 \text{ kg/m}^2 \times (4.5\text{m} - 0.5\text{m}) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$
 $q_D = 1273.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Portal Atap

- Portal melintang line **8,9,10,11,12,13**

L = 15 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.30 \text{ m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **14**

L = 16.50 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **16 = 17**

L = 3.90 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

- Portal melintang line **18**

L = 6.2 m, ukuran balok 30/50

- Berat sendiri balok = $b \times (h - hf) \times BJ$ beton

$$= 0.3\text{m} \times (0.5\text{m} - 0.12\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 273.6 \text{ kg/m}$$

C. Beban Mati Terpusat (Pd)

- Akibat beban kolom

✓ Lantai 1

Pd1 ³⁰/₅₀ = Berat kolom lantai x Tinggi kolom

$$= 0.3\text{m} \times 0.5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5\text{m} = 1800 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} Pd1^{50/70} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= 0,5m \times 0,7m \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5m = 4200 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pd1 \varnothing_{50} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5m = 2356 \text{ kg} \\ Pd1 \varnothing_{70} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5m = 4618.141 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pd1 \varnothing_{80} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 5m = 6032 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Lantai 2

$$\begin{aligned} Pd1^{30/50} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= 0,3m \times 0,5m \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 6m = 2160 \text{ kg} \\ Pd1^{50/70} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= 0,5m \times 0,7m \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 6m = 5040 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pd1 \varnothing_{50} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 6m = 2827 \text{ kg} \\ Pd1 \varnothing_{70} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 6m = 5542 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Pd1 \varnothing_{80} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 6m = 7238 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Lantai 3

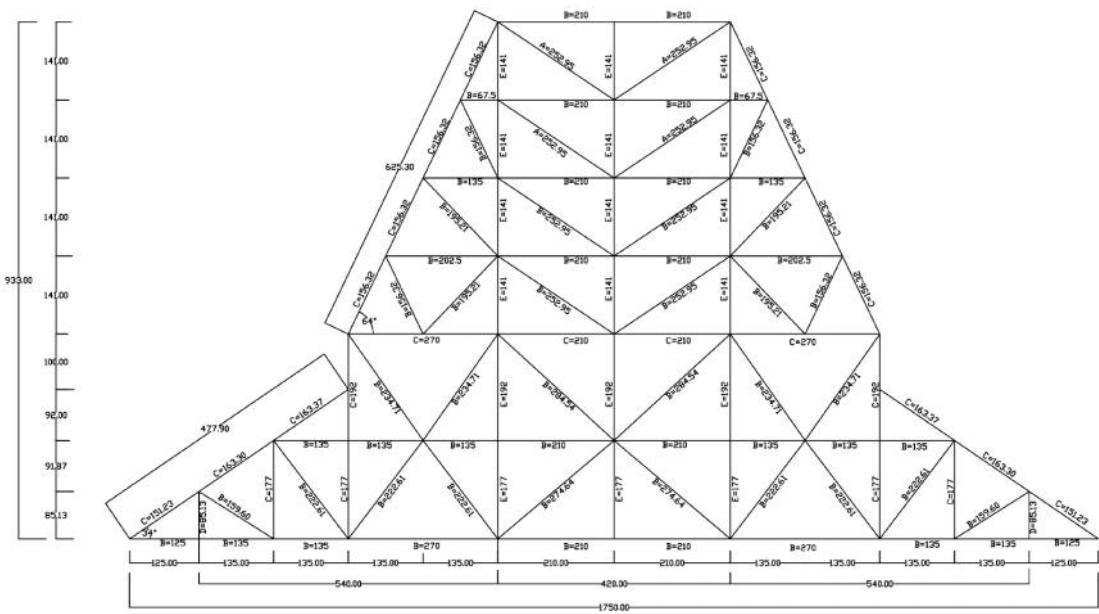
$$\begin{aligned} Pd1^{30/50} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= 0,3m \times 0,5m \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 4,5m = 1620 \text{ kg} \\ Pd1^{50/70} &= \text{Berat kolom lantai} \times \text{Tinggi kolom} \\ &= 0,5m \times 0,7m \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 4,5m = 3780 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pd1 \emptyset_{70} = Berat kolom lantai x Tinggi kolom

$$= \frac{1}{4} D^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 4.5\text{m} = 4156 \text{ kg}$$

D. Beban Atap (Pd)

a. Beban Kuda – Kuda



Gambar.4.1 Potongan Melintang Kuda-Kuda Rangka Baja

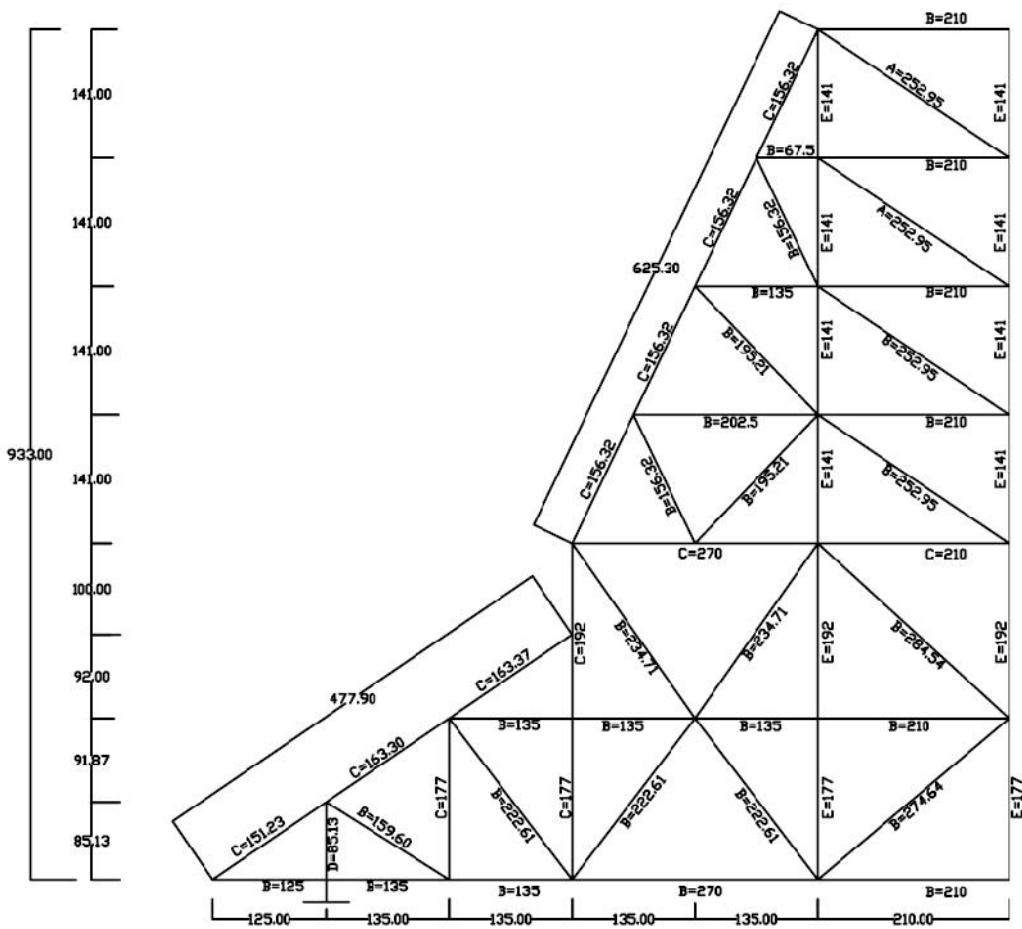
Keterangan : A = 50.50.5

$$B = 60.60.6$$

C = 70.70.7

D = 80.80.8

E = Ø Pipa Schedule, D = 101.6 mm



Gambar 4.2 Potongan Setengah Kuda-Kuda Rangka Baja

Data perencanaan

- Bentang kuda-kuda = 15 m
 - Kemiringan atap = 34 °
 -
 -
 - Tekanan angin = 30 kg/m²
 - Jarak antar kuda-kuda = 4.2 m
 - Kuda- kuda 50.50.5 = G : 3.77 x 2 = 7.54 kg/m
 - Kuda- kuda 60.60.6 = G : 5.42 x 2 = 10.84 kg/m
 - Kuda- kuda 70.70. 7 = G : 7.38 x 2 = 14.76 kg/m
 - Kuda- kuda 80.80.8 = G : 9.66 x 2 = 19.32 kg/m
 - Ø Pipa Schedule D = 101.6 mm = G : 7.77 kg/m
 - Gording kanal (C) 200.75.20.3,2 = G : 9,27 kg/m
 - Genting + usuk 5/7 = G : 50 kg/m²
 - Plafon asbes + penggantung = G : 18 kg/m²

- Jumlah gording = 16 buah
- Panjang batang untuk profil 50.50.5 = $5.059 \times 2 = 10.118\text{m}$
- Panjang batang untuk profil 60.60.6 = $57.999 \times 2 = 115.99\text{m}$
- Panjang batang untuk profil 70.70.7 = $27.545 \times 2 = 55.089\text{m}$
- Panjang batang untuk profil 80.80.8 = $0.851 \times 2 = 1.703\text{m}$
- Panjang batang untuk profil Pipa Schedule = 18.66m

Sehingga :

1. Berat kuda – kuda

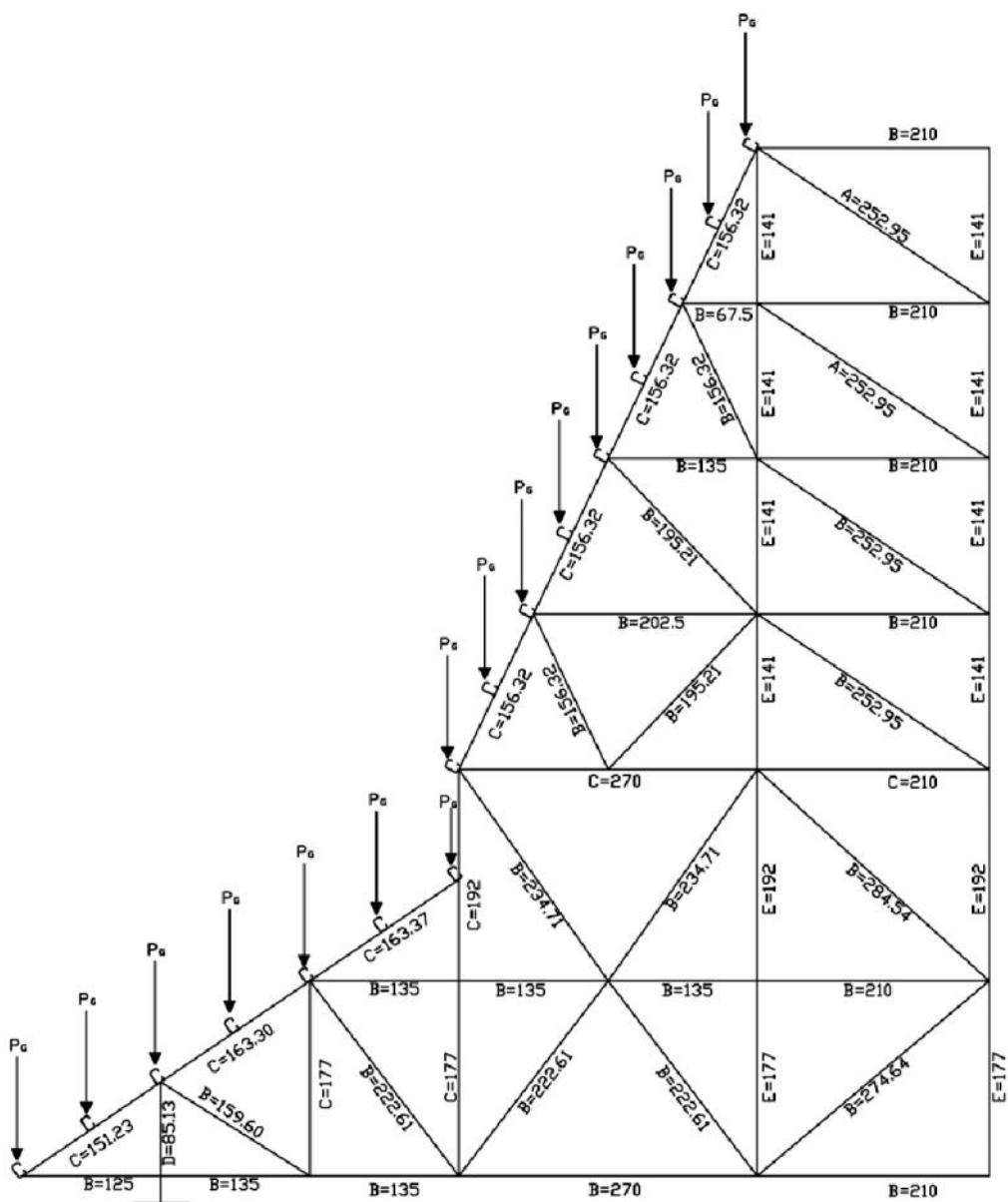
- 50.50.5 = Berat profil x panjang batang
 $= 7.54 \text{ kg/m} \times 10.118 \text{ m}$
 $= 76.29 \text{ kg}$
- 60.60.6 = Berat profil x panjang batang
 $= 10.84 \text{ kg/m} \times 115.999 \text{ m}$
 $= 1257.429 \text{ kg}$
- 70.70.7 = Berat profil x panjang batang
 $= 14.76 \text{ kg/m} \times 55.089 \text{ m}$
 $= 813.114 \text{ kg}$
- 80.80.8 = Berat profil x panjang batang
 $= 19.32 \text{ kg/m} \times 1.703 \text{ m}$
 $= 32.902 \text{ kg}$
- Pipa Schedule = Berat profil x panjang batang
 $= 7.77 \text{ kg/m} \times 18.66 \text{ m}$
 $= 144.988 \text{ kg}$

- Jadi berat batang rangka kuda-kuda

$$\begin{aligned}\mathbf{P1} &= 76.29 + 1257.429 + 813.114 + 32.902 + 144.988 \\ &= 2320.723 \text{ kg}\end{aligned}$$

2. Beban gording

- Simpul tepi = simpul tengah = simpul puncak



Gambar 4.3 Pembebanan Akibat Beban Gording

P2 = Berat profil x jarak antar kuda-kuda x jumlah gording

$$\begin{aligned}
 &= 9.27 \text{ kg/m} \times 4.2 \text{ m} \times 16 \\
 &= 622.944 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

