

**SKRIPSI**  
**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN ( KAISON )**  
**PADA PROYEK GEDUNG BARU PASCA SARJANA**  
**FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG**



*Disusun oleh :*

**ROQUE XIMENES DE ARAUJO**  
**(11.21.918)**

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

**2014**

18716312

WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH  
WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH  
WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH

LAMAN SAWAH

QUR'AN DAN TAFSIRAH BERPENGARUH

(27412.21)

WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH  
WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH  
WALANG KAMUS YAKKORI MAKA DUTERAH

## LEMBAR PERSETUJUAN

### SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA ROYEK  
GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS  
BRAWIJAYA MALANG

*Diajukan untuk melengkapi tugas dan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh  
gelar strata satu (S-1)*

Disusun Oleh:

ROQUE XIMENES DE ARAUJO

(11.21.918)

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing

(Ir. Bambang Wedyantadji. MT.)

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Sipil (S-1)

(Ir. A. Agus Santosa. MT.)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S – 1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014

## LEMBAR PENGESAHAN

### STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN ( KAISON ) PADA PROYEK GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG

#### SKRIPSI

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

Pada Hari : Jumat

Tanggal : 22, Agustus 2014

Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Mamperoleh Gelar Sarjana  
Teknik Sipil

Disusun Oleh :

ROQUE XIMENES DE ARAUJO

1121918

Disahkan oleh :

Ketua

( Ir. A. Agus Santosa, MT )

Sekretaris

( Lila Ayu Ratna W, ST, MT )

Diujicoba :

Pengaji I

( Ir. Togi H. Nainggolan, MS )

Pengaji II

( Ir. Munasih, MT )

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S – 1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014



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

Jl. Bendungan Sigura – Gura No. 2 Tlp : 551951 – 551431

**PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI**

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Roque Ximenes De Araujo

NIM : 1121918

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya ini yang berjudul :

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN ( KAISON ) PADA PROYEK  
GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UIVERSITAS  
BRAWIJAYA MALANG**

• Adalah benar – benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruh karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil hasil karya tulis orang lain, maka saya bersedia menerima sangksi atas perbuatan saya tersebut.

Malang, Oktober 2014

Yang membuat pernyataan

  
MIETERAI TEMPOL  
PALE MELAWANGEN BANGSA  
80389AAF417076945  
6000 RUPIAH  
DJP  
( Roque Ximenes De Araujo )

## ABSTRAKSI

**ROQUE XIMENES DE ARAUJO, 2011, "STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN ( KAISON ) PADA PROYEK GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG" , Skripsi, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.**

Pembimbing I : Ir. Bambang Wedyantadji, MT

---

**Kata kunci : daya dukung cukup, penurunan kecil.**

Pesatnya perkembangan teknologi khususnya dibidang konstruksi, seorang ahli teknik di tuntut untuk dapat merancang dan mengatasi berbagai masalah yang dihadapi bangunan gedung serta unsur-unsur struktur didalamnya. Salah satunya adalah menentukan salah satu jenis pondasi yang akan digunakan untuk mendukung struktur bangunan di atasnya secara optimal dengan asas fungsi dan manfaat.

Tujuan dari studi perencanaan pondasi sumuran (kaison) yaitu untuk mengetahui apakah jenis struktur pondasi tersebut dapat menahan struktur diatasnya. Perencanaan diatas juga di tinjau dari faktor-faktor daya dukung dan penurunannya. Studi ini diharapkan dapat dijadikan referensi dalam mengambil keputusan untuk menentukan jenis pondasi yang tepat, sehingga didapatkan struktur bangunan yang kuat dan aman serta dapat di pertanggung-jawabkan secara teknis.

Analisa statika pembebanan yang digunakan dalam penulisan tugas akhir adalah :

1. Standar beton, SNI 03-2847-2002
2. Standar beban, PPUG 1983
3. Analisa statika menggunakan program bantu computer STAAD PRO – 3D.

Untuk pondasi kaison direncanakan pada lapisan tanah cukup keras yaitu pada kedalaman 6,80 meter dengan asumsi bahwa pada kedalaman tersebut nilai SONDIR lebih besar yakni dengan tujuan untuk menghindari terjadi terjadian penurunan.

Dari hasil perhitungan jenis struktur pondasi kaison maka dapat disimpulkan bahwa jenis pondasi tersebut mampu menahan beban struktur bangunan diatasnya, dan penurunan yang didapat sangat kecil.

## KATA PENGANTAR

Puji Syukur Kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkhat dan Rahmat-Nya sehingga saya sebagai penulis dapat menyelesaikan skripsi ini yang berjudul : ***“Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (kaison) Pada Projek Gedung Baru Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang”*** yang merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi di program studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang. Penulis mengucapkan 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 ITN Malang,
3. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT, selaku Wakil Dekan III,
4. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
5. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT, sebagai Dosen Pembimbing.

Penulis menyadari bahwa penyusunan skripsi masih jauh dari kata sempurna, maka dengan demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka saran dan masukan yang konstruktif dari para pembaca sangat penulis harapkan.

Malang Oktober 2014

Penyusun

## DAFTAR ISI

### **HALAMAN COVER**

<b>LEMBAR PERSETUJUAN .....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>ii</b>
<b>PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRAKSI .....</b>	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI .....</b>	<b>vi</b>
<b>DAFTAR TABEL.....</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR GAMBAR .....</b>	<b>xiii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Identifikasi Masalah .....	2
1.3. Rumusan Masalah .....	2
1.4. Maksud dan Tujuan .....	3
1.5. Ruang lingkup Pembahasan .....	3
<b>BAB II DASAR TEORI .....</b>	<b>4</b>
2.1. Tinjauan Umum Pondasi .....	4
2.1.1. Syarat Umum Pondasi .....	5
2.1.2. Pondasi Dangkal .....	6
2.1.3. Pondasi Dalam .....	10
2.1.4. Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi .....	11

<b>2.2. Pondasi Sumuran ( Kaison ) .....</b>	<b>12</b>
<b>2.2.1. Pengertian Pondasi Sumuran ( Kaison ) .....</b>	<b>12</b>
<b>2.2.2. Macam – macam Bentuk Pondasi Sumuran .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2.3. Penggunaan Pondasi Sumuran .....</b>	<b>13</b>
<b>2.2.4. Alasan Pemilihan Pondasi Sumuran.....</b>	<b>14</b>
<b>2.2.5. Jenis – jenis Pondasi Sumuran dan Pelaksanaan .....</b>	<b>14</b>
<b>2.2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran ( Kaison ) .....</b>	<b>16</b>
<b>2.2.7. Daya Dukung Selimut Tiang .....</b>	<b>18</b>
<b>2.3. Efisiensi Kelompok Tiang .....</b>	<b>20</b>
<b>2.4. Penurunan Pondasi Sumuran .....</b>	<b>26</b>
<b>2.5. Sondir .....</b>	<b>32</b>
<b>2.5.1. Tujuannya .....</b>	<b>33</b>
<b>2.5.2. Peralatan.....</b>	<b>33</b>
<b>2.5.3. Pelaksanaanya .....</b>	<b>34</b>
<b>BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA .....</b>	<b>36</b>
<b>3.1 Data Perencanaan.....</b>	<b>36</b>
<b>3.1.1. Spesifikasi Bangunan.....</b>	<b>36</b>
<b>3.1.2. Bahan Bangunan .....</b>	<b>36</b>
<b>3.2 Pengolahan Data .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.1. Data – Data Tanah.....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.2. Data Balok dan Kolom.....</b>	<b>39</b>
<b>3.3 Perhitungan Pembebanan Plat.....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.1 Atap.....</b>	<b>44</b>

3.3.2 Lantai 7 .....	45
3.3.2a Pembebanan Plat .....	45
3.3.2b Pembebanan Balok .....	46
3.3.3 Lantai 6 dan 4.....	51
3.3.3a Pembebanan Plat.....	51
3.3.3b Pembebanan Balok .....	52
3.3.4 Lantai 5 dan 3.....	56
3.3.4a Pembebanan Plat.....	56
3.3.4b Pembebanan Balok .....	56
3.3.5 Lantai 2 .....	60
3.3.5a Pembebanan Plat.....	60
3.3.5b Pembebanan Balok .....	61
<b>BAB IV PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>73</b>
4.1 Data Perencanaan .....	73
4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan.....	73
4.1.2 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 1 ) .....	74
4.1.3 Daya Dukung Pondasi Sumuran ( Metode Terzaghi ) .....	75
4.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Berat ( 1 ) .....	79
4.3 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Berat ( 1 ) .....	80
4.4 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang ( Tipe 2 ) .....	84
4.4.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran ( Metode Terzaghi ) .....	85
4.5 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Sedang ( 2 ) .....	88
4.6 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Sedang ( 2 ) .....	90

<b>4.7 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Ringan ( Tipe 3 ).....</b>	<b>94</b>
<b>4.7.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran ( Metode Terzaghi ) .....</b>	<b>95</b>
<b>4.8 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Ringan ( 3 ) .....</b>	<b>99</b>
<b>4.8.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Ringan (3) .....</b>	<b>101</b>
<b>4.9 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Ekstentrisitas .....</b>	<b>104</b>
<b>4.9.1 Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat .....</b>	<b>104</b>
<b>4.9.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran .....</b>	<b>107</b>
<b>4.9.3 Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu ) Pada Podasi Tipe Berat .....</b>	<b>114</b>
<b>4.10 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat .....</b>	<b>116</b>
<b>4.10.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran .....</b>	<b>129</b>
<b>4.10.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....</b>	<b>131</b>
<b>4.11 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas .....</b>	<b>134</b>
<b>4.11.1 Tipe Pondasi 2 Dengan Beban Sedang .....</b>	<b>134</b>
<b>4.11.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran .....</b>	<b>137</b>
<b>4.11.3 Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu ) Pada Podasi Tipe Sedang .....</b>	<b>145</b>
<b>4.12 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang.....</b>	<b>147</b>
<b>4.12.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Sumuran .....</b>	<b>160</b>
<b>4.12.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....</b>	<b>161</b>
<b>4.13 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas.....</b>	<b>164</b>
<b>4.13.1 Tipe Pondasi 3 Dengan Beban Ringan .....</b>	<b>164</b>
<b>4.13.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran .....</b>	<b>166</b>

4.13.3 Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu ) Pada Pondasi Tipe Ringan.....	173
4.14 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan.....	175
4.14.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran.....	187
4.14.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....	188
<b>BAB V PENUTUP.....</b>	<b>191</b>
5.1 Kesimpulan .....	191
5.2 Saran .....	192

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

## **DAFTAR TABEL**

- Tabel. 2.1 Faktor gesekan dinding ( $f_s$ ) untuk berbagai jenis tanah (Terzaghi 1943)
- Tabel. 2.2 Faktor aman yang disarankan (Reese & O' Neill, 1989)
- Tabel. 2.3 Penurunan Ijin (Showers, 1962 )
- Tabel. 2.4 Perkiraan angka poison ( $\mu$ ), (Sumber Hary C.,H.Analisis dan perancangan fondasi I Hal 280 )
- Tabel.2.5 Perkiraan modulus elastic ( E ), ( sumber Hary C.,H. hal 281)
- Tabel. 2.6 Nilai koefisien  $C_p$  [ Eq. (8.60)] ( sumber Vesic, 1977)
- Tabel.3.1 Data – data yang diperoleh dari pengujian sondir
- Tabel.3.2 Klasifikasi tanah dari data sondir di lapangan
- Tabel. 3.3 Dimensi struktur
- Tabel. 3.4 Total beban yang bekerja pada bangunan
- Tabel. 4.1 Data output analisa Staad Pro
- Tabel. 4.2 Konversi  $q_c$  ke N ( titik sondir 3 )
- Tabel. 4.3 Perkiraan modulus elastic ( $E_p$ ) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2 1991)
- Tabel. 4.4 Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] (sumber Braja M.DAS)
- Tabel. 4.5 Konversi  $q_c$  ke N ( titik sondir 3 )
- Tabel. 4.6 Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2,1991)
- Tabel. 4.7 Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] ( sumber : manual pondasi tiang, edisi 3)
- Tabel. 4.8 Konversi  $q_c$  ke N ( titik sondir 1 )
- Tabel. 4.9 Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2,1991)

- Tabel. 4.10 Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] ( sumber : manual pondasi tiang, edisi 3)
- Tabel. 4.11 Pelat : stigel / wipel
- Tabel. 4.12 Pelat : stigel / wipel
- Tabel. 4.13 Pelat : stigel / wipel
- Tabel. 5.1 Hasil perencanaan pondasi sumuran

## DAFTAR GAMBAR

- Gbr. 2.1. (a) Pondasi telapak ( b ) pondasi telapak menerus ( c ) pondasi rakit
- Gbr . 2.2. (a ) Pondasi Telapak Tuggal ( b ) Pondasi Telapak Menerus
- Gbr. 2.4. Tumpuan Plat
- Gbr . 2.5. (a) Pondasi Tiang Pancang ( b ) Pondasi Sumuran ( c ) Pondasi Tiang Bor
- Gbr .2.6. Contoh Bentuk – bentuk Pondasi Sumuran ( kaison )
- Gbr .2.7. Proses Pembuatan Kaison Terbuka
- Gbr.2.8. Proses pembuatan kaison tekan
- Gbr.2.9. Reaksi akibat tanah padat (bearing pile )
- Gbr.2.10. Reaksi akibat tanah padat ( bearing pile )
- Gbr. 2.11. Skema jarak antar tiang
- Gbr.2.12. Skema efisiensi kelompok tiang
- Gbr.2.13. Skema pondasi tiang kelompok
- Gbr.2.14. Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan
- Gbr.2.15. Berbagai jenis gesekan distribusi sepanjang batang tiang
- Gbr.3.1. Denah
- Gbr. 3.2. Portal memanjang
- Gbr.3.3. Portal melintang
- Gbr.4.1. Pondasi sumuran
- Gbr.4.2. Pondasi sumuran tipe berat (1)
- Gbr.4.3. Skema jarak tepi tiang ke tepi poer

- Gbr.4.4. Pondasi sumuran tipe sedang (2)
- Gbr.4.5. Skema jarak tepi tiang ke tepi poer
- Gbr.4.6. Pondasi sumuran (3)
- Gbr.4.7. Skema Jarak tepi tiang ke tepi poer
- Gbr.4.8. Susunan pondasi sumuran tipe berat
- Gbr.4.9. Penulangan poer pondasi sumuran
- Gbr.4.10. Skema geser pons tipe berat
- Gbr.4.11. Ekifalen penampang bulat ke segi empat
- Gbr.4.12. Diagram tegangan regangan persegi ekifalen kolom
- Gbr.4.13. Penulangan pondasi sumuran tipe berat
- Gbr.4.14. Susunan pondasi sumuran tipe sedang (2)
- Gbr.4.15. Penulagan poer pondasi sumuran tipe sedang (2)
- Gbr.4.16. Skema geser pons tipe sedang (70/50)
- Gbr.4.17. Ekivalen Penampang Bulat ke penampang persegi
- Gbr.4.18. Diagram tegangan regangan persegi ekifalen kolom
- Gbr.4.19. Penulangan pondasi sumuran tipe sedang ( 2 )
- Gbr.4.20. Susunan pondasi sumuran tipe 3
- Gbr.4.21. Penulangan poer Pondasi sumuran tipe ringan
- Gbr.4.22. Skema geser pons tipe ringan (70/50)
- Gbr.4.23. Ekivalen penampang bulat k segi empat
- Gbr.4.24. Diagram tegangan regangan persegi ekivalen kolom
- Gbr.4.25. Penulangan pondasi sumuran tipe ringan

## **BAB I**

### **Pendahuluan**

#### **1.1. Latar Belakang**

Pembangunan di Indonesia tepatnya di kampus Universitas Brawijaya Malang saat ini mengalami perkembangan dengan sangat pesat, diantaranya perkembangan dibidang konstruksi yang pada umumnya bertujuan untuk meningkatkan aktivitas akademik di lingkungan Universitas Brawijaya Malang dan khususnya guna meningkatkan kinerja staff dan pengajar Pascasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang.

Untuk mencapai tujuan diatas pihak Universitas Brawijaya Malang melakukan pembangunan sarana penunjang diantaranya adalah pembangunan sarana dan prasarana fisik yang berupa gedung, misalnya Proyek Pembangunan Gedung Pasca sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang.

Proyek Pembangunan Gedung Pasca sarjana Fakultas Hukum ini terletak di dalam area kampus Universitas Brawijaya Malang. Jumlah lantai pada gedung ini adalah 7 lantai dan atap rangka baja tinggi bangunan adalah 34.30 meter. Pada lantai satu sampai delapan memiliki panjang 48.00 dan lebar 24.00 meter, Jenis pondasi yang digunakan pada proyek ini adalah pondasi strauss.

Dalam menentukan jenis pondasi pada suatu bangunan harus mempertimbangkan keadaan tanah, batasan – batasan konstruksi diatasnya, metode pelaksanaannya dilapangan dan lain sebagainya. Pada Gedung pasca sarjana fakultas hukum ini pondasi yang digunakan adalah pondasi strauss dengan diameter 40 cm dan kedalamannya 6.20 meter. Pengujian tanah yang dilakukan adalah dengan cara sondir, tes sondir dilakukan sebanyak 4 titik. Maka melalui Proposal

Skripsi ini akan direncanakan pondasi Sumuran ( kaison ) dengan menggunakan data tes sondir pada masing-masing titik yang dekat dengan pondasi yang direncanakan. Pondasi sumuran ( kaison ) dipakai pada pondasi bangunan yang besar, bila daya dukung pondasi tiang tidak mencukupi untuk memikul berat bangunan dan bebannya. Proposal Skripsi ini akan mengambil judul “Studi Perencanaan Pondasi Sumuran ( kaison ) Pada Proyek Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang”.

## **1.2. Identifikasi Masalah**

Identifikasi masalah bertujuan untuk mengetahui karakteristik permasalahan yang pada akhirnya akan diteliti atau dianalisa. Secara fisik kondisi Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang adalah sebagai berikut;

1. Jumlah lantai pada Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang adalah 7 (*tujuh*) lantai.
2. Jenis konstruksi adalah konstruksi beton bertulang.
3. Konstruksi atapnya berupa atap rangka baja.
4. Jenis pondasi pada proyek adalah Pondasi Strauss.
5. Tes sondir dilakukan sebanyak 4 titik rata-rata sampai kedalaman 7 m

## **1.3. Rumusan Masalah**

Dalam penulisan skripsi ini masalah yang akan dirumuskan adalah

- Berapa besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang di rencanakan untuk bisa menahan berat bangunan yang ada di atasnya,?
- Berapa besar daya dukung pondasi sumuran ,?

- Berapa besar dimensi penulangan poer/ pilecap,?
- Berapa besar dimensi penulangan pondasi sumuran.?

#### **1.4. Maksud dan Tujuan**

Maksud dari penulisan skripsi ini adalah untuk memberikan salah satu alternatif perencanaan struktur bawah gedung yang sesuai dan dapat dipergunakan untuk kepentingan Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang. Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini yaitu untuk:

- Untuk mengetahui besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang direncana,
- Untuk mengetahui besarnya daya dukung pondasi yang direncanakan itu sendiri,
- Untuk mengetahui besarnya dimensi penulangan pilecap/ poer,
- Untuk mengetahui besarnya dimensi penulangan pondasi sumuran itu sendiri

#### **1.5. Ruang Lingkup Pembahasan**

Sesuai dengan judul dari proposal skripsi ini maka pembahasan dibatasi pada perencanaan pondasi, yaitu perencanaan ini meliputi :

1. Analisa besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang direncana,
2. Analisa daya dukung pondasi sumuran ( kaison )
3. Analisa perhitungan tebal desain plat poer dan penulangannya.
4. Analisa perhitungan penulangan pondasi sumuran

## BAB II

### Dasar Teori

#### 2.1. Tinjauan Umum Pondasi

Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh pondasi. Di dalam ilmu teknik sipil pondasi dapat didefinisikan sebagai suatu struktur atau lapisan tanah padat (*keras*) yang mempunyai daya dukung cukup dan berfungsi sebagai penerus beban ke lapisan tanah di bawahnya, maka jelas pondasi sangat penting untuk suatu sistem rekayasa yang harus mampu menjamin kestabilan bangunan terhadap beban-beban yang bekerja.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk keadaaan tanah di lapangan dan apakah pondasi itu dapat diselesaikan tepat waktu. Sebelum menentukan tipe pondasi yang akan digunakan, ada beberapa faktor yang dijadikan sebagai pertimbangan, antara lain: (*Sardjono HS; 1991:7*)

1. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas yang bekerja
2. Keadaan tanah dasar dimana bangunan akan dibangun
3. Waktu dan biaya pekerjaan.

Dalam perencanaan Pondasi, untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

### **2.1.1. Syarat Umum Pondasi**

Untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

Syarat yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi adalah:

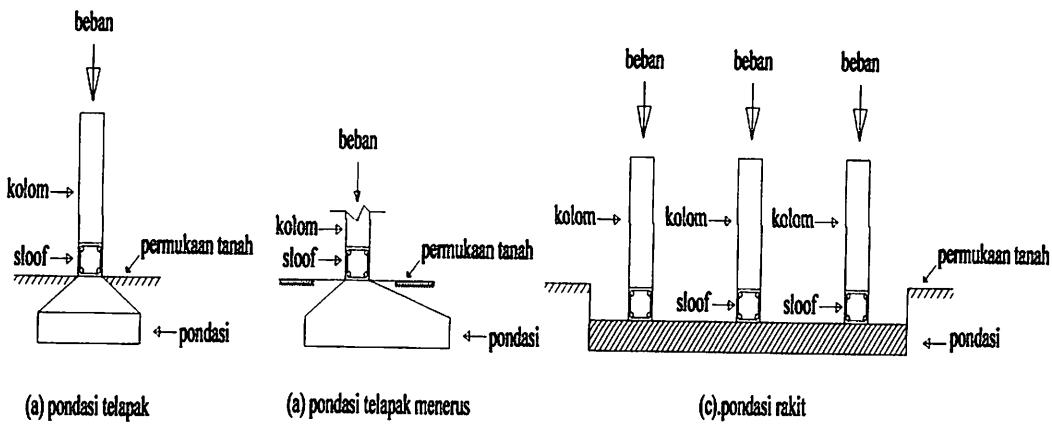
1. Daya dukung tanah harus cukup kuat dan tegangan tanah dasar tidak boleh dilampaui.
2. Penurunan (*settlement*) yang terjadi harus sekecil mungkin. Atau Sesuai ketentuan yang diijinkan (toleransi) yaitu 2 sampai 3 cm

Selain itu, suatu pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan deformasi, seperti :

1. Kedalaman pondasi harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi.
2. Kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Pondasi haruslah ekonomis didalam metode pemasangan.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahaya-bahaya yang terdapat di dalam tanah, terutama pada bangunan laut.
5. Sistem harus mampu beradaptasi terhadap beberapa perubahan geometri konstruksi atau lapangan selama proses pelaksanaan.
6. Pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus mampu ditolerir oleh elemen pondasi.

## 2.1.2 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal, merupakan pondasi dimana bagian dasar pondasi menumpang langsung pada lapisan tanah yang dianggap kuat menahannya. Menurut Terzaghi, istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mana perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B) lebih kecil atau sama, ( $D \leq B$ ). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari jarak D, dimasukkan dalam kategori pondasi dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman  $\leq 3$  meter, yang mana termasuk didalamnya : pondasi telapak , pondasi menerus (lajur) dan pondasi rakit.



Gambar 2.1 (a) pondasi telapak (b) pondasi telapak menerus (c) pondasi rakit

- Pondasi Telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bila mana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit di bawah permukaan tanah. Merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

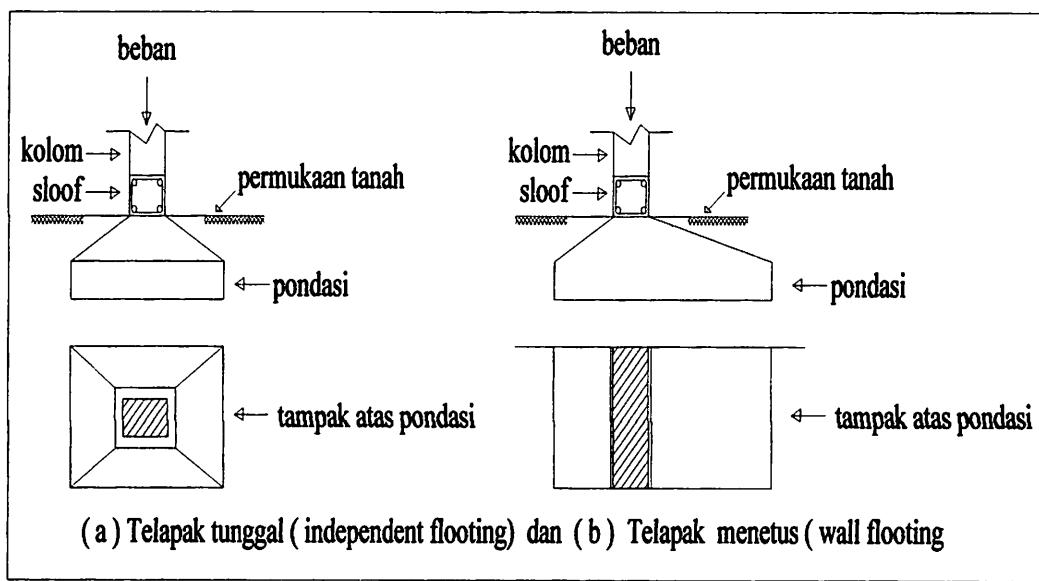
b. Pondasi memanjang (continuous footing) adalah pondasi yang di gunakan untuk mendukung dinding memanjang atau di gunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga nilai dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.

c. Pondasi Telapak – Klasifikasi dan Tujuannya

Pondasi telapak yang memikul beban sebuah kolom tunggal dinamakan pondasi telapak *sebar*, karena fungsinya adalah untuk “menyebarluaskan” beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman. Bagian pondasi ini kadang-kadang dinamakan pondasi tunggal atau pondasi telapak terisolasi. Pondasi telapak dinding digunakan untuk tujuan yang sama yakni untuk menyebarluaskan beban dinding kepada tanah, akan tetapi, seringkali lebar pondasi telapak dinding di kendalikan oleh faktor-faktor selain dari tekanan tanah yang diijinkan karena beban –beban dinding (termasuk beban dinding) biasanya agak rendah. Bagian –bagian pondasi yang memikul lebih dari satu kolom, beton hampir secara umum di gunakan untuk pondasi telapak, karena ketahanannya di dalam lingkungan yang sangat buruk dan karena pertimbangan ekonomisnya. (*Joseph E. Bowles “Analisa dan Desain Pondasi” jilid 1 edisi Revisi Penerbit – Erlangga – Jakarta 1982 : halaman 274*)

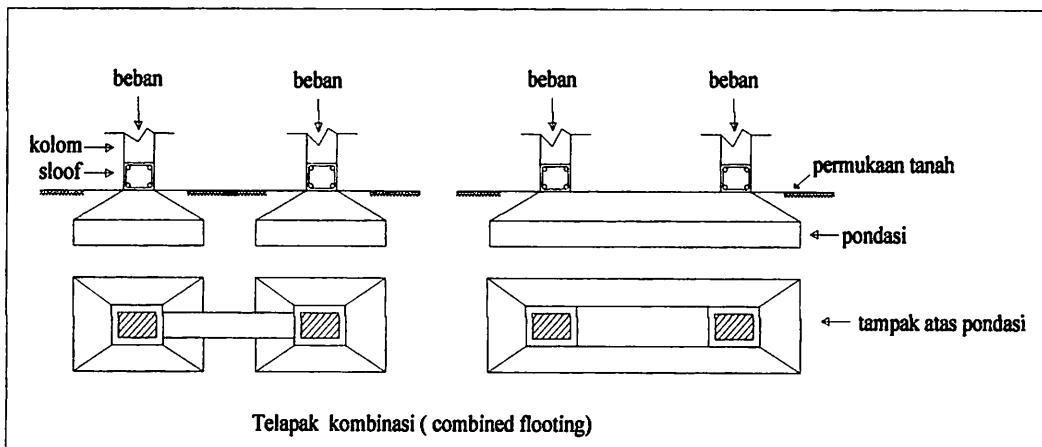
Pondasi telapak umumnya dibangun di atas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukuranya sesuai dengan beban bangunan dan daya dukung pondasi itu.