3. Beban akibat sambungan

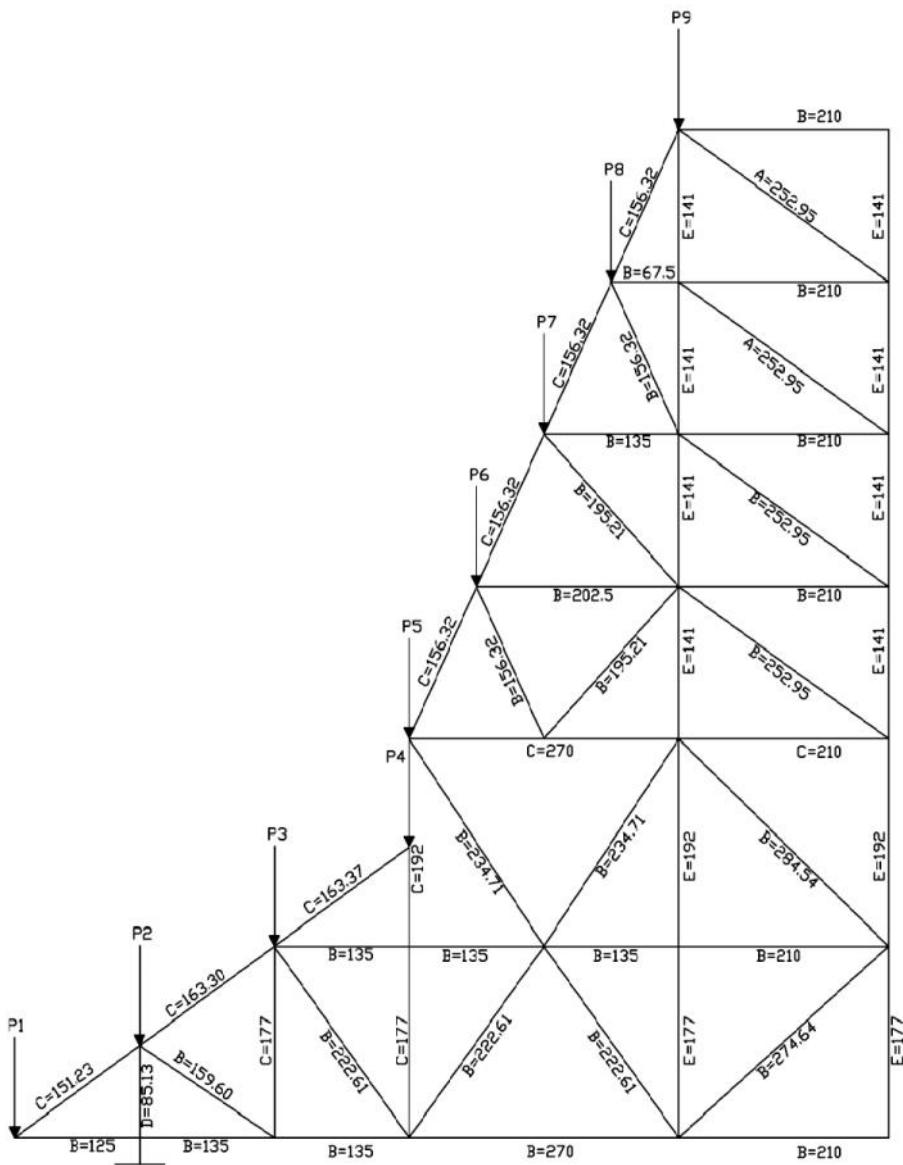
$$\mathbf{P3} = 10 \% (\mathbf{P1} + \mathbf{P2})$$

$$= 10 \% (2320.723 + 622.944)$$

$$= 10 \% (2943.667 \text{ kg})$$

$$= 293.367 \text{ kg}$$

4. Beban Atap (Genteng)



Gambar 4.4 Pembebanan Akibat Beban Atap

$$\begin{aligned}
 P_1 &= q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.512 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 158.792 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.512 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 303.257 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P3 = q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.634 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 303.258 \text{ kg}$$

P4 = $q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 164.136 \text{ kg}$$

P5 = P6 = P7 = $q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 328.272 \text{ kg}$$

P8 = $q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.1 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 384.636 \text{ kg}$$

P9 = $q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.1 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.1) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 441 \text{ kg}$$

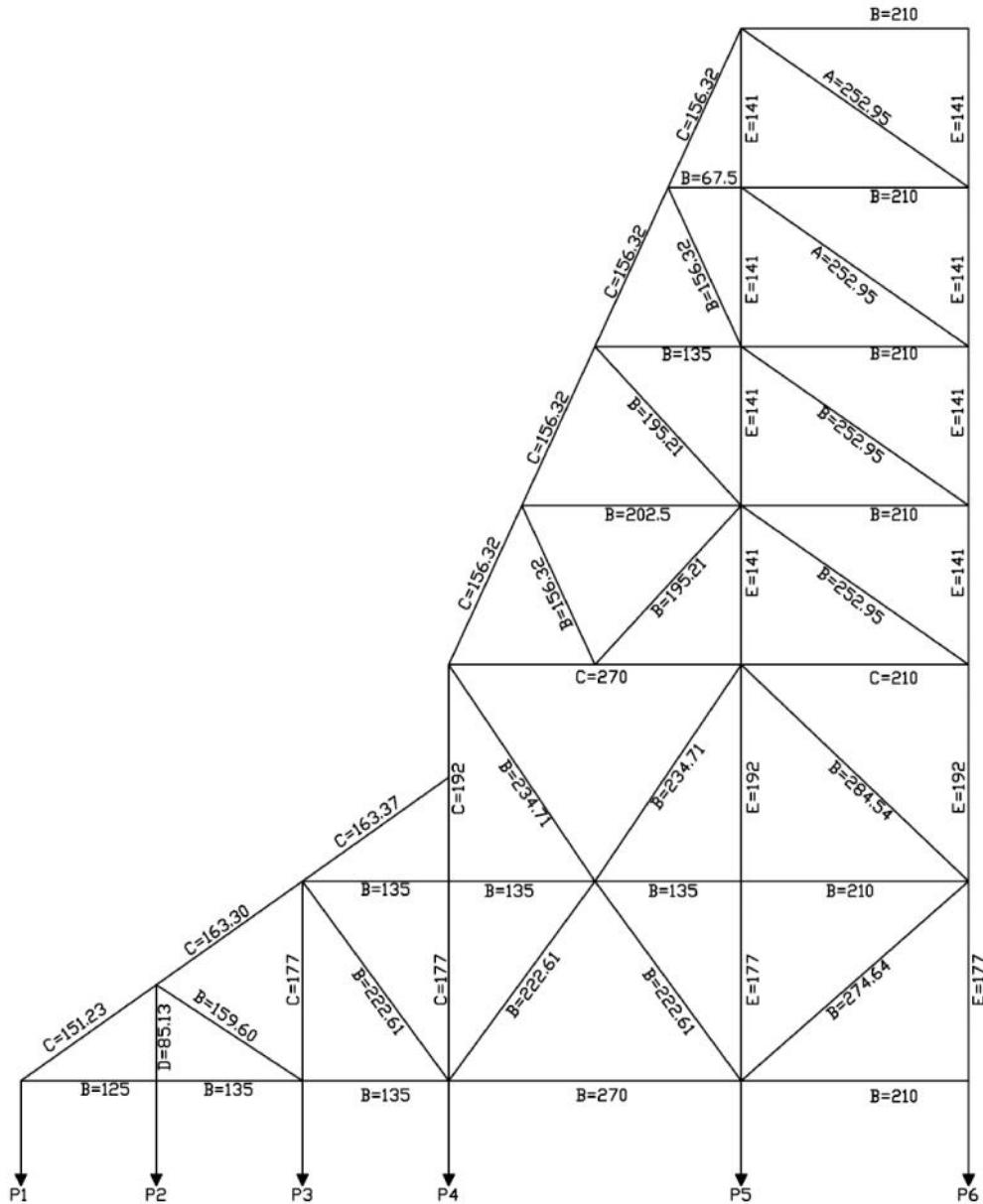
- Jadi berat Atap

$$\mathbf{P4} = 158.792 + 303.257 + 303.258 + 164.136 + (328.272 \times 3)$$

$$+ 384.636 + 441$$

$$= 2739.895 \text{ kg}$$

5. Beban plafond



Gambar 4.5 Pembebanan Akibat Beban Plafond

$$\begin{aligned}
 P_1 &= q (\frac{1}{2} B) x \text{ Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.25 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 47.25 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.25 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.35 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 98.28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3 &= q (\frac{1}{2}B + \frac{1}{2}B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.35 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.35 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 102.06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P4 &= q (\frac{1}{2}B + \frac{1}{2}B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.35 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.7 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 153.09 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P5 &= q (\frac{1}{2}B + \frac{1}{2}B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.7 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.1 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 181.44 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P6 &= q (\frac{1}{2}B + \frac{1}{2}B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.1 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.1 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 158.76 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Jadi berat plafond

$$\begin{aligned}
 P5 &= 47.25 + 98.28 + 102.06 + 153.09 + 181.44 + 158.76 \\
 &= 740.88 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

6. Berat trakstang

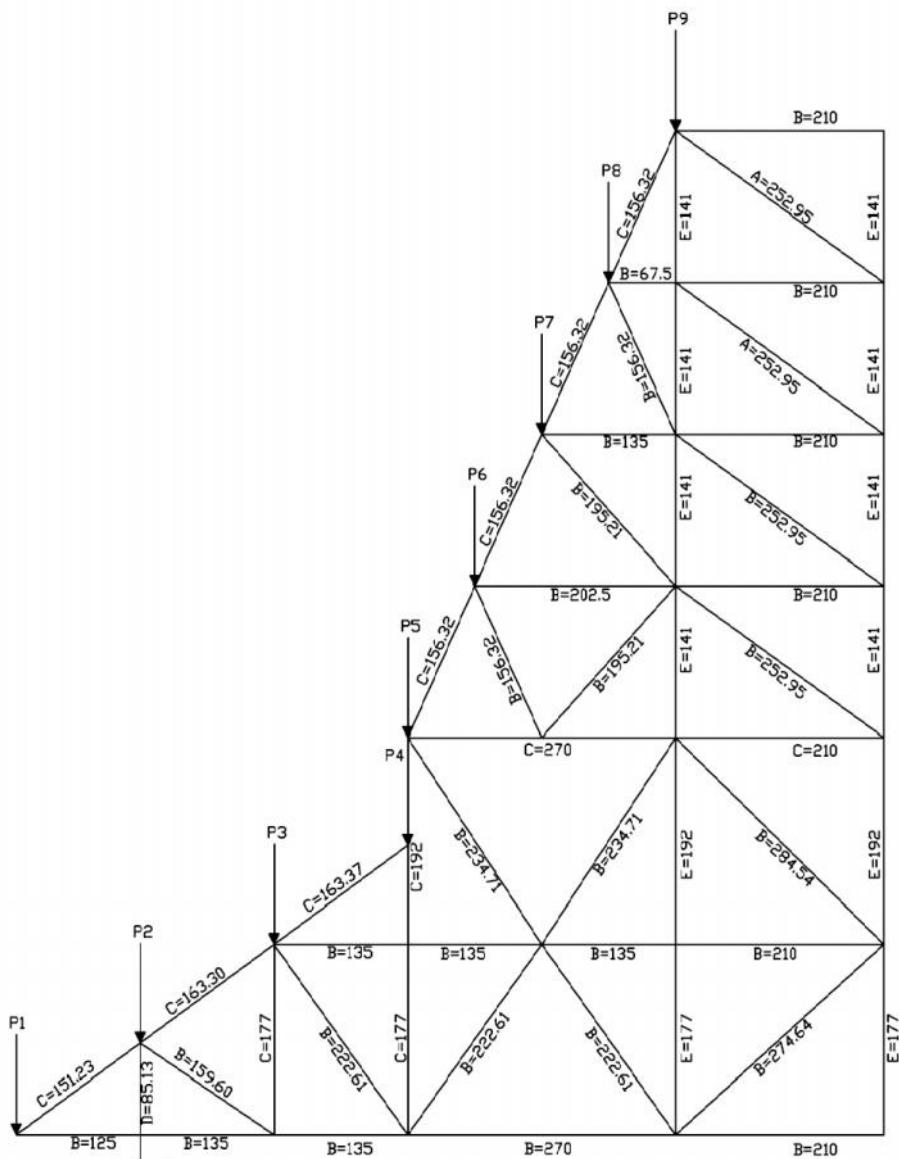
$$\begin{aligned}
 P6 &= 10 \% (P1 + P2 + P3 + P4) \\
 &= 10 \% (2320.723 + 1978.559 + 622.944 + 740.88) \\
 &= 10 \% (5663.106 \text{ kg}) \\
 &= 566.311 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

7. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG '83 : * P tepi = 200 kg

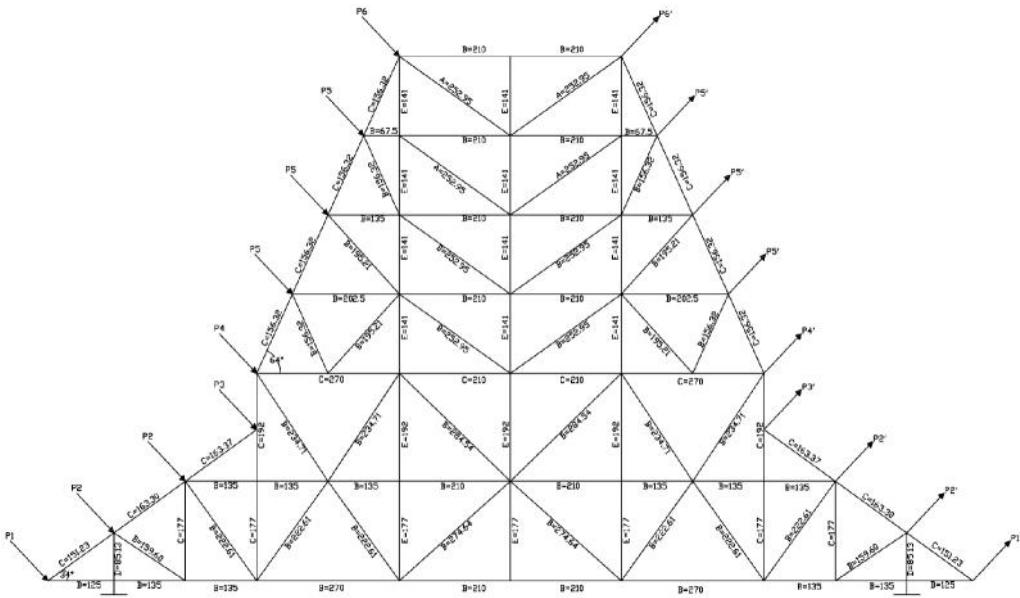
* P tengah = P puncak = 100 kg

$$\begin{aligned}
 P7 &= (200 \text{ kg} \times 2) + (100 \text{ kg} \times 7) \\
 &= 1100 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Pembebanan Akibat Beban Hidup

8. Akibat beban angin



Gambar 4.7 Pembebanan Akibat Beban Angin

- Untuk $\theta = 34^\circ$

Besar tekanan angin tekan

$$\begin{aligned}
 W_1 &= (0.02 x - 0.4) \times \text{tekanan angin} \\
 &= (0.02 x 34 - 0.4) \times 30 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 8.4 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

* Simpul tepi (P1) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 8.4 \text{ kg/m}^2 \times (1.512 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m}) \\
 &\quad \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 82.150 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

* Simpul tengah (P2) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 8.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.633 \\
 &\quad \text{m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 57.612 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

* Simpul puncak (P3) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 8.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m}) 4.2 \text{ m} \\
 &= 28.806 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$W_{\text{tekan total}} = 82.150 \text{ kg} + 57.612 \text{ kg} + 28.806 \text{ kg} \\ = 168.568 \text{ kg}$$

- Besar tekanan angin hisap

$$W_2 = -0.4 \times \text{tekanan angin} \\ = -0.4 \times 30 \text{ kg/m}^2 \\ = -12 \text{ kg/m}^2$$

* Simpul tepi (P1') = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda} \\ = -12 \text{ kg/m}^2 \times (1.512 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m}) \times \\ 4.2 \text{ m} \\ = -117.356 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P2') = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda} \\ = -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m} + \frac{1}{2} \times \\ 1.633 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ = -82.303 \text{ kg}$$

* Simpul puncak (P3') = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda} \\ = -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.633 \text{ m}) 4.2 \text{ m} \\ = -41.152 \text{ kg}$$

$$W_{\text{hisap total}} = 117.356 \text{ kg} + 82.303 \text{ kg} + 41.152 \text{ kg} \\ = 240.811 \text{ kg}$$

$$W_{\text{untuk } 34^\circ} = W_{\text{tekan total}} + W_{\text{hisap total}} \\ = 168.568 \text{ kg} + 240.811 \text{ kg} \\ = 409.379 \text{ kg}$$

- Untuk $\theta = 64^\circ$

- Besar tekanan angin tekan

$$W_1 = (0.02 \times -0.4) \times \text{tekanan angin} \\ = (0.02 \times 64 - 0.4) \times 30 \text{ kg/m}^2 \\ = 26.4 \text{ kg/m}^2$$

* Simpul tepi (P4) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 26.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 86.653 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5) = besar tekanan angin x jarak gording
x jarak kuda-kuda

$$= 26.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 173.305 \text{ kg}$$

* Simpul puncak (P6) = besar tekanan angin x jarak gording
x jarak kuda-kuda

$$= 26.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 86.653 \text{ kg}$$

$$\text{W tekan total} = (86.653 \text{ kg} \times 2) + (173.305 \text{ kg} \times 3)$$

$$= 693.221 \text{ kg}$$

- Besar tekanan angin hisap

$$\text{W2} = -0.4 \times \text{tekanan angin}$$

$$= -0.4 \times 30 \text{ kg/m}^2$$

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

* Simpul tepi (P4') = besar tekanan angin x jarak gording
x jarak kuda-kuda

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= -39.388 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5') = besar tekanan angin x jarak gording
x jarak kuda-kuda

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= -78.775 \text{ kg}$$

* Simpul puncak (P6') = besar tekanan angin x jarak gording
x jarak kuda-kuda

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.563 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= -39.388 \text{ kg}$$

$$\text{W hisap total} = (39.388 \text{ kg} \times 2) + (78.775 \text{ kg} \times 3)$$

$$= 315.101 \text{ kg}$$

$$\text{W untuk } 64^\circ = \text{W tekan total} + \text{W hisap total}$$

$$= 693.221 \text{ kg} + 315.101 \text{ kg}$$

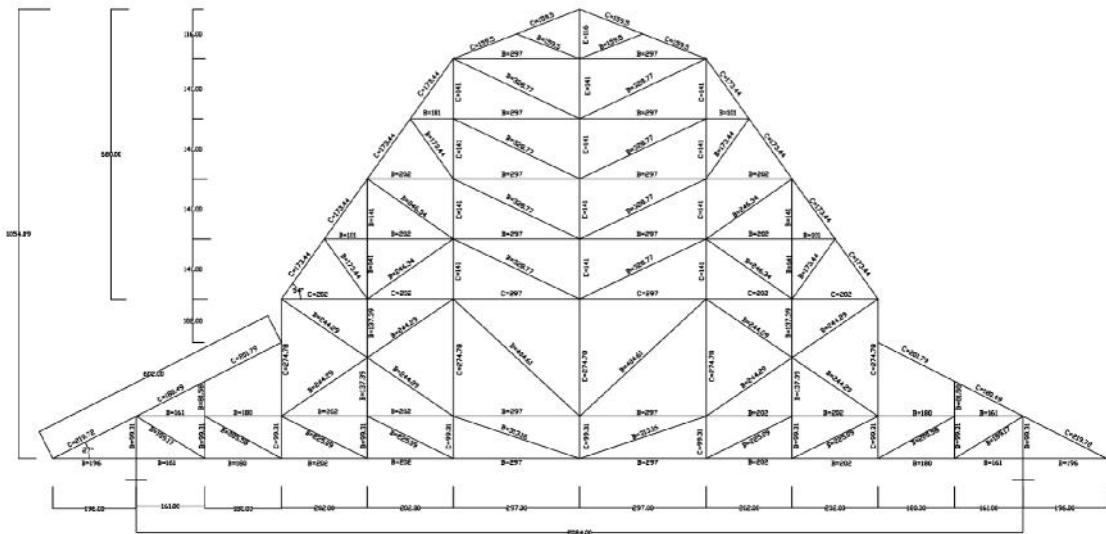
$$= 1008.322 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{P8} &= 409.379 \text{ kg} + 1008.322 \text{ kg} \\ &= 1417.701 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi beban atap total untuk kuda-kuda :

$$\begin{aligned}
 \mathbf{P \text{ kuda-kuda}} &= P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8 \\
 &= 2320.723 \text{ kg} + 622.944 \text{ kg} + 293.367 \text{ kg} + \\
 &\quad 2739.895 \text{ kg} + 740.88 \text{ kg} + 566.311 \text{ kg} + 1100 \text{ kg} \\
 &\quad + 1417.701 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{9040.485 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

b. Beban Jurai

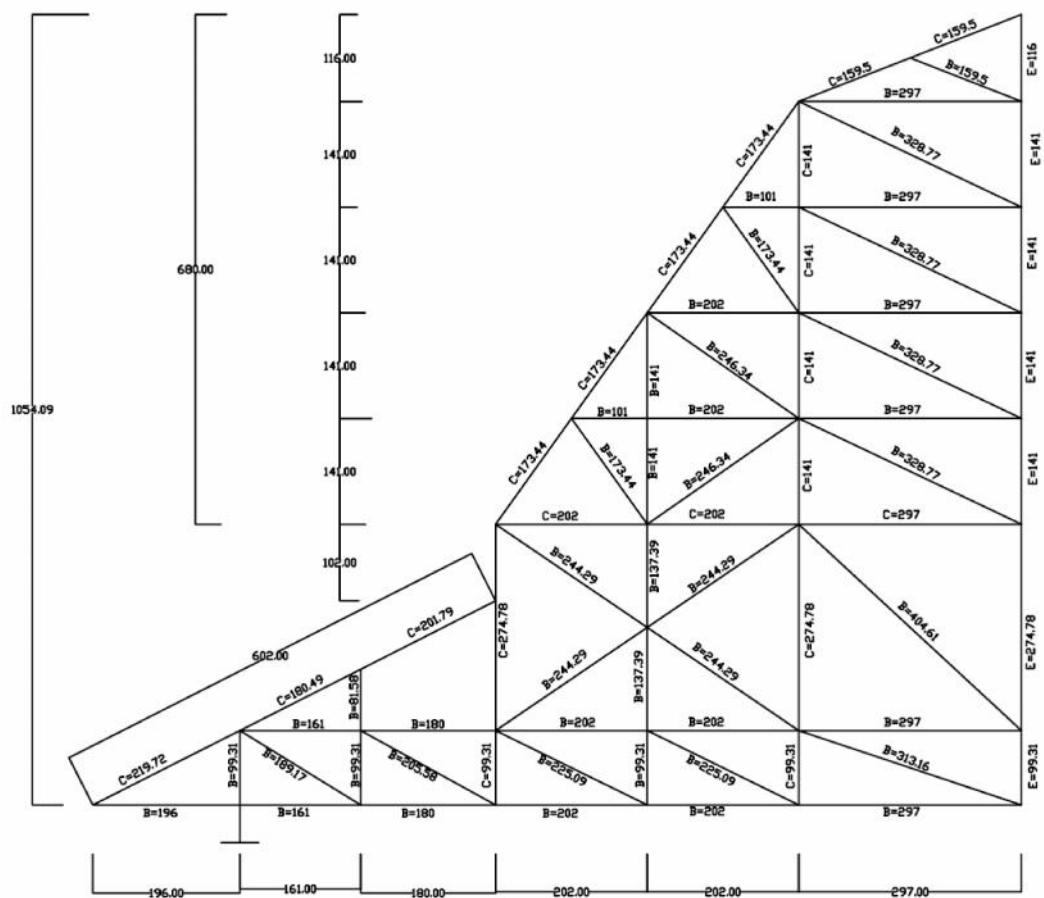


Gambar.4.8 Potongan Melintang Jurai Rangka Baja

Keterangan : B = 60.60.6

C = 70,70,7

E = Ø Pipa Schedule, D = 101.6 mm



Gambar.4.9 Potongan Setengah Jurai Rangka Baja

1. Berat kuda – kuda

- $60.60.6 = \text{Berat profil} \times \text{panjang batang}$
 $= 10.84 \text{ kg/m} \times 201.068 \text{ m}$
 $= 2179.577 \text{ kg}$

- $70.70.7 = \text{Berat profil} \times \text{panjang batang}$
 $= 14.76 \text{ kg/m} \times 82.558 \text{ m}$
 $= 1070.956 \text{ kg}$

- Pipa Schedule = $\text{Berat profil} \times \text{panjang batang}$
 $= 7.77 \text{ kg/m} \times 10.541 \text{ m}$
 $= 81.903 \text{ kg}$

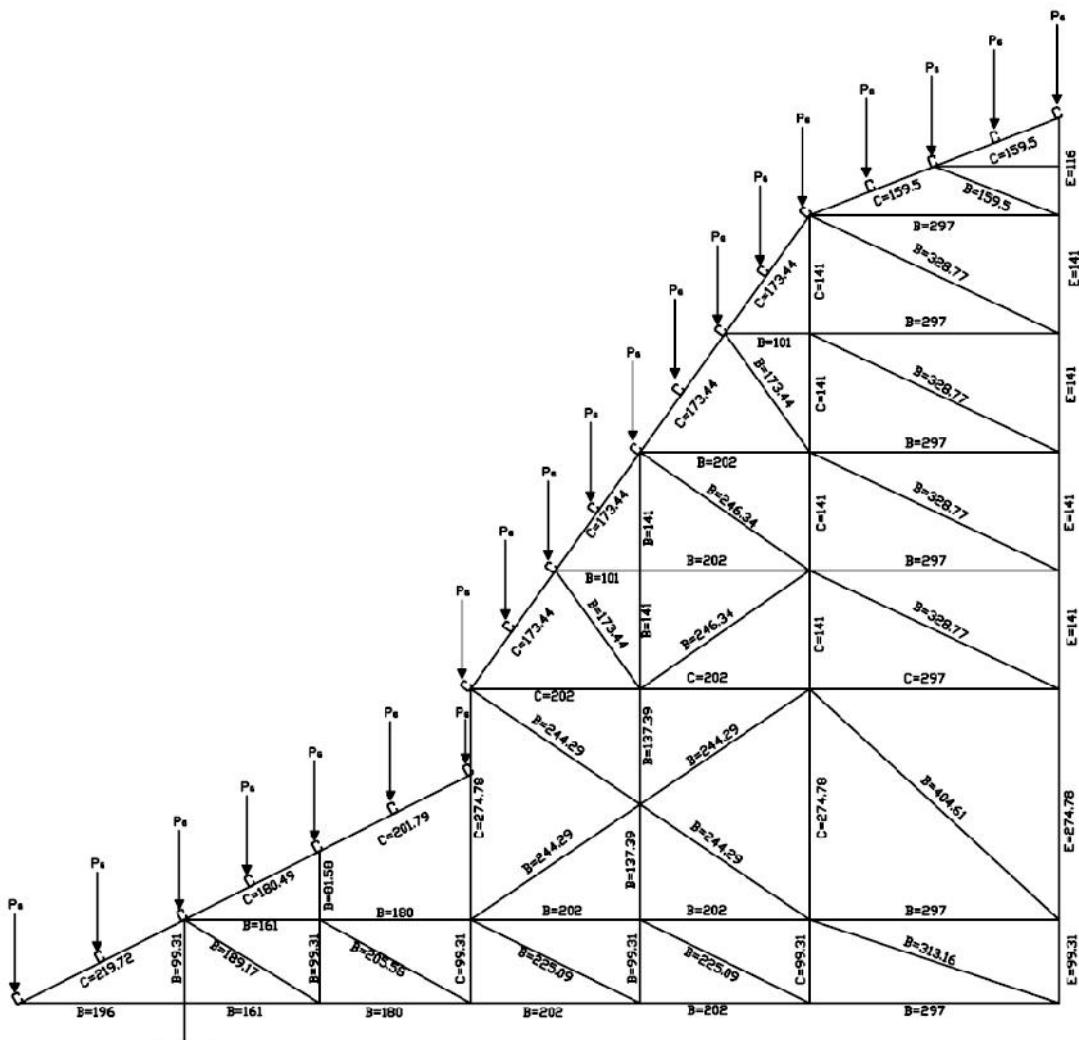
- Jadi berat batang rangka kuda-kuda

$$\mathbf{P1} = 2179.577 + 1070.956 + 81.903$$

$$= 3332.436 \text{ kg}$$

2. Berat gording

- Simpul tepi = simpul tengah = simpul puncak



Gambar.4.10 Pembebanan Akibat Beban Gording

P2 = Berat profil x jarak antar kuda-kuda x jumlah gording

$$= 9.27 \text{ kg/m} \times 4.2 \text{ m} \times 20$$

$$= 778.68 \text{ kg}$$

3. Berat akibat sambungan

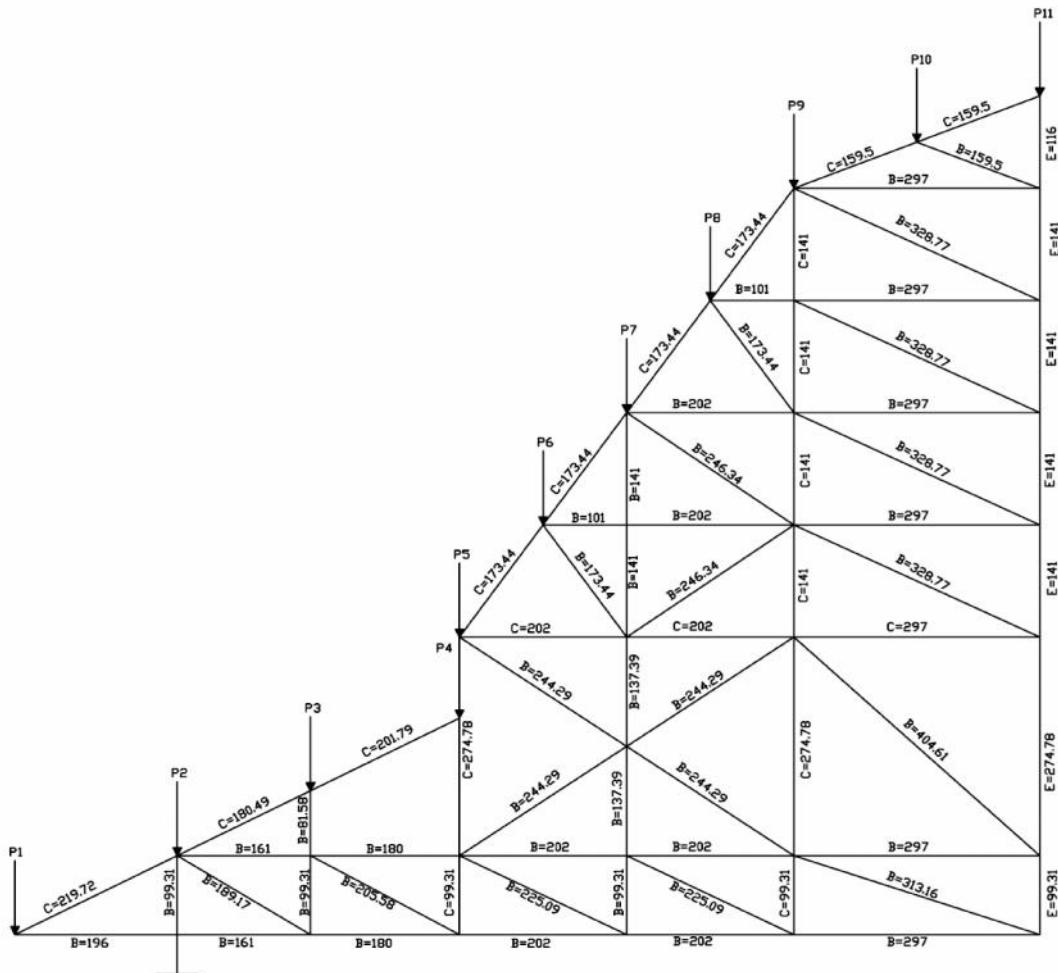
$$P3 \equiv 10 \% (P1 + P2)$$

$\equiv 10\% (3332.436 + 778.68)$

$$= 10 \% (4111.116 \text{ kg})$$

$$= 411.112 \text{ kg}$$

4. Beban Atap (Genteng)



Gambar.4.11 Pembebanan Akibat Beban Atap

$$P1 = q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.197 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 230.706 \text{ kg}$$

$$P2 = q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.19 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 420.221 \text{ kg}$$

$$P3 = q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda}$$

$$= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.018 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 401.394 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} P4 &= q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.018 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 211.88 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P5 &= q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 182.112 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P6 &= P7 = P8 = q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 364.14 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P9 &= q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 349.587 \text{ kg} \end{aligned}$$