- Jenis –jenis pondasi telapak.
  1. Pondasi telapak tunggal dan pondasi telapak menerus



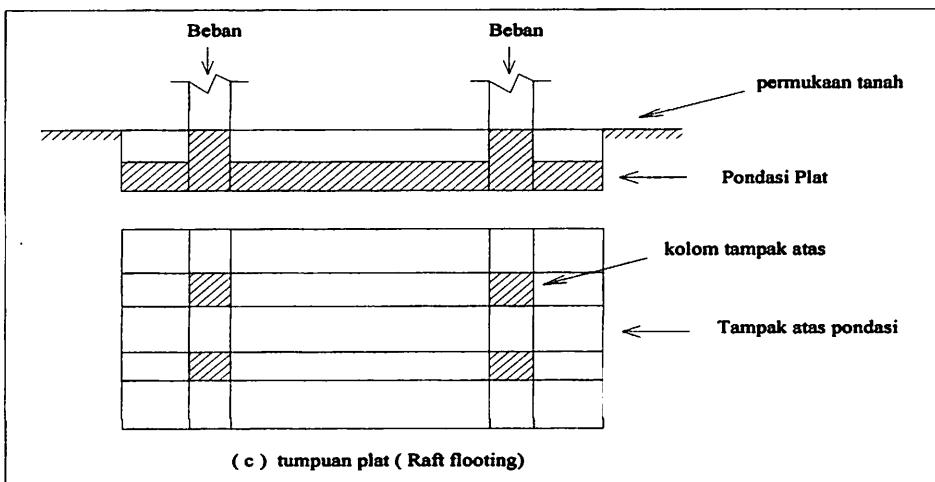
Gambar 2.2. (a). Pondasi telapak tunggal (b). Pondasi telapak menerus.

## 2. Pondasi telapak/ tumpuan kombinasi.



Gambar 2.3. Telapak kombinasi

## 3. Tumpuan plat.



*Gambar 2.4. Tumpuan Plat*

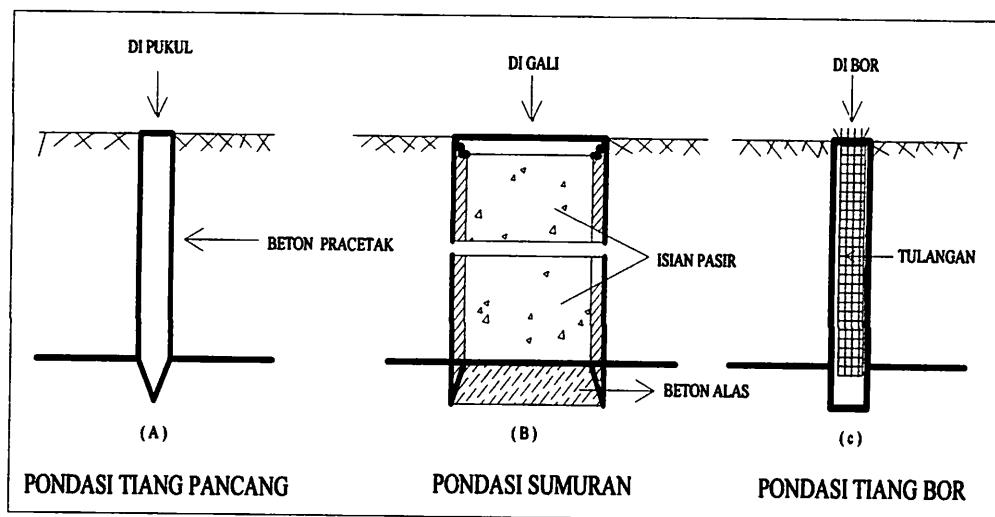
d. Pondasi Rakit (raft foundation atau mat foundation), di definisikan sebagai bagian bawah dari struktur yang berbentuk rakit melebar ke seluruh bagian dasar bangunan. Bagian ini berfungsi meneruskan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Pondasi rakit di gunakan bila lapisan tanah fondasi berkapasitas dukung rendah, sehingga jika digunakan fondasi telapak akan memerlukan luas yang hampr memenuhi bagian bawah bangunannya. Terzaghi dan peck (1948) menyarankan bila 50% luas bangunan terpenuhi oleh luasan fondasi, lebih ekonomis jika di gunakan fondasi rakit karena dapat menghemat biaya penggalian dan penulangan beton.

- Kapasitas dukun ijin pondasi rakit

Pondasi rakit hanyalah merupakan fondasi yang lebar oleh karena itu hitungan-hitungan kapasitas dukung, sama seperti kapasitas dukung pondasi telapak. Kapasitas dukung ijin ( $q_a$ ), di tentukan dari kapasitas dukung ultimit di bagi factor aman yang sesuai dan penurunan yang terjadi harus masih dalam batas toleransi.

### 2.1.3 Pondasi Dalam

Dipergunakan untuk pondasi suatu bangunan yang tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban bangunan, sehingga beban bangunan perlu dipindahkan kelapisan yang lebih dalam. Pondasi dalam umumnya mempunyai kedalaman  $\frac{D}{B} \pm 3$  dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B), misal : pondasi tiang pancang, pondasi kaison, pondasi sumuran, dan pondasi tiang bor (*bored pile*).



Gambar 2.5. (a) Pondasi Tiang Pancang (b) Pondasi Sumuran (d) Pondasi Tiang Bor

Pondasi tidak langsung atau pondasi dalam digunakan apabila :

- Daya dukung tanah yang memenuhi berada atau terletak sangat dalam.
- Tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.
- Lapisan tanah dibawah permukaan sampai kelapisan keras terdiri atas tanah lunak yang sangat tebal sehingga seandainya dipakai pondasi dangkal, biaya

- penggalian tanah lunak itu lebih mahal daripada biaya pondasi dalam itu sendiri.
- Lapisan tanah permukaan merupakan jenis tanah yang mudah kembang susut.

#### **2.1.4 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi**

Pada perencanaan suatu pondasi, ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan:

a. Keadaan tanah pondasi

Kokohnya suatu bangunan ditentukan antara lain oleh kokohnya tanah dasar yang mendukung. Sehubungan dengan itu, untuk merencanakan suatu pondasi bangunan, tanah dasarnya harus dikenal sebaik-baiknya. Harus kita ketahui besarnya kapasitas dukung tanah dasarnya serta sifat dan kelakuannya jika dibebani.

b. Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

Daya dukung ultimit adalah beban maksimum yang sedemikian besarnya yang dapat ditahan oleh tanah sesaat sebelum hancur. Akibat pembebanan, tegangan didalam tanah meningkat, mula-mula tanah memadat, jika beban bertambah besar akan timbul retak-retak didalam tanah sampai tercapai suatu saat yang kekuatan tanahnya mencapai batas, kalau batas kekuatan tanah itu dilampaui maka tanahnya pecah sehingga tanah terdesak ke samping dan tanah tersembul atau terdesak naik diatas muka tanah.

c. Keadaan sekelilingnya

Ditinjau dari segi pelaksanaan ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, meskipun macam pondasi yang sesuai telah terpilih, harus dilengkapi dengan pertimbangan kondisi tanah dan batasan-batasan struktur.

## **2.2. Pondasi Sumuran ( Kaison )**

### **2.2.1 Pengertian Pondasi Sumuran (Kaison)**

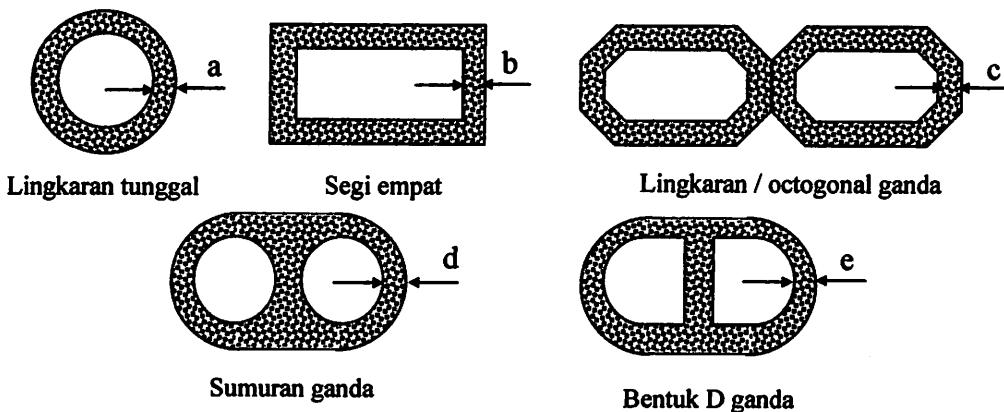
Pondasi kaison terdiri dari dua tipe, yaitu kaison bor (drilled caisson) dan kaison (caisson). Di Indonesia pondasi kaison (sumuran) sering dibuat berbentuk silinder sehingga umumnya disebut pondasi sumuran karena bentuknya yang mirip sumur. Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan dari pondasi dangkal ke pondasi dalam. Pondasi sumuran termasuk pondasi dalam yang dibuat dengan cara menggali lubang yang kemudian diisi dengan beton bertulang, dengan tujuan untuk mengirim beban ke lapisan yang lebih kuat. Kadang-kadang dasar sumuran diperlebar untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar. 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

### 2.2.2. Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

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

- a. Lingkaran tunggal
- b. Segi empat
- c. Lingkaran / Octagonal ganda
- d. Sumuran ganda
- e. Bentuk D ganda



Gambar 2.6. Contoh bentuk-bentuk pondasi sumuran (Kaison)

### 2.2.3. 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 membangunnya.

Sedangkan kerugian penggunaan pondasi sumuran antara lain adalah :

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

#### **2.2.4. Alasan pemilihan pondasi sumuran.**

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.

#### **2.2.5. Jenis – jenis pondasi sumuran dan pelaksanaan.**

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

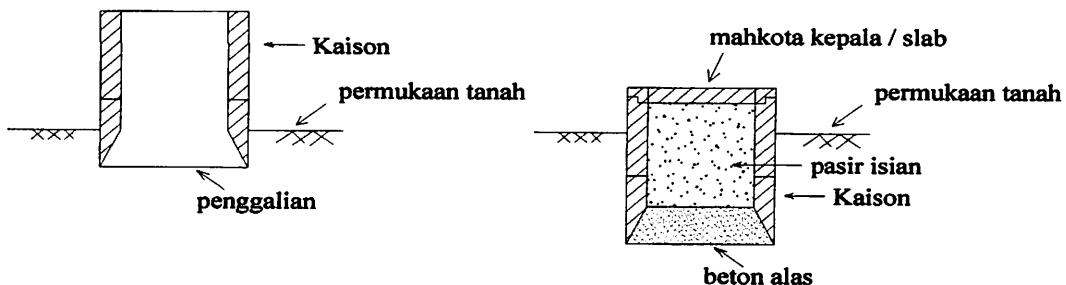
##### **a. Kaisaon Terbuka (*Open caison*)**

Kaisaon 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.



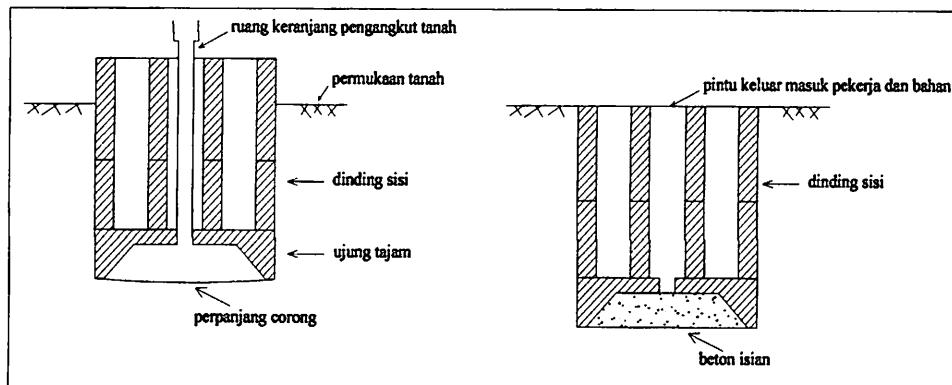
Gambar 2.7. Proses Pembuatan kaison Terbuka

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.

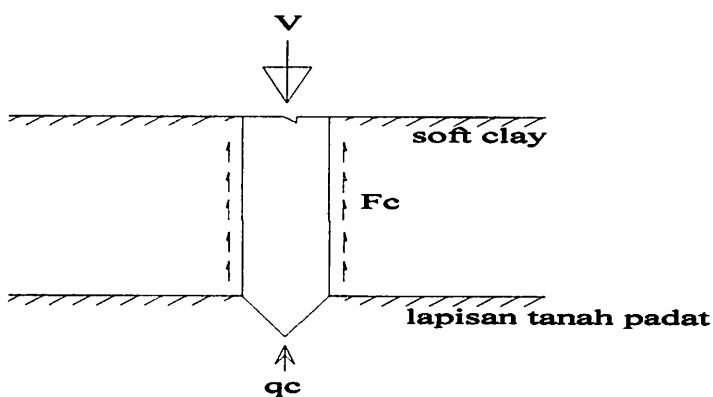
Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, kedalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan tanah diperiksa dan tanah pondasi telah terjamin.



*Gambar 2.8 Proses Pembuatan Kaison Tekan*

#### 2.2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran ( kaison )

Untuk menentukan daya dukung pondasi terlebih dahulu mengetahui data – data tanah, momen yang bekerja dan beban yang menambahi Pada sumuran ini umumnya didukung oleh tanah dengan kondisi 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 2.9. Reaksi akibat tanah padat (Bearing pile)*

Menentukan daya dukung ultimate pondasi dalam perencanaan pondasi sumuran ini, daya dukung ultimit menggunakan rumus pondasi antara lain:

(Sumber *Manual Pondasi Tiang edisi ke 3 hal 53, Harry Christady Hardiyatmo Analisa dan Perancangan Fondasi II edisi kedua tahun 2011 hal 412* )

$$Qu = Qb + Qs - Wp$$

$$= q_u \cdot A_b + f_s \cdot A_s - W_p$$

Daya dukung ijin ( $Q_a$ )

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

Dimana :

$Qu$  = kapasitas dukung ultimit (KN)

$Qb$  = Kapasitas dukung ujung tiang (KN)

$Qs$  = daya dukung selimut tiang (KN)

$A_b$  = luas penampang kaisor ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut ( $m^2$ )

$W_p$  = berat pondasi tian (KN)

$$q_u = 1,3 c N_c + P_0 N_q + 0,3 \gamma B N_y \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$f_s$  = Faktor gesek satuan antara tanah dan dinding (kN/m<sup>2</sup>)

## 2.2.7 Daya Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat dituliskan dalam bentuk (*sumber Manual Pondasi Tiang edisi ke 3, hal 53.*)

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot P$$

Dimana:  $Q_s$  = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

$F_s$  = gesekan selimut tiang (ton/m<sup>2</sup>)

$L$  = panjang tiang (m)

$P$  = keliling penampang tiang (m)

**Tabel 2.1 Faktor gesekan dinding ( $f_s$ ) untuk berbagai jenis tanah (Terzaghi 1943)**

Jenis tanah	Faktor gesekan dinding ( $f_s$ ) (kg/cm <sup>2</sup> )
Lanau dan lempung lunak	0,07-0,30
Lempung sangat kaku	0,49- 1,95
Pasir tidak padat	0,12 – 0,37
Pasir padat	0,34 – 0,68
Kerikil Padat	0,49 – 0,98

Untuk mempermudah pemasangan kaison, maka sebaiknya tahanan gesek dinding harus sama dengan berat kaison. Karena itu kalau kaison berbentuk selinder, maka : (*sumber Harry Chrystady Hardiyatmo TEKNIK FONDASI 2 cetakan ke – 4, 2008*)

$$\frac{1}{4} \pi (D^2 - d^2) H \gamma_{\text{beton}} = f_s \pi D H$$

*Factor gesekan dinding :*

$$f_s = \frac{\gamma_{\text{beton}} (D^2 - d^2)}{4D}$$

Dimana:

$f_s$  = factor gesekan dinding (KN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_{\text{beton}}$  = berat volume beton ( KN/m<sup>3</sup>)

D = diameter luar kaison (m)

d = diameter dalam kaison (m)

H = kedalaman penetrasi (m)

Tahanan gesek satuan dinding tiang dan Tanah, secara empiris dapat pula di peroleh dari nilai tahanan ujung kerucut yang di berikan oleh Mayerhof (1956), sebagai berikut :

1 Untuk tiang pancang beton dan kayu pada tanah pasir

$$f_s = \frac{qc}{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

2 Untuk tiang pancang baja profil H pada tanah pasir

$$f_s = \frac{qc}{400} \quad \text{kg/cm}^2$$

3 Di Belanda, untuk tiang-tiang beton dan kayu pada tanah pasir di gunakan

$$f_s = \frac{qc}{250} \quad \text{kg/cm}^2$$

**Tabel 2.2 Faktor aman yang disarankan (Reese & O' Neill, 1989)**

(Sumber : Hardiyatmo, H.C., Teknik Pondasi II; cetakan ke 4 tahun 2008, hal 119)

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

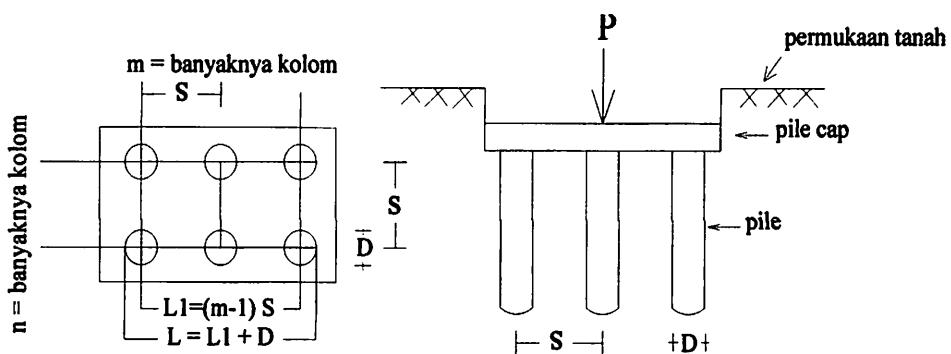
Pengambilan faktor keamanan (n) untuk  $Q_s$  lebih rendah daripada keamanan untuk  $Q_p$  karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil dari pada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan  $FK = 2.5$  baik untuk gesekan selimut maupun untuk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

### 2.3. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok  $pfl_f$  terhadap jumlah tahanan kulit masing – masing tiang  $\pi D k_f L_f$ , atau :

$$\eta = \frac{pfl_f}{\pi D k_f L_f}$$

$$\eta = \frac{2(m + n - 2)}{mn \pi D}$$



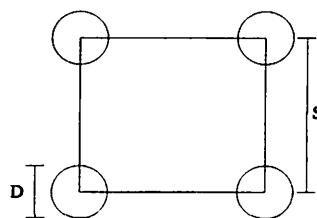
*Gambar 2.10 Reaksi akibat tanah padat (Bearing pile)*

Effisiensi kelompok tiang bergantung pada beberapa faktor diantaranya :

1. Jumlah tiang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang
2. Modus pengalihan beban (*gesekan selimut atau tahanan ujung*)
3. Prosedur pelaksanaan Konstruksi
4. Urutan instalasi tiang
5. Interaksi antara pile cap dengan tanah dipermukaan

Penentuan daya dukung sebagai tiang kelompok perlu dihitung efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung sebuah tiang yang berdiri sendiri tidak sama besarnya dengan tiang yang berada dalam suatu kelomok tiang.

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



*Gambar 2.11 Skema Jarak Antar Tiang*

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

Dimana :

$S$  = jarak antar tiang (m)

$D$  = diameter tiang (m)

$m$  = jumlah baris tiang arah X

$n$  = jumlah tiang per-baris arah Y

Daya dukung efektif dari satu tiang dalam suatu kelompok akan lebih kecil dari daya dukungnya sendiri. Hal ini disebabkan karena adanya nilai efisiensi kelompok ( $\eta$ ) yang nilainya kurang dari 1,0. Penentuan daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus berikut ini:

$$Q_{pg} = \eta \times n \times Q_s$$

Dimana :

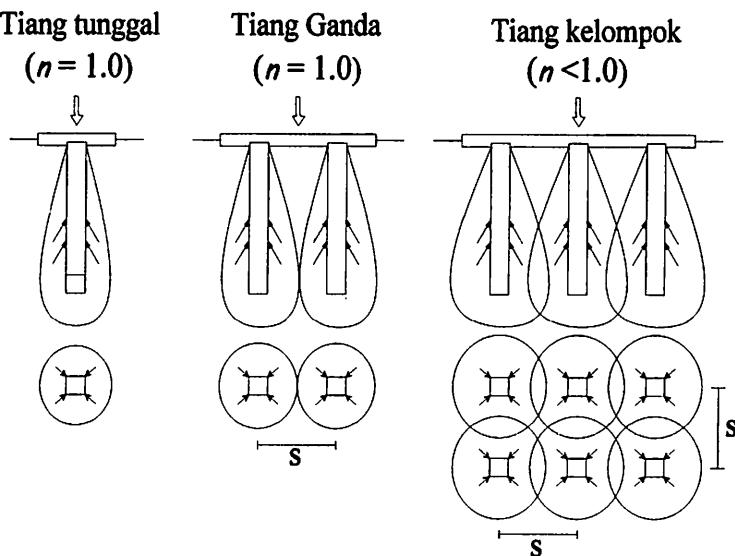
$Q_{pg}$  = Daya dukung kelompok tiang

$Q_1$ tiang = Daya dukung satu tiang

$\eta$  = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

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



Gambar 2.12 Skema Efisiensi Kelompok Tiang

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

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

a. Rumus Converse – Labarre (AASHO)

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

Dimana :  $\theta = \text{arc tan } \frac{D}{S}$

c. Rumus Los Angeles Group

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

d. Rumus Seiler – Keeney

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

Dimana :

m = Jumlah baris arah X

n = Jumlah tiang dalam baris arah Y

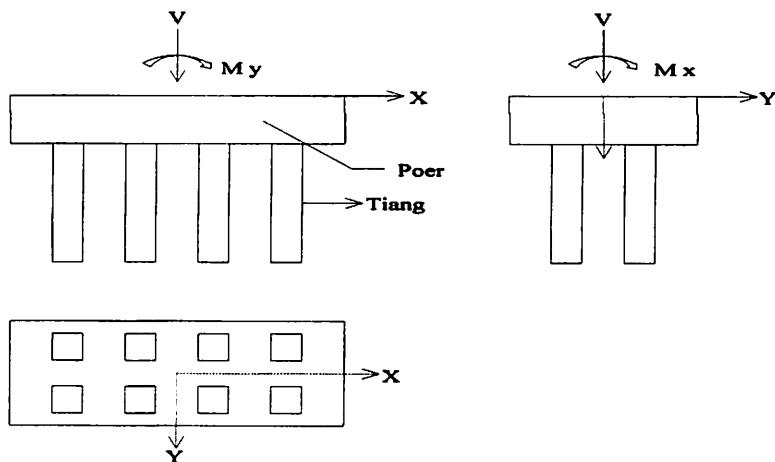
D = Diameter tiang

s = Jarak antar tiang

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentries 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 sentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disembarang titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja dan beban eksentris dua arah adalah jika garis

kerja beban tidak bekerja di ( $x$ - $x$ ) maupun ( $y$ - $y$ ). kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua titik.



*Gambar 2.13 Skema Pondasi Tiang Kelompok*

Dari gambar diatas dapat dirumuskan :

$$P_{\max-\min} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x \cdot X_{\max}}{ny \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \sum Y^2}$$

Dimana :

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

$\sum V$  = Jumlah total beban normal

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

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

$n$  = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (group pile)

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

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

$nx$  = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

$ny$  = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

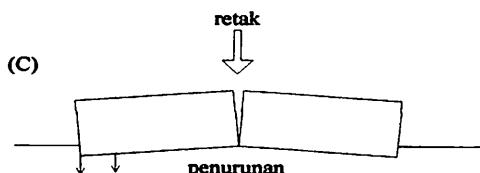
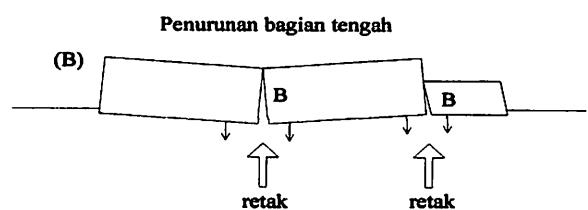
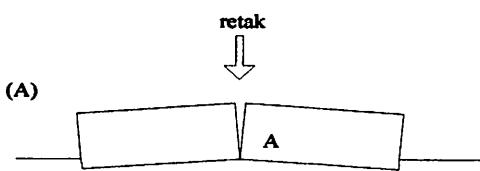
$\sum X^2$  = Jumlah kuadrat absis – absis tiang

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

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

#### 2.4. Penurunan pondasi tiang sumuran

Istilah penurunan (settlement) digunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Jika seluruh permukaan tanah dibawah dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan terjadi tidak berlebihan, maka turunnya bangunan tidak akan nampak oleh pandangan mata dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan bangunan. Namaun, kondisi demikian tentu mengganggu baik pandangan mata maupun kestabilan bangunan, jika penurunan terjadi berlebihan umumnya penurunan tak seragam lebih membahayakan bangunan daripada penurunan total.



*Gambar 2.14 contoh kerusakan bangunan akibat penurunan*

Syarat Penurunan ijin total untuk bangunan dinding bata = 25- 30 mm.

(*Showers, 1962*)

**Tabel 2.3 Penurunan Ijin (*Showers, 1962*)**

Tipe gerakan	Faktor pembatasan	Penurunan maksimum
<b>Penurunan total</b>	Drainase	15-30 cm
	Jalan masuk	30-60 cm
	Kemungkinan penurunan tidak seragam:	
	Bangunan dinding bata	2,5-5 cm
	Bangunan rangka	5- 10 cm
<b>Kemiringan</b>	Cerobong asap, silo, pondasi rakit ( <i>mat</i> )	8-30 cm
	Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tinggi dan lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	<i>Rolling of trucks, dll.</i>	0,01 L
	<i>Stacking of goods</i>	0,01 L
	Operasi mesin – perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin – generator turbo	0,0002 L
	Rel derek ( <i>crane rail</i> )	0,0003 L
	Drainase lantai	0,01 – 0,02 L
<b>Gerakan tidak seragam</b>	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 – 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata) dinding retak	0,001 – 0,002 L
	Plesteran retak ( <i>gypsum</i> )	0,001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 – 0,004 L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	Rangka baja	0,002 L
	Rangka baja sederhana	0,005 L

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

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

Dimana :

$S_1$  = penurunan batang tiang

$S_2$  = penurunan yang di sebabkan beban pada titik tiang

$S_3$  = penurun yang di sebabkan oleh beban yang di transmisikan sepanjang poros tiang

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

- Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal ( $S_1$ )

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal, maka deformasi tiang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

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

Dimana :  $Q_{wp}$  = beban vertikal yang diterima pondasi

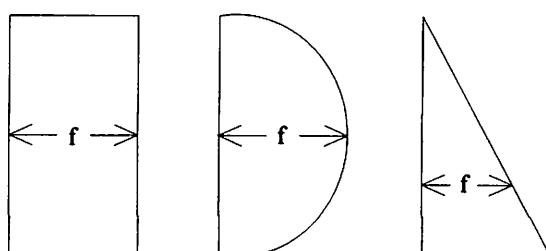
$Q_{ws}$  = beban yang di karenakan gesekan selimut pondasi

$A_p$  = Luas penampang tiang

$L$  = panjang tiang

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

$\alpha$  = koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi



*Gambar 2.15 Berbagai jenis gesekan distribusi sepanjang batang tiang*

Besarnya distribusi perlawanan tergantung pada sifat dari unit distribusi gesekan (kulit) reistensi sepanjang batang tiang. Jika distribusi ( $f$ ) adalah seragam atau parabola murni, seperti di tunjukkan pada gambar A dan B, nilai  $\alpha$  adalah setara dengan 0,5. Namun, untuk distribusi segi tiga dari gambar C, nilai  $\alpha$  adalah sekitar 0,67 (vesic, 1977).