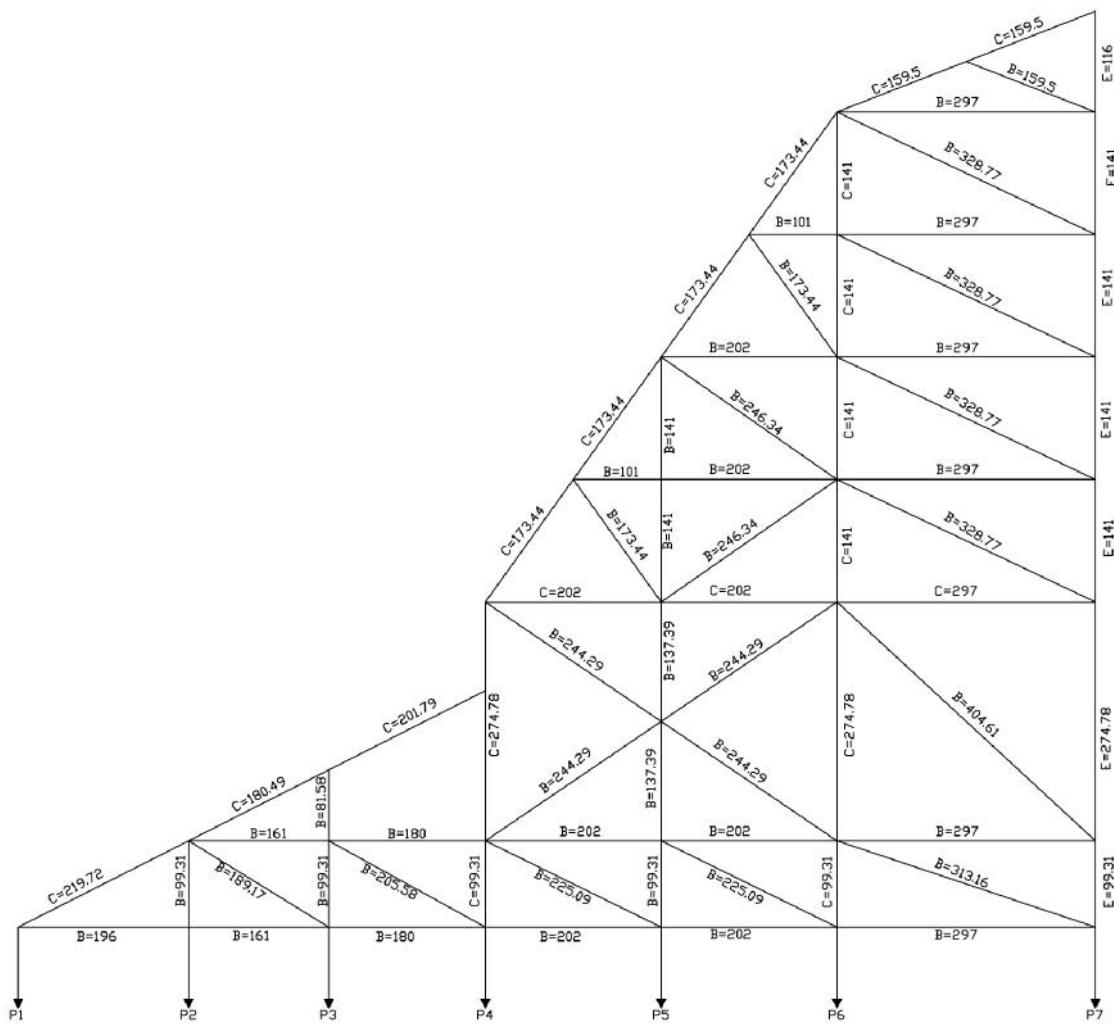
$$\begin{aligned} P10 &= q (\frac{1}{2} C + \frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 334.95 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P11 &= q (\frac{1}{2} C) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 50 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 167.475 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jadi berat Atap

$$\begin{aligned} P4 &= 230.706 + 420.221 + 401.394 + 211.88 + 182.112 \\ &\quad + (364.14 \times 3) + 349.587 + 334.95 + 167.475 \\ &= 3390.745 \text{ kg} \end{aligned}$$

5. Beban plafond



Gambar 4.12 Pembebanan Akibat Beban Plafond

$$\begin{aligned}
 P1 &= q (\frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.96 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 74.088 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.96 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.61 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 134.946 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3 &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\
 &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.61 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.8 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 121.737 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P4 &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 1.8 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.02 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$= 144.396 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{P5} &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.02 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.02 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 152.712 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{P6} &= q (\frac{1}{2} B + \frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.02 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.97 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 188.622 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{P7} &= q (\frac{1}{2} B) \times \text{Jarak antar kuda-kuda} \\ &= 18 \text{ kg/m}^2 (\frac{1}{2} \times 2.97 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= 112.266 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jadi berat plafond

$$\begin{aligned}\mathbf{P5} &= 74.088 + 134.946 + 121.737 + 144.396 + 152.712 \\ &\quad + 188.622 + 112.266 \\ &= 928.767 \text{ kg}\end{aligned}$$

6. Beban trakstang

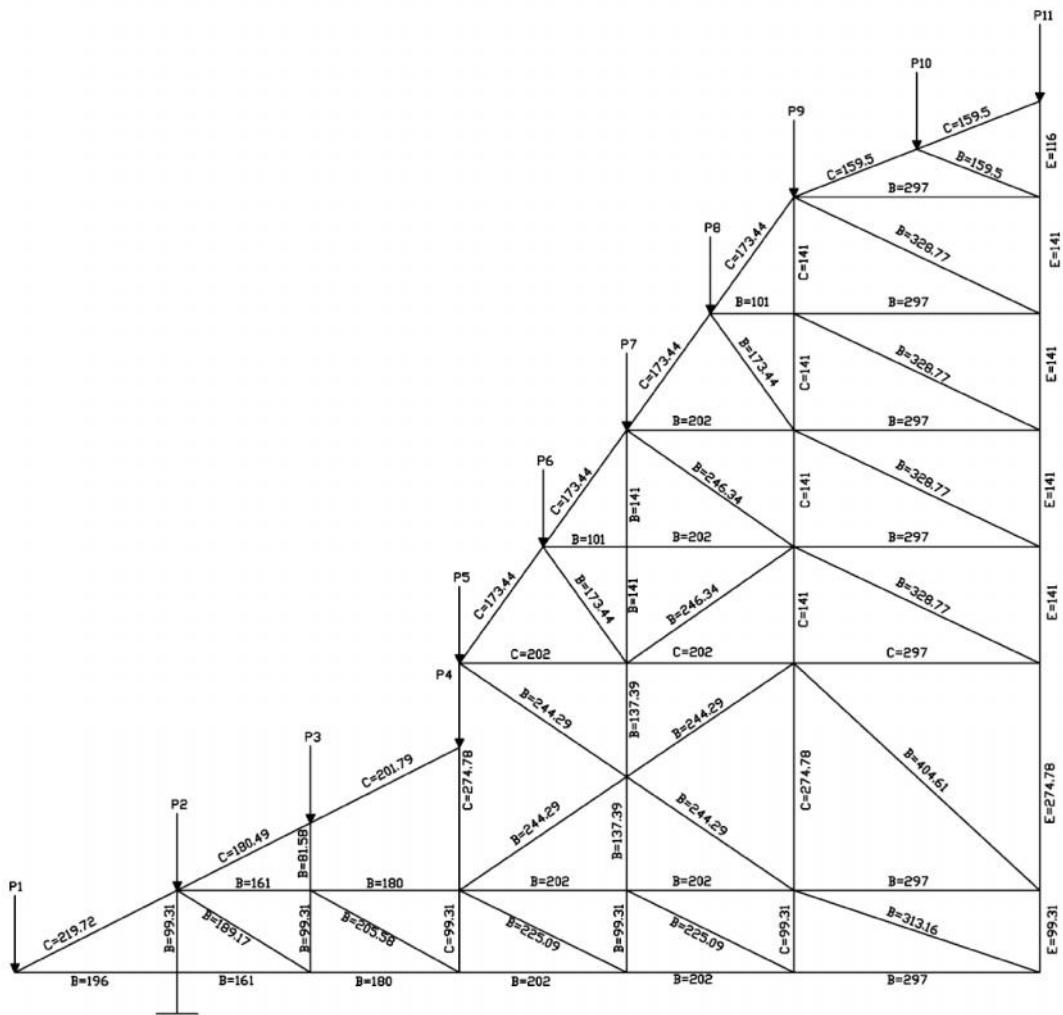
$$\begin{aligned}\mathbf{P6} &= 10 \% (P1 + P2 + P3 + P4) \\ &= 10 \% (3332.436 + 3390.745 + 778.68 + 928.767) \\ &= 10 \% (8430.628 \text{ kg}) \\ &= 843.063 \text{ kg}\end{aligned}$$

7. Beban Hidup

Berdasarkan PPIUG '83 : * P tepi = 200 kg

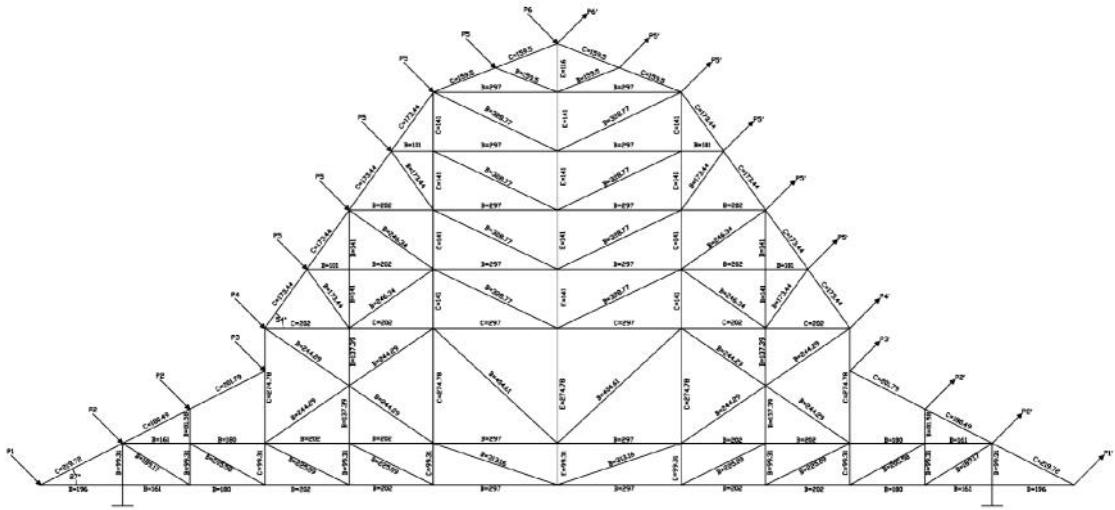
* P tengah = P puncak = 100 kg

$$\begin{aligned}\mathbf{P7} &= (200 \text{ kg} \times 2) + (100 \text{ kg} \times 9) \\ &= 1300 \text{ kg}\end{aligned}$$



Gambar 4.13 Pembebanan Akibat Beban Hidup

8. Beban angin



Gambar.4.14 Pembebanan Akibat Beban angin

- Untuk $\theta = 27^\circ$
- Besar tekanan angin tekan

$$\begin{aligned}
 W_1 &= (0.02 x - 0.4) \times \text{tekanan angin} \\
 &= (0.02 \times 27 - 0.4) \times 30 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 4.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

* Simpul tepi (P1) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 4.2 \text{ kg/m}^2 \times (2.197 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m}) \\
 &\quad \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 54.675 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

* Simpul tengah (P2) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 4.2 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 2.018 \\
 &\quad \text{m}) \times 4.2 \text{ m} \\
 &= 33.719 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

* Simpul puncak (P3) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\begin{aligned}
 &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\
 &= 4.2 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 2.018 \text{ m}) 4.2 \text{ m} \\
 &= 17.799 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$W \text{ tekan total} = 54.675 \text{ kg} + 33.719 \text{ kg} + 17.799 \text{ kg}$$

$$= 106.193 \text{ kg}$$

- Besar tekanan angin hisap

$$W_2 = -0.4 \times \text{tekanan angin}$$

$$= -0.4 \times 30 \text{ kg/m}^2$$

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

$$* \text{ Simpul tepi (P1')} = \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording}$$

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (2.197 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m})$$

$$\times 4.2 \text{ m}$$

$$= -156.215 \text{ kg}$$

$$* \text{ Simpul tengah (P2')} = \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording}$$

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.805 \text{ m} + \frac{1}{2} \times$$

$$2.018 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= -96.340 \text{ kg}$$

$$* \text{ Simpul puncak (P3')} = \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording}$$

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 2.018 \text{ m}) 4.2 \text{ m}$$

$$= -50.854 \text{ kg}$$

$$W \text{ hisap total} = 156.215 \text{ kg} + 96.340 \text{ kg} + 50.854 \text{ kg}$$

$$= 303.409 \text{ kg}$$

$$W \text{ untuk } 27^\circ = W \text{ tekan total} + W \text{ hisap total}$$

$$= 106.193 \text{ kg} + 303.409 \text{ kg}$$

$$= 409.601 \text{ kg}$$

- Untuk $\theta = 54^\circ$

- Besar tekanan angin tekan

$$W_1 = (0.02 \times \theta - 0.4) \times \text{tekanan angin}$$

$$= (0.02 \times 54 - 0.4) \times 30 \text{ kg/m}^2$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2$$

$$* \text{ Simpul tepi (P4)} = \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording}$$

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 74.285 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.734$$

$$\text{m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 148.569 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.595$$

$$\text{m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 142.614 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.595$$

$$\text{m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= 136.660 \text{ kg}$$

* Simpul puncak (P6) = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= 20.4 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m}) 4.2 \text{ m}$$

$$= 68.330 \text{ kg}$$

$$W \text{ tekan total} = 74.285 + (148.569 \times 3) + 142.614 + 136.660$$

$$+ 68.330$$

$$= 867.596 \text{ kg}$$

- Besar tekanan angin hisap

$W_2 = -0.4 \times \text{tekanan angin}$

$$= -0.4 \times 30 \text{ kg/m}^2$$

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

* Simpul tepi (P4') = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m}$$

$$= -43.697 \text{ kg}$$

* Simpul tengah (P5') = besar tekanan angin x jarak gording

$$\times \text{jarak kuda-kuda}$$

$$= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.734$$

$$\begin{aligned} & \text{m}) \times 4.2 \text{ m} \\ & = -87.394 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Simpul tengah (P5')} &= \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording} \\ &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\ &= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.734 \text{ m} + \frac{1}{2} \times \\ &\quad 1.595 \text{ m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= -83.891 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Simpul tengah (P5')} &= \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording} \\ &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\ &= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 1.595 \\ &\quad \text{m}) \times 4.2 \text{ m} \\ &= -80.388 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Simpul puncak (P6')} &= \text{besar tekanan angin} \times \text{jarak gording} \\ &\quad \times \text{jarak kuda-kuda} \\ &= -12 \text{ kg/m}^2 \times (\frac{1}{2} \times 1.595 \text{ m}) 4.2 \text{ m} \\ &= -40.194 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{hisap total}} &= 43.697 + (87.394 \times 3) + 83.891 + 80.388 \\ &\quad + 40.194 \\ &= 510.352 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{\text{untuk } 54^\circ} &= W_{\text{tekan total}} + W_{\text{hisap total}} \\ &= 867.596 \text{ kg} + 510.352 \text{ kg} \\ &= 1377.948 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P8 &= 409.601 \text{ kg} + 1377.948 \text{ kg} \\ &= 1787.549 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi beban atap total untuk jurai :

$$\begin{aligned} P_{\text{Jurai}} &= P1 + P2 + P3 + P4 + P5 + P6 + P7 + P8 \\ &= 3332.436 \text{ kg} + 778.68 \text{ kg} + 411.112 \text{ kg} + 3390.745 \text{ kg} \\ &\quad + 928.767 \text{ kg} + 843.063 \text{ kg} + 1300 \text{ kg} + 1787.549 \text{ kg} \\ &= \mathbf{12772.352 \text{ kg}} \end{aligned}$$