Perkiraan nialai rasio poisson ( $\mu$ ) dapat dilihat pada *tabel 2.4 Terzaghi* menyarankan:

$$\mu = 0,3 \text{ untuk pasir}$$

$$\mu = 0,4 \text{ sampai } 0,43 \text{ untuk lempun.}$$

Umumnya, bayak di gunakan :

$$\mu = 0,3 \text{ sampai } 0,35 \text{ untuk pasir}$$

$$\mu = 0,4 \text{ sampai } 0,5 \text{ untuk lempun.}$$

*Tabel 2.4: perkiraan angka poison ( $\mu$ ), (Sumber Hary C.,H.Analisis dan perancangan fondasi I Hal 280)*

Macam tanah	$\mu$
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung pasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 – 0,7$ )	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 – 0,7$ )	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
leos	0,1 – 0,3

**Tabel 2.5 : perkiraan modulud elastis (*E*), (sumber Harry C.,H. Hal 281)**

Macam tanah	<i>E</i> (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Lempung</b>	
Sangat lunak	300 – 3.000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42.500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
<b>Pasir dan kerikil</b>	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak padat	50.000 – 140.000
<b>Lanau</b>	2.000 – 20.000
<b>Loess</b>	15.000 – 60.000
<b>Serpih</b>	140.000 – 1.400.00

- Penuunan dari ujung tiang (*S*<sub>2</sub>)

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

$$S_2 = \frac{q_{wp} + D}{E_s} \cdot (1 - \mu^2 \cdot s) \cdot I_{wp}$$

Dimana :      D = kedalaman tiang pondasi

q<sub>wp</sub> = beban vertikal yang diterima pondasi

E<sub>s</sub> = modulus elastisitas tanah, (beton(4700  $\sqrt{f'c}$ ))

$\mu s$  = rasio poision untuk tanah

I<sub>wp</sub> = faktor pengaruh

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

Vesic (1977) juga telah menyusulkan suatu metode ssemi empiris untuk memperoleh besarnya penurunan ( $S_2$ ) sebagai berikut:

$$S_2 = \frac{Qwp \cdot Cp}{D \cdot qp}$$

Dimana :  $qp$  = tahanan ujung tiang

$Cp$  = koefisien empiris

$D$  = kedalam tiang pondasi

$Q_{wp}$  = beban vertikal yang diterima pondasi

**Tabel 2.6 Nilai koefisien Cp [Eq. (8.60)] (sumber vesic, 1977)**

Tipe tanah	Tiang pancang	Tiang bor
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 0,12

Nilai  $Cp$  untuk mewakili berbagai tanah diberikan dalam tabel

- Penurunan akibat pengalihan beban (  $S_3$  )

Penyelesaian penurunan yang di sebabkan oleh beban yang dibawa oleh batang tiang :

$$S_3 = \left( \frac{Qws}{PL} \right) \cdot \frac{D}{Es} \cdot \frac{D}{Es} (1 - \mu^2 s) I_{ws}$$

Dimana :  $P$  = keliling tiang

$L$  = panjang tiang tertanam

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

Dengan catatan bahwa istilah  $Qws / PL$  dalam persamaan di atas adalah nilai rata – rata dari ( $f$ ) sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh,  $I_{ws}$  dapat

dinyatakan dengan hubungan empiris sederhana seperti persamaan di atas (Vesis 1977).

Vesis (1977) juga mengusulkan hubungan empiris sederhana yang mirip dengan persamaan di atas untuk memperoleh  $S_3$  sebagai berikut :

$$S_3 = \frac{Qws \cdot Cs}{L \cdot qp}$$

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

Untuk nilai  $Cp$  yang digunakan dalam persamaan diatas dapat dikira dari tabel 2.6.

## 2.5. Sondir

Daya dukung yang ditahan oleh tanah sangat bervariasi dan tergantung dari macam atau jenis dan kepadatan dari tanah yang bersangkutan, maka salah satu cara untuk mengetahuinya adalah dengan penyondiran.

Dengan menekan / memukul berbagai macam alat ke dalam tanah dan mengukur besarnya gaya atau jumlah pukulan yang diperlukan, akan mengetahui dalamnya berbagai lapisan dan mendapatkan indikasi mengenai kekuatannya. Penyelidikan semacam ini disebut percobaan penetrasi dan alat yang dipakai disebut Penetrometer.

Karena hal ini tidak memberikan keterangan tentang jenis tanah, maka dalam pemakaiannya sebaiknya selalu dihubungkan dengan lubang bor, penyelidikan semacam ini terutama dipakai untuk mendapatkan keterangan pada titik-titik atau tempat-tempat di antara lubang bor.

#### **1.4.1 Tujuannya**

Pemeriksaan bertujuan untuk mengetahui perlawanann penetrasi konus (PK) dan hambatan lekata tanah (HL). Perlawanann penetrasi konus adalah perlawanann tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dengan gaya persatuan luas, Sedangkan hambatan lekat adalah perlawanann geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan panjang.

Keuntungan yang diperoleh dari pengunaan alat penyondiran ini antara lain:

- Baik untuk tanah lempung
- Dapat dengan cepat menentukan letak lapisan tanah keras
- Dapat digunakan untuk menghitung ( memperkirakan ) daya dukung lapisan tanah lempung dengan menggunakan rumus empiris

Kerugiannya :

- Tidak dapat digunakan untuk lapisan tanah yang mengandung kerikil dan batu
- Hasil penyondiran sangat meragukan apabila letak alat tidak vertikal dan konus atau bikonus tidak bekerja dengan baik.

#### **1.4.2 peralatan**

- a. Mesin sondir ringan (2 ton) dan mesin sondir berata (10 ton).
- b. Seperangkat pipa sondir lengkap dengan batang dalam sesuatu kebutuhan dengan panjang masing – masing 1 meter.
- c. Manometer masing – masing 2 buah dengan kapasitas
  - Sondir ringan 0 – 50 kg/cm<sup>2</sup> dan 250 kg/cm<sup>2</sup>
  - Sondir berat 0 – 50 kg/cm<sup>2</sup> dan 600 kg/cm<sup>2</sup>
- d. Konus dan bikonus
- e. Empat (4) buah angker dengan perlengkapan ( angker dan spiral)

- f. Kunci pipa, alat – alat pembersih, oli, minyak hidrolik.

#### **2.4.3 Pelaksanaannya**

- a. Pasang dan atur mesin sondir vertikal di tempat yang akan diperiksa dengan angker yang dimasukkan secara kuat ke dalam tanah, pengisian minyak hidrolik harus bebas gelembung – gelembung udara.
- b. Pasang konus atau bikonus ( sesuai dengan kebutuhan) pada ujung pipa pertama.
- c. Pasang rangkaian pipa pertama beserta konus tersebut (b) pada mesin sondir.
- d. Tekan pipa untuk memasukkan konus atau bikonus sampai kedalaman tertentu umumnya setiap 20 cm.
- e. Tekan batang untuk pembacaan manometer :
  - Apabila menggunakan bikonus, maka penetrasi ini pertama-tama akan menggerakkan ujung konus kebawah sedalam 4 cm dan bacalah manometer sebagai perlawanan penetrasi konus ( PK), Penekanan selanjutnya akan menggerakkan konus beserta selubung kebawah sedalam 8 cm lalu bacalah manometer sebagai hasil jumlah perlawanan ( JP) yaitu perlawanan penetrasi konus (PK) dan hambatan lekat (HL).
  - Apabila dipergunakan konus, maka pembacaan manometer hanya dilakukan pada penekanan pertama (PK).
- f. Tekanlah pipa bersama batang sampai kedalaman berikutnya yang akan diukur, pembacaan dilakukan pada setiap penekanan pia sedalam 20 cm.

**g. Pemberhentian pekerjaan :**

- Sondir ringan : bila tekanan manometer tiga (3) kali berturut-turut melebihi  $150 \text{ kg/cm}^2$  atau kedalaman maksimum 30 meter.
- Sondir berat : bila tekanan manometer tiga (3) kali berturut-turut melebihi  $500 \text{ kg/cm}^2$  atau kedalaman maksimum 50 meter.

## **BAB III**

### **PEMBEBANAN DAN STATIKA**

#### **3.1 Data Perencanaan**

##### **1. Spesifikasi umum**

- a. Fungsi bangunan : Gedung kuliah
- b. Struktur atas : Portal beton bertulang
- c. Lantai tingkat : Plat beton bertulang
- d. Jenis konstruksi atap : Rangka baja dan beton
- e. Bentang memanjang : 48 m
- f. Bentang melintang : 24 m
- g. Tinggi bangunan : 34.30 m
- h. Data Tanah : Sondir (CPT)
- i. Struktur bawah : Pondasi strauss
- j. Zona gempa : Wilayah gempa 4

##### **2. Pedoman Perencanaan**

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983
- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian- penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Berat sendiri dari material konstruksi utama sesuai dengan PPIUG 1983 diambil sebagai berikut :

1. Beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
2. Beton ringan : 1600 kg/m<sup>3</sup>

Beban hidup adalah beban bergerak yang bekerja pada suatu struktur. Sedangkan besarnya beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

1. Beban hidup pada lantai gedung : 250 kg/m<sup>2</sup>
2. Beban air hujan pada atap : 100 kg/m<sup>2</sup>
3. Beban pada ruang rapat : 400 kg/m<sup>2</sup>
4. Perpustakaan : 400 kg/m<sup>2</sup>
5. Ruang kuliah : 250 kg/m<sup>2</sup>

### 3.2 Pengolahan Data

#### 3.2.1 Data-data tanah :

Cone Penetration Test /Sondir, sondir adalah salah satu survey lapangan yang berguna untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Alat ini digunakan untuk mengetahui perlawanan tanah terhadap konus (qc) dan hambatan lekatnya (JHL).

Penyelidikan tanah dilapangan pada proyek Gedung Fakultas Hukum dilakukan untuk mengetahui kondisi tanah asli dilapangan sehingga dapat merencanakan jenis pondasi yang efektif, serta perhitungan daya dukung tiang bor berdasarkan hasil sondir. Dari pengujian sondir ini , dapat diketahui letak setiap kedalaman tanah di lokasi penyondiran yang diperlukan sebagai penentuan rekomendasi bagi rancang bangun. Data hasil penyondiran untuk masing-masing titik pada proyek Pembangunan Gedung Fakultas Hukum dapat dilihat pada tabel berikut ini.

**Tabel 3.1. Data-data yang diperoleh dari pengujian sondir**

Kode titik	Kedalaman (m)	qc maks (kg/cm <sup>2</sup> )	JP (kg/cm <sup>2</sup> )
S1	6,20	192	225
S2	6,80	200	225
S3	7,00	195	225
S4	6,20	192	225

Dari data yang diperoleh dari pengujian sondir dilapangan tanah diproyek diklasifikasikan ke dalam Tabel 3.2

**Tabel 3.2 Klasifikasi tanah dari data sondir dilapangan**

Kedalaman	Hasil sondir		Klasifikasi
	qc	fs	
6,20 m	192	0,76	Lempung atau lempung kelanauan

6,80 m	200	0,8	Lempung atau lempung kelanauan
7,0 m	195	0,78	Lempung atau lempung kelanauan
6,20 m	192	0,76	Lempung atau lempung kelanauan

### 3.2.2 Data Balok dan Kolom

Tabel 3.3 Dimensi struktur

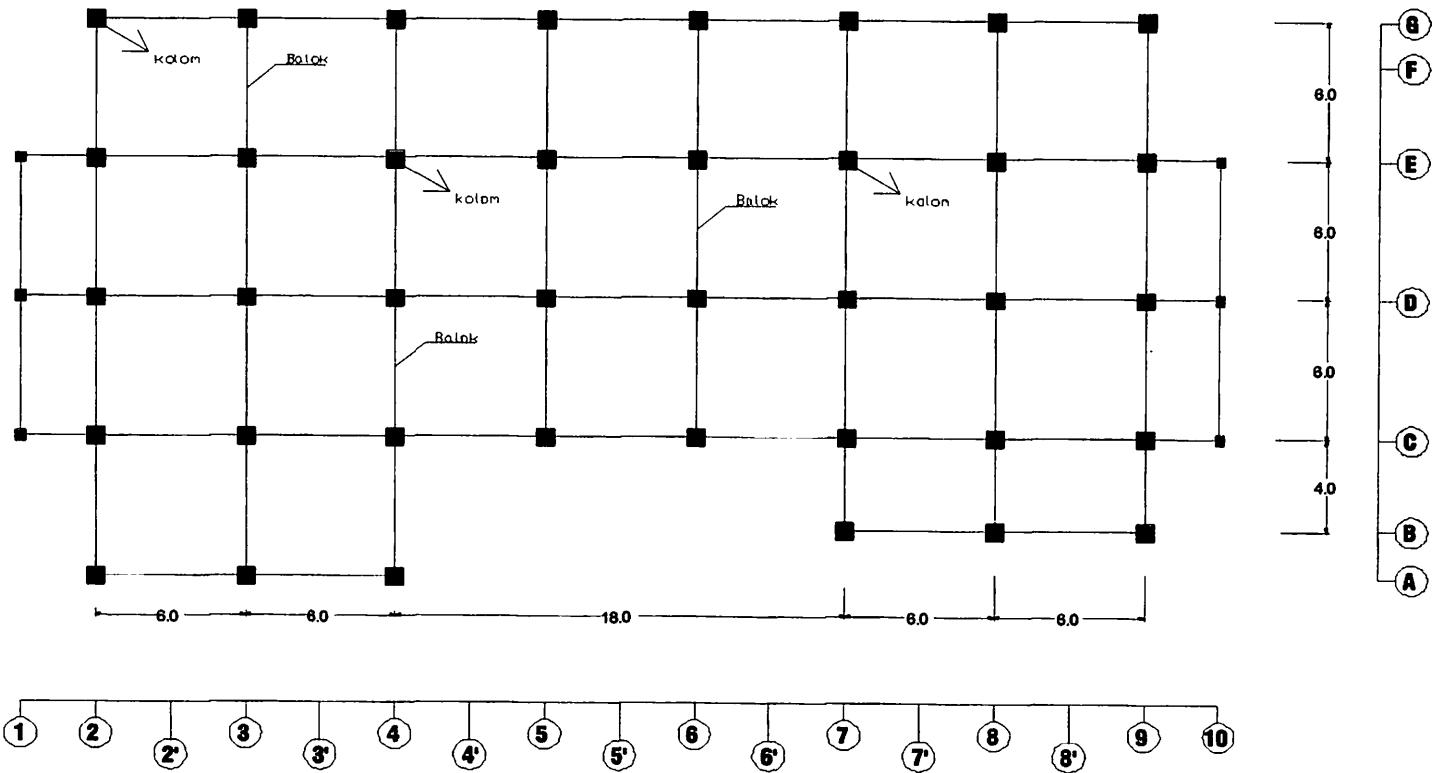
Lantai 1-7					
Balok		kolom			Pelat
Jalur	Dimensi	Jalur		Dimensi	Dimensi
C'1,D'1,C10, D'10,C,E	20/50	A2,A2',A3,A3',A4,A7,A7', A8,A8',A9,G2,G2',G3,G3',G4 G7,G7',G8,G8',G9		50/70	12
C	25/90	C1,C10,D1,D10,E1,E10		40/40	
D''2',E'2',E'3' E'5',E'6',E'7' ,E'8'	30/50	H5',H6		40/60	
B'2',	30/40	C2,C5,C6,C7,C8,C9,D2,D3,D4,D5		70/70	

B'3',D'2',D'3 C',C'',F		D6,D7,D8,D9,E2,E3,E4,E5,E6,E7, E8,E9,G5,G6		
B2,B3,B4,F1, F3	40/60	C3,C3',C4',C6'	40/70	

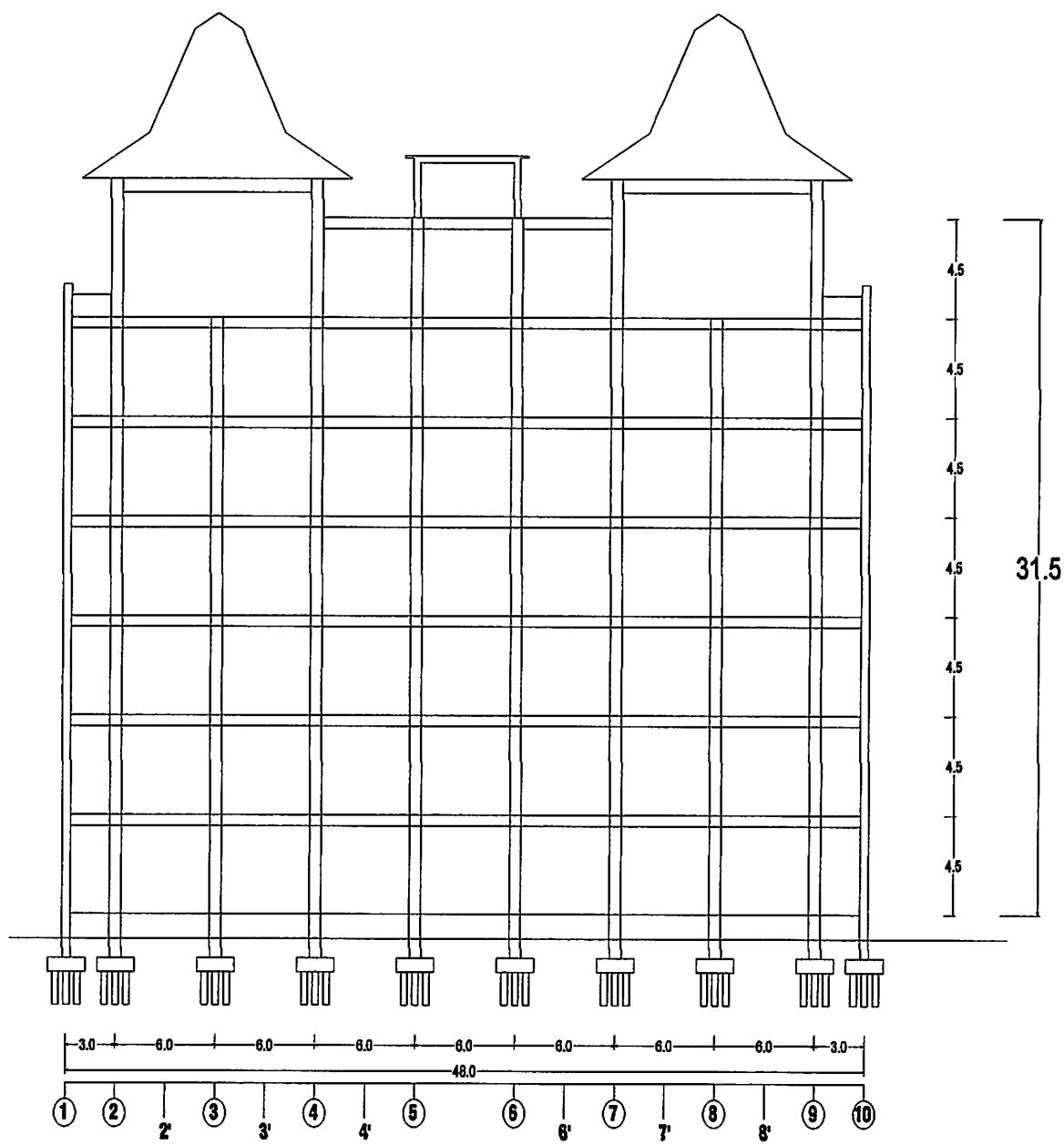
Ket : Satuan dalam cm

### **Analisa Pembebanan Dan Statika**

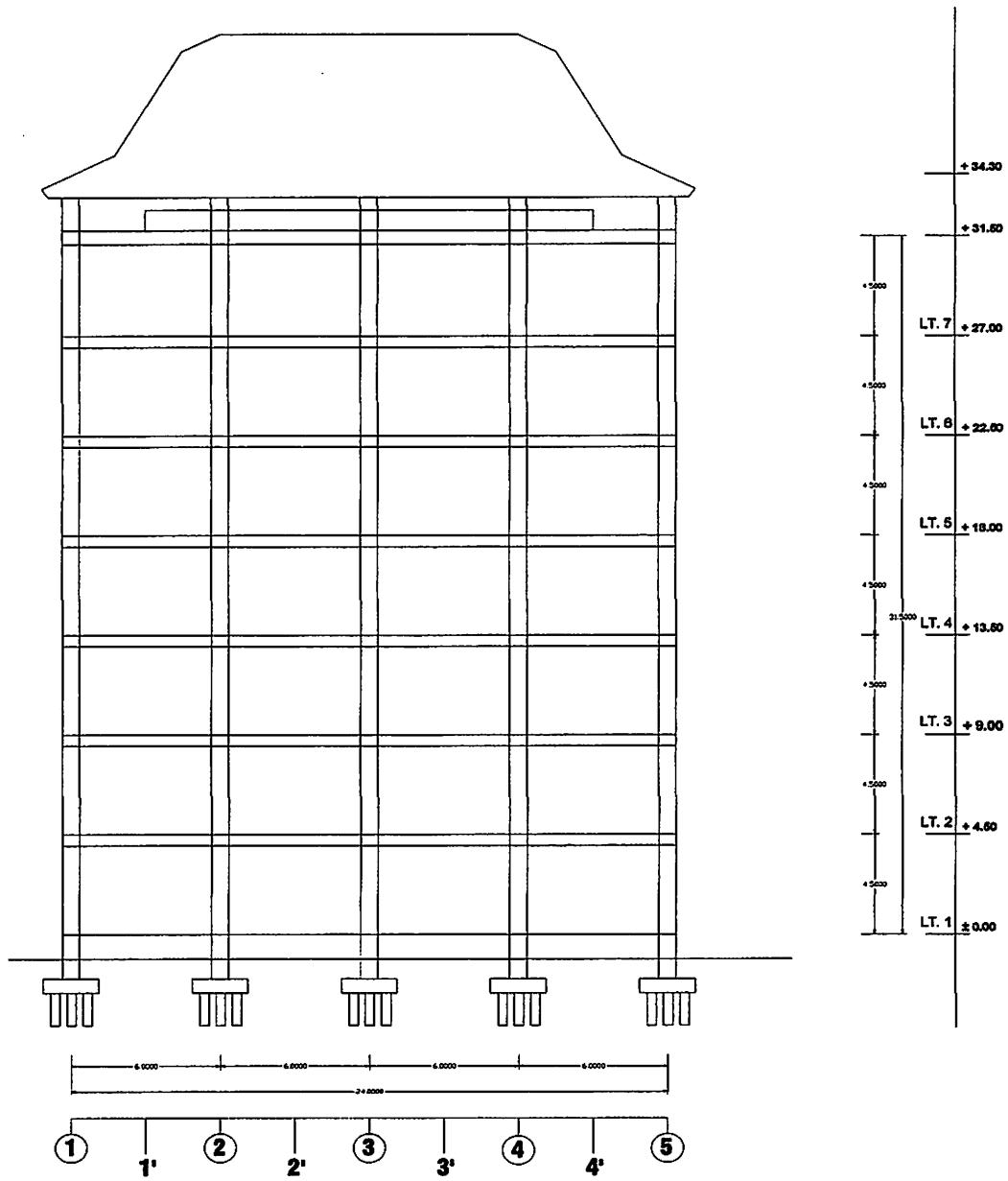
1. Perencanaan dimensi balok, kolom, dan tebal plat lantai sesuai dengan keadaan di proyek.
2. Perataan beban plat dengan cara meshing
3. Perhitungan pembebanan
  - a. Line memnjang, meliputi : beban mati terpusat ( $P$ ), beban mati merata ( $qd$ ), dan beban hidup merata ( $ql$ ).
  - b. Line melintang meliputi :beban mati terpusat ( $P$ ), beban mati merata ( $qd$ ), dan beban hidup merata ( $ql$ ).
4. Perhitungan gempa statis ekivalen



Gambar 3.1 Denah



**Gambar 3.2 Portal memanja**



3.3 Gambar Portal melintang

### **3.3 Perhitungan Pembebanan Plat**

Berat sendiri pelat, balok dan kolom akan dipergunakan menggunakan program analisa struktur staad 3 dimensi.