4.5 Pembebaan Gempa

4.5.1 Perhitungan Berat Tiap Lantai

- Pada portal atap

- Beban mati

$$\text{Luas } (A) = 15 \text{ m} \cdot 16.20 \text{ m}$$

$$= 243 \text{ m}^2$$

- Elemen horizontal

- $\sim \text{ Berat plafond + penggantung} = A \cdot B_j$

$$= 243 \text{ m}^2 \cdot (11+7) \text{ kg/m}^2$$

$$= \mathbf{1944 \text{ kg}}$$

- $\sim \text{ Berat balok melintang line 8,10,12,14 (30/50)}$

$$= \{ b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot B_J. \text{Beton} \} \cdot \text{jumlah portal}$$

$$= \{ 0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 4$$

$$= \mathbf{21600 \text{ kg}}$$

- $\sim \text{ Berat balok anak melintang line 9,11,13 (30/50)}$

$$= \{ b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot B_J. \text{Beton} \} \cdot \text{jumlah portal}$$

$$= \{ 0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 3$$

$$= \mathbf{16200 \text{ kg}}$$

- $\sim \text{ Berat balok anak melintang line 16,17 (30/50)}$

$$= \{ b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot B_J. \text{Beton} \} \cdot \text{jumlah portal}$$

$$= \{ 0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 3.9 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 2$$

$$= \mathbf{2808 \text{ kg}}$$

- $\sim \text{ Berat balok anak melintang line 18 (30/50)}$

$$\begin{aligned}
&= \{b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\
&= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 6.2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 1 \\
&= \mathbf{2232 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

~ Berat balok memanjang line D,F,G,I (30/50)

$$\begin{aligned}
&= \{b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\
&= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 16.2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 4 \\
&= \mathbf{23328 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

~ Berat balok memanjang line D,F,G (30/50)

$$\begin{aligned}
&= \{b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \\
&= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 7.6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \\
&= \mathbf{2736 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

~ Berat balok memanjang line E (30/50)

$$\begin{aligned}
&= \{b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\
&= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 3.15 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 1 \\
&= \mathbf{1134 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

~ Berat balok memanjang line F (30/50)

$$\begin{aligned}
&= \{b_{\text{balok}} \cdot h_{\text{balok}} \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\
&= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot 3.8 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 1 \\
&= \mathbf{1368 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{wdh} &= 1944 + 21600 + 16200 + 2808 + 2232 + 23328 + 2736 + 1134 + \\
&\quad 1368 \\
&= \mathbf{73350 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

- Elemen Vertikal
- ~ Berat atap = {(jumlah kuda-kuda · berat total kuda-kuda) + (jumlah jurai · berat total jurai)}

$$= \{(4 \cdot 18080.97 \text{ kg}) + (2 \cdot 25544.704 \text{ kg})\}$$

$$= \mathbf{123.413.288 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (50/70) = $\{(b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}}) \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{(0,5 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m}) \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{10752 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (30/50) = $\{(b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}}) \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{(0,3 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m}) \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 9 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{5184 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom ($\emptyset 70$) = $\{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{\frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{11822.442 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{wdv} = 123413.288 + 10752 + 5184 + 11822.442$$

$$= \mathbf{140531.73 \text{ kg}}$$

$$\mathbf{Wd} = wdh + wdv$$

$$= \mathbf{73350 \text{ kg} + 140531.73 \text{ kg}}$$

$$= \mathbf{213881.73 \text{ kg}}$$

- o **Beban hidup**

$$\mathbf{WI} = A \cdot q_l \cdot \text{koefisien reduksi}$$

Koefisien reduksi untuk gedung kantor = 0.3 (PPIUG 1983;21)

$$= 243 \text{ m}^2 \cdot 20 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.3$$

$$= \mathbf{1458 \text{ kg}}$$

Beban total atap

$$\mathbf{W \text{ atap}} = \mathbf{Wd + WI}$$

$$= 213881.73 \text{ kg} + 1458 \text{ kg}$$

$$= 215339.73 \text{ kg}$$

▪ **Pada lantai 3**

Luas lantai (A) struktur tipe A = $18.91\text{m} \cdot 15 \text{ m} = 283.65 \text{ m}^2$

~ Berat sendiri lantai = $A \cdot q_d$

$$= 283.65 \text{ m}^2 \cdot 411 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$= 114580.15 \text{ kg}$$

Luas lantai (A) struktur tipe B = $17.53 \text{ m} \cdot 27.10 \text{ m} = 475.063 \text{ m}^2$

~ Berat sendiri lantai = $A \cdot q_d$

$$= 475.063 \text{ m}^2 \cdot 1\text{m} \cdot 411 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$= 195250.893 \text{ kg}$$

Total luas lantai (A) = $283.65 + 475.063 = 758.713 \text{ m}^2$

~ Beban hidup lantai 3 = $A \cdot q_l \cdot$ koefisien reduksi

Koefisien reduksi untuk gedung serbaguna = 0,5(PPIUG 1983;21)

$$= 758.713 \text{ m}^2 \cdot 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,5$$

$$= 151742.6 \text{ kg}$$

~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{balok} \cdot (h_{balok} - t_{plat})) \cdot$
panjang bentang $\cdot BJ. Beton\} \cdot jumlah portal$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 5$$

$$= 20520 \text{ kg}$$

~ Berat balok melintang 15/40 pada struktur tipe A = $\{(b_{balok} \cdot (h_{balok} - t_{plat})) \cdot$
panjang bentang $\cdot BJ. Beton\} \cdot jumlah portal$

$$= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 1$$

$$= 1512 \text{ kg}$$

- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 18.91 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{10347.552 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{7058.88 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 6.27 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{3430.944 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok memanjang 15/40 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 18.91 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{3812.256 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 27.1 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 3$$

$$= \mathbf{22243.68 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 25.8 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 4$$

$$= \mathbf{28235.52 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B (line 16 dan 17)
$$= \{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah}$$

Portal

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 3.9 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{2134.08 \text{ kg}}$$

- ~ Berat balok melintang 15/40 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$

$$= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 31 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$$

$$= \mathbf{3124.8 \text{ kg}}$$

- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 16.2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 6$$

$$= \mathbf{26593.92 \text{ kg}}$$

- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 21.01 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$$

$$= \mathbf{5748.336 \text{ kg}}$$

- ~ Berat balok memanjang 15/40 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$

$$= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 41.09 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$$

$$= \mathbf{4141.872 \text{ kg}}$$

- ~ Berat dinding melintang (lt.3) = jumlah portal (tebal dinding \cdot $\frac{1}{2}$ tinggi dinding) \cdot panjang bentang \cdot BJ. Dinding

$$= 4 (0.15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 25.8 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{59211 \text{ kg}}$$

- ~ Berat dinding melintang (lt.3) = (tebal dinding \cdot $\frac{1}{2}$ tinggi dinding) \cdot panjang bentang \cdot BJ. Dinding

$$= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 10.4 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{5967 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding memanjang (lt.3) = jumlah portal (tebal dinding · $\frac{1}{2}$ tinggi dinding)

· panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= 6 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 16.2 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{55768.5 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding memanjang (lt.3) = (tebal dinding · $\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang

bentang) · BJ. Dinding

$$= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 21.66 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{12427.425 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding · $\frac{1}{2}$

tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 15 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{45900 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding · $\frac{1}{2}$

tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 27.1 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{82926 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe B = (tebal dinding · $\frac{1}{2}$ tinggi dinding)

· panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 10.4 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{7956 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding · $\frac{1}{2}$

tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 18.91 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{57864.6 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding · $\frac{1}{2}$

tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= 6 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 16.2 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{74358 \text{ kg}}$$

~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe B = (tebal dinding · $\frac{1}{2}$ tinggi

dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 19.76 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$$

$$= \mathbf{15116.4 \text{ kg}}$$

~ Beban kolom (lt.3) $50/70 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot$

jumlah kolom

$$= \{0.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 14 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{26460 \text{ kg}}$$

~ Beban kolom (lt.3) $30/50 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot$

jumlah kolom

$$= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 11 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{8910 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (lt.3) $\varnothing 70 = \{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot \text{jumlah}$

kolom

$$= \{\frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4.5 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 10 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{20771.1 \text{ kg}}$$

~ Beban kolom (lt.2) $50/70 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot$

jumlah kolom

$$= \{0.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 16 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{40320 \text{ kg}}$$

~ Beban kolom (lt.2) $30/50 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot$

jumlah kolom

$$= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 11 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{11880 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 70 = \{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah}$

kolom

$$= \{\frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 10 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{27694.8 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 80 = \{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah}$

kolom

$$= \{\frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{28938.24 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 50 = \{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah}$

kolom

$$= \{\frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{11304 \text{ kg}}$$

Berat total lantai 3

$$\begin{aligned} &= 114580.15 + 195250.893 + 151742.6 + 20520 + 1512 + 10347.552 + 7058.88 + \\ &3430.944 + 3812.256 + 22243.68 + 28235.52 + 2134.08 + 3124.8 + 26593.92 + \\ &5748.336 + 4141.872 + 59211 + 5967 + 55768.5 + 12427.425 + 45900 + 82926 + \\ &7956 + 57864.6 + 74358 + 15116.4 + 26460 + 8910 + 20771.1 + 40320 + 11880 + \\ &27694.8 + 28938.24 + 11304 \end{aligned}$$

$$= \mathbf{1194250.548 \text{ kg}}$$

Pada lantai 2

Luas lantai (A) struktur tipe A = $18.91 \text{ m} \cdot 15 \text{ m} = 283.65 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}\sim \text{ Berat sendiri lantai} &= A \cdot q_d \\ &= 283.65 \text{ m}^2 \cdot 411 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \\ &= \mathbf{114580.15 \text{ kg}}\end{aligned}$$

Luas lantai (A) struktur tipe B = $17.53 \text{ m} \cdot 27.10 \text{ m} = 475.063 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}\sim \text{ Berat sendiri lantai} &= A \cdot q_d \\ &= 475.063 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m} \cdot 411 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\ &= \mathbf{195250.893 \text{ kg}}\end{aligned}$$

Total luas lantai (A) = $283.65 + 475.063 = 758.713 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned}\sim \text{ Beban hidup lantai 2} &= A \cdot q_l \cdot \text{koefisien reduksi} \\ \text{Koefisien reduksi untuk gedung serbaguna} &= 0,5(\text{PPIUG 1983};21) \\ &= 758.713 \text{ m}^2 \cdot 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 0,5 \\ &= \mathbf{151742.6 \text{ kg}} \\ \sim \text{ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe A} &= \{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \\ &\quad \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\ &= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 5 \\ &= \mathbf{20520 \text{ kg}} \\ \sim \text{ Berat balok melintang 15/40 pada struktur tipe A} &= \{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \\ &\quad \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\ &= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 15 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 1 \\ &= \mathbf{1512 \text{ kg}} \\ \sim \text{ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A} &= \{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \\ &\quad \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal} \\ &= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 18.91 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2 \\ &= \mathbf{10347.552 \text{ kg}}\end{aligned}$$

- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 12.9 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{7058.88 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 6.27 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{3430.944 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok memanjang 15/40 pada struktur tipe A = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 18.91 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{3812.256 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 27.1 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 3$$

$$= \mathbf{22243.68 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 25.8 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 4$$

$$= \mathbf{28235.52 \text{ kg}}$$
- ~ Berat balok melintang 30/50 pada struktur tipe B (line 16 dan 17)

$$= \{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah Portal}$$

$$= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 3.9 \text{ m} \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\} \cdot 2$$

$$= \mathbf{2134.08 \text{ kg}}$$

- ~ Berat balok melintang 15/40 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$
 $= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 31 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$
 $= \mathbf{3124.8 \text{ kg}}$
- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\} \cdot \text{jumlah portal}$
 $= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 16.2 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 6$
 $= \mathbf{26593.92 \text{ kg}}$
- ~ Berat balok memanjang 30/50 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$
 $= \{(0.3 \text{ m} \cdot (0.5 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 21.01 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$
 $= \mathbf{5748.336 \text{ kg}}$
- ~ Berat balok memanjang 15/40 pada struktur tipe B = $\{(b_{\text{balok}} \cdot (h_{\text{balok}} - t_{\text{plat}})) \cdot \text{panjang bentang} \cdot \text{BJ. Beton}\}$
 $= \{(0.15 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m} - 0.12 \text{ m})) \cdot 41.09 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\}$
 $= \mathbf{4141.872 \text{ kg}}$
- ~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding $\cdot (\frac{1}{2}$ tinggi dinding) \cdot panjang bentang) \cdot BJ. Dinding
 $= 4 (0.15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 15 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$
 $= \mathbf{45900 \text{ kg}}$
- ~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding $\cdot (\frac{1}{2}$ tinggi dinding) \cdot panjang bentang) \cdot BJ. Dinding
 $= 4 (0.15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 25.8 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3$
 $= \mathbf{78948 \text{ kg}}$

- ~ Berat dinding melintang (lt.2) struktur tipe B = (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 10.4 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{7956 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 18.91 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{57864.6 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 6 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 16.2 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{74358 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.2) struktur tipe B = (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 19.76 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{15116.4 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding melintang (lt.1) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 15 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{38250 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding melintang (lt.1) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 25.8 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{65790 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

- ~ Berat dinding melintang (lt.1) struktur tipe B = (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 10.4 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{6630 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.1) struktur tipe A = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 4 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 18.91 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{48220.5 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.1) struktur tipe B = jumlah portal (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= 6 (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 16.2 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{61965 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat dinding memanjang (lt.1) struktur tipe B = (tebal dinding · ($\frac{1}{2}$ tinggi dinding) · panjang bentang) · BJ. Dinding

$$\begin{aligned}
 &= (0,15 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 19.76 \text{ m}) \cdot 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 &= \mathbf{12597 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Beban kolom (lt.2) $50/70 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$\begin{aligned}
 &= \{0.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 14 \text{ buah} \\
 &= \mathbf{35280 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Beban kolom (lt.2) $30/50 = \{b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$\begin{aligned}
 &= \{0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3\} \cdot 11 \text{ buah} \\
 &= \mathbf{11880 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$
- ~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 70 = \{\text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot BJ. \text{ Beton}\} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 10 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{27694.8 \text{ kg}}$$

- ~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 80 = \{ \text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{28938.24 \text{ kg}}$$

- ~ Berat kolom (lt.2) $\varnothing 50 = \{ \text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{11304 \text{ kg}}$$

- ~ Beban kolom (lt.1) $50/70 = \{ b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ 0.5 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 16 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{33600 \text{ kg}}$$

- ~ Beban kolom (lt.1) $30/50 = \{ b_{\text{kolom}} \cdot h_{\text{kolom}} \cdot (\frac{1}{2} \text{ tinggi kolom}) \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ 0.3 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m}) \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 11 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{9900 \text{ kg}}$$

- ~ Berat kolom (lt.1) $\varnothing 70 = \{ \text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 10 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{23079 \text{ kg}}$$

- ~ Berat kolom (lt.1) $\varnothing 80 = \{ \text{berat kolom} \cdot \frac{1}{2} \text{ tinggi kolom} \cdot \text{BJ. Beton} \} \cdot \text{jumlah kolom}$

$$= \{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{24115.2 \text{ kg}}$$

~ Berat kolom (lt.1) Ø50 = {berat kolom · $\frac{1}{2}$ tinggi kolom · BJ. Beton} · jumlah kolom

$$= \left\{ \frac{1}{4} \pi D^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5 \text{ m} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \right\} \cdot 8 \text{ buah}$$

$$= \mathbf{9420 \text{ kg}}$$

~ **Berat total lantai 2**

$$\begin{aligned} &= 114580.15 + 195250.893 + 151742.6 + 20520 + 1512 + 10347.552 + 7058.88 + \\ &3430.944 + 3812.256 + 22243.68 + 28235.52 + 2134.08 + 3124.8 + 26593.92 + \\ &5748.336 + 4141.872 + 45900 + 82926 + 7956 + 57864.6 + 74358 + 15116.4 + \\ &38250 + 65790 + 6630 + 48220.5 + 61965 + 12597 + 35280 + 11880 + 27694.8 + \\ &28938.24 + 11304 + 33600 + 9900 + 23079 + 24115.2 + 9420 \\ &= \mathbf{1329284.223 \text{ kg}} \end{aligned}$$