#### **3.3.1 Atap**

Pada bagian atap terdapat plat atap, roof tank atau tandon air

Pembebanan untuk plat atap

a. Beban Mati (qd)

$$\text{-Berat plafond} = 11 \text{ kg/m}^2 = 11 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{-Berat penggantung} = 7 \text{ kg/m}^2 = \underline{7 \text{ kg/m}^2 +}$$

$$qd = 18 \text{ kg/m}^2$$

Note : dalam perhitungan pembebanan struktur ini dengan menggunakan metode plat messing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung kerena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer :STAAD PRO)

b. Beban Hidup (ql )

$$\text{-Beban orang} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{-Beban air hujan untuk plat atap} = 0,05 \times 1000 = \underline{50 \text{ kg/m}^2 +}$$

$$qd = 150 \text{ kg/m}^2$$

Pembebanan untuk ruang tandon air

a. Beban mati (qd)

$$\text{-Berat spesi} = 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 \text{ kg/m}^2 = 63 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{-Berat tegel} = 0,04 \times 1 \times 1 \times 2200 \text{ kg/m}^2 = 88 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{-Berat tandon berisi air} &= 1 \times 1000 & = \underline{\underline{1000 \text{ kg/m}^2}} + \\ \mathbf{qd} &= \mathbf{1151 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

b. Beban Lift → (ql)

Beban Lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

Lift Merek YUNDAI dengan kapasitas muat 8 orang =  $640 \text{ kg} \times 2 = 280 \text{ kg}$

### 3.3.2 Lantai 7

#### 3.3.2a Pembebanan Plat

Pada lantai 7 di fungsikan sebagai Ruang Sidang

a. Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{- Berat plafon + penggantung} &= 11 + 7 & = 18 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 & = 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat Ducting AC} && = 15 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- Berat tegel} &= 0,040 \times 1 \times 1 \times 2200 & = \underline{\underline{88 \text{ kg/m}^2}} + \\ \mathbf{qd} &= \mathbf{184 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$\text{- Beban ruang sidang} \quad \mathbf{ql} \quad = 400 \text{ kg/m}^2$$

### 3.3.2b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 6 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembeban balok induk melintang line 8 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembeban balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembeban balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=G=E =G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan balok anak line 6' dan 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m dan 1,2 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

➤ Pembebanan balok anak line C" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

➤ Pembebanan balok anak line D'dan D" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4,2 m dan 3 m

### Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line E=F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

### Beban mati

- Tinggi tembok ruang lift = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### 3.3.3 Lantai 6 dan 4

#### 3.3.3a Pembebanan Plat

Pada lantai 6 dan 4 di fungsikan sebagai Ruang kelas

##### a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung =  $11 + 7$  =  $18 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi =  $0,03 \times 1 \times 1 \times 2100$  =  $63 \text{ kg/m}^2$
- Berat Ducting AC =  $15 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel =  $0,040 \times 1 \times 1 \times 2200$  =  $88 \text{ kg/m}^2$

$$qd = 184 \text{ kg/ m}^2$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

- Beban ruang kuliah                     $ql = 250 \text{ kg/m}^2$

### 3.3.3b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama                    = 3,9 m
- Tebal tembok                            = 0,15 m
- Panjang tembok                        = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok                    =  $1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

##### Beban mati

- Tinggi tembok utama                    = 3,9 m
- Tebal tembok                            = 0,15 m
- Panjang tembok                        = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok                    =  $1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembeban balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembeban balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok tangga = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

#### Pembeban Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembeban balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

#### Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

#### Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line C'=C''=D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

### Beban mati

- |                      |                                    |
|----------------------|------------------------------------|
| - Tinggi tembok Wc   | = 4,1 m                            |
| - Tebal tembok       | = 0,15 m                           |
| - Panjang tembok     | = 1m (diambil per 1 meter panjang) |
| - Berat jenis tembok | = <u>1700 kg/m x 4,1 x 0,15 m</u>  |

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak "line C" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

### Beban mati

- |                      |                                     |
|----------------------|-------------------------------------|
| - Tinggi tembok      | = 4,1 m                             |
| - Tebal tembok       | = 0,15 m                            |
| - Panjang tembok     | = 1m (diambil per 1 meter panjang)  |
| - Berat jenis tembok | = <u>1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m</u> |

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak "line F" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

### Beban mati

- |                      |                                     |
|----------------------|-------------------------------------|
| - Tinggi tembok lift | = 4,1 m                             |
| - Tebal tembok       | = 0,15 m                            |
| - Panjang tembok     | = 1m (diambil per 1 meter panjang)  |
| - Berat jenis tembok | = <u>1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m</u> |

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

### **3.3.4 Lantai 5 dan 3**

#### **3.3.4a Pembebanan Plat**

Pada lantai 5 dan 3 di fungsikan sebagai Ruang kelas

##### a. Beban Mati (qd)

$$\text{- Berat plafon + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 - \text{Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat Ducting AC} &= 15 \text{ kg/m}^2 \\
 - \text{Berat tegel} &= 0,040 \times 1 \times 1 \times 2200 = \underline{\underline{88 \text{ kg/m}^2}} + \\
 &\quad \mathbf{qd = 184 \text{ kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

#### b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$- \text{Beban ruang kuliah} \quad ql = 250 \text{ kg/m}^2$$

### 3.3.4b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

➤ Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

$$\begin{aligned}
 - \text{Tinggi tembok utama} &= 3,9 \text{ m} \\
 - \text{Tebal tembok} &= 0,15 \text{ m} \\
 - \text{Panjang tembok} &= 1\text{m (diambil per 1 meter panjang)} \\
 - \text{Berat jenis tembok} &= \underline{\underline{1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{qd = 994,5 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok tangga = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

### Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama	= 3,9 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m</u>

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama	= 3,9 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m</u>

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

### Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc	= 4 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 4 m x 0,15 m</u>

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line C'=C''=D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

### Beban mati

- Tinggi tembok lift = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

### 3.3.5 Lantai 2

#### 3.3.5a Pembebanan Plat

Pada lantai 2 di fungsikan sebagai perpustakaan

##### a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung =  $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesi =  $0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$
- Berat Ducting AC =  $15 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel =  $0,040 \times 1 \times 1 \times 2200 = 88 \text{ kg/m}^2+$

$$qd = 184 \text{ kg/m}^2$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO )

##### b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

- Beban ruang perpus ql =  $400 \text{ kg/m}^2$

### 3.3.5b Pembebanan balok

#### Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m Dan 2,5 m

#### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok utama	= 3,9 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 3,9 x 0,15 m</u>

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok utama	= 4 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 4 m x 0,15 m</u>

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

#### **Beban mati**

- Tinggi tembok utama	= 3,9 m
- Tebal tembok	= 0,15 m
- Panjang tembok	= 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok	= <u>1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m</u>

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

### Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)**

Pembebanan balok anak line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

### Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

### **Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)**

➤ Pembebanan balok anak line D" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

### Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

➤ Pembebanan balok anak line C" merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

### Beban mati

- Tinggi tembok = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

### Beban mati

- Tinggi tembok lift = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

### Perhitungan Flans efektif (beef) balok T

➤ **Balok Tipe 1(60/40)**

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$bw = 40 \text{ cm}$$

$$hf = 12 \text{ cm}$$

berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2

$$\begin{array}{lll} - be < \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 600 & = & 150 \text{ cm} \\ < bw + 16 \times hf & = & 40 + 16 \times 12 = 232 \text{ cm} \end{array}$$

< bw + \frac{1}{2} \cdot Jarak bersih dari badan balok bersebelahan

$$= 40 + (\frac{1}{2} \times 600) = 340 \text{ cm}$$

Diambil be yang terkecil yaitu: **150 cm**

➤ **Balok Tipe 2 (50/30)**

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$bw = 30 \text{ cm}$$

$$hf = 12 \text{ cm}$$

*berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2*

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 = 75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf = 30 + 16 \times 12 = 222 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 30 + (\frac{1}{2} \times 300) = 180 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil be yang terkecil yaitu: 75 cm

➤ **Balok Tipe 3 (50/20)**

$$\begin{aligned} L &= 300 \text{ cm} \\ bw &= 20 \text{ cm} \\ hf &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

*berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2*

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 = 75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf = 20 + 16 \times 12 = 212 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 20 + (\frac{1}{2} \times 300) = 170 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil be yang terkecil yaitu: 75 cm

➤ **Balok Tipe 4 (30/40)**

$$\begin{aligned} L &= 300 \text{ cm} \\ bw &= 30 \text{ cm} \\ hf &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

*berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2*

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 = 75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf = 30 + 16 \times 12 = 222 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 30 + (\frac{1}{2} \times 300) = 170 \text{ cm} \end{aligned}$$

Diambil be yang terkecil yaitu: 75 cm

## PERHITUNGAN BEBAN HIDUP (ql) UNTUK PENINJAUAN GEMPA

### Lantai 2

- Perpustakaan	= 400 kg
- Luas lantai	= 12 m x 24 m
- Faktor reduksi	= <u>0,8 (PPIUG 1983) x 400 kg x 12 m x 24 m</u>
ql	= <b>92160 kg</b>
- Gudang	= 125 kg
- Luas lantai	= 4 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,8 (PPIUG 1983) x 125 kg x 4 m x 3m</u>
ql	= <b>1200 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>

Total beban hidup untuk lantai 2 = **98760 kg**

### Lantai 3

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 9 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 9 m</u>
ql	= <b>13500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 6 m</u>
ql	= <b>9000 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>7500 kg</b>

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 8 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 8 m x 6 m</u>
ql	= <b>6000 kg</b>
- Musolah	= 400 kg
- Luas lantai	= 9 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 400 kg x 9 m x 6 m</u>
ql	= <b>10800 kg</b>
- Gudang	= 125 kg
- Luas lantai	= 4 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,8 (PPIUG 1983) x 125 kg x 4 m x 3 m</u>
ql	= <b>1200 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 3 m</u>
ql	= <b>2700 kg</b>

Total beban hidup untuk lantai 3 = **56100 kg**

#### Lantai 4

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 9 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 9 m</u>
ql	= <b>13500 kg</b>
- Transit dan sekretariat	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,3 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>7500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 6 m</u>
ql	= <b>9000 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 9 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 9 m x 6 m</u>
ql	= <b>6750 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Tangga	= 250 kg
- Luas lantai	= 6 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 6 m x 3 m</u>
ql	= <b>2700 kg</b>

Total beban hidup untuk lantai 4 = **50250 kg**

### Lantai 5

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 9 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 9 m</u>
ql	= <b>13500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 6 m</u>
ql	= <b>9000 kg</b>

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>7500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 8 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 8 m x 6 m</u>
ql	= <b>6000 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 9 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 9 m x 6 m</u>
ql	= <b>6750 kg</b>
- Gudang	= 125 kg
- Luas lantai	= 4 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,8 (PPIUG 1983) x 125 kg x 4 m x 3 m</u>
ql	= <b>1200 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 3 m</u>
ql	= <b>2700 kg</b>

Total beban hidup untuk lantai 5 = **52050 kg**

### Lantai 6

- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 9 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 9 m</u>
ql	= <b>13500 kg</b>

- Transit dan sekretariat	= 250 kg
- Luas lantai	= 12 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,3 (PPIUG 1983) x 250 kg x 12 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>7500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 8 m x 4 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 8 m x 4 m</u>
ql	= <b>4000 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>7500 kg</b>
- Ruang kelas	= 250 kg
- Luas lantai	= 9 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 250 kg x 9 m x 6 m</u>
ql	= <b>6750 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 3 m</u>
ql	= <b>2700 kg</b>

Total beban hidup untuk lantai 6 = **45250 kg**

## Lantai 7

- Ruang sidang besar	= 400 kg
- Luas lantai	= 24 m x 12 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 400 kg x 24 m x 12 m</u>
ql	= <b>57600 kg</b>
- Ruang sidang kecil	= 400 kg
- Luas lantai	= 10 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 400 kg x 10 m x 6 m</u>
ql	= <b>12000 kg</b>
- Ruang sidang kecil	= 400 kg
- Luas lantai	= 9 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 400 kg x 9 m x 6 m</u>
ql	= <b>10800 kg</b>
- Ruang sidang kecil	= 400 kg
- Luas lantai	= 8 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 400 kg x 8 m x 6 m</u>
ql	= <b>9600 kg</b>
- Gudang	= 125 kg
- Luas lantai	= 4 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,8 (PPIUG 1983) x 125 kg x 4 m x 3 m</u>
ql	= <b>1200 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 6 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 6 m</u>
ql	= <b>5400 kg</b>
- Tangga	= 300 kg
- Luas lantai	= 6 m x 3 m
- Faktor reduksi	= <u>0,5 (PPIUG 1983) x 300 kg x 6 m x 3 m</u>
ql	= <b>2700 kg</b>

$$\text{Total beban hidup untuk lantai 7} = 99300 \text{ kg}$$

### Lantai Atap

- Atap = 150 kg
- Luas lantai = 18 m x 18 m
- Faktor reduksi = 0,5 (PPIUG 1983) x 150 kg x 18 m x 18 m

ql = 24300 kg

Tabel 3.4. Total beban yang bekerja pada bangunan

Lantai	Beban mati (kg/m)	Beban hidup (kg/m)	$\Sigma$ berat (Bm + Bh)
2	768192.25	98760	866952.25
3	792468.062	56100	848568.062
4	824752.188	50250	875002.188
5	785774.625	52050	837824.625
6	789428.25	45250	834678.25
7	789925.5	99300	889225.5
Atap	844368.438	24300	868668.438
Jumlah berat bangunan			6020919.313

Taksiran waktu getar alami ( T ) secara empiris

Rumus empiris pakai metode A dari UBC section 1630.2.2

Tinggi gedung ( hn ) = 35 m

$$T = C_t (hn)^{\frac{3}{4}}$$

Dimana untuk SRG  $C_t = 0.0488$

kontrol pembatasan  $T_1$  sesuai dengan 5.6 SNI 1726 - 2002  $\longrightarrow 0,7$

$$\xi = 0.17$$

$$n = 7$$

$$T_1 = \xi \times n = 0.17 \times 7 = 1.19 \text{ det} > T \text{ empiris.....(OK)}$$

SNI table 8 hal 26 koefisien ( $\xi$ ) yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	$\xi$
1	0.20
2	0.19
3	0.18
4	0.17
5	0.16
6	0.15

### Perhitungan Gaya Geser Horizontal (V)

(V) dihitung dengan rumus (26) SNI 1726 – 2002

SRG sesuai SNI table 3  $R = 8.5$

Untuk (I) sesuai SNI 1726 – 2002 tabel 1  $I = 1$

Wilayah gempa 4

tanah keras  $T_1 = 0.7$

Rumus diperoleh dari gambar 2 SNI  $\rightarrow C_1 = 0.24$

Rumus

$$V = \frac{C_1 \cdot I \cdot W_t}{R}$$

$$V = \frac{0.24 \cdot 1}{8.5} \quad 6020919.313$$

V 170002 kg

Lantai	hi (m)	Berat Wi (kg)	hi.Wi (Kg/m)	Fi (kg)	100%	30%
2	6	866952.25	5201713.5	7739.3	7739	2321.79
3	4.5	848568.062	3818556.279	5681.4	5681	1704.42
4	15	875002.188	13125032.82	19528	19528	5858.37
5	19.5	837824.625	16337580.19	24308	24308	7292.3
6	24	834678.25	20032278	29805	29805	8941.43
7	28.5	889225.5	25342926.75	37706	37706	11311.8
atap	35	868668.438	30403395.33	45235	45235	13570.6
	W total =	6020919.313	114261482.9			

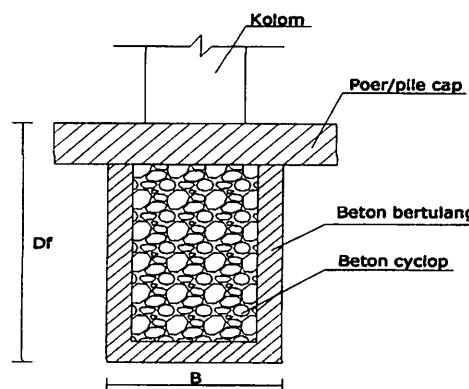
$$F_i = \frac{(W_i \cdot h_i)}{\sum (W_i \cdot h_i)} \cdot V$$

## BAB IV

### PERENCANAAN PONDASI

#### 4.1 Data Perencanaan

##### 4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan



**Gambar 4.1 Pondasi Sumuran**

- Spesifikasi Umum :
  - a. Fungsi Bangunan : Gedung Kuliah dan Administrasi
  - b. Struktur Atas : Beton Bertulang
  - c. Struktur Bawah : Pondasi Sumuran
  
- Parameter Perencanaan :
  - a. SNI 03-2847 – 2002 ( Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang )
  - b. SNI 03 – 1726 – 2002 ( Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)
  - c. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 ( PPIUG ).

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan program STAAD Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya – gaya yang bekerja pada

masing – masing tipe dan batasan untuk klasifikasi tipe pondasi berdasarkan nilai (FY) dapat dilihat pada table di bawah ini.

**Tabel 4.1. Data Output Analisa Staad Pro**

Tipe pondasi	Node(titik)	FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kg)	MY (kg)	MZ (kg)
Berat	22 kom 5	3,71000	263000	6,69000	48,319	8,214	1,613
Sedang	26 kom 4	-87,394	165000	1.21000	30,116	0,123	3,889
Ringan	42 kom 4	-48.446	127000	-22.036	1.572	0.103	1.296

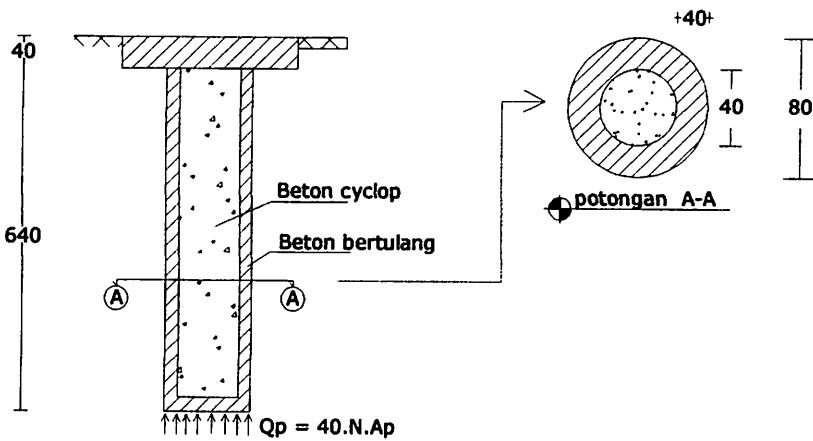
direncanakan tipe pondasi sumuran berdasarkan beban maksimum pada line portal sebagai berikut :

#### **4.1.2. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 1 )**

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 1 ) dengan beban maksimum 263 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran ( $D_f$ ) = 640cm = 6,4m
2. Diameter Luar ( $B_{luar}$ ) = 80cm = 0.80 m
3. Diameter dalam ( $B_{dalam}$ ) = 40cm = 0,40 m
4. Tebal Poer direncanakan = 40 cm = 0,40 m
5. ( $A_p$ ) tiang/ luas penampang =  $(1/4 \cdot \pi \cdot D_{luar}^2) - (1/4 \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2)$   
=  $0,376 \text{ m}^2$
6. Berat Pile cap =  $P \times l \times t \times b_j \text{ beton bertulang}$   
=  $1,5 \times 4,1 \times 0,40 \times 2,4$   
= 5,904 ton



**Gambar 4.2 Pondasi Sumuran Tipe Berat (I)**

#### 4.1.3 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :  $\sigma_{\text{bahan}} = \text{Tegangan ijin bahan}$

$A_{\text{tiang}} = \text{Luas penampang tiang pondasi sumuran}$

- a. Untuk dinding sumuran( $f'_c : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f'_c) \times \{(1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2)\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \{(1/4 \times 3,14 \times 80^2) - (1/4 \times 3,14 \times 40^2)\} \\ &= 960840 \text{ kg} = 960,84 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk beton cyclop ( $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f_c) \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2) \\ &= (0.85 \times 175) \times (1/4 \times 3,14 \times 40^2) \\ &= 186830 \text{ kg} = 186,83 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$Qd_{\text{bahan}} = Qd1 + Qd2$$

$$= 960,84 + 186,83 = 1147,67 \text{ ton}$$

**Tabel 4.2.Konversi qc k N (Titik sondir 3)**

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0,4	25	6
3	1	9	2
4	1,4	15	3
5	2	70	17
6	2,4	10	2
7	3	20	5
8	3,4	30	7
9	4	23	5
10	4,4	19	4
11	5	15	3
12	5,4	19	4
13	6	11	2
14	6,4	70	17
<b>15</b>	<b>6,8</b>	<b>145</b>	<b>36</b>

## 2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai qc ke N (Hardiyatmo,H.C,analisis dan Perancangan Pondasi I

hal : 234):

$$N = \frac{qc}{4}$$

Sehingga :  $N = \frac{145}{4} = 36 \text{ kg/cm}^2$

Daya dukung Ultimate (combined pile)

$$Qu = Qp + Qs - Wp$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Qs ( daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$\begin{aligned} Qu &= Qp - Wp \\ &= (40. Nb) \times Ap - Wp \end{aligned}$$

Dimana :

Qu = Kapasitas ultimate tiang (ton)

Nb = Nilai N<sub>spt</sub> dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

$$qc = 4.N$$

Ap = Luas dasar tiang (m<sup>2</sup>)

Wp = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

Dimana:

SF = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah berfariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 ( lihat table 2.1). (*sumber : Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 36 \times 0,376 \\ &= 541,44 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4.\pi.(D_{luar}^2 - D_{dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b. bertulang} + (1/4.\pi.D_{dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop} \\ &= (1/4 \times 3,14 \times (0,80^2 - 0,40^2) \times 6,4 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 6,4 \times 2,2 \\ &= 7,556 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{berat pile cap}) \\ &= 541,44 - (7,556 + 5,904) \\ &= 527,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_a &= \frac{527,98}{2,5} \\ &= 211,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### **4.2. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Berat (1)**

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned}\Sigma V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 263 + 7,556 + 5,904 \\ &= 276,46\text{ton}\end{aligned}$$

- a. Jumlah sumuran yang di butuhkan

$$n = \frac{\Sigma V_u}{Q_a} = \frac{276,46}{211,19}$$

$$= 1,306 = 2 \text{ buah}$$

- ✓ Untuk dinding sumuran ( $f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

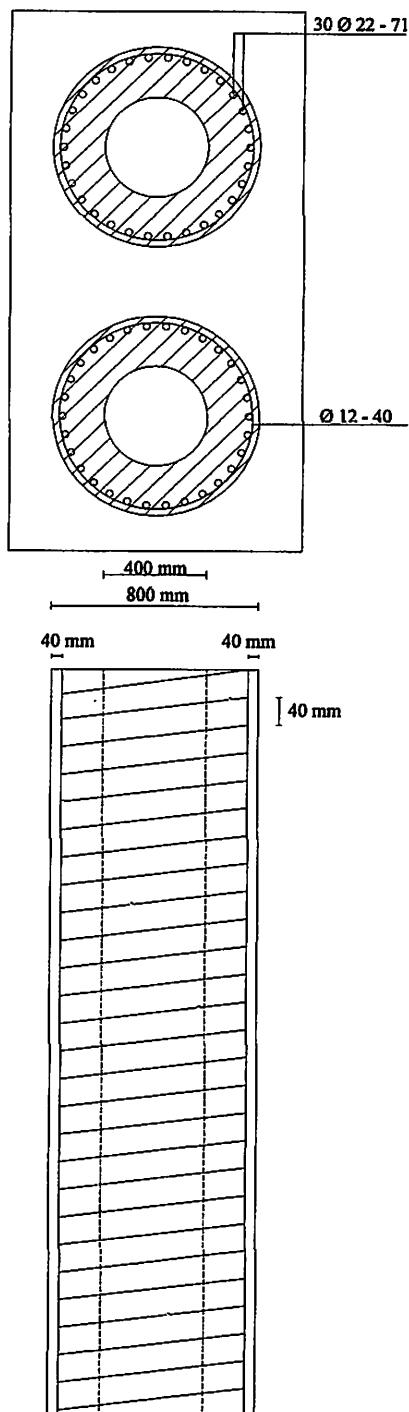
$$\begin{aligned}P_1 &= ((1/4 \times \pi \times D_{luar}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)) \times D_f \times \gamma_{beton bertulang} \times n \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 0,8^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2)) \times 6,4 \times 2,4 \times 2 \\ &= 11,575\text{ton}\end{aligned}$$

- ✓ Untuk beton cyclop ( $f_c' : 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}P_2 &= (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2) \times D_f \times \gamma_{beton cyclop} \times n \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 6,4 \times 2,2 \times 2 \\ &= 3,536 \text{ ton}\end{aligned}$$

- b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$\begin{aligned}P_{tiang} &= P_1 + P_2 \\ &= 11,575 + 3,536 = 15,111 \text{ ton}\end{aligned}$$



**Gambar 4.12 : Penulangan pondasi Sumuran Tipe Berat**

## 4.11 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

### 4.11.1 Tipe Pondasi 2 Dengan Beban Sedang

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat momen}}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

Dimana :

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

$P_{\min}$  = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

$\Sigma V$  = Jumlah total beban vertical

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

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

$n$  = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

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

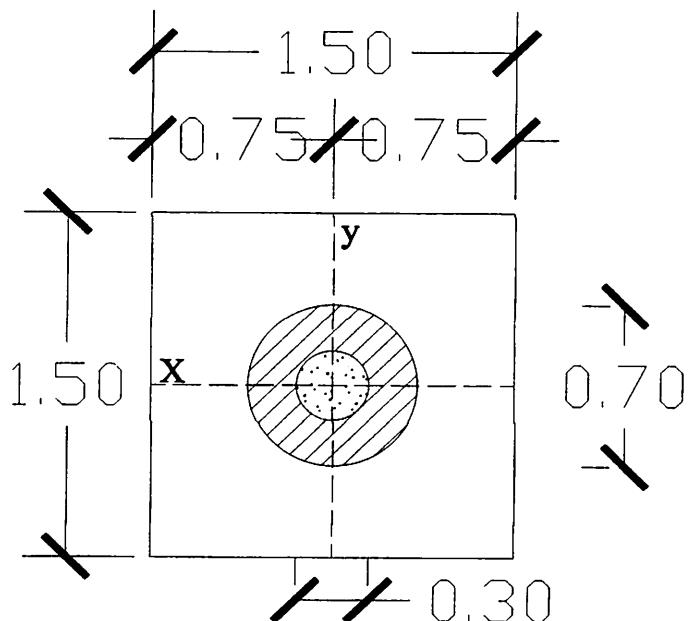
$Y_{\max}$  = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

$ny$  = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

$nx$  = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



**Gambar 4.13. Susunan pondasi sumuran tipe 2**

Data :

Beban Total (Pu) = 165 ton

Mz = 0,030116 t/m

Mx = 0,000123 t/m

Xmax = 0 m

Xmin = 0 m

Ymax = 0 m

Ymin = 0 m

n = 1 buah

nx = 1 buah

ny = 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$$\Sigma X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang :

$$\Sigma Y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$\Sigma v = 165 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\Sigma v}{n} + \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} + \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

$$P = \frac{165}{1} + \frac{0,030116 \times 0}{1 \times 0^2} + \frac{0,0000123 \times 0}{1 \times 0^2} = 165 \text{ ton}$$

$$P = 165 \text{ ton} < Q_{a \text{ tianag}} = 177,925 \text{ ton} \dots\dots (\text{Aman})$$

$$(Y/L)_1 = 0/(0+0) = 0$$

$$M_{xe} = 0,32$$

$$Mu = (P \times M_{xe}) = (165 \times 0,32) = 52,8 \text{ t/m}$$

#### 4.11.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209 ) didapat nilai Mye ( dengan cara interpolasi )

**Tabel 4.12. Pelat : Stigel/Wipel**

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M <sub>xe</sub>	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

➤ **Penulangan Poer Arah Z**

$$M_u = 52,8 \text{ tm} = 5280 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{528 \times 10^4}{0,8} = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer ( h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = \phi 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22)$$

$$= 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{6600000}{1500 \times 349^2} = 0,036 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600+f_y} \right]$$

$$= 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}]$$

$$= \frac{1}{12,549} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,036}{320}}] = 0,00011$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

- Jika  $\rho_{\text{ada}} < \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\min} \sim \rho_{\text{ada}}$  dan  $As = \rho_{\min} \times b \times d$
  - Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\max}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  $\rho_{\min} \sim \rho_{\text{ada}}$
- $= 0,004$

$$A_{\text{perlu}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 5,511 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$A_{\text{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2279,64 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} 2094 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **6 D22 – 250 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{\text{tekan}} = 30\% \times A_{\text{perlu}}$$

$$= 30\% \times 2094 = 628,2 \text{ mm}$$

$$n = \frac{A_{\text{tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2} = 3,125 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{\text{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{\text{tekan}} 418,8 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan ( atas ) = 4 D16 – 375 mm

➤ **Penulangan Poer Arah X**

$$Mu = 52,8 \text{ tm} = 5280 \text{ kg/m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{528 \times 10^4}{0,8} = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer ( h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = \phi 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - Selimut\ beton - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22) = 349\ mm$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{6600000}{2000 \times 349^2} = 0,036\ Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times fc}{fy} \right] \times \left[ \frac{600}{600+fy} \right] = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}] = \frac{1}{12,549} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,036}{320}}]$$

$$= 0,00011$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{min} \leq \rho_{ada} \leq \rho_{maks}$

- Jika  $\rho_{ada} < \rho_{min}$ , maka digunakan  $\rho_{min} \sim \rho_{ada}$  dan  $A_s = P_{min} \times b \times d$
- Jika  $\rho_{ada} > \rho_{maks}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$   
 $= 0,004$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 22^2} = 5,51 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$As_{ada} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

= 2279,64 mm<sup>2</sup> > Asperlu 2094 mm<sup>2</sup>.....(OK)

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 6 D22 – 250 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{stekan} = 30\% \times A_{perlu} = 30\% \times 2094 = 628,2 \text{ mm}^2$$

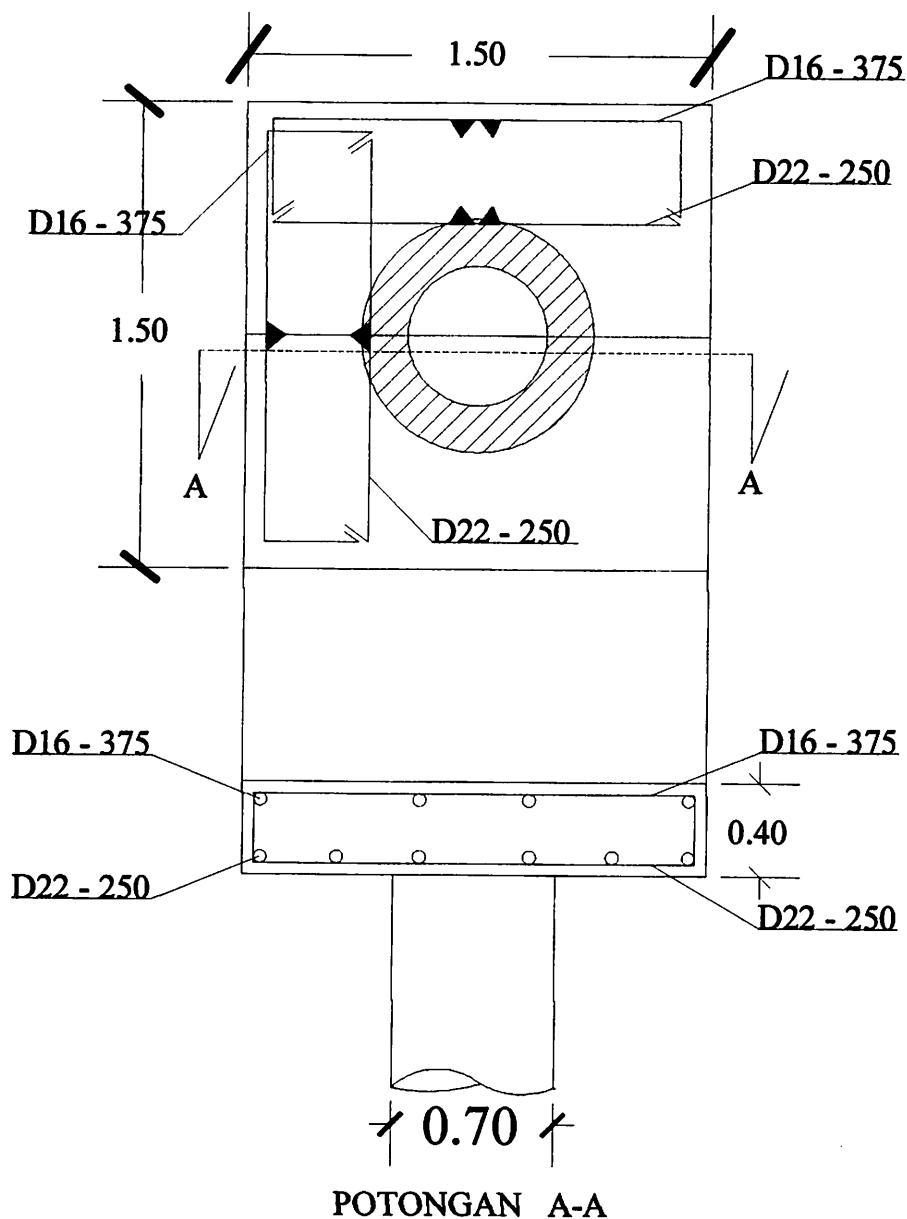
$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 3,125 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{S\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

= 803,84 mm<sup>2</sup> > As<sub>tekan</sub> 418,8 mm<sup>2</sup> .....(OK)

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan ( atas ) = 4 D16 – 375 mm

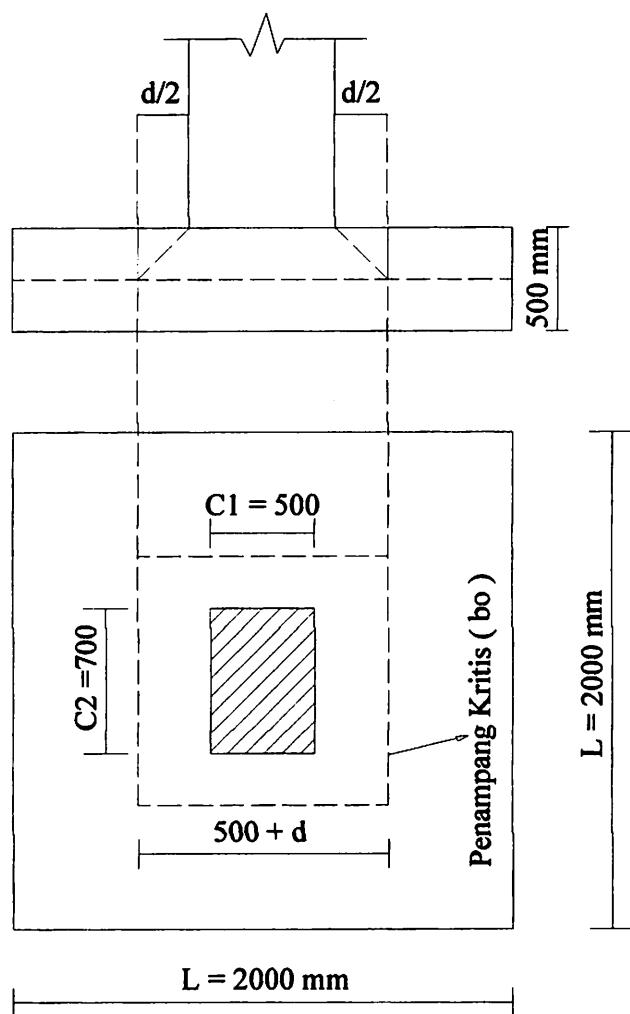


Gambar 4.14 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe 2

#### 4.11.3. Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi Tipe Sedang

##### Sedang

###### ➤ Gaya Geser Pons Terhadap Kolom



Gambar 4.15 : Skema Geser Pons Tipe sedang (70/50)

Diketahui :  $V_u = 1650000 \text{ N}$

- Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan terluar}$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22) = 349 \text{ mm}$$

Dimensi kolom (D) = 70/50

- Keliling bidang kritis geser pons ( bo)

$$b_0 = 2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)$$

$$= 2 \times (500 + 349) + 2 \times (700 + 349) = 3796 \text{ mm}$$

- **Kuat Geser beton Maksimum**

$$Vc = \left( \frac{\sqrt{fc}}{3} \right) x \text{ bo } x \text{ d.....(SNI, psl. 13.12.2.1)}$$

$$= \left(\frac{\sqrt{30}}{3}\right) \times 3796 \times 439 = 304296565 \text{ N}$$

$$\emptyset V_c = 0,6 \times V_c = 0,6 \times 304296565 = 182577939 \text{ N}$$

Maka  $V_u = 1650000 \text{ N} < \emptyset V_c = 182577939 \text{ N}$ .....(OK)

Jadi tidak perlu tulangan geser pons.

#### **4.12. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang**

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

**a. Data Perencanaan :**

- $P_u = \Sigma V$  = 179,851 ton
- Mutu Beton ( $f_c$ ) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan = 320 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 22 mm
- $\varnothing$  sengkang = 12 mm
- Diameter sumuran = 70cm = 700mm
- Tebal selimut = 40 mm

**b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar**

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \varnothing \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \times \varnothing \text{ tulangan pokok} \\ &= 40 + 12 + (1/2 \times 22) = 63 \text{ mm} \\ d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \times d') \\ &= 700 - (2 \times 63) = 574 \text{ mm} \end{aligned}$$

**c. Luas penampang caisson**

$$\begin{aligned} A_g_{\text{caisson}} &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 700^2) - (1/4 \times 3,14 \times 300^2) \\ &= 314000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c. Berat Maximum pondasi

$$P_u = \Sigma V + P_{tiang} + \text{berat pile cap}$$

$$= 263 + 15,111 + 5,904$$

$$P_u = 284,015 \text{ ton} \geq Q_a = 211,652 \text{ ton} \quad (\text{Tidak aman})$$

Karena ( $Q_a$ ) lebih kecil dari ( $P_u$ ) maka perlu analisa efisiensi kelompok tiang dengan susunan sebagai berikut !

▪ Syarat Jarak Antara Tiang (S) :

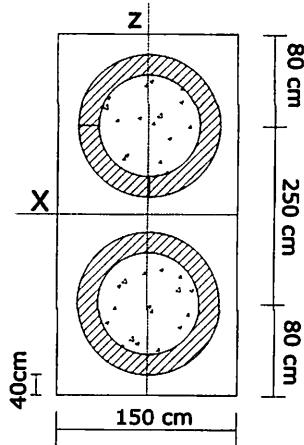
Jarak antara tiang

$$\text{a. } S > 2,5D \sim 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ m, jadi } S > 2 \text{ m maka diambil } (S) = 2,5 \text{ m}$$

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

$$\text{b. } 0,5h < S < 1,5 h = 0,5 \times 40 < S < 1,5 \times 40$$

$$= 20 < S < 60. \text{ Jadi } (S) \text{ diambil } 40 \text{ cm}$$



Potongan A-A

Gambar 4.3 Susunan Penampang Pondasi

### Efisiensi Kelompok tiang ( $\eta$ )

- Rumus converse – Labarre ( AASHO)

$$\eta = 1 - \Theta \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0,8}{2,5} = 17,744^\circ$$

$m$  = baris tiang arah (x)       $n$  = baris tiang arah (y)

$$\eta = 1 - 17,744^\circ \left[ \frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 1 \times 2} \right]$$

$$= 0,704$$

- Rumus Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} [m(n-1) + (m-1)n + \sqrt{2(m-1)x(n-1)}]$$

$$= 1 - \frac{0,8}{3,14 \times 2,5 \times 0,8} [1(2-1) + (2-1)2 + \sqrt{2(1-1)x(2-1)}]$$

$$= 0,332$$

Dari kedua efisiensi tersebut diambil yang terkecil yaitu berdasarkan **Rumus Los Angles Group** besar = 0,332

Jadi daya dukung kaison dalam kelompok :

$$\text{Berat pile cap} = 1,5 \times 4,1 \times 0,40 \times 2,4$$

$$= 5,904 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (\text{W}_p + \text{berat pile cap}) \\ &= 541,44 - (7,556 + 5,904) \\ &= 527,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$Q_{a \text{ kelompok}} = \eta \times n \times Q_u$$

$$= 0,332 \times 2 \times 527,98$$

$$= 348,46 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_u &= \Sigma V + P_{\text{tiang}} + \text{berat poer} \\ &= 263 + 15,111 + 5,904 \\ &= 284,015 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat :  $Q_{a \text{ kelompok}} = 348,46 \text{ ton} \geq P_u = 284,015 \text{ ton} \dots (\text{Syarat Memenuhi})$

#### 4.3. Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Berat (1)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S1)

Dimana :

$\alpha$  = distribusi  $f$  adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p$  = 400 Kg/cm<sup>2</sup> ————— Perkiraan modulus elastisic

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

**Tabel 4.3.**Perkiraan modulus elastic ( $E_p$ ) (Sardjono, Pondasi

Tiang Pancang,Jilid 2 1991)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas ( $E_p$ ) Kg/cm <sup>2</sup>
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
<b>Tanah liat berpasir</b>	<b>300 – 400</b>
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

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

$$\bullet \quad S_1 = \frac{(7,556 + 0,5 \cdot 0) \cdot 640}{3768 \times 400}$$

$$= 0,0032\text{cm}$$

## 2. Penurunan dari ujung tiang (S2)

$$\text{Dimana : } qp = \frac{Qwp}{Ap} = \frac{7,556}{3768} = 0,002\text{cm}$$

**Tabel 4.4.**Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] (sumber Braja M. DAS)

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

Untuk nilai  $C_p$  diambil = 0,09

- $S_2 = \frac{Qwp \cdot C_p}{D \cdot qp} = \frac{7,556 \cdot 0,09}{80 \cdot 0,002} = 4,25 \text{ cm}$

## 3. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$C_s = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{6,4}{0,8}}) \cdot 0,09 = 0,12$$

- $S_3 = \frac{Qws \cdot C_s}{L \cdot qp} = \frac{0 \times 0,12}{6,4 \cdot 0,002} = 0 \text{ cm}$

- $S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 + S_3$   
 $= 0,0032 + 4,25 + 0$   
 $= 4,25 \text{ cm} \quad (\text{syarat aman})$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 cm.

**Kesimpulan** .: Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban berat adalah sama yaitu (sesuai dengan gambar 4.3 ) dengan data sebagai berikut :

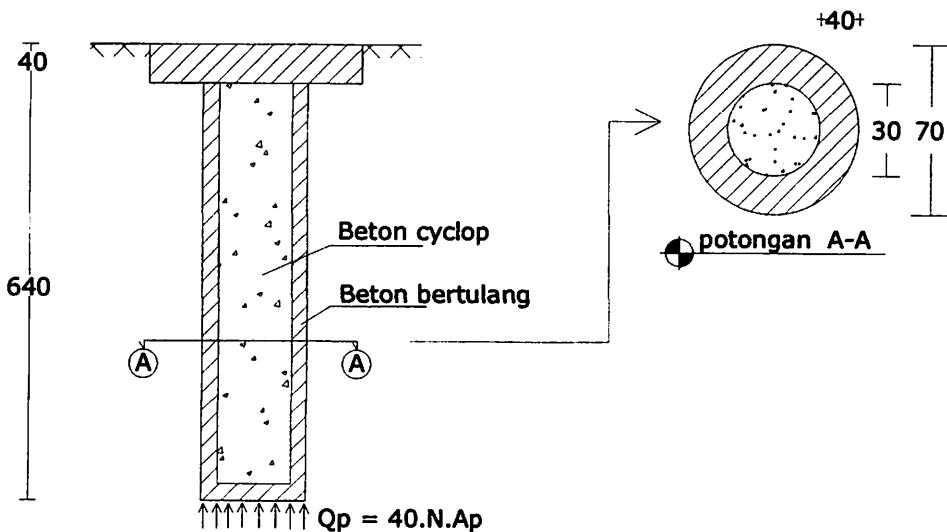
Diameter luar	= 80 cm
Diameter dalam	= 40 cm
S (jarak as tiang ke tepi)	= 250 cm
h (tinggi pile cap )	= 40 cm
Lebar pile cap	= 150 cm
Panjang pile cap	= 410 cm

#### 4.4. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang ( Tipe 2 )

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang ( Tipe 2 ) dengan beban maksimum **165 ton** dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

7. Kedalaman sumuran ( $D_f$ ) = 640 cm = 6,4 m
8. Diameter Luar ( $B_{luar}$ ) = 70 cm = 0,7 m
9. Diameter dalam ( $B_{dalam}$ ) = 30 cm = 0,3 m
10. Tebal Poer direncanakan = 40 cm = 0,40 m
11. Luas Penampang ( $A_p$ ) tiang =  $(1/4 \cdot \pi \cdot D_{luar}^2) - (1/4 \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2)$   
 $= (1/4 \times 3,14 \times 70^2) - (1/4 \times 3,14 \times 30^2)$   
 $= 3140 \text{ cm}^2 = 0,314 \text{ m}^2$
12. Berat Pile cap =  $P \times l \times t \times b_j$  beton bertulang  
 $= 1,5 \times 1,5 \times 0,40 \times 2,4 = 2,16 \text{ ton}$



Gambar 4.4 Pondasi sumuran tipe Sedang (2)

#### **4.4.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran ( Metode Terzaghi)**

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :  $\sigma_{\text{bahan}} = \text{Tegangan ijin bahan}$

$A_{\text{tiang}} = \text{Luas penampang tiang pondasi sumuran}$

a. Untuk dinding sumuran ( $f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_d 1 &= (0.85 \times f_c') \times \{(1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \{(1/4 \times 3,14 \times 70^2) - (1/4 \times 3,14 \times 30^2)\} \\ &= 980151 \text{ kg} \\ &= 980,151 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Untuk beton cyclop ( $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_d 2 &= (0.85 \times f_c) \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (0.85 \times 175) \times (1/4 \times 3.14 \times 30^2) \\ &= 105091,875 \text{ kg} \\ &= 105,091 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d_{\text{bahan}} &= Q_d 1 + Q_d 2 \\ &= 980,151 + 105,091 \\ &= 1085,242 \text{ ton} \end{aligned}$$

**Tabel 4.5.Konversi qc ke N (Titik sondir 3)**

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0,4	25	6
3	1	9	2
4	1,4	15	3
5	2	70	17
6	2,4	10	2
7	3	20	5
8	3,4	30	7
9	4	23	5
10	4,4	19	4
11	5	15	3
12	5,4	19	4
13	6	11	2
14	6,4	70	17
<b>15</b>	<b>6,8</b>	<b>145</b>	<b>36</b>

## 2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai qc ke N (Hardiyatmo,H.C,analisis dan Peracangan Pondasi I hal : 234):

$$N = \frac{qc}{4}$$

Sehingga :  $N = \frac{145}{4} = 36$  pukulan

### **Daya dukung Ultimate (combined pile)**

$$Qu = Qp + Qs - Wp$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai  $Q_s$  (daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$\begin{aligned} Qu &= Qp - Wp \\ &= (40 \cdot Nb) \times Ap - Wp \end{aligned}$$

Dimana :

$Qu$  = Kapasitas ultimate tiang (ton)

$Nb$  = Nilai  $N_{spt}$  dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

$$qc = 4.N$$

$$Ap = \text{Luas dasar tiang (m}^2\text{)}$$

$Wp$  = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

Dimana:

$SF$  = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah berfariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (lihat table 2.1). (*sumber : Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned}Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\&= 40 \times 36 \times 0,314 \\&= 452,16 \text{ ton}\end{aligned}$$

b. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned}W_p &= (1/4.\pi.(D_{luar}^2 - D_{dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b. bertulang} + (1/4.\pi.D_{Dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop} \\&= (1/4 \times 3,14 \times (0,70^2 - 0,30^2)) \times 6,4 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,30^2) \times 6,4 \times 2,2 \\&= 5,187 \text{ ton}\end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\&= 452,16 - (5,187 + 2,16) \\&= 444,813 \text{ ton}\end{aligned}$$

d. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\Q_a &= \frac{444,813}{2,5} \\&= 177,925 \text{ ton}\end{aligned}$$

#### 4.5. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Sedang (2)

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned}\Sigma V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\&= 165 + 5,187 + 2,16 \\&= 172,347 \text{ ton}\end{aligned}$$

a. Jumlah sumuran yang dibutuhkan

$$n = \frac{\Sigma Vu}{Qa}$$

$$= \frac{172,347}{177,347}$$

$$= 0,971 = 1 \text{ buah}$$

✓ Untuk dinding sumuran ( $f'_c : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} P1 &= ((1/4 \times \pi \times D_{luar}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)) \times Df \times b_j \text{ beton bertulang} \times n \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 0,70^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,30^2)) \times 6,4 \times 2,4 \times 1 \\ &= 4,823 \text{ ton} \end{aligned}$$

✓ Untuk beton cyclop ( $f'_c : 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} P2 &= (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2) \times Df \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times n \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,3^2) \times 6,4 \times 2,2 \times 1 \\ &= 1,947 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$\begin{aligned} P_{tiang} &= P1 + P2 \\ &= 4,823 + 1,947 \\ &= 6,77 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat Maximum pondasi

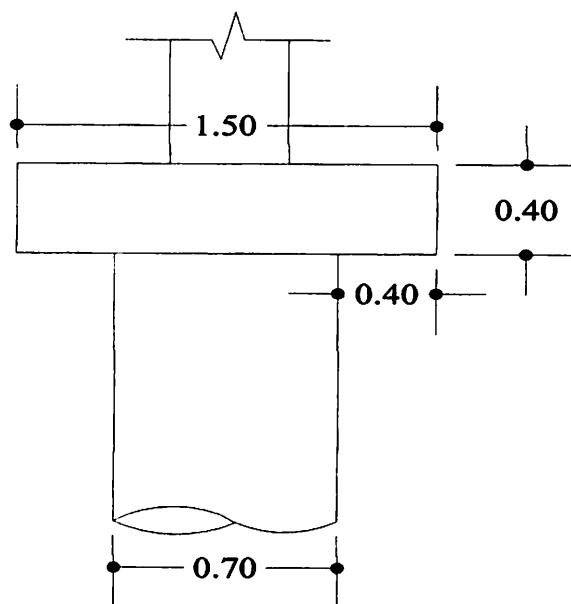
$$\begin{aligned} P_u &= \Sigma V + P_{tiang} + \text{berat pile cap} \\ &= 165 + 6,77 + 2,16 \\ P_u &= 173,37 \text{ ton} \leq Qa = 177,925 \text{ ton} \quad (\text{Syarat aman}) \end{aligned}$$

- **Syarat Jarak Tepi Tiang ke Tepi Poer (S) :**

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

$$0,5h < S < 1,5h = 0,5 \times 40 < S < 1,5 \times 40$$

$$= 20 \text{ cm} < S < 60 \text{ cm}, \text{ dipakai } S = 40 \text{ cm}$$



**Gambar 4.5. jarak tepi tiang ke tepi poer**

#### 4.6. Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Sedang (2)

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

1. Penurunan akibat deformasi aksial tunggal (S1)

Dimana :

$\alpha$  = distribusi  $f$  adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p$  = 400 Kg/cm<sup>2</sup> → Perkiraan modulus elastisitas

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

**Tabel 4.6.**Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, Pondasi Tiang Pancang,Jilid 2, 1991)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas ( $E_p$ ) Kg/cm <sup>2</sup>
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
<b>Tanah liat berpasir</b>	<b>300 – 400</b>
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

$$\bullet S1 = \frac{(Qwp + \xi \cdot Qws) \cdot L}{Ap \cdot Ep}$$

$$\bullet S1 = \frac{(5,187 + 0,5 \cdot 0) \cdot 640}{3140 \times 400}$$

$$= 0,0026\text{cm}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (S2)

$$\text{Dimana : } qp = \frac{Qwp}{Ap} = \frac{5,187}{3140} = 0,0016 \text{ cm}$$

**Tabel 4.7.**Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] (sumber : Manual Pondasi Tiang, Edisi 3)

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

Untuk nilai  $C_p$  diambil = 0,09

$$\bullet \quad S2 = \frac{Qwp \cdot Cp}{D \cdot qp} = \frac{5,187 \times 0,09}{70 \times 0,0016} = 4,168 \text{ cm}$$

3. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$Cs = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot Cp = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{6,4}{0,70}}) \cdot 0,09$$

$$= 0,127$$

$$\bullet \quad S3 = \frac{Qws \cdot Cs}{L \cdot qp} = \frac{0 \times 0,127}{6,4 \times 0,0016} = 0 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad S_{\text{Total}} = S1 + S2 + S3 \\ = 0,0026 + 4,168 + 0 \\ = 4,170 \text{ cm} \quad (\text{syarat aman})$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan yang di ijin = 25 – 30 cm.

**Kesimpulan** .: Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban sedang adalah sama yaitu digunakan tipe 2 (sesuai gambar 4.4 ) dengan data sebagai berikut :

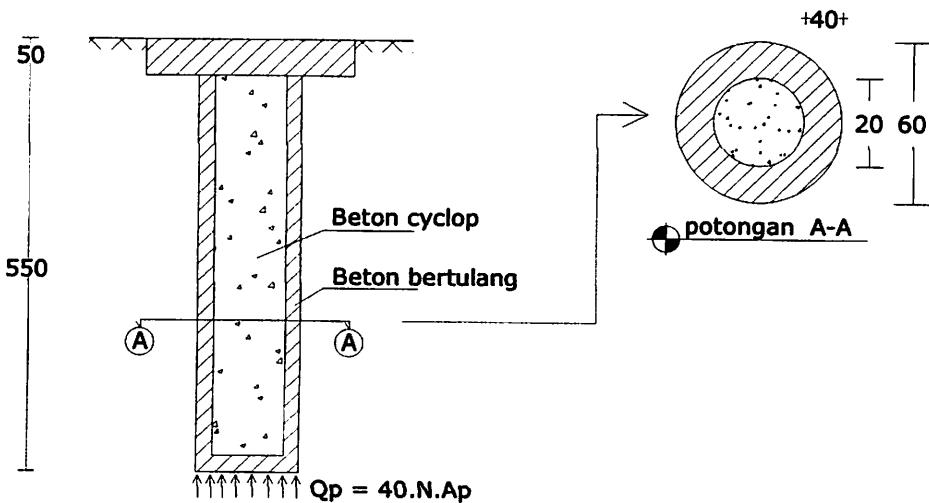
Diameter luar	= 70 cm
Diameter dalam	= 30 cm
S (jarak as tiang ke tepi)	= 40 cm
h (tinggi pile cap )	= 40 cm
Lebar pile cap	= 150 cm
Panjang pile cap	= 150 cm

#### 4.7. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Ringan( Tipe 3 )

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban ringan ( Tipe 3) dengan beban maksimum 125 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

13. Kedalaman sumuran ( $D_f$ ) = 550 cm = 5,5 m
14. Diameter Luar ( $B_{luar}$ ) = 60 cm = 0,6 m
15. Diameter dalam ( $B_{dalam}$ ) = 20 cm = 0,2 m
16. Tebal Poer direncanakan = 50 cm = 0,5 m
17. Luas Penampang ( $A_p$ ) tiang =  $(1/4.\pi.D_{luar}^2) - (1/4.\pi.D_{dalam}^2)$   
 $= (1/4 \times 3,14 \times 60^2) - (1/4 \times 3,14 \times 20^2)$   
 $= 2512 \text{ cm}^2 = 0,2152 \text{ m}^2$
18. Berat Pile cap =  $P \times l \times t \times b_j$  beton bertulang  
 $= 1,5 \times 1,5 \times 0,50 \times 2,4 = 2,7 \text{ ton}$



Gambar 4.6.Pondasi sumuran tipe Ringan (3)

#### **4.7.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran ( Metode Terzaghi)**

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana : $\sigma_{\text{bahan}}$  = Tegangan ijin bahan

$A_{\text{tiang}}$  = Luas penampang tiang pondasi sumuran

- c. Untuk dinding sumuran ( $f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_d1 &= (0.85 \times f_c') \times \{(1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2)\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \{(1/4 \times 3,14 \times 60^2) - (1/4 \times 3,14 \times 20^2)\} \\ &= 720316 \text{ kg} \\ &= 720,316 \text{ ton} \end{aligned}$$

- d. Untuk beton cyclop ( $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned} Q_d2 &= (0.85 \times f_c) \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2) \\ &= (0.85 \times 175) \times (1/4 \times 3.14 \times 20^2) \\ &= 46707,5 \text{ kg} \\ &= 46,7075 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_d_{\text{bahan}} &= Q_d1 + Q_d2 \\ &= 720,316 + 46,7075 \\ &= 766,843 \text{ ton} \end{aligned}$$

**Tabel 4.8.Konversi qc ke N (Titik Sondir 1)**

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm <sup>2</sup> )	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0,4	26	7
3	1	39	10
4	1,4	52	13
5	2	21	5
6	2,4	34	9
7	3	39	10
8	3,4	25	6
9	4	16	4
10	4,4	15	4
11	5	21	5
12	5,4	40	10
13	6	165	41