4.5.2 Perhitungan Waktu Getar Alami (T)

Rumus empiris pakai method A dari UBC section 1630.2.2

Tinggi gedung (h) = 37 m

$$C_t = 0.0731$$

$$T = C_t \times h^{3/4}$$

$$= 0.0731 \times (37)^{3/4} = 1.09 \text{ detik}$$

- Kontrol pembatasan T sesuai ps.5.6 SNI 1726, direncanakan wilayah 4

$$= 0.17$$

$$n = 8$$

$$T = n$$

$$= 0.17 \times 8 = 1.36 > T \text{ empiris } 1.09 \text{ (ok)}$$

4.5.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal akibat Gempa

V dihitung dengan rumus (26) SNI 1726

SRPMK sesuai SNI 1726. Tabel 3 : R = 5.5

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai T = 1.09

Dengan menggunakan gambar 2 SNI 1726, diperoleh C₁ = 0.3

I sesuai SNI 1726, Tabel 1 didapat I = 1

Maka Diperoleh :

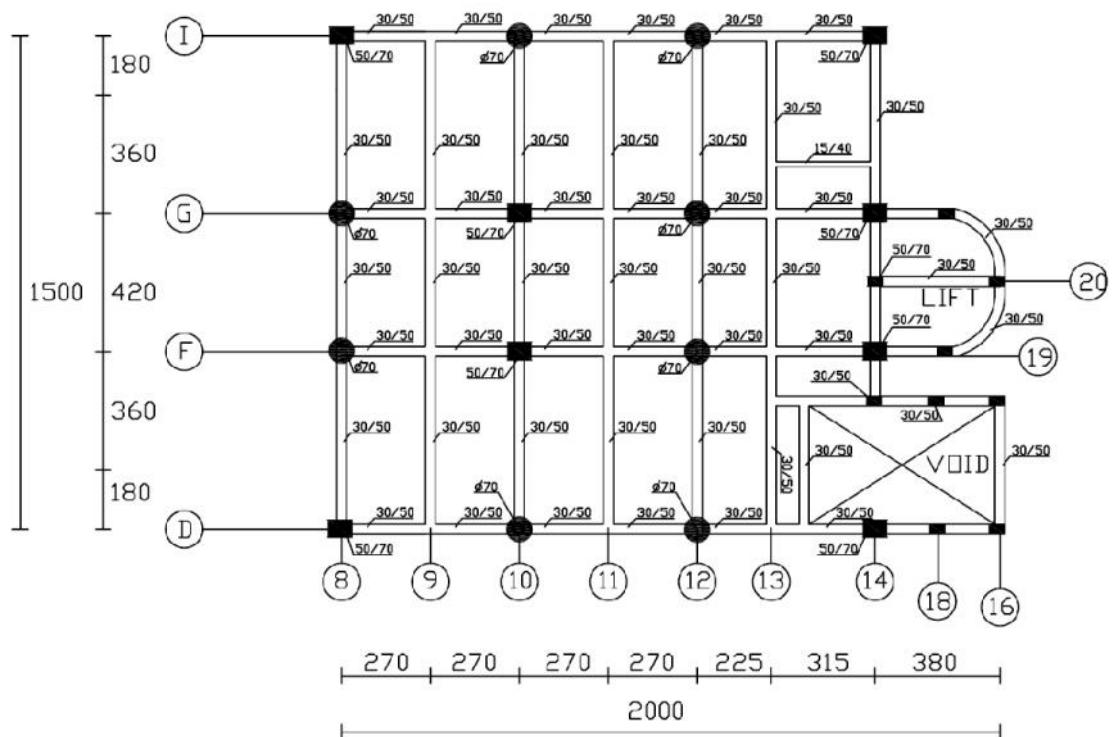
$$V = \frac{C_1 \times I}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.3 \times 1}{5.5} \times 6191331.325$$

$$= 337708.9814 \text{ kg}$$

- Distribusi gaya geser horisontal total gempa kesepanjang tinggi bangunan:

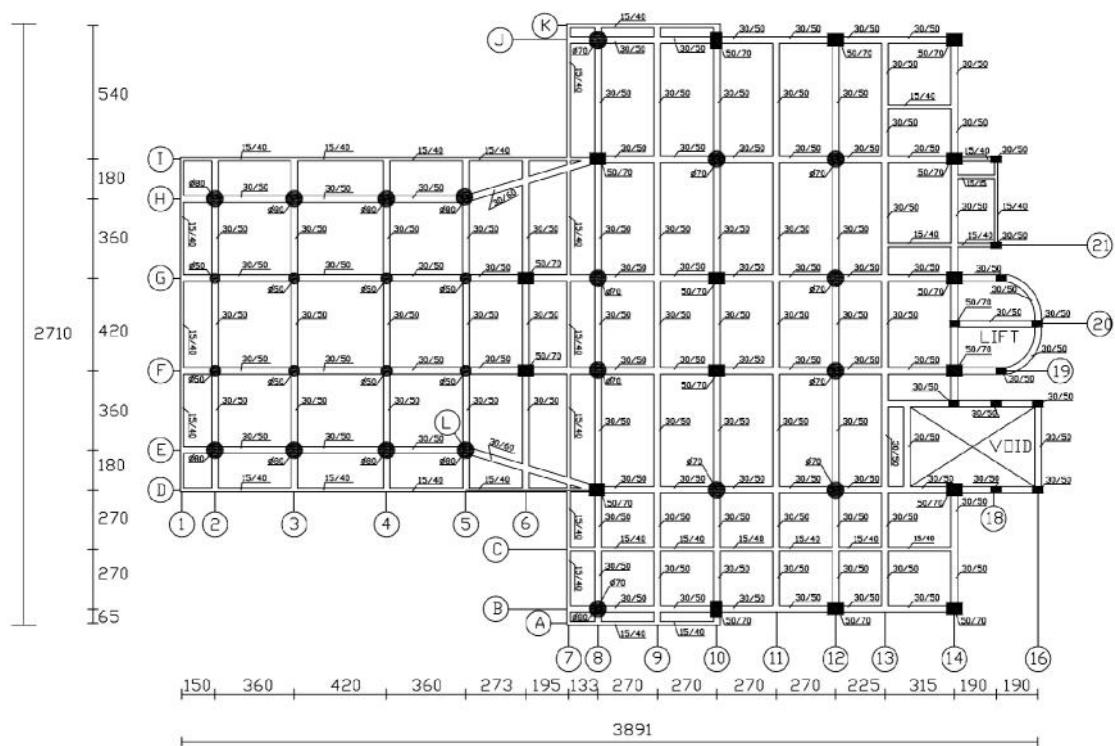
$$F_i = \frac{w_i \times h_i}{\sum w_i \times h_i} \times V$$



Gambar 4.15 Distribusi gaya geser horizontal akibat gempa pada atap

Tabel 4.3 Distribusi gaya pada portal atap

Lantai	Portal Melintang						Portal Memanjang	
	8 = 14	10 = 12	16	18	19	20	D = I	F = C
Atap	$= \frac{2.7}{20} x Fi$ = 3254.457	$= \frac{5.4}{20} x Fi$ = 6508.914	$= \frac{0.95}{20} x Fi$ = 1145.087	$= \frac{1.9}{20} x Fi$ = 2290.174	$= \frac{2.5}{20} x Fi$ = 3013.386	$= \frac{1.9}{20} x Fi$ = 2290.174	$= \frac{2.7}{15} x Fi$ = 4339.276	$= \frac{4.8}{15} x Fi$ = 7714.452



Gambar 4.16 Distribusi gaya geser horizontal akibat gempa pada lantai 2-3

Tabel 4.4 Distribusi gaya pada lantai 2-3

Lantai	Potongan Melintang									$B = J$
	2	3 = 4	5	8	10 = 12	14	16 = 21	18 = 20	19	
Lt. 3	$= \frac{2.55}{38.91} xFi$ = 2604.870	$= \frac{3.9}{38.91} xFi$ = 3983.918	$= \frac{4.935}{38.91} xFi$ = 5041.189	$= \frac{3.365}{38.91} xFi$ = 3437.406	$= \frac{5.4}{38.91} xFi$ = 5516.194	$= \frac{2.7}{38.91} xFi$ = 2758.097	$= \frac{0.95}{38.91} xFi$ = 970.442	$= \frac{1.9}{38.91} xFi$ = 1940.883	$= \frac{2.5}{38.91} xFi$ = 2553.794	$= \frac{3.025}{27.1} x$ = 4436.73
Lt. 2	$= \frac{2.55}{38.91} xFi$ = 1317.910	$= \frac{3.9}{38.91} xFi$ = 2015.627	$= \frac{4.935}{38.91} xFi$ = 2550.543	$= \frac{3.365}{38.91} xFi$ = 1739.124	$= \frac{5.4}{38.91} xFi$ = 2790.868	$= \frac{2.7}{38.91} xFi$ = 1395.434	$= \frac{0.95}{38.91} xFi$ = 490.986	$= \frac{1.9}{38.91} xFi$ = 981.972	$= \frac{2.5}{38.91} xFi$ = 1292.069	$= \frac{3.025}{27.1} x$ = 2244.72

4.6 Analisa Fungsi Pekerjaan Pondasi

Analisa fungsi pekerjaan pondasi dapat dilihat pada tabel 4.5 sebagai berikut:

Tabel.4.5

Analisa Fungsi Pekerjaan Pondasi

No	Uraian	Kata kerja	Fungsi kata Benda	Jen is	Cost (Rp)	Worth (Rp)
1.	Urugan pasir Bawah pondasi Dan File cap	Menutup	Kegiatan	S	Rp. 7.520.098,61	Rp. 7.520.098,61
2.	Aanstampe ng	Meneruskan	Beban	S	Rp. 60.865.678,70	Rp. 60.865.678,70
3.	Pondasi Batu Kali 1:4	Meneruskan	Beban	S	Rp. 481.626.848,68	Rp. 481.626.848,68
4.	Pondasi Rollag	Meneruskan	Beban	S	Rp. 23.899.968,33	Rp. 23.899.968,33
5.	Pile cap	Meneruskan	Beban	P	Rp. 567.350.765,00	Rp. 567.350.765,00
6.	Pondasi Tiang Pancang	Mendukung	Beban	P	Rp. 109.760.000,00	Rp. 78.560.000,00
7.	Ongkos pancang	Menyediakan	Area	S	Rp. 648.800.000,00	Rp. 648.800.000,00
8.	Pemboboka n Tiang pancang	Memotong	Area	S	Rp. 60.600.000,00	Rp. 60.600.000,00
Jenis:		P=Primer S=Sekunder		Σ	Rp. 1.960.423.359,00	Rp. 1.695.753.356,00

- *Sumber:RAB Persada Hospital*

- Rasio =
$$\frac{Cost}{Worth} = \frac{1.960.423.359,00}{1.695.753.356,00} = 1,157$$

- P adalah unsur item Pekerjaan yang dianggap Primer (utama).
- S adalah unsur item pekerjaan yang dianggap sekunder (pendukung unsure primer).
- Nilai Worth didapat dari Biaya Minimum Untuk menjalankan Fungsi dasar dengan cara yang paling Sederhana berdasarkan teknologi yang ada.Untuk perhitungan diatas perbedaan nilai worth hanya ada pada item pondasi Tiang pancang,dimana selisih yang ada merupakan selisih kedalaman perencanaan awal sedalam 12 m dirubah di kedalaman 8 m sesuai dengan hasil sondir dan kondisi tanah setempat.

Tabel 4.6
Analisis Keuntungan Dan Kerugian (1/2)
ALTERNATIF DESIGN

Pekerjaan Pembangunan Gedung Persada Hospital Araya Malang		Item Pekerjaan Struktur Fungsi Memperkuat Struktur	
No.	Usulan	Keuntungan	Kelemahan
1.	Penggunaan tiang pancang	a. Tidak terpengaruh dengan kondisi cuaca dan lingkungan proyek b. Tak perlu galian c. Mutu terjamin d. Karena dimensi tak bersudut maka lebih mempermudah proses pemancangan	a. Memerlukan ruang kerja yang besar b. Menganggu bangunan sekitar pada saat pemancangan
2.	Penggunaan pondasi sumuran	a. Perencanaan mudah karena sudah umum digunakan b. Tenagan kerja dan sarana pelaksanaan pekerjaan banyak dan mudah didapat c. Tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat membahayakan bangunan-bangunan disekitarnya	a. Kontrol kualitas kurang terjamin karena langsung cetak di tempat b. Waktu pelaksanaan lama karena adanya pelaksanaan begesting dan penulangan beton c. Pelaksanaannya tergantung cuaca

Dari tabel 4.6 dapat dilihat bahwa alternatif pondasi sumuran lebih efektif dan efisien.

4.7

Hasil Analisa Dimensi dan Rancangan Anggaran

Alternatif : Pondasi Sumuran

Direncanakan Pondasi Sumuran berbentuk lingkaran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 8000 cm = 8 m
2. Diameter luar (D_{luar}) = 50 cm = 0.50 m
3. Diameter dalam = 25 cm = 0.25 m
4. Mutu beton sumuran = K – 275
5. Mutu beton cyclop = K-225

4.7.1

Daya Dukung Pondasi Sumuran

Seperti yang diketahui jumlah tiang pancang adalah 4 dilihat dari gambar

dan diperoleh dari hitungan dimana $n = \frac{P}{Qijin}$

$$\frac{169,944}{42,486} = 4 \text{ buah}$$

o Terhadap kekuatan bahan dari beton

$$qd = \sigma_{ijin} \times A$$

Dimana :

qd : kuat ijin pada tiang

σ_{ijin} : tegangan ijin bahan ($0.85 \times f_c'$)

A : luas penampang

$$\text{Luas total dasar sumuran} = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{luar}^2)$$

$$= (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 50^2)$$

$$= 1962,5 \text{ cm}^2$$

$$= 0,19625 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas beton cyclop} = (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2)$$

$$\begin{aligned}
 &= (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 25^2) \\
 &= 490,6 \text{ cm}^2 \\
 &= 0,0490 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas beton cyrclop} &\quad = \text{Luas total dasar sumuran} - \text{Luas beton cyclop}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,19625 \text{ m}^2 - 0,0490 \text{ m}^2 \\
 &= 1471,8 \text{ cm}^2 \\
 &= 0,147 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

1. Untuk dinding sumuran (K – 275)

$$\begin{aligned}
 qd &= (0.85 \times f_{c'}) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{luar}^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{dalam}^2) \\
 &= (0.85 \times 275) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 50^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2) \\
 &= 344050,78 \text{ kg} \\
 &= 344,050 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

2. Untuk beton cyclop (K – 225)

$$\begin{aligned}
 qd &= (0.85 \times f_{c'}) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{dalam}^2) \\
 &= (0.85 \times 225) \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2) \\
 &= 93832,03 \text{ kg} \\
 &= 93,83 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned}
 qd &= qd1 + qd2 \\
 &= 344,050 + 93,83 \\
 &= 437,88 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

o Terhadap kekuatan tanah

Ada beberapa metode dalam menentukan daya dukung tanah, diantaranya menggunakan rumus Terzaghi.

$$q_u = (1.3 \times c \times N_c) + (\gamma \times D_f \times N_q) + (0.3 \times \gamma \times B \times N_y)$$

Dimana :

q_u = daya dukung ultimate (ton)

D_f = Kedalaman pondasi (m)

B = Lebar pondasi (m)

γ = Berat volume tanah (ton)

c = kohesi tanah (ton/m²)

N_c, N_q, N_y : Faktor kapasitas daya dukung tanah

Tabel 4.7
Nilai Faktor Daya Dukung Terzaghi

	Nc	Nq	Ny	Nc'	Nq'	Ny'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,05	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Sumber : Hardiyatmo, 2010, Analisis dan Perancangan Pondasi

Dari hasil konversi tanah yang dilakukan pada kedalaman 8,0 dengan menggunakan tabel faktor daya dukung terzaghi (tabel 4..7) didapat nilai N_c, N_q, N_y sebagai berikut :

$$N_c = 8,68$$

$$N_q = 2,26$$

$$N_y = 0,92$$

Dimana nilai $\gamma = 1520 \text{ kg/m}^3$ dan $c = 1300 \text{ kg/m}^2$

- Daya dukung berdasarkan kekuatan tanah**

$$q_{ult} = (1.3 \times c \times N_c) + (\gamma \times D_f \times N_q) + (0.3 \times \gamma \times B \times N_y)$$

$$\begin{aligned}
 &= (1.3 \times 1300 \times 8,68) + (1520 \times 8 \times 2,26) + (0.3 \times 1520 \times 0.8 \times \\
 &0,92) \\
 &= 87,365 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.7.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Dalam Kelompok