## 2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai qc ke N (Hardiyatmo,H.C,analisis dan Peracangan Pondasi I hal : 234):

$$N = \frac{qc}{4}$$

Sehingga :  $N = \frac{165}{4}$

= 41 pukulan

### **Daya dukung Ultimate (combined pile)**

$$Qu = Qp + Qs - Wp$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai  $Q_s$  (daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$Qu = Qp - Wp$$

$$= (40. Nb) \times Ap - Wp$$

**Dimana :**

$Qu$  = Kapasitas ultimate tiang (ton)

$Nb$  = Nilai  $N_{spt}$  dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

$qc$  =  $4.N$

$Ap$  = Luas dasar tiang ( $m^2$ )

$Wp$  = Berat pondasi tiang (ton)

### **Daya dukung ijin tiang**

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

**Dimana:**

$SF$  = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah berfariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 ( lihat table 2.1). (sumber : *Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

c. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned}Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\&= 40 \times 41 \times 0,2152 \\&= 352,928 \text{ ton}\end{aligned}$$

d. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned}W_p &= (1/4.\pi.(D_{luar}^2 - D_{dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.bertulang} + (1/4.\pi.D_{dalam}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop}) \\&= ((1/4 \times 3,14 \times (0,60^2 - 0,20^2)) \times 5,5 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2) \times 5,5 \times 2,2) \\&= 3,695 \text{ ton}\end{aligned}$$

e. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned}Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\&= 352,928 - (3,695 + 2,7) \\&= 346,533 \text{ ton}\end{aligned}$$

f. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\Q_a &= \frac{346,533}{2,5} \\&= 138,613 \text{ ton}\end{aligned}$$

#### 4.8. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Ringan (3)

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned}\Sigma V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 125 + 3,695 + 2,7 \\ &= 131,395 \text{ ton}\end{aligned}$$

a. Jumlah sumuran yang dibutuhkan

$$n = \frac{\Sigma V_u}{Q_a} = \frac{131,395}{138,613} = 0,947 = 1 \text{ buah}$$

✓ Untuk dinding sumuran ( $f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}P_1 &= ((1/4 \times \pi \times D_{luar}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)) \times D_f \times \gamma_{beton bertulang} \times n \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 0,60^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2)) \times 5,5 \times 2,4 \times 1 \\ &= 3,315 \text{ ton}\end{aligned}$$

✓ Untuk beton cyclop ( $f_c' : 175 \text{ kg/cm}^2$ )

$$\begin{aligned}P_2 &= (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2) \times D_f \times \gamma_{beton cyclop} \times n \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2) \times 5,5 \times 2,2 \times 1 \\ &= 0,379 \text{ ton}\end{aligned}$$

b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$\begin{aligned}P_{tiang} &= P_1 + P_2 \\ &= 3,315 + 0,379 = 3,694 \text{ ton}\end{aligned}$$

c. Berat Maximum pondasi

$$P_u = \Sigma V + P_{tiang} + \text{berat pile cap}$$

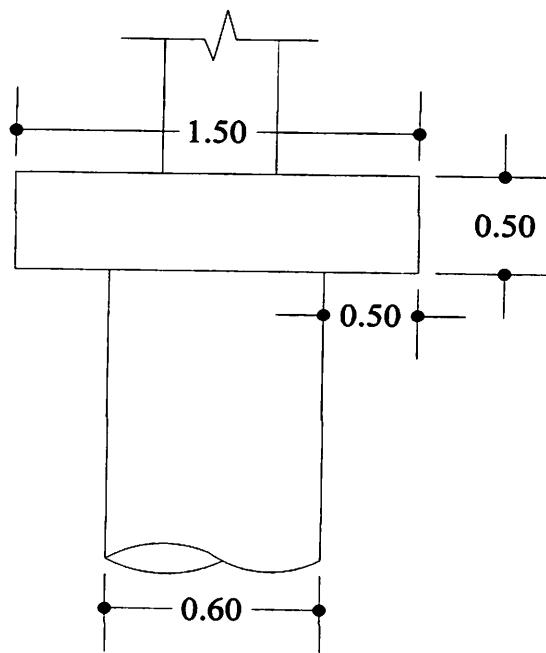
$$= 125 + 3,694 + 2,7$$

$$P_u = 131,394 \text{ton} \leq Q_a = 138,613 \text{ton} \quad (\text{Syarat aman})$$

▪ Syarat Jarak Antara Tiang (S) :

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

$$0,5h < S < 1,5h = 0,5 \times 50 < S < 1,5 \times 50 = 25 < S < 75 \text{ jadi } (S) \text{ diambil} \\ 50 \text{ cm}$$



**Gambar 4.7.Jarak Tepi Tiang ke Tepi Pondasi**

#### **4.8.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe ringan (3)**

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

#### **4. Penurunan akibat deformasi aksial tunggal (S1)**

Dimana :

$\alpha$  = distribusi  $f$  adalah seragam atau parabola murni = 0,5

$E_p$  = 400 Kg/cm<sup>2</sup> → Perkiraan modulus elastisitas

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

**Tabel 4.9.**Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, Pondasi Tiang Pancamg,Jilid 2, 1991)

<b>Jenis Tanah</b>	<b>Modulus Elastisitas (<math>E_p</math>) Kg/cm<sup>2</sup></b>
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
<b>Tanah liat berpasir</b>	<b>300 – 400</b>
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

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

$$= \frac{(3,695 + 0,5 \times 0) \cdot 5,5}{2152 \times 400} = 0,00002 \text{ cm}$$

#### 5. Penurunan dari ujung tiang (S2)

$$\text{Dimana : } q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{3,695}{2152} = 0,0017 \text{ cm}$$

**Tabel 4.10.**Nilai koef.  $C_p$  [(Eq.(8.60)] (Manual Pondasi Tiang Edisi ke 3

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

Untuk nilai  $C_p$  diambil = 0,09

$$\bullet \quad S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} = \frac{3,695 \times 0,09}{60 \times 0,0017} = 3,26 \text{ cm}$$

#### 6. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$C_s = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{5,5}{0,60}}) \cdot 0,09$$

$$= 0,12$$

$$\bullet \quad S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} = \frac{0 \times 0,12}{5,5 \cdot 0,0017} = 0 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,00002 + 3,26 + 0$$

$$= 3,26 \text{cm} \quad (\text{syarat aman})$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan yang di ijinkan = 25 – 30 cm.

**Kesimpulan** .: Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban ringan adalah sama yaitu digunakan tipe 3 (sesuai gambar 4.6 ) dengan data sebagai berikut :

Diameter luar	= 60 cm
Diameter dalam	= 20 cm
S (jarak as tiang ke tepi)	= 50 cm
h (tinggi pile cap )	= 50 cm
Lebar pile cap	= 150 cm
Panjang pile cap	=150 cm

## 4.9 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

### 4.9.1 Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat moment}}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

Dimana :

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

$P_{\min}$  = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

$\Sigma V$  = Jumlah total beban vertical

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

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

n = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

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

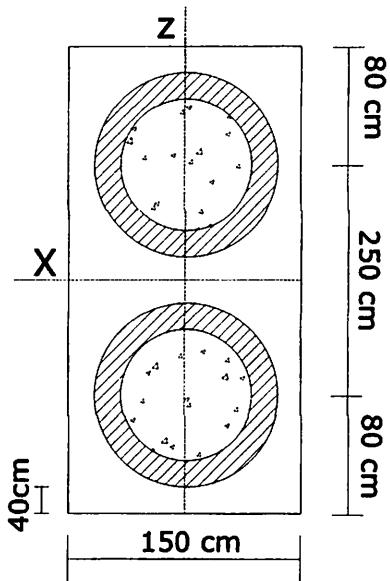
$Y_{\max}$  = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

ny = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

nx = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



**Gambar 4.8. Susunan pondasi sumuran tipe barat**

Data :

$$\text{Beban Total (Pu)} = 263 \text{ ton}$$

$$M_z = 0,48319 \text{ ton}$$

$$M_x = 0,01613 \text{ ton}$$

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

$$X_{\min} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{\max} = 0 \text{ m}$$

$$Y_{\min} = 0 \text{ m}$$

$$n = 2 \text{ buah}$$

$$n_x = 1 \text{ buah}$$

$$n_y = 2 \text{ buah}$$

Jumlah kuadrat absis - absis tiang :

$$\Sigma X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang :

$$\Sigma y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$\Sigma v = 263 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\Sigma v}{n} + \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} + \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

$$P = \frac{263}{2} + \frac{0,48319 \times 0}{2 \times 0^2} + \frac{0,01613 \times 0}{1 \times 0^2} = 131,5 \text{ ton}$$

Pmax = 131,5 ton < Qa tiang 929,335 ton..... (Aman)

$$Mxe = 0,32$$

$$Mu = (P \times Mxe)$$

$$Mu = (131,5 \times 0,32)$$

$$Mu = 42,08 \text{ ton}$$

#### **4.9.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran**

##### **Perhitungan Momen**

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209 ) didapat nilai Mye ( dengan cara interpolasi )

**Tabel 4.11. Pelat : Stigel/Wipel**

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M <sub>xe</sub>	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

➤ **Penulangan Poer Arah Z**

$$Mu = 42,08 \text{ ton/m} = 42080 \text{ kg/m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{42080 \times 10^4}{0,8} = 52600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 4100 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

Tebal Poer ( h ) = 400 mm

Tulangan Pokok = Ø 16 & Ø 22

Tulangan bagi = Ø 16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22) = 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{52600000}{4100 \times 349^2} = 0,11 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600+f_y} \right] = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,11}{320}} \right] = 0,003$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

- Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{ada}} \sim \rho_{\min}$  dan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$

- Jika  $p_{ada} > p_{maks}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  $p_{ada} \sim p_{min}$   
 $= 0,004$

$$A_{s_{perlu}} = p_{ada} \times b \times d$$

$$= 0,003 \times 4100 \times 349 = 4292,7 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{4292,7}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 22^2} = 11,298 \sim 12 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \pi D^2)$$

$$= 12 \times (1/4 \times 3,14 \times 22^2)$$

$$= 4559,28 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 4292,7 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4100}{12} = 341,666 \text{ mm} \sim 350 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 12 D22 – 350 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}}$$

$$= 30\% \times 4292,7 = 1287,81 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{1287,81}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 7,40 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$AS_{ada} = n \times (1/4 \cdot L \cdot D^2)$$

$$= 8 \times (1/4 \times 3,14 \times 16^2)$$

= 1607,68 mm<sup>2</sup> > As<sub>tekan</sub> 1287,81 mm<sup>2</sup> .....(OK)

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4100}{8} = 512,5 \text{ mm} \sim 512 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan ( atas ) = 8 D16 – 512 mm

## ➤ Penulangan Poer Arah X

$$\text{Mu} = 42,08 \text{ t/m} = 42080 \text{ kg/m}$$

$$\text{Mn} = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4208 \times 10^4}{0,8} = 52600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

**Tebal selimut beton = 40 mm**

**Tebal Poer ( h )** = 400 mm

**Tulangan Pokok** = Ø16 & Ø22

Tulangan bagi = Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22) = 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{52600000}{1500 \times 349^2} = 0,28 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600+f_y} \right] = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,28}{320}} \right]$$
$$= 0,066$$

(SK -SNI T - 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

- Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{ada}} \sim \rho_{\min}$  dan  $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$

- Jika  $p_{ada} > p_{maks}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  $p_{ada} \sim p_{min}$   
 $= 0,004$

$$A_{s_{perlu}} = p_{min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2} = 5,5 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2279,64 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 2094 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **6 D22 – 250 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

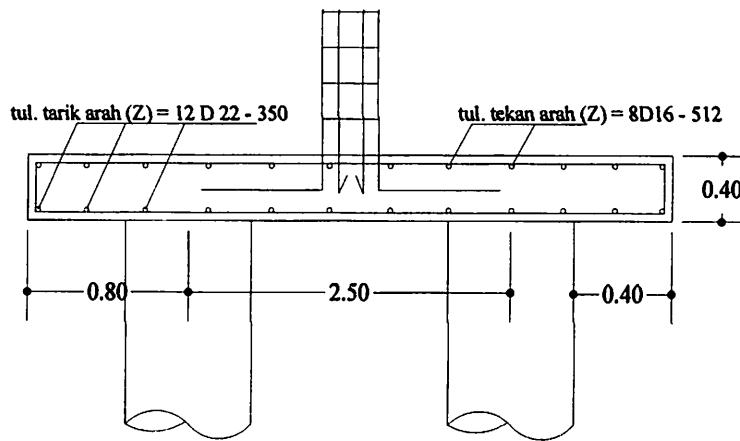
$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}} = 30\% \times 2094 = 628.2 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2} = 3,1259 \sim 4 \text{ tulangan}$$

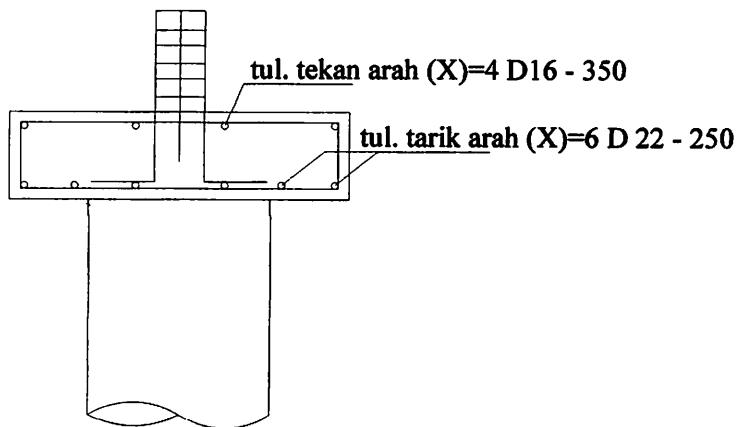
$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan ( atas ) = 4 D16 – 375 mm



### **Penulangan poer arah (Z) pondasi tipe berat**



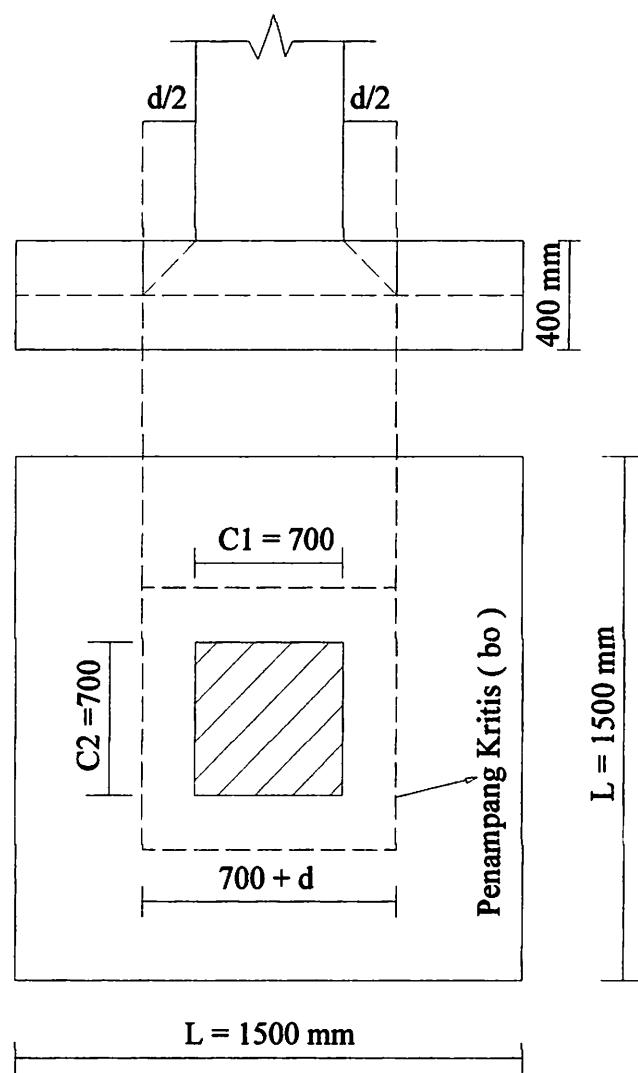
#### **Penulangan poer arah (X) pondasi tipe berat**

**Gambar 4.9 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran**

#### 4.9.3. Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Pondasi

##### Tipe Berat

➤ Gaya Geser Pons Terhadap Kolom



Gambar 4.10 : Skema Geser Pons Tipe Berat

**Diketahui :**

$$V_u = 2630000 \text{ N}$$

### Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan terluar}$$

$$= 400 - 40 - \frac{1}{2} \times 22 = 349 \text{ mm}$$

Dimensi kolom (D) = 70/70

**Keliling bidang kritis geser pons ( bo)**

$$bo = 4 \times (c + d) = 4 \times (700 + 349) = 4196 \text{ mm}$$

## Kuat Geser beton Maksimum

$$\varnothing \text{ Vc} = 0,6 \times 267362368 = 1604174208 \text{ N}$$

Maka  $V_u = 2630000 \text{ N} < \emptyset$   $V_c = 1604174208 \text{ N}$ .....(OK)

Jadi tidak perlu tulangan geser pons pada kolom. Dan poer aman terhadap geser pons.

#### **4.10. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat**

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data Perencanaan :

- $P_u = \Sigma V_u$  = 272,716 ton
- Mutu Beton (fc) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan = 320 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 22 mm
- $\emptyset$  sengkang = 12 mm
- Diameter sumuran = 80cm = 800mm
- Tebal selimut = 40 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\ &= 40 + 12 + (1/2 \times 22) \\ &= 63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \times d') \\ &= 800 - (2 \times 63) = 674 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Luas penampang caisson

$$\begin{aligned} A_g \text{caisson} &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 800^2) - (1/4 \times 3,14 \times 400^2) \\ &= 376800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Luas tulangan penampang baja (Ast)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$A_{st} = 3\% \times A_g = 3\% \times 376800 = 11304 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2} = \frac{11304}{\frac{1}{4} \pi \times 3,14 \times 22^2} = 29,75 \sim 30 \text{ buah}$$

maka dipakai tulangan memanjang 30 Ø 22

$$A_{s_{ada}} = n \times \frac{1}{2} \times \pi \times D^2$$

$$= 30 \times \frac{1}{2} \times 3,14 \times 22^2 = 22796,4 \text{ mm}^2 > A_{st} = 11304 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} = \frac{3,14 \times 674}{30} = 70,54 \text{ mm} \sim 71 \text{ mm}$$

- Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar}$$

$$= 0,8 \times 800 = 640 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam}$$

$$= 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 800^2}{640} = 785 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 400^2}{320} = 392,5 \text{ mm}$$

### Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} - t_{ek2}$$

$$= 800 - 63 - 320 = 417 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (Cb)

$$c_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 417}{600 + 320} = 271 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan total pada kolom yaitu 30 buah

$$= 30 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 11389,2 \text{ mm}^2$$

- Lebar daerah tekan ( $a_b$ ) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

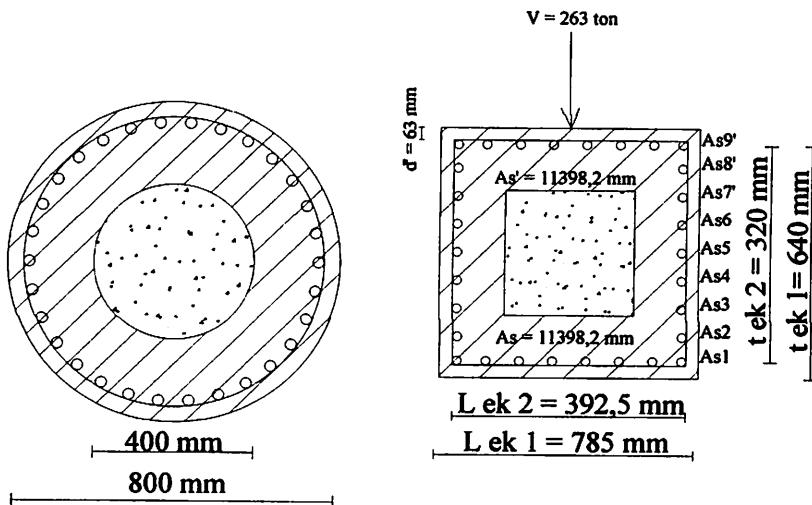
$$a_b = \beta_I \times c_b = 0,85 \times 271 = 230,35 \text{ mm}$$

Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur (C<sub>c</sub>) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekivalen

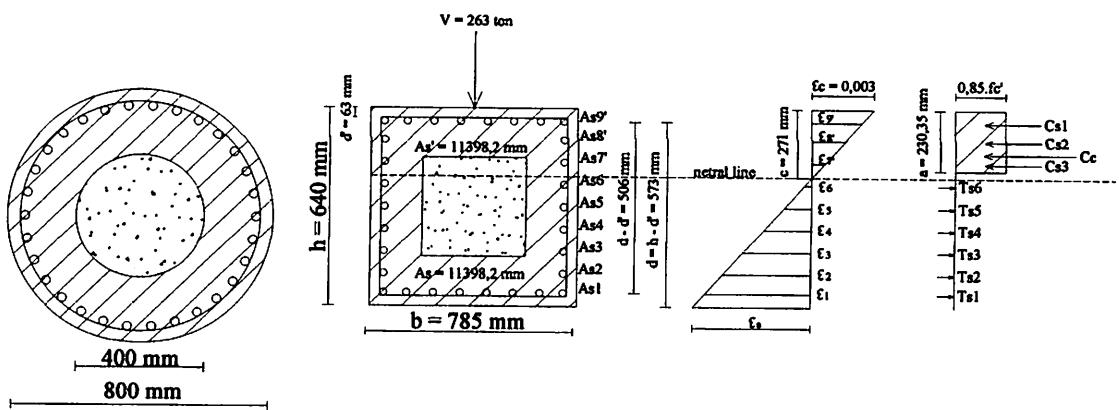
$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \times b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 230,35 \times 785$$

$$= 4611031,125 \text{ N} = 4611,03 \text{ ton}$$



*Gambar 4.11 : Ekivalen Penampang Bulat ke segi empat*



*Gambar 4.12 : Diagram Tegangan Regangan Persegi Panjang Ekivalen Kolom*

Luas tulangan tarik (  $As_1 = 8$  buah ) =  $8 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 3039,52 \text{ mm}^2$

(  $As_2 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_3 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_4 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_5 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_6 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

Luas tulangan tekan (  $As_7 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_8 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_9 = 8$  buah ) =  $8 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 3039,52 \text{ mm}^2$

Dari gambar 4.12 dapat di hitung besar nilai  $d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6, d_7, d_8, d_9$  sbb !

$d_1$  = Tebal selimut beton + diameter sengkang +  $\frac{1}{2}$  diameter tulangan utama

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 63 \text{ mm}$$

$d_2$  =  $d_1 + \frac{1}{2} \varnothing$  tulangan utama + jarak antara tul +  $\frac{1}{2} \varnothing$  tulangan utama

$$= 63 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 156 \text{ mm}$$

$d_3$  =  $d_2 + \frac{1}{2} \varnothing$  tulangan utama + jarak antara tul +  $\frac{1}{2} \varnothing$  tulangan utama

$$= 156 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 249 \text{ mm}$$

$$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 249 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 342 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 342 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 435 \text{ mm}$$

$$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 435 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 528 \text{ mm}$$

$$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 528 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 621 \text{ mm}$$

$$d_8 = d_7 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 621 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 714 \text{ mm}$$

$$d_9 = d_8 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 714 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 807 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ( fs')

$$fs' = \frac{0,0016 \times 200000 \times (cb - d')}{cb} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (271 - 63)}{271}$$

$$= 245,6088 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\varepsilon_{s9'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{C_b - d9'}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s9'} = \frac{C_b - d9'}{C_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s9'} = \frac{271 - 871}{271} \times 0,003 = -0,00664$$

$$fs_9' = \varepsilon_{s9'} \cdot Es = 0,00664 \times 200000$$

$$= -1328,413 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ (belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_9' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_9' = -1328,413 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s8'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{C_b - d8'}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s8'} = \frac{C_b - d8'}{C_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s8'} = \frac{271 - 714}{271} \times 0,003 = -0,00490$$

$$fs_8' = \varepsilon_{s8'} \cdot Es = -0,00490 \times 200000$$

$$= -980,811 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_8' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_8' = -980,811 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s7}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s7'} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s7'} = \frac{271 - 621}{271} \times 0,003 = -0,00387$$

$$fs_7' = \varepsilon_{s7'} \cdot Es = -0,00387 \times 200000$$

$$= -774,9077 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ (belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_7' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_7' = -774,9077 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{63 - 271}{271} \times 0,003 = -0,00230$$

$$fs_1 = \varepsilon_{s1} \cdot Es = -0,00230 \times 200000$$

$$= -460,516 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ (belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_1 < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_1 = -460,516 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_c} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s_2} = \frac{159 - 271}{271} \times 0,003 = -0,00123$$

$$f_{s_2} = \varepsilon_{s_2} \cdot E_s = -0,00123 \times 200000$$

$$= -247,970 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $f_{s_2} < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s_2} = -247,970 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_3}}{\varepsilon_c} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_3} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s_3} = \frac{249 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00243$$

$$f_{s_3} = \varepsilon_{s_3} \cdot E_s = 0,00243 \times 200000$$

$$= 47,708 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $f_{s_3} < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s_3} = -47,708 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_4}}{\varepsilon_c} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_4} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s_4} = \frac{342 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00785$$

$$f_{s_4} = \varepsilon_{s_4} \cdot E_s = 0,00785 \times 200000$$

$$= 157 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{ belum leleh})$$

karena nilai  $f_{s4} > f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s4}=157 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s5}}{\varepsilon_c} = \frac{d_5 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s5} = \frac{d_5 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s5} = \frac{435 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00181$$

$$f_{s5} = \varepsilon_{s5} \cdot E_s = 0,00181 \times 200000$$

$$= 363,099 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{ meleleh})$$

karena nilai  $f_{s5} > f_y$  berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s5} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s6}}{\varepsilon_c} = \frac{d_6 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s6} = \frac{d_6 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s6} = \frac{528 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00284$$

$$f_{s6} = \varepsilon_{s6} \cdot E_s = 0,00284 \times 200000$$

$$= 569,01 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{ meleleh})$$

karena nilai  $f_{s6} > f_y$  berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s6} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja ( $C_s$ )

$$C_{s1} = A_{s9'} f_{s9'} - 0,85 x f_c'$$

$$= (3039,52) x (-1328,413 - 0,85 x 30) = -4115245,642 \text{ N} = -411,5 \text{ ton/mm}$$

$$C_{s2} = A_{s8'} f_{s8'} - 0,85 x f_c'$$

$$= (759,88) x (-980,811 - 0,85 x 30) = -764675,6027 \text{ N} = -76,5 \text{ ton/mm}$$

$$C_{s3} = A_{s7'} f_{s7'} - 0,85 x f_c'$$

$$= (759,88) x (-774,9077 - 0,85 x 30) = -608213,8031 \text{ N} = -60,821 \text{ ton/mm}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik ( $T_s$ ) sumber : *Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*

$$T_{s1} = A_{s1} x f_{s1}$$

$$= 3039,52 x (-460,516) = -1399747,592 \text{ N} = -139,9 \text{ ton/mm}$$

$$T_{s2} = A_{s2} x f_{s2}$$

$$= 759,88 x (-247,970) = -188427,44 \text{ N} = -18,84 \text{ ton/mm}$$

$$T_{s3} = A_{s3} x f_{s3}$$

$$= 759,88 \times (-47,708) = -36252,355 \text{ N} = -3,625 \text{ ton/mm}$$

$$Ts_4 = As_4 \times fs_4$$

$$= 759,88 \times 157 = 119301,16 \text{ N} = 11,93 \text{ ton/mm}$$

$$Ts_5 = As_5 \times fy \dots \dots \dots \text{(karena } fs_5 \text{ meleleh maka di pakai } fy = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$Ts_6 = As_6 \times fy \dots \dots \dots \text{(karena } fs_6 \text{ meleleh maka di pakai } fy = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (As bawah)} = As_1 + (As_2 = As_3 = As_4 = As_5 = As_6)$$

$$= 3039,52 + 759,88 = 3799,4 \text{ mm}^2 18 \text{ D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (As atas)} = As_9 + (As_7 = As_8)$$

$$= 3039,52 + 759,88 = 3799,4 \text{ mm}^2 12 \text{ D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (  $P_{ub}$  )

$$P_{ub} = \{(0,85 \times f'_c \times a_b \times l_{ek1}) + (As' \times fs') - (As \times fy)\} \times 10^{-3}$$

$$= \{(0,85 \times 30 \times 230,35 \times 785) + (11398,2 \times 245,6088) - (11398,2 \times 320)\} \times 10^{-3} = 3763,1 \text{ Kn}$$

- Moment Ultimate Beton (  $M_{ub}$  )

$$M_{ub} = (0,85 \times f'_c \times lek_1 \times a_b (1/2 T_{ek} - \frac{1}{2} a_b) + A_s' \times f'_s (\frac{1}{2} x (d_{eff} - d'))$$

$$+ A_s \times f_y \times (\frac{1}{2} x (d_{eff} - d'))) \times 10^{-6}$$

$$M_{ub} = (0,85 \times 30 \times 785 \times 230,35 \times (320 - 115,175) + 11398,2 \times 245,6088 \times (1/2 \times$$

$$(674 - 63)) + 11398,2 \times 320 \times (1/2 \times (674 - 63))) \times 10^{-6}$$

$$M_{ub} = 550922,99 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas beton ( $e_{beton}$ )

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{p_{ub}} = \frac{550922,99}{3763,1} = 145,40 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas Beban (e)

$$e_{beban} = \frac{Mz}{\Sigma Vu} = \frac{2,927}{272,716} = 0,01075 \text{ kN}$$

Karena  $e_{beban} = 0,01075 \text{ kN} < e_{beton} = 145,40 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{(OK)}$

#### 4.10.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (Ps)

$$P_s = \frac{A_{st}}{Ag} = \frac{3768}{376800} = 0,01$$

- Diameter lingkaran tulangan terjauh dari As ke As (Ds)

$$Ds = D_{luar} - 2 \times (\text{selimut beton} + \emptyset_{Tul.sengk} + (1/2 \times \emptyset_{Tul.pokok}))$$

$$= 800 - 2 \times (40 + 12 + \frac{1}{2} \times 22) = 674 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ( $P_{n\text{perlu}}$ )

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{Pu}{\emptyset} = \frac{272,716}{0,80} = 340,305 \text{ ton}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ( $P_{n\text{max}}$ )

$$P_{n\text{max}} = 0,85 \cdot fc' \cdot h^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,83 \right)^2 + \frac{\rho_g \cdot m \cdot D_s}{2,50 \cdot h}} - \frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,38 \right] =$$

$$0,85 \times 30 \times 640^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times 145,40}{640} - 0,83 \right)^2 + \frac{0,01 \times 12,549 \times 674}{2,50 \times 640}} - \frac{0,85 \times 145,40}{640} - 0,38 \right] = 6652194,23 \text{ KN} = 6652,1942 \text{ ton}$$

- Syarat :  $P_{n\text{max}} > P_{n\text{perlu}}$

$$P_{n\text{max}} = 6652,1942 \text{ ton} > P_{n\text{perlu}} = 340,305 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.10.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral Ø 12 mm

- Luas penampang Lintang Kotor Pondasi ( Ag )

$$Ag = \frac{1}{4} \times \pi \times 800^2 = 502400 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

- Diameter inti sumuran dari tepi ke tepi spiral (Dc)

$$Dc = h - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 785 - (2 \times 40) = 705 \text{ mm}$$

- Luas penampang inti sumuran ( Ac )

$$Ac = \frac{1}{4} \times \pi \times Dc^2$$

$$= (1/4 \times \pi \times 705^2) = 390164,625 \text{ mm}^2$$

- Rasio Penulangan spiral minimum ( $\rho_{s \min}$ )

$$\rho_{s \min} = 0,45 \times \left[ \frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \times \left[ \frac{fc'}{fy} \right] = 0,45 \times \left[ \frac{502400}{390164,625} - 1 \right] \times \left[ \frac{30}{240} \right] = 0,016$$

- Jarak antara sengkang spiral (s)

$$S_{\max} = \frac{4 \times As \text{ spiral} \times (Dc - d)}{Dc^2 \times \rho_{s \min}} = \frac{4 \times 113,04 \times (705 - 12)}{705^2 \times 0,016} = 39,40 \text{ mm} \sim 40 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok D 22-71mm dan tulangan spiral D 12 – 40 mm

- Tulangan pokok **30 Ø 22-71 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 40 mm**

d. Luas tulangan penampang baja (Ast)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

- $A_{st} = 3\% \times A_g$   
 $= 3\% \times 314000$   
 $= 9420 \text{ mm}^2$

- Jumlah tulangan memanjang (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2} = \frac{9420}{\frac{1}{4} \pi \times 3,14 \times 22^2}$$

$$= 24,79 \sim 25 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan memanjang 25 Ø 22

$$A_{s_{ada}} = n \times \frac{1}{2} \times \pi \times D^2$$

$$= 25 \times \frac{1}{2} \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 18997 \text{ mm}^2 > A_{st} = 9420 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = 0,5 \times A_{s_{ada}}$$

$$= 0,5 \times 18997 = 9498,5 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} = \frac{3,14 \times 574}{25}$$

$$= 72,094 \text{ mm} \sim 73 \text{ mm}$$

e. Pemeriksaan beban ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} t_{ek1} &= 0,8 \times D_{luar} \\ &= 0,8 \times 700 = 560 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{ek2} &= 0,8 \times D_{dalam} \\ &= 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 700^2}{560} = 686,875 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 300^2}{240} = 294,375 \text{ mm}$$

Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 560 - 63 = 497 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral ( $C_b$ )

$$C_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 497}{600 + 320} = 324,13 \text{ mm}$$

- Lebar daerah tekan ( $a_b$ ) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

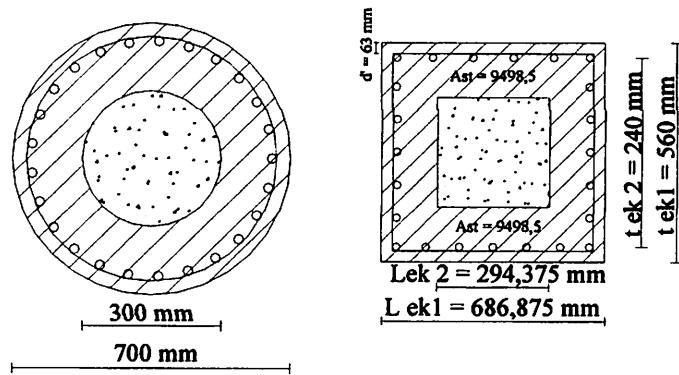
$$a_b = \beta_I \times c_b = 0,85 \times 324,13 = 275,51 \text{ mm}$$

Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur

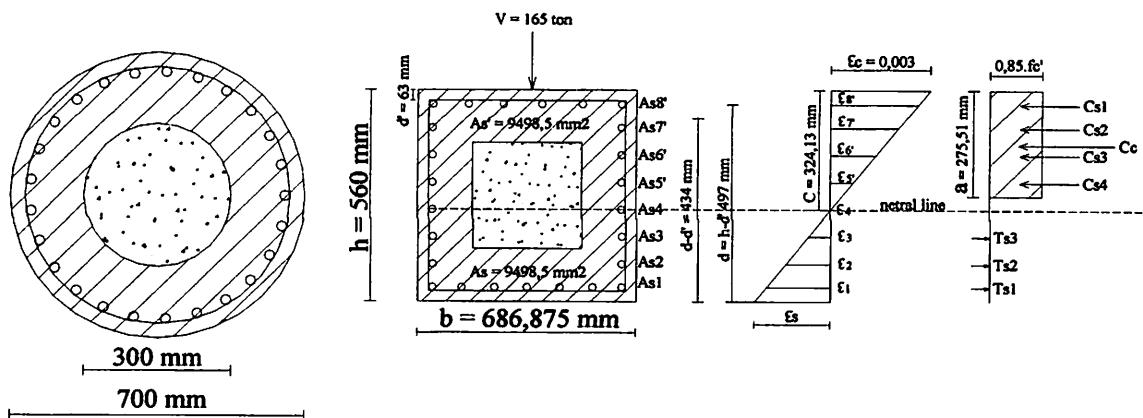
(C<sub>c</sub>) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekivalen

$$C_c = 0,85 \cdot f'c \cdot a_b \times b = 0,85 \times 30 \times 275,51 \times 588,75$$

$$= 4825643,747 \text{ N} = 4825,643 \text{ ton}$$



**Gambar 4.16 . Ekivalen Penampang Bulat ke penampang persegi**



**Gambar 4.17 . Diagram Tegangan Regangan Persegi Ekivalen Kolom**

$$\text{Luas tulangan tarik } (As_1 = 6 \text{ buah}) = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$(As_2 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_3 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_4 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan tekan } (As_5 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_6 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_7 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_8 = 6 \text{ buah}) = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

Dari gambar 4.12 dapat dihitung besar nilai  $d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6, d_7, d_8$ , sbb !

$$\begin{aligned}d_1 &= \text{Tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{diameter tulangan utama} \\&= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 63 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_2 &= d_1 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} \\&= 63 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 158 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_3 &= d_2 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} \\&= 158 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 253 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 253 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 348 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 348 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 443 \text{ mm}$$

$$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 443 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 538 \text{ mm}$$

$$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 538 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 633 \text{ mm}$$

$$d_8 = d_7 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 633 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 728 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (  $f_s'$  )

$$f_s' = \frac{0,0016 \times 200000 \times (cb - dr)}{cb} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (324,13 - 63)}{324,13}$$

$$= 257,80 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\varepsilon_{s_8'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_8'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_8'} = \frac{c_b - d_8'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_8'} = \frac{324,13 - 728}{324,13} \times 0,003 = -0,0037$$

$$f_{s_8'} = \varepsilon_{s_8'} \cdot E_s = -0,0037 \times 200000$$

$$= -747,60 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ (belum leleh)}$$

karena nilai  $f_{s_8'} < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s_8'} = -747,60 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_7'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_7'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_7'} = \frac{c_b - d_7'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_7'} = \frac{324,13 - 633}{324,13} \times 0,003 = -0,0028$$

$$f_{s_7'} = \varepsilon_{s_7'} \cdot E_s = -0,0028 \times 200000$$

$$= -571,75 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $f_{s_7'} < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $f_{s_7'} = -571,75 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_6'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_6'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_6'} = \frac{c_b - d_6'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_6'} = \frac{324,13 - 538}{324,13} \times 0,003 = -0,0019$$

$$fs_6' = \varepsilon_{s_6'} \cdot Es = -0,0019 \times 200000$$

$$= -395,89 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_6' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_6' = -395,89 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_5'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_5'}{c_b} \quad \varepsilon_{s_5'} = \frac{c_b - d_5'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_5'} = \frac{324,13 - 443}{324,13} \times 0,003 = -0,0011$$

$$fs_5' = \varepsilon_{s_5'} \cdot Es = -0,0011 \times 200000$$

$$= -220,04 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_5' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_5' = -220,04 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\varepsilon_{s_1}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s_1} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_1} = \frac{63 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,0024$$

$$fs_1 = \varepsilon_{s1} \cdot Es = -0,0024 \times 200000$$

$$= -483,38 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_1 < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_1 = -483,38 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_c} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{158 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,0015$$

$$fs_2 = \varepsilon_{s2} \cdot Es = -0,0015 \times 200000$$

$$= -307,52 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_2 < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_2 = -307,52 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s3}}{\varepsilon_c} = \frac{d_3 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{d_3 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{253 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,00065$$

$$fs_3 = \varepsilon_{s3} \cdot Es = -0,00065 \times 200000$$

$$= -131,66 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_3 < fy$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_3 = -131,66 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_c} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s4} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{348 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = 0,00022$$

$$fs_4 = \varepsilon_{s4} \cdot Es = 0,00022 \times 200000$$

$$= 44,185 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa} \text{ ( belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_4 < fy$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_4 = 44,185 \text{ Mpa}$

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja ( $C_s$ )

$$C_{s1} = As_8' \cdot fs_8' - 0,85 \times fc'$$

$$= (2279,64) \times (-747,60) - 0,85 \times 30 = -1704284,364 \text{ N} = -1704,284 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = As_7' \cdot fs_7' - 0,85 \times fc'$$

$$= (759,88) \times (-571,75) - 0,85 \times 30 = -434486,89 \text{ N} = -4344,868 \text{ ton}$$

$$C_{s3} = As_6' \cdot fs_6' - 0,85 \times fc'$$

$$= (759,88) \times (-395,89) - 0,85 \times 30 = -300854,393 \text{ N} = -3008,543 \text{ ton}$$

$$C_{s4} = As_5' \cdot fs_5' - 0,85 \times fc'$$

$$= (759,88) \times (-222,04) - 0,85 \times 30 = -168749,25 \text{ N} = -1687,492 \text{ ton}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik (  $T_s$  ) sumber : *Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*

$$Ts_1 = As_1 \times fs_1$$

$$= 2279,64 \times (-483,38) = -1101932,383 \text{ N} = -1101,932 \text{ ton}$$

$$Ts_2 = As_2 \times fs_2$$

$$= 759,88 \times (-307,52) = -233678,297 \text{ N} = -2336,78 \text{ ton}$$

$$Ts_3 = As_3 \times fs_3$$

$$= 759,88 \times (-131,66) = -100045,8 \text{ N} = -1000,45 \text{ ton}$$

$$Ts_4 = As_4 \times fs_4$$

$$= 759,88 \times 44,185 = 33575,29 \text{ N} = 3357,529 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (As bawah)} = As_1 + (As_2 = As_3 = As_4)$$

$$= 2279,64 + 759,88 = 3039,52 \text{ mm}^2 13 \text{ D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (As atas)} = As_8 + (As_5 = As_6 = As_7)$$

$$= 2279,64 + 759,88 = 3039,52 \text{ mm}^2 12 \text{ D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (  $P_{ub}$  )

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek1}) + (A_s' \times f_{s'}) - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\
 &= \{(0,85 \times 30 \times 275,51 \times 686,875) + (9498,5 \times 257,80) - (9498,5 \times 320)\} \\
 &\quad \times 10^{-3} = 4234,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Moment Ultimate Beton (  $M_{ub}$  )

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= (0,85 \cdot f_c' \cdot l_{ek1} \cdot a_b (1/2 T_{ek1} - \frac{1}{2} a_b) + A_s' \cdot f_{s'} \times (\frac{1}{2} x(d_{eff} - d'))) \\
 &\quad + A_s \cdot f_y \times (\frac{1}{2} x(d_{eff} - d')) \times 10^{-6} \\
 &= (0,85 \times 30 \times 686,875 \times 275,51 \times (280 - 137,75) + 9498,5 \times 257,80 \times \\
 &\quad (1/2 \times (574 - 63)) + 9498,5 \times 320 \times (1/2 \times (574 - 63))) \times 10^{-6} \\
 M_{ub} &= 176789,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (  $e_{beton}$  )

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{176789,66}{4234,83} = 41,74 \text{ kN} = 4,174 \times 10^{-3} \text{ ton}$$

Eksentrisitas Beban (  $e_{beban}$  )

$$e_{beban} = \frac{M_z}{P_{max}} = \frac{3,889}{179,851} = 0,0216 \text{ kN} = 2,16 \times 10^{-6} \text{ ton}$$

Karena  $e = 2,16 \times 10^{-6} \text{ ton} < e_b = 4,174 \times 10^{-3} \text{ ton} \dots \dots \dots \text{ (OK)}$

#### 4.12.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (Ps)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{Ag} = \frac{9420}{314000} = 0,03$$

- Diameter lingkaran tulangan terjauh dari As ke As (Ds)

$$Ds = D_{tiang} - (2 \times d')$$

$$= 700 - (2 \times 63) = 574 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (Pn\_perlu)

$$P_{n\_perlu} = \frac{Pu}{\phi} = \frac{179,851}{0,70} = 256,93 \text{ kg} = 25,693 \text{ ton}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (pn\_max)

$$P_{n\_max} = 0,85 \cdot fc' \cdot h^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times e_{beton}}{h} - 0,83 \right)^2 + \frac{ps \times m \times Ds}{2,50 \times h}} - \frac{0,85 \cdot e_{beton}}{h} - 0,38 \right]$$

$$= 0,85 \times 30 \times 560^2 \times \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times 41,74}{560} - 0,83 \right)^2 + \frac{0,03 \times 12,549 \times 574}{2,50 \times 560}} \right.$$

$$\left. - \frac{0,85 \times 41,74}{560} - 0,38 \right] = 6130703,591 \text{ kN} = 613,07 \text{ ton}$$

- Syarat :  $P_{n_{\max}} > P_{n_{\text{perlu}}}$

$$P_{n_{\max}} = 613,07 \text{ ton} > P_{n_{\text{perlu}}} = 25,693 \text{ ton} \dots \text{(OK)}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.12.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\varnothing 12 \text{ mm}$

- Luas penampang lintang kotor (  $A_g$  )

$$A_g = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 700^2$$

$$A_g = 384650 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

- Diameter inti kolom dari tepi ke tepi spiral (  $D_c$  )

$$D_c = h - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 686,875 - (2 \times 40) = 606,875 \text{ mm}$$

- Luas penampang inti sumuran (  $A_c$  )

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2$$

$$= (1/4 \times 3,14 \times 606,875^2) = 289113,35 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right] = 0,45 \times \left[ \frac{384650}{289113,35} - 1 \right] \times \left[ \frac{30}{240} \right] = 0,018$$

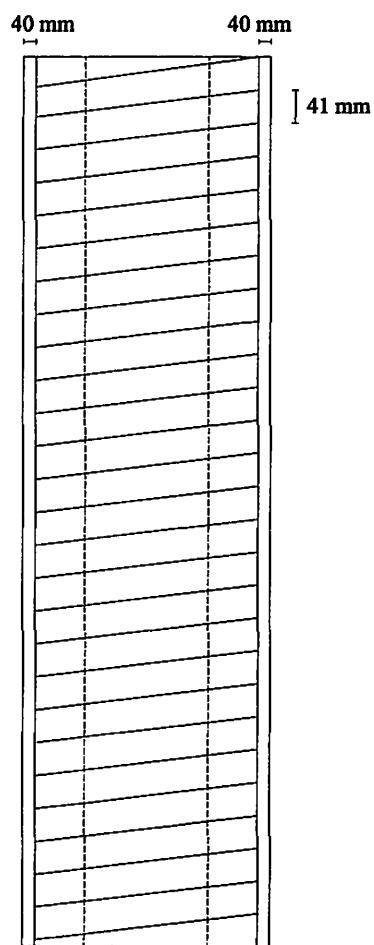
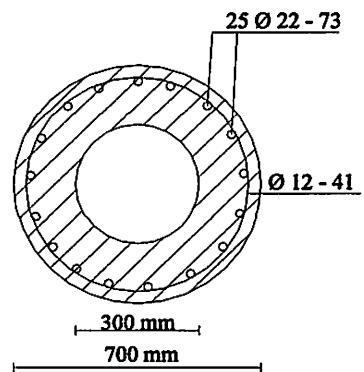
- Jarak antara sengkang spiral (s)

Syarat  $25 < S < 80$

$$S_{\text{maaks}} = \frac{4 \times As \text{ spiral} \times (Dc - d)}{Dc^2 \times \rho_{\text{perlu}}} = \frac{4 \times 113,04 \times (606,875 - 12)}{606,875^2 \times 0,018} = 40,57 \text{ mm} \sim 41 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok 25 Ø 22-73 mm dan tulangan spiral Ø 12 – 41 mm.

- Tulangan pokok **25 Ø 22-73 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 41mm**



**Gambar 4.17 : Penulangan Pondasi Sumuran tipe sedang (2)**

## 4.13. Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

### 4.13.1 Tipe Pondasi 3 Dengan Beban Ringan

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat moment}}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

Dimana :

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

$P_{\min}$  = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

$\Sigma V$  = Jumlah total beban vertical

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

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

$n$  = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

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

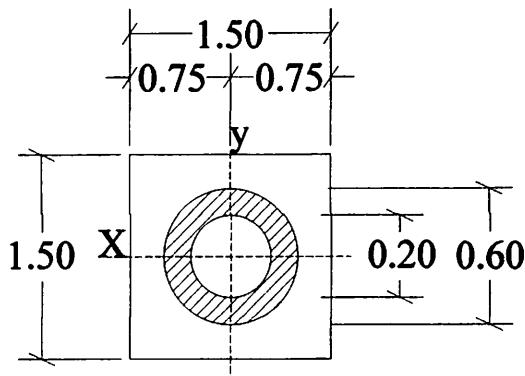
$Y_{\max}$  = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

$n_y$  = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

$n_x$  = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

$\Sigma x^2$  = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

$\Sigma y^2$  = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



**Gambar 4.18.** Susunan pondasi sumuran tipe 3

Data :

Beban Total (Pu) = 127 ton

Mz = 12,96 t/m

Mx = 15,72 t/m

Xmax = 0 m

Xmin = 0 m

Ymax = 0 m

Ymin = 0 m

n = 1 buah

nx = 1 buah

ny = 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$$\Sigma X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang

$$\Sigma Y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P = \frac{\Sigma v}{n} \pm \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

$$P = \frac{127}{1} + \frac{0,001296 \times 0}{1 \times 0^2} + \frac{0,001572 \times 0}{1 \times 0^2} = 127 \text{ ton}$$

P = 127 ton < Q<sub>a tiang</sub> 138,613 ton ..... (Aman)

$$(Y/L)_1 = 0/(0+0) = 0$$

$$Mxe = 0,32$$

$$Mu = (P \times Mxe)$$

$$Mu = (127 \times 0,32)$$

$$Mu = 40,64 \text{ tm}$$

#### 4.13.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

##### Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209 ) didapat nilai Mye ( dengan cara interpolasi )

**Tabel 4.13. Pelat : Stigel/Wipel**

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M <sub>xe</sub>	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

##### ➤ Penulangan Poer Arah Z

$$Mu = 40,64 \text{ tm} = 40640 \text{ kg/m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4064 \times 10^4}{0,8} = 50800000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer ( h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = \phi 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 50 - (\frac{1}{2} \times 22) = 439 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{50800000}{1500 \times 439^2} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600+f_y} \right] = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}] = \frac{1}{12,549} \cdot [1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,75}{320}}] = 0,071$$

(SK-SNI T-15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\max}$

- Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\min}$ , maka digunakan  $\rho_{\text{ada}} \sim \rho_{\min}$  dan  $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$
- Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\max}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  $\rho_{\text{ada}} \sim \rho_{\min} = 0,004$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 439 = 2634 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{2634}{\frac{1}{4} \pi 3,14 \times 22^2} 6,932 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$As_{ada} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 7 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2659,58 \text{ mm}^2 > As_{perlu} 2634 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{7} = 214,28 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$As_{tekan} = 30\% \times As_{perlu} = 30\% \times 2634 = 790,2 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{790,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2} = 3,932 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$As_{ada} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > As_{tekan} 526,8 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan ( atas ) = D16 – 375 mm

#### ➤ Penulangan Poer Arah X

$$Mu = 40,64 \text{ tm} = 40640 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4064 \times 10^4}{0,8} = 50800000 \text{ Nmm}$$

b = 1500mm

f<sub>y</sub> = 320 Mpa

f<sub>c</sub> = 30 Mpa

Tebal selimut beton = 50 mm

Tebal Poer ( h ) = 400 mm

Tulangan Pokok = D16 & D 22

Tulangan bagi =  $\phi$  16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

d = h - Selimut beton -  $\frac{1}{2} \times$  D22

$$= 400 - 50 - (\frac{1}{2} \times 22)$$

$$= 439 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{50800000}{1500 \times 439^2} = 1,75 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho_b = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600+f_y} \right] = 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[ \frac{600}{600+320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,75}{320}} \right]$$

$$= 0,071$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika  $p_{\text{ada}} > p_{\min}$ , maka digunakan  $p_{\text{ada}} \sim p_{\min}$  dan  $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$
- Jika  $p_{\text{ada}} > p_{\max}$ , maka tebal plat harus diperbesar menggunakan  
 $p_{\text{ada}} \sim p_{\min} = 0,004$

$$A_{s\text{perlu}} = p_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 439 = 2634 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{2634}{\frac{1}{4} \pi 3,14 \times 22^2} 6,932 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 7 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2659,58 \text{ mm}^2 > A_{s\text{perlu}} 2634 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{7} = 214,28 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = 7 D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{stekan} = 30\% \times A_{spatu}$$

$$= 30\% \times 2634 = 790,2 \text{ mm}^2$$

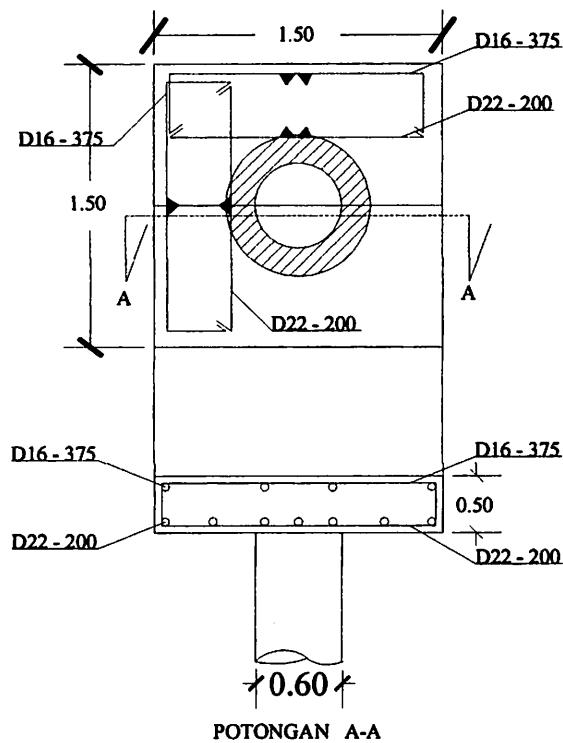
$$n = \frac{A_{stekan}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{790,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 3,932 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{stekan} 526,8 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

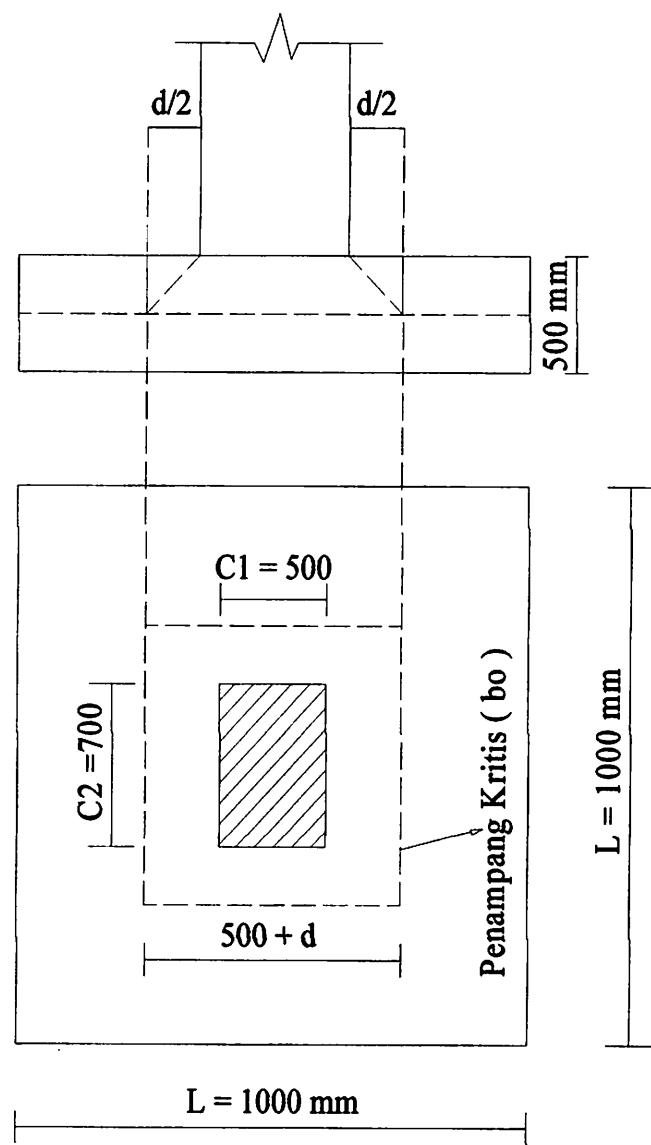
Digunakan tulangan tekan ( atas ) = 4 D16 – 375 mm



**Gambar 4.19 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe ringan**

#### 4.13.3. Kontrol Geser Pons ( Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi

##### Tipe Ringan



Gambar 4.20 : Skema Geser Pons Tipe Ringan (70/50)

Diketahui :  $V_u = 1650000 \text{ N}$

### Tinggi efektif (d)

d = tebal poer – tebal selimut beton –  $\frac{1}{2}$  diameter tulangan terluar

$$= 500 - 50 - \frac{1}{2} \times 22$$

= 439 mm

Dimensi kolom (D) = 70/50

- Keliling bidang kritis geser pons ( bo)

$$bo = 2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)$$

$$= 2 \times (500 + 439) + 2 \times (700 + 439) = 4156 \text{ mm}$$

#### - Kuat Geser beton Maksimum

$$= \left(\frac{\sqrt{30}}{3}\right) x 4156 x 439 = 3331036809 \text{ N}$$

$$\emptyset Vc = 0,6 \times 3331036809$$

$$= 1998622085 \text{ N}$$

Maka  $V_u = 1650000 \text{ N} < \emptyset V_c = 1998622085 \text{ N}$ .....(OK)

Jadi tidak perlu tulangan geser pons.