Dari hasil analisis struktur yang direncanakan oleh konsultan perencana PT, ASTA TIGA Surabaya , diperoleh :Gaya luar 67,57 ton

$$\Sigma V = \text{Gaya luar} + \text{berat pile cap} + \text{Berat sendiri tiang}$$

$$\text{Berat pile cap} = \text{Dimensi pile cap} \times \text{tebal pile cap} \times \text{BJ Beton} \times 1,2$$

$$= 2,56 \times 1 \times 2400 \times 1,2$$

$$= 73,72 \text{ ton}$$

Berat sendiri tiang :

1. Untuk dinding sumuran (K – 275)

$$P1 = ((\frac{1}{4} \pi \times D^2) - (\frac{1}{4} \pi \times D_{dalam}^2)) \times Df \times \gamma_{beton} \times \text{jumlah tiang}$$

tiang

$$= ((\frac{1}{4} \pi \times 0,5^2) - (\frac{1}{4} \pi \times 0,25^2)) \times 8 \times 2,4 \times 1 \times 1,2$$

$$= 3,3912 \text{ ton}$$

2. Untuk beton siiklop (K – 225)

$$P2 = (\frac{1}{4} \pi \times D_{dalam}^2) \times Df \times \gamma_{beton} \times \text{jumlah tiang}$$

$$= (\frac{1}{4} \pi \times 0,25^2) \times 8 \times 2,4 \times 1 \times 1,2$$

$$= 1,1304 \text{ ton}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$P \text{ tiang} = P1 + P2$$

$$= 3,3912 + 1,1304$$

$$= 4,52 \text{ ton}$$

$$\Sigma V = 67,57 + 73,72 + 4,52$$

$$= 145,811 \text{ ton}$$

$$n = \frac{\sum Vu}{qult}$$

$$= \frac{145,811}{87,365}$$

$$= 1,67 \sim 2 \text{ buah}$$

- Menghitung nilai efisiensi kelompok

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

$$Eg = \frac{2.(2+1-2).100+4.50}{(2 \times 3,14 \times 50) \times 2 \times 1}$$

$$= 0.94$$

$$\text{Jadi daya Dukung} = Eg \times 2 \times 87,365 = 307,434 \text{ kg}$$

$$164,25 \text{ Kg} > 145,811 \text{ Kg} \dots (\text{Aman})$$

4.7.3 Perhitungan Penulangan Pondasi

$P_{\max,\min}$ = $P_{\text{vertikal}} \pm P_{\text{akibat momen}}$

$$= \frac{\sum V}{n} \pm \frac{My \cdot X}{ny \cdot \bar{y}X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{nx \cdot \bar{y}Y^2}$$

Dimana :

P_{maks} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

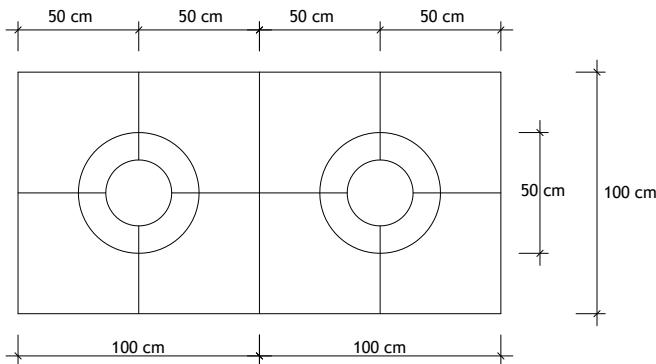
P_{min} = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

$\sum V$ = Jumlah total beban vertikal

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
 X_{maks} = Ordinat terjauh tiang pancang terhadap titik berat kelompok tiang
 ny = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu Y
 nx = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu X
 ΣX^2 = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran
 ΣY^2 = Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang sumuran



Gambar 4.17 Titik Koordinat sumuram

Data :

Beban total (Pu) = 145,811ton

M_y = 2,32 tm

M_x = 2,32 tm

X_{maks} = 0,5m

X_{min} = 0,5m

Y_{maks} = 0 m

Y_{min} = 0 m

n = 2 buah

$$nx = 2 \text{ buah}$$

$$ny = 1 \text{ buah}$$

a) Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$$\sum X^2 = (0,5)^2 + (0,5)^2 = 0,5 \text{ m}^2$$

b) Jumlah kuadrat ordinat –ordinat tiang

$$\sum Y^2 = (0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Pu &= \frac{Pu}{n} + \frac{My \cdot X}{ny \cdot \sum X^2} + \frac{Mx \cdot Y}{nx \cdot \sum Y^2} \\ &= \frac{145,811}{2} + \frac{2,32 \times 0,5}{1 \times 0,5} + \frac{2,32 \times 0}{2 \times 0} \end{aligned}$$

$$= 73,824 \text{ ton}$$

$$P \text{ maks} = 73,828 \text{ ton} < Q_a \text{ tiang} = 87,365 \text{ ton} \dots \dots (\text{Aman})$$

4.7.4 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan momen pada bagian bawah poer diasumsi sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya didapat nilai Mye sebagai berikut :

**Tabel 4.8
Pelat : Stiglet/Wipel**

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

Sumber : Hasil analisa, 2013

o Penulangan Poer Arah Y

$$\left(\frac{y}{L}\right) = \frac{0}{0,6+0,6} = 0$$

$$Mye = 0,32$$

$$Mu = Mye = P \times Mye$$

$$= 73,928 \times 0,32 = 23,657 \text{ tm}$$

$$= 23657 \text{ kgm} = 23657 \times 10^4 \text{ Nmm} \text{ (untuk lebar 1,0 m)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{23657 \times 10^4}{0,8} = 29571,3 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

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

$$f_y = 320 \text{ MPa}$$

$$f_{c'} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D25

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \varnothing D25$$

$$= 500 - 75 - (1/2 \times 25)$$

$$= 418,7 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_r}{b \cdot d^2} = \frac{29571,3 \times 10^4}{1000 \times 418,7^2} = 1,68 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 \times f_y} \right]$$

$$= 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 25}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 \times 320} \right] = 0,03681$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho$$

$$= 0,75 \times 0,03681 = 0,0276$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,00438$$

$$\rho = \frac{1}{n} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxmR_1}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{15,059} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,059 \times 1,68}{320}} \right]$$

$$= 0,0054$$

Karena $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, maka digunakan $\rho = 0,0054$

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0054 \times 1000 \times 318,7 \\ &= 2260,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2}$$

$$= \frac{2260,9}{\frac{1}{4} \pi \times 25^2}$$

$$= 4,6 \sim 5 \text{ Tulangan}$$

$$\begin{aligned} As \text{ ada} &= 5 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \\ &= 5 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2) \\ &= 2453,12 \text{ mm}^2 > As \text{ Perlu} = 2260,9 \text{ mm}^2 \dots\dots(\text{Ok}) \end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{As \text{ perlu}} = \frac{1000}{2260,9} = 217 \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik / bawah) = 5 – D25

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 1,0 meter adalah 5 – D25

Direncanakan menggunakan tulangan tekan D16

As tekan = 20% x As perlu

$$= 20\% \times 2260,9 = 452,19 \text{ mm}$$

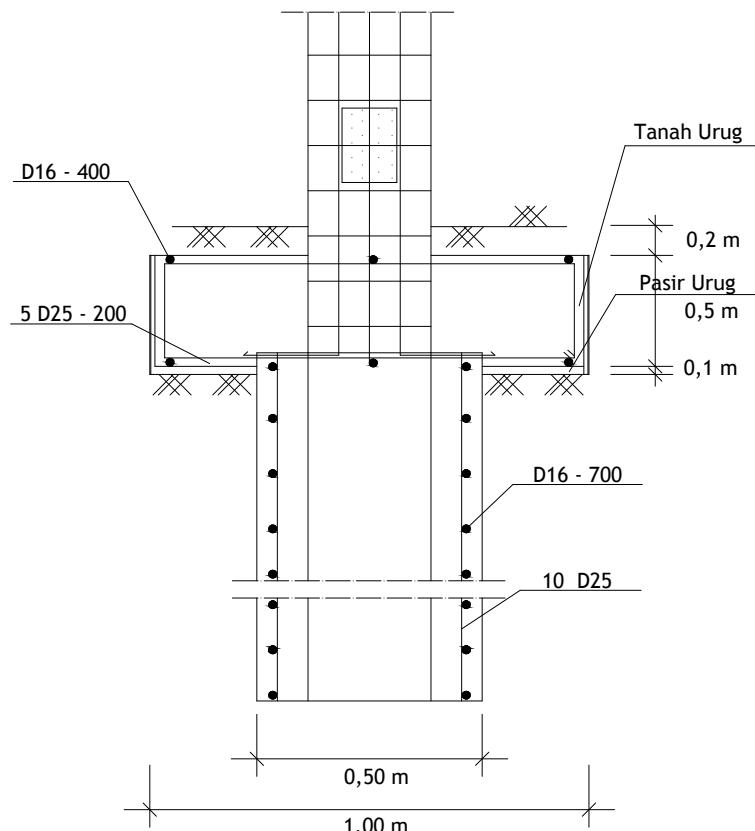
$$n = \frac{As \text{ tekan}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2} = \frac{452,19}{\frac{1}{4} \pi \times 16^2} = 2,25 \sim 3 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned} As \text{ ada} &= n \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2) \\ &= 3 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2) \\ &= 602,88 \text{ mm}^2 > As \text{ Tekan} = 452,19 \text{ mm}^2 \dots\dots(\text{Ok}) \end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{Asperlu} = \frac{1000}{\frac{1}{4}J \cdot D^2} = \frac{1000}{\frac{1}{4} \cdot 16^2} = 444,415 \sim 400 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik / bawah) = 3 – D16

Maka jumlah tulangan untuk lebar pondasi 1,0 meter adalah 3 – D16



Gambar 4.18 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

4.7.5 Penulangan Pondasi Sumuran

- Perhitungan Tulangan Pokok

Data Perencanaan :

- $P_u = P_{max} = 67,57 \text{ ton}$

- $M (M_x) = 2,33 \text{ tm}$

- Mutu Beton (f'_c) = 25 MPa
- Mutu baja tulangan (f_y) = 320 MPa
- Diameter luar sumuran = 0,50m = 500 mm
- Diameter dalam sumuran = 0,25 m = 250 mm
- Tinggi sumuran = 8 m
- Tebal selimut = 75 mm (SNI 03 - 2847 – 2002)

Perhitungan penulangan kaison sama dengan perhitungan kolom bulat berdasarkan (SNI 03 - 2847 – 2002).

a) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

Dicoba menggunakan tulangan pokok D25 dan tulangan sengkang D16

$$\text{Tebal selimut efektif } (d') = \text{tebal selimut} + \frac{1}{2} \text{ tul. Sengkang} + \frac{1}{2} \text{ D tul. Pokok}$$

$$\begin{aligned} &= 75 + 16 + (\frac{1}{2} \times 25) \\ &= 103,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Diameter efektif (Deff)} &= D_{luar} - (2 \times d') \\ &= 500 - (2 \times 103,5) \\ &= 293 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Luas pemampang sumuran (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= (\frac{1}{4} \pi \times D_{luar}^2) - (\frac{1}{4} \pi \times D_{dalam}^2) \\ &= (\frac{1}{4} \pi \times 500^2) - (\frac{1}{4} \pi \times 250^2) \\ &= 147187,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c) Luas tulangan pemampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok dipakai 3% dari luas tiang (A_g)

$$A_{st} = 3\% \times A_g$$

$$= 3\% \times 147187,5$$

$$= 4415,62 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{Ast}{\frac{1}{4}\pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{4415,62}{\frac{1}{4}\pi \cdot 25^2}$$

$$= 8,9 - 10 \text{ tulangan}$$

$$As \text{ ada} = n \times (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2)$$

$$= 10 \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2)$$

$$= 4906,25 \text{ mm}^2 > Ast = 4415,62 \text{ mm}^2 \dots \text{(ok)}$$

$$As = As' = \frac{1}{2} \times Ast$$

$$= \frac{1}{2} \times 4415,62$$

$$= 2207,8 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times D \times eef}{n}$$

$$= \frac{\pi \times 293}{10} = 92 \text{ mm} \sim 90 \text{ mm}$$

d) Pemeriksaan Beban Ultimate Beton (Pub) & Momen Ultimate Beton (Mub)

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

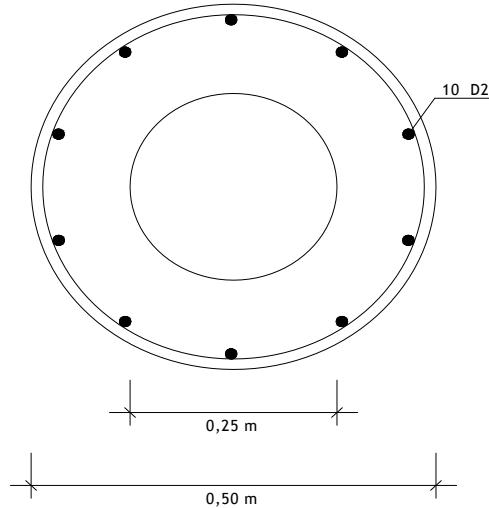
$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 250 = 200 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekuivalen

$$1 \text{ tk1} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{luar}^2}{t_{ek1}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 500^2}{400} = 490,6 \text{ mm}$$

$$1 \text{ tk2} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2}{t_{ek2}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 250^2}{200} = 245,3 \text{ mm}$$



Gambar 4.19 Pondasi sumuran

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi luar beton (d_b)

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 400 - 245,3 \\
 &= 154,7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{600 \times 154,7}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 154,7}{600 + 320} \\
 &= 100,89 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}
 a_b &= \beta_1 \times C_b \\
 &= 0,85 \times 100,89 \\
 &= 85,75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f's)

$$f_s = \frac{600 \times (d - cb)}{cd}$$

$$= \frac{600 \times (103,5 - 100,89)}{100,89}$$

$$= 15,52 \text{ MPa} < f_y = 320 \text{ MPa}$$

- Beban Ultimate beton (Pub)

$$\begin{aligned} \text{Pub} &= \{(0,85 \times f'_c \times ab \times 1ek) + (As \times fs) + (As \times fy) \times 10^3 \\ &= \{(0,85 \times 25 \times 87,75 \times 490,6) + (2207,8 \times 15,52) + (2207,8 \times 320) \times 10^3 \\ &= 928937 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Momen Ultimate Beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= \left\{ \left(0,85 \times f'_c \times ab \times 1ek \times \left[\frac{tek}{2} - (\gamma z \times ab) \right] \right) + (As \times fs \times \frac{\gamma}{2} \times (Deef - d)) + (As \times fy \times \frac{\gamma}{2} \times (Deff - d)) \right\} \times 10^{-6} \\ M_{ub} &= \left\{ \left(0,85 \times 25 \times 87,75 \times 490,6 \times \left[\frac{640}{2} - (\gamma \times 87,75) \right] \right) + \right. \\ &\quad (2207,8 \times 15,52 \times \frac{\gamma}{2} \times (293 - 103,5)) + \\ &\quad \left. (2207,8 \times 320 \times \frac{\gamma}{2} \times (293 - 103,5)) \right\} \times 10^{-6} \\ &= 317927,2 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\ &= \frac{317927,2}{928937} = 0,34 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{M}{P} \\ &= \frac{67,57}{73,928} = 0,913 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $e = 0,913 \text{ mm} > eb = 0,34 \text{ mm}$, dengan demikian pondasi sumuran ini menerima momen akibat gaya tarik, maka pondasi direncanakan menerima tarik.

e) Memeriksa penulangan memanjang (ps)

- Rasio penulangan memanjang (ps)

$$\begin{aligned} ps &= \frac{Ast}{Ag} \\ &= \frac{4415,62}{147187,5} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

- Lebar sumuran efektif (Ds)

$$\begin{aligned} (Ds) &= D_{luar} - (2 \times d') \\ &= 500 - (2 \times 103,5) \\ &= 293 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{320}{0,85 \times 25} = 15,059$$

- Persamaan untuk penampang sumuran dengan hancur tarik (Pn)

$$\begin{aligned} Pn &= 0,85 \times f'c \times h^2 \times \sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{ps \times m \times Ds}{2,5 \times h} - \left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)} \\ &= 97708,08 \text{ kg} = 97,70 \text{ ton} \end{aligned}$$

f) Kekuatan sumuran

$$\begin{aligned} Pn &= 0,7 \times pn \\ &= 0,7 \times 97,70 \\ &= 68,39 \text{ ton} > Pu = 67,57 \text{ ton} \text{ (memenuhi)} \end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan pondasi sumuran memenuhi persyaratan sehingga ukuran sumuran dan penulangan dapat digunakan.

4.7.6 Perhitungan Tulangan Spiral

Data perencanaan:

$$f'_c = 25 \text{ MPa}$$

$f_y = 320 \text{ Mpa}$

Tebal selimut beton =75 mm

Diameter tulangan spiral (ds) = 16 mm

Luas penampang kotor sumuran (Ag)

$$Ag = (1/4 \times \square \times Dluar^2) - (1/4 \times \square \times Ddalam^2)$$

$$= (1/4 \times \square \times 500^2) - (1/4 \times \square \times 250^2)$$

$$= 147187,5 \text{ mm}^2$$

$$As = 1/4 \times \square \times ds^2$$

$$= 1/4 \times \square \times 16^2$$

$$= 200,96 \text{ mm}^2$$

Diameter inti sumuran (Dc)

Dc = tiang - (2 x selimut beton)

$$= 500 - (2 \times 75)$$

= 350 mm

Luas penampang inti sumuran (Ac)

$$Ac = \frac{1}{4} x \square x Dc^2 - (\frac{1}{4} x \square x Dd^2)$$

$$Ac = \frac{1}{4} x \square x 350^2 - (\frac{1}{4} x \square x 250^2)$$

$$= 143262,5 \text{ mm}^2$$

$$Ps = 0,45 \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right) \frac{fc'}{fy} \quad \dots \dots \dots \text{(Istimawan Dipohusudo : 328)}$$

$$= 0,45 \left(\frac{147187,5}{143262,5} - 1 \right) \frac{25}{320}$$

= 0,0009

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S = \frac{4 \times As (Dc - ds)}{Dc^2 \times ps}$$
$$= \frac{4 \times 200,96 (350 - 16)}{650^2 \times 0,0009}$$
$$= 706,6 \sim 700 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan digunakan tulangan pokok 10 – D25 mm dalam tulangan spiral Ø16 -700 mm.

4.5 Rencana anggaran biaya untuk pondasi sumuran

Alternatif menggunakan pondasi sumuran

a). Perhitungan harga satuan

1m³ Membuat beton mutu rendah 1:3:6

Bahan An.SNI (revisi) 6.2.1

3,940 Zak Semen Portland @ Rp. 47.850 = Rp 188.529,00

0,470 M³ Pasir beton @ Rp. 172.700= Rp 81.169,00

0,940 M³ Koral beton @ Rp. 215.600 = Rp 202.664,00

= Rp 472.362,00

Upah An.SNI (revisi) 6.2.1

1,650 Oh Pekerja @ Rp. 39.000 = Rp 57.750 ,00

0,250 Oh Tukang batu @ Rp. 47250= Rp 10.625,00
= Rp 68.375,00

Total Harga = Rp 540.737,00

1 m³ Membuat beton dengan mutu K 275

Bahan An.SNI (revisi) 6.35.1

8,0000 Zak Semen Portland @ Rp. 47.850 = Rp 382.800,00

0,400 M³ Pasir beton @ Rp. 172.700= Rp 69.080,00

0,820 M³ Koral beton @ Rp. 215.600 = Rp 176.792,00
= Rp 628.672,00

Upah An.SNI (revisi) 6.35.1

6,000 Oh Pekerrja @ Rp. 39.000 = Rp 210.000,00

1 M² Pasang Bekisting untuk pondasi

Bahan An.SNI (revisi) 6.28.1

Upah An.SNI (revisi) 6.28.2

0,300 Oh Pekerja	@ Rp. 39.000 =	Rp 10.500,00
0,260 Oh Tukang kayu	@ Rp47250=	Rp 11.050,00
	=	Rp <u>21.550,00</u>
	Total Harga =	Rp 96.045,00

1 M³ Pasang pondasi siklop 40% batu kali

Bahan An.SNI -03-2836-2002

75 Kg besi Beton	@ Rp10.100=	Rp 757.500,00
5,050 Kg Semen portland	@ Rp. 47.850 =	Rp 241.642,50
0,320 M ³ Pasir beton	@ Rp 172.700 =	Rp 55.264,00

0,490 M ³ Koral beton	@ Rp. 215.600 = Rp 105.644,00
0,800 Kg Kawat Beton	@ Rp. 13.200 = Rp 10.560,00
	= Rp 1.170.610,50

Upah An.SNI (revisi) 6.28.2

0,150 Oh Mandor	@ Rp59250= Rp 7875,00
0,085 Oh Kepala Tukang	@ Rp. 50250= Rp 4.037,50
0,850 Oh Tukang Batu	@ Rp. 47.250 = Rp. 36.125,00
3,000 Oh Pekerja	@ Rp. 39.000n = Rp.105.000,00
	= Rp.153.037,50

Total Harga = Rp.1.323.648,00

1 kg Pembesian dengan besi polos atau ulir

Bahan An.SNI (Revisi) 6.25.1

1,050 Kg Besi Beton (Polos/ Ulir)	@ Rp.10.100 = Rp 10.605,00
0,015 Kg Kawat Beton	@ Rp.13.200 = Rp. 198,00
	= Rp. 10.803,00

Upah An.SNI (revisi) 6.25.2

0.007 Oh Pekerja	@ Rp.39.000 = Rp. 245,00
0,007 Oh Tukang Besi	@ Rp.47.250 = Rp 297,50
	= Rp 542,50

Total Harga = Rp. 11.345,50

b). Perhitungan harga pekerjaan fondasi

- Perhitungan harga Pile cap

Jumlah Pondasi (120 buah)

Dalam pondasi sumuran digunakan pile cap,karena untuk menahan gaya geser pons yang terjadi pada pondasi.

Jumlah tiang = 120 buah

- Volume pile cap = $1,0 \times 1,0 \times 0,50 \times 120 = 60 \text{ M}^3$

Per 1 $\text{M}^3 = 1/0,5 = 2 \text{ Kg}$

- Berat besi = Panjang besi x jumlah besi x Berat / m^1

$$= 12,00 \text{ m}^1 \times 1 \times 6,31 \text{ m}^1$$

$$= 75 \text{ kg}$$

Harga besi = $75 \text{ kg} \times \text{Rp } 11.345,50 = \text{Rp } 850.931,00$

Harga begesting = $6 \times \text{Rp } 96.045,00 = \text{Rp } 576.270,00$

Harga beton pile cap :

Beton K275 = Rp 881.172,00

Besi = Rp. 850.913,00

Begesting = Rp. 576.270,00

$$= \underline{\underline{\text{Rp. } 2.308.355,00}}$$

Harga Pile cap = $120 \times \text{Rp } 2.308.355,00 = \textbf{Rp.138.501.300,00}$

- Perhitungan harga pondasi sumuran
- Pondasi Sumuran: $V = (1/4 \cdot \square \cdot 0,5^2 \cdot 8) - (1/4 \cdot \square \cdot 0,25^2 \cdot 8)$

$$= 1,177 \text{ M}^3$$

V total = $1,77 \times 120 = 141,3 \text{ M}^3$

Per 1 $\text{M}^3 = 1/1,177 = 0,849 \text{ M}^2$

- V besi = $1,177 \times 150 = 176,625 \text{ Kg}$

Besi = $0,849 \times 176,625 = 149,95 \text{ Kg}$

- V begesting = $3,14 \times 0,5 \times 8 = 12,56 \text{ M}^2$

Begesting = $12,56 \times 0,849 = 10,66 \text{ M}^2$

Harga besi = 149,95 Kg x Rp 11.345,50 = Rp.1.701.258,00

Harga begisting = 10,66 x Rp 96.045,00 = Rp 1.023.840

Harga Beton:

Beton K275 = Rp 881.172,00

Besi = Rp 1.701.258,00

$$\begin{array}{rcl} \text{Begesting} & = & \text{Rp } 1.023.840,00 \\ & & \hline \\ & & = \text{Rp. } 3.606.270,00 \end{array}$$

Harga = 141,3 M³ x Rp 3.606.270,00 = **Rp.509.565.951,00**

- Beton mutu rendah untuk mengisi bagian tengah pondasi sumuran

Bagian tengah sumuran: $V = 1/4 \cdot \square \cdot 0,25^2 \cdot 8$

$$= 0,393 \text{ M}^3$$

$$V \text{ total} = 0,393 \times 120$$

$$= 47,1 \text{ M}^3$$

Harga = 47,1 M³ x Rp.540.737,00

= **Rp. 25.468.713,00**

- Persewaan pompa untuk pengcoran pondasi:

Harga pemakaian pompa hanya untuk satu lokasi sekali pakai Rp 1.400.000,00

Maksimal volume 60 M³ kelebihannya Rp 25.000/M³.

Jumlah pipa 10 batang @ 3 m kelebihannya Rp. 25.000/batang

Volume pile cap = 1,0 x 1,0 x 0,50 m = 0,5 M³ x 120 = 60 M³

Volume sumuran = $(1/4 \times \square \times 0,5^2 \times 8) - (1/4 \times \square \times 0,25^2 \times 8) \times 120$

$$= 1,177 \times 120 = 141,3 \text{ M}^3$$

Total volume sebesar = 60 + 141,3 = 201,2 (jadi ada kelebihan volume sebesar 141,3 M³)

Biaya sewa pile cap = Rp. 1.400.000 x 60 = Rp.84.000.000,00

Kelebihan volume = Rp.1.425.000 x 141,3 = Rp.201.352.500,00

Jadi total biaya sewa pompa sebesar = Rp.84.000.000,00 + Rp. 201.352.500,00

$$= \mathbf{Rp.285.352.500,00}$$

- Mobilisasi = **Rp.1.500.00,00**

- Sewa alat bor

Harga sewa alat bor Rp.12.000/m

Volume = 120 bh x 8 m = 960 m

Harga sewa = 960 x 12.000 = **Rp.11.520.000,00**

- Total Biaya Pondasi Sumuran

$$\begin{aligned} &= \text{Rp.138.501.300} + \text{Rp.509.565.951} + \text{Rp.25.468.713} + \text{Rp.285.352.500} + \\ &\text{Rp.1.500.00} + \text{Rp.11.520.000} \\ &= \mathbf{Rp.971.908.464,00} \end{aligned}$$

Proses analisa perbandingan,yang terdiri dari persiapan dan penyajian kesimpulan hasil dari proses analisa perbandingan kepada yang berkepentingan.Laporan hanya mengetengahkan fakta dan informasi untuk mendukung argumentasi.Semua variasi aspek teknik dan biaya desain semula dibandingkan dengan hasil yang dipaparkan dengan jelas.Jadi laporan akhir akan berisikan sebagai berikut:

- Identitas objek atau proyek
- Penjelasan fungsi masing-masing komponen dan keseluruhan komponen,sebelum dan sesudah dilakukan analisa perbandingan.
- Perubahan desain (pengurangan,peningkatan)yang diusulkan.
- Perubahan biaya.
- Total penghematan biaya yang akan diperoleh.

Untuk hasil perbandingan analisa biaya pada pekerjaan struktur pondasi tiang pancang dengan pondasi sumuran dapat dilihat dalam table 4.11 sebagaimana berikut:

Tabel 4.9
Usulan Pekerjaan Struktur Pondasi dengan Pondasi Sumuran

USULAN PEKERJAAN	
Proyek : Pembangunan Persada Hospital Araya Malang	
Lokasi : Jl. Panji Suroso RT.10/11 Kecamatan Blimbing Kota Malang - Jawa Timur	
Rencana Awal : Pondasi tiang pancang 35 cm x35 cm kedalaman 11,8 m	
Usulan : Pondasi sumuran Ø 50 cm kedalaman 8 m	
Biaya : Presentasi penghematan yang terjadi yaitu : $= (\text{Penghematan/biaya awal}) \times 100\%$ $= (\text{Rp. } 988.514.895,00 / \text{Rp. } 1.960.423.359,00) \times 100\%$ $= 50,42\%$ Dari hasil analisa dan perhitungan dapat dilihat bahwa pondasi sumuran lebih efektif dan efisien. <ol style="list-style-type: none">Dikatakan efektif karena :<ul style="list-style-type: none">- Biaya lebih murah- Mudah dalam pelaksanaan- Mutu dapat diawasi dengan baikDikatakan efisien karena:<ul style="list-style-type: none">- Rencana Awal : Rp. 1.960.423.359,00- Setelah Usulan : Rp. 971.908.464,00- Penghematan : Rp. 988.514.895,00	

Sumber : Hasil analisa, 2014

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari analisis perbandingan yang dilakukan pada proyek pembangunan Persada Hospital Araya- Malang dengan rencana awal menggunakan pondasi tiang pancang 35 x 35 kedalaman 11.8 m dengan menghabiskan dana sebesar Rp.1.960.423.359,00 setelah dilakukan perbaikan perhitungan desain dapat diambil kesimpulan sebagai berikut:

1. Alternatif pengganti struktur pondasi tiang pancang 35 x 35 adalah pondasi sumuran Ø50 kedalaman 8 meter dan menghabiskan dana sebesar Rp.971.908.464,00
2. Diperoleh penghematan biaya pekerjaan struktur pondasi sebesar Rp.988.514.895,00 atau dengan prosentase penghematan sebesar 50,42% dari biaya rencana awal sebesar Rp.1.960.423.359,00 dan diperoleh penghematan biaya sebesar 4,25% dari biaya proyek keseluruhan sebesar 29.750.000.000,00

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 pengjerjaannya digali sehingga tidak terjadi gesekan antara dinding sumuran dengan tanah.
3. Dalam melakukan penerapan analisa perbandingan pondasi,Konsultan harus berkoordinasi dengan pemilik,perencana maupun pelaksanaan lapangan agar pelakasanaanya dapat diterapkan.

4. Untuk penelitian lanjutan dapat dicoba dengan berbagai alternatif dalam menganalisa perbandingan biaya untuk mengatasi pemborosan biaya proyek atau lingkup pekerjaan yang lain.

DAFTAR PUSTAKA

- Das, B. M .1988 ”*Mekanika Tanah*”. Erlangga. Surabaya.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. “*Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIUG)*”. Offset. Bandung
- Hardiyatmo, H. C. 2003. “*Teknik Pondasi II*”. Edisi kedua Beta Offset. Yogyakarta
- Hardiyatmo, H. C. 2011. “*Analisa dan Perancangan Fondasi I*”. Edisi I.Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- McCormac, J. C. 2002. “*Desain Beton Bertulang.Jilid I*”.Erlangga.Jakarta.
- Pekerjaan Umum. 1997. “*Mekanika Tanah*”. Tanpa Penerbit. Jakarta.
- Pekerjaan Umum. SNI 03 -1726-2002. “*Tata Cara Perencanaan Struktur Gempa Untuk Bangunan Gedung*”. Tanpa Penerbit. Jakarta.
- Pekerjaan Umum. SNI 03 -2847-2002. “*Tata Cara Perhitungan Struktur Untuk Bangunan Gedung* “ Tanpa Penerbit. Jakarta.
- Sardjono, H, S, 1991. “*Pondasi Tiang Pancang Jilid I*” Sinar Wijaya. Surabaya.
- Sardjono, H, S, 1991. “*Pondasi Tiang Pancang Jilid II*” Sinar Wijaya. Surabaya.
- TerZaghi, K,dan Peck, R. B. 1976. “*Mekanika Tanah Dalam Praktek*”. Erlangga. Surabaya.
- Yanto Irawan ST., “*Panduan Praktis Menghitung Biaya Membangun Rumah*”, Penerbit Kawan Pustaka, 2010.