#### **4.14. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan**

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

**a) Data Perencanaan :**

- $P_u = \Sigma V$  = 134,095 ton
- Mutu Beton ( $f_c$ ) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan = 320 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 22 mm
- $\varnothing$  sengkang/ Spiral = 12 mm
- Diameter sumuran = 0.60cm = 600mm
- Tebal selimut = 40 mm

**b) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar**

$$d' = \text{tebal selimut beton} + \varnothing \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan pokok}$$
$$= 40 + 12 + (1/2 \times 22) = 73 \text{ mm}$$

$$d_{\text{efektif}} = D_{\text{luar}} - (2 \times d')$$
$$= 600 - (2 \times 73) = 454 \text{ mm}$$

**c) Luas penampang caisson**

$$A_g \text{ caisson} = (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)$$
$$= (1/4 \times 3,14 \times 600^2) - (1/4 \times 3,14 \times 200^2)$$
$$= 251200 \text{ mm}^2$$

d) Luas tulangan penampang baja (Ast)

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$Ast = 3\% \times A_g = 3\% \times 251200 = 7536 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{Ast}{\frac{1}{4} \pi l D^2} = \frac{7536}{\frac{1}{4} \pi 3,14 \times 22^2} = 19,83 \sim 20 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan memanjang 20 Ø 22

$$As_{ada} = n \times \frac{1}{2} \pi l D^2 = 20 \times \frac{1}{2} \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 7598,8 \text{ mm}^2 > Ast = 7536 \text{ mm}^2$$

$$Ast = As' = 0,5 \times As_{ada} = 0,5 \times 7598,8 = 3799,4 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} = \frac{3,14 \times 454}{20} = 71,278 \text{ mm} \sim 72 \text{ mm}$$

e) Pemeriksaan beban ultimate beton (P<sub>ub</sub>) dan momen ultimate beton (M<sub>ub</sub>)

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 200 = 160 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 600^2}{480} = 588,75 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 200^2}{160} = 196,25 \text{ mm}$$

- Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} - t_{ek2}$$

$$= 480 - 73 - 160 = 247 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral ( $C_b$ )

$$c_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 247}{600 + 320} = 161,08 \text{ mm}$$

- Lebar daerah tekan ( $a_b$ ) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

$$a_b = \beta_1 \times c_b = 0,85 \times 161,08 = 136,918 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan total pada kolom yaitu 20 buah

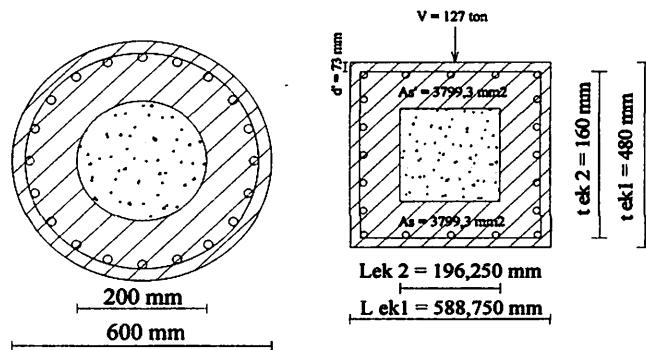
$$= 20 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 7589,8 \text{ mm}^2$$

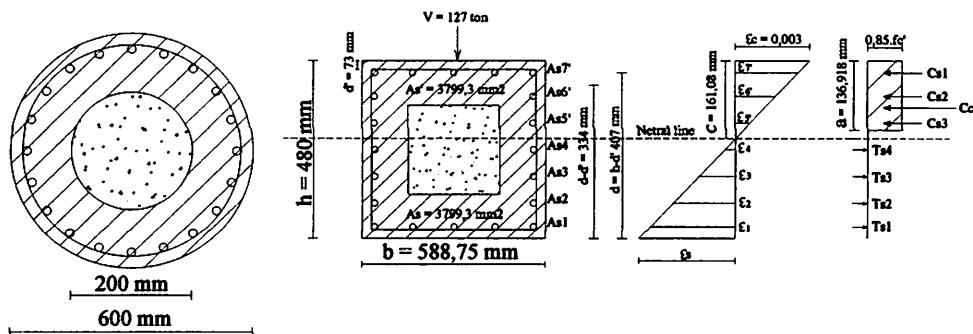
Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur ( $C_c$ ) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekivalen

$$C_c = \beta_I \cdot f'c \cdot a_b \times b = 0,85 \times 30 \times 136,918 \times 588,75$$

$$= 2055567,049 \text{ N} = 2055,567 \text{ ton}$$



**Gambar 4.19 : Ekivalen Penampang Bulat Ke segi Empat**



**Gambar 4.20 : Diagram Tegangan Regangan Persegi Panjang Ekivalen Kolom**

$$\text{Luas tulangan tarik } (As_1 = 5 \text{ buah}) = 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

$$(As_2 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_3 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(As_4 = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan tekan (  $As_5 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_6 = 2$  buah ) =  $2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$

(  $As_7 = 5$  buah ) =  $5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$

Dari gambar 4.20 dapat di hitung besar nilai  $d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6, d_7$  sbb !

$d_1 = \text{Tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{diameter tulangan utama}$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 73 \text{ mm}$$

$d_2 = d_1 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 73 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 167 \text{ mm}$$

$d_3 = d_2 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 167 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 261 \text{ mm}$$

$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 261 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 355 \text{ mm}$$

$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 355 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 449 \text{ mm}$$

$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 449 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 543 \text{ mm}$$

$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$

$$= 543 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 637 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (  $f_{s'}$  )

$$f_{s'} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (cb - d')}{cb} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (161,08 - 73)}{161,08}$$

$$= 174,979 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\varepsilon_{s7'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s7'} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s7'} = \frac{161,08 - 637}{161,08} \times 0,003 = -0,0086$$

$$fs_{7'} = \varepsilon_{s7'} \cdot Es = -0,0086 \times 200000$$

$$= -1720 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} \text{ (belum leleh)}$$

karena nilai  $fs_{7'} < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_{7'} = -1720 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s6'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d6'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s6'} = \frac{c_b - d6'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_6}' = \frac{161,08 - 543}{161,08} \times 0,003 = -0,0071$$

$$fs_6' = \varepsilon_{s_6}' \cdot Es = -0,0071 \times 200000$$

$$= -1422,59 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{belum leleh})$$

karena nilai  $fs_6' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_6' = -1422,59 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s_5'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{C_b - d_5'}{C_b} \rightarrow \varepsilon_{s_5'} = \frac{C_b - d_5'}{C_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_5}' = \frac{161,08 - 449}{161,08} \times 0,003 = -0,0053$$

$$fs_5' = \varepsilon_{s_5}' \cdot Es = -0,0053 \times 200000$$

$$= -1072,46 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{belum leleh})$$

karena nilai  $fs_5' < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_5' = -1072,46 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\varepsilon_{s_1}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{d_1 - C_b}{C_b} \rightarrow \varepsilon_{s_1} = \frac{d_1 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$\varepsilon_{s_1} = \frac{73 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = -0,0016$$

$$fs_1 = \varepsilon_{s1} \cdot Es = -0,0016 \times 200000$$

$$= -328,17 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{belum leleh})$$

karena nilai  $fs_1 < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_1 = -328,17 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_c} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{167 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,00011$$

$$fs_2 = \varepsilon_{s2} \cdot Es = 0,00011 \times 200000$$

$$= 22,05 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{belum leleh})$$

karena nilai  $fs_2 < f_y$  berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_2 = -9,38174 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s3}}{\varepsilon_c} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s3} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{261 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,0018$$

$$fs_3 = \varepsilon_{s3} \cdot Es = 0,0018 \times 200000$$

$$= 372,28 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa} (\text{meleleh})$$

karena nilai  $fs_3 > fy$  berarti kondisi tulangan tekan meleleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_3 = fy = 320 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s4}}{\varepsilon_c} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \longrightarrow \varepsilon_{s4} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$\varepsilon_{s4} = \frac{355 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,0036$$

$$fs_4 = \varepsilon_{s4} \cdot Es = 0,0036 \times 200000$$

$$= 722,32 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa} \text{ (meleleh)}$$

karena nilai  $fs_4 > fy$  berarti kondisi tulangan tekan meleleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan  $fs_4 = fy = 320 \text{ Mpa}$

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja ( $C_s$ )

$$C_{s1} = As_7' \cdot fs_7' - 0,85 \times fc'$$

$$= (1899,7) \times (-1720) - 0,85 \times 30 = -3267509,5 \text{ N} = -3267,509 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = As_6' \cdot fs_6' - 0,85 \times fc'$$

$$= (759,88) \times (-1422,59) - 0,85 \times 30 = -1081023,189 \text{ N} = -1081,023 \text{ ton}$$

$$C_{s3} = As_5' \cdot fs_5' - 0,85 \times fc'$$

$$= (759,88) \times (-1072,46) - 0,85 \times 30 = -814966,405 \text{ N} = -8149,966 \text{ ton}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik (  $T_s$  ) sumber : Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1}$$

$$= 1899,7 \times (-361,4810) = -686703,556 \text{ N} = -6867,03 \text{ ton}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2}$$

$$= 759,88 \times (-22,05) = -16755,354 \text{ N} = -1675,535 \text{ ton}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_y \text{ (karena } f_{s3} \text{ meleleh maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$T_{s4} = A_{s4} \times f_y \text{ (karena } f_{s3} \text{ meleleh maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 = 243,1616 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (As bawah)} = A_{s1} + (A_{s2} = A_{s3} = A_{s4})$$

$$= 1899,7 + 759,88 = 2659,58 \text{ mm}^2 11 \text{ D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (As atas)} = A_{s7} + (A_{s5} = A_{s6})$$

$$= 1899,7 + 759,88 = 2659,58 \text{ mm}^2 9 \text{ D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (  $P_{ub}$  )

$$P_{ub} = \{(0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ekl}) + (A_s' \times f_{s'}) - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3}$$

$$= \{(0,85 \times 30 \times 136,918 \times 588,75) + (3799,4 \times 174,979) - (3799,4 \times 320)\}$$

$$\times 10^{-3} = 1504,57 \text{ kN/m}$$

- Moment Ultimate Beton (  $M_{ub}$  )

$$M_{ub} = (0,85 \cdot f_c' \cdot lek 1 \cdot a_b (1/2 T ek 1 - 1/2 a_b) + As' \cdot f_s' \cdot (1/2 \times (d_{eff} - d')))$$

$$+ As \cdot f_y \cdot (1/2 \cdot (d_{eff} - d')) \times 10^{-6}$$

$$= (0,85 \times 30 \times 588,75 \times 136,918 \times (240 - 68,459) + 3799,4 \times 174,979$$

$$\times (1/2 \times (454 - 73)) + 3799,4 \times 320 \times (1/2 \times (454 - 73))) \times 10^{-6}$$

$$= 73533,8 \text{ kN/m}$$

- Eksentrisitas beton (  $e_{beton}$  )

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{p_{ub}} = \frac{73533,8}{1504,57} = 48,8 \text{ kN/m}$$

- Eksentrisitas Beban (  $e$  )

$$e_{beban} = \frac{Mz}{P \ max} = \frac{1,296}{134,091} = 9,66 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}$$

Karena  $e_{beban} = 0,00966 \text{ kN/m} < e_{beton} = 48,8 \text{ t/m}$  dengan demikian sumuran ini menerima moment akibat beban di atasnya yang besar dan kehancuran di tentukan oleh gaya tarik

#### 4.14.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (Ps)

$$ps = \frac{Ast}{Ag} = \frac{7536}{251200} = 0,03$$

- Lebar kolom efektif ( Ds )

$$Ds = D_{luar} - (2 \times d')$$

$$= 600 - (2 \times 73) = 454 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549 \text{ mm}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (  $Pn_{perlu}$  )

$$Pn_{perlu} = \frac{Pu}{\emptyset} = \frac{134,095}{0,8} = 167,74 \text{ ton/m}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (  $p_{n max}$  )

$$\begin{aligned} P_{n max} &= 0,85 \cdot fc' \cdot h^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \cdot e_{beton}}{h} - 0,83 \right)^2 + \frac{ps \cdot m \cdot ds}{2,50 \cdot h}} - \frac{0,85 \times e_{beton}}{h} - 0,38 \right] \\ &= 0,85 \times 30 \times 480^2 \left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times 48,8}{480} - 0,83 \right)^2 + \frac{0,03 \times 12,549 \times 454}{2,50 \times 480}} - \frac{0,85 \times 48,8}{480} - 0,38 \right] = 4368700,026 \text{ kNm} = 436,87 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Syarat :  $P_{n_{\max}} > P_{n_{\text{perlu}}}$

$$= 436,87 \text{ ton/m} > P_{n_{\text{perlu}}} = 167,74 \text{ ton/m} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.14.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\varnothing 12 \text{ mm}$

- a) Luas penampang lintang kotor pondasi (  $A_g$  )

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \text{ mm}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 600^2 = 282600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

- b) Diameter inti sumuran dari tepi ke tepi spiral (  $D_c$  )

$$\begin{aligned} D_c &= h - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 588,75 - (2 \times 40) \\ &= 488,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

- c) Luas penampang inti sumuran (  $A_c$  )

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 488,75^2) \\ &= 187518,1016 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

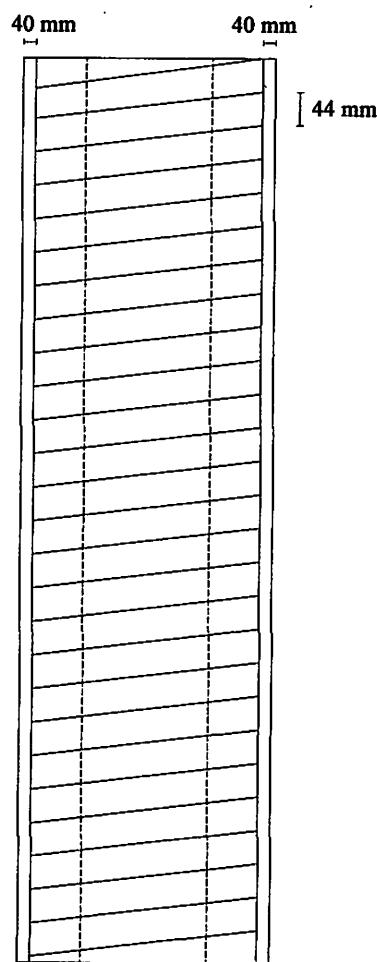
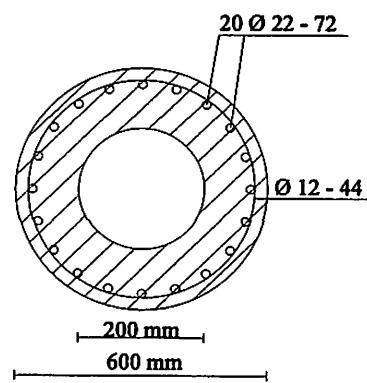
$$P_{n_{\text{perlu}}} = 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_{c'}}{f_y} \right] = 0,45 \times \left[ \frac{282600}{187518,1016} - 1 \right] \times \left[ \frac{30}{240} \right] = 0,028$$

d) Jarak antara sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maaks}} = \frac{4 \times A_{\text{spiral}} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} = \frac{4 \times 113,04 \times (488,75 - 12)}{488,75^2 \times 0,028}$$
$$= 43,22 \text{ mm} \sim 44 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok D 22-72 mm dan tulangan spiral Ø 12 – 44 mm.

- Tulangan pokok **20 Ø 22 – 72 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 44 mm**



**Gambar 4.21 : Penulangan pondasi Sumuran Tipe ringan**

## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1.Kesimpulan

Dari proses perhitungan yang telah dilakukan pada skripsi ini, maka dapat disimpulkan pondasi sumuran dapat digunakan karena memenuhi syarat perhitungan yang telah ditentukan .Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada table berikutini :

**Tabel 5.1.HasilPerencanaanPondasiSumuran**

No.	Spesifikasi	Beban tipe Berat	Beban tipe Sedang	Beban tipe Ringan
1	Diameter Luar	Ø 80cm	Ø70cm	Ø 60cm
2	Diameter dalam	Ø 40cm	Ø 30cm	Ø 20cm
3	Kedalaman Pondasi	6,4 m	6,4 m	5,5 m
4	Jumlah Tiang	2	1	1
5	$\Sigma V$ (beban atas)	263ton	165 ton	127 ton
6	(Qp) ujung	541,44 ton	452,16 ton	352,928 ton
7	(Ap) tiang	3768 cm <sup>2</sup>	3140 cm <sup>2</sup>	2512 cm <sup>2</sup>
8	Berat Poer	5,904 ton	2,16 ton	2,7 ton
9	(Qu) ultimate	527,98 ton	444,813 ton	346,533 ton
10	$P_{tiang}$	15,111ton	6,77 ton	3,694 ton
11	(Qa) ijin total	348,46 ton	177,926 ton	138,613 ton
12	$P_u = \Sigma V_u$	276,46 ton	173,37 ton	131,394 ton
13	Mutu beton	30 Mpa	30 Mpa	30 Mpa
14	Mutu baja	320 Mpa	320 Mpa	320 Mpa
15	Tebal Selimut	40 mm	40 mm	40mm
16	Ø Tul. Pokok	D 22	D 22	D 22

17	$\emptyset$ Tul bagi	D 16	D 16	D 16
18	$\emptyset$ Tul. Spiral	D12	D12	D12
19	Luas Poer	4,1 m x 1,5 m	1,5 m x 1,5 m	1,5 m x 1,5 m
20	Tebal Poer	0,4 m	0,4 m	0,5 m
21	Tul. Tarik Arah Z	12 $\emptyset$ 22- 350 mm	6 $\emptyset$ 22- 250 mm	7 $\emptyset$ 22- 200 mm
22	Tul. Tekan Arah Z	8 $\emptyset$ 16 – 512 mm	4 $\emptyset$ 16 – 375 mm	4 $\emptyset$ 16 – 375 mm
23	Tul.Tarik Arah X	6 $\emptyset$ 22- 250 mm	6 $\emptyset$ 22- 250 mm	7 $\emptyset$ 22- 200 mm
24	Tul.Tekan Arah X	4 $\emptyset$ 16 – 375 mm	4 $\emptyset$ 16 – 375 mm	4 $\emptyset$ 16 – 375 mm
25	Tulangan pokok tiang	30 $\emptyset$ 22 – 71 mm	25 $\emptyset$ 22 – 73 mm	20 $\emptyset$ 22 – 72 mm
26	Tulangan spiral tiang	$\emptyset$ 12 – 40 mm	$\emptyset$ 12 – 41 mm	$\emptyset$ 12 – 33 mm

- a) Dimensi pondasi yang diambil pada perencanaan adalah  $\emptyset$  80 cm untuk pondasi tipe berat,  $\emptyset$  70 cm untuk pondasi tipe sedang dan  $\emptyset$  60 cm untuk pondasi tipe ringan.
- b) Kedalaman pondasi semakin dalam, maka semakin besar pula daya dukung yang dimiliki oleh struktur pondasi tersebut.
- c) Jumlah beban vertical ( $\sum V$ ) sepenuhnya diterima oleh tiang sumuran dengan jumlah 2 tiang pada pondasi beban tipe berat, 1 tiang pada pondasi beban tipe sedang, 1 tiang pada pondasi tipe ringan.

## **5.2 Saran**

1. Dalam merencanakan suatu struktur pondasi harus didukung dengan data teknis baik didapat dari hasil di lapangan maupun pengujian dilaboratorium agar hasil perencanaan yang diperoleh bisa optimal.
2. Dalam perencanaan Pondasi Sumuran, Sebaiknya daya dukung akibat gesekan tidak diperhitungkan karena Pondasi Sumuran proses penggerjaannya digali sehingga tidak terjadi gesekan antara dinding sumuran dengan tanah.

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Anonim**, SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton*.
- Anonim**, 1983. *Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung*.
- Ali Asroni**, 2010. *Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Bowles, J.E.** 1998. *Analisa dan design Pondasi, jilid II*, CV Sinar Jaya, Surabaya.
- Hardiyatmo, H.C.** 2001. *Teknik Pondasi II*. PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C.**, 2006. *Teknik Pondasi I*. PT.Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Sardjono, H. S**, 1991. *Pondasi Tiang Pancang, Jilid I*. Sinar Wijaya, Surabaya.
- Sastrodarsono, S. & Nakazawa**, 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Cetakan Ketujuh. PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Rahardjo, P.P**, 2005. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, Geotechnical Engineering Center, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Vis, W.C. & Kusuma, Gideon. H.**, 1993. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*, Erlangga, Jakarta,

LAMPIRAN



**ROQUE XIMENES**

Reactions							Job No	Sheet No	1	Rev
Node	L/C	Horizontal FX (kg)	Vertical FY (kg)	Horizontal FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)	Part	Ref	
1	1:BEBAN MAT	435.484	31.1E 3	-9.775	0.678	-0.554	-7.383			
	2:BEBAN HIDL	3.396	43.453	-1.188	-0.011	-0.004	-0.056			
	3:BEBAN TANI	0.002	-0.217	-0.005	-0.000	-0.000	-0.000			
	4:BEBAN ANG	0.353	6.304	-0.015	-0.000	0.000	-0.010			
	5:BEBAN ANG	-0.353	-6.304	0.015	0.000	-0.000	0.010			
	6:BEBAN ANG	0.014	-0.084	-0.034	-0.001	-0.000	-0.000			
	7:BEBAN ANG	-0.014	0.084	0.034	0.001	0.000	0.000			
	8:BEBAN GEN	-3.442	-32.064	0.599	0.013	-0.003	0.095			
	9:KOMBINASI	528.014	37.4E 3	-13.631	0.795	-0.673	-8.949			
	10:KOMBINASI	525.978	37.4E 3	-12.921	0.802	-0.670	-8.915			
	11:KOMBINASI	525.978	37.4E 3	-12.921	0.802	-0.670	-8.915			
	12:KOMBINASI	522.535	37.4E 3	-12.319	0.815	-0.673	-8.820			
	13:KOMBINASI	528.419	37.4E 3	-13.517	0.788	-0.687	-9.010			
2	1:BEBAN MAT	-185.864	29.5E 3	104.251	2.224	0.069	3.370			
	2:BEBAN HIDL	-1.332	32.052	-0.665	-0.007	0.002	0.024			
	3:BEBAN TANI	0.000	0.126	-0.003	-0.000	0.000	0.000			
	4:BEBAN ANG	0.233	-6.534	0.044	0.001	0.000	-0.008			
	5:BEBAN ANG	-0.233	6.534	-0.044	-0.001	-0.000	0.008			
	6:BEBAN ANG	0.008	0.948	0.118	0.003	-0.000	-0.000			
	7:BEBAN ANG	-0.008	-0.948	-0.118	-0.003	0.000	0.000			
	8:BEBAN GEN	-2.325	36.086	-0.451	-0.007	-0.000	0.076			
	9:KOMBINASI	-225.168	35.4E 3	124.036	2.658	0.085	4.082			
	10:KOMBINASI	-224.369	35.4E 3	124.434	2.662	0.084	4.068			
	11:KOMBINASI	-224.369	35.4E 3	124.434	2.662	0.084	4.068			
	12:KOMBINASI	-226.694	35.4E 3	123.985	2.655	0.084	4.144			
	13:KOMBINASI	-222.044	35.4E 3	124.886	2.669	0.085	3.993			
3	1:BEBAN MAT	60.689	51.8E 3	124.231	3.349	0.065	-1.116			
	2:BEBAN HIDL	0.221	126.416	0.363	0.017	0.000	-0.003			
	3:BEBAN TANI	0.001	-0.388	-0.002	-0.000	-0.000	-0.000			
	4:BEBAN ANG	0.273	9.671	0.003	0.010	0.000	-0.009			
	5:BEBAN ANG	-0.273	-9.671	-0.003	-0.000	-0.000	0.009			
	6:BEBAN ANG	-0.003	0.052	-0.019	-0.001	-0.000	0.000			
	7:BEBAN ANG	0.003	-0.052	0.019	0.001	0.000	-0.000			
	8:BEBAN GEN	-2.575	-58.891	0.187	0.006	-0.000	0.681			
	9:KOMBINASI	73.181	62.3E 3	149.657	4.045	0.078	-1.345			
	10:KOMBINASI	73.049	62.2E 3	149.438	4.035	0.078	-1.343			
	11:KOMBINASI	73.049	62.2E 3	149.438	4.035	0.078	-1.343			
	12:KOMBINASI	70.474	62.2E 3	149.626	4.041	0.078	-1.261			
	13:KOMBINASI	75.523	62.3E 3	149.252	4.029	0.078	-1.424			
4	1:BEBAN MAT	-84.950	52E 3	83.821	2.066	-0.011	1.368			
	2:BEBAN HIDL	-0.293	113.492	-0.038	0.004	0.000	0.006			
	3:BEBAN TANI	0.000	0.379	-0.002	-0.000	0.000	0.000			
	4:BEBAN ANG	0.265	-10.178	-0.010	-0.000	0.000	-0.009			
	5:BEBAN TANG	-0.265	10.178	0.010	0.000	-0.000	0.009			

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	6:BEBAN ANG	-0.002	-0.286	0.070	0.002	-0.000	0.000
	7:BEBAN ANG	0.002	0.286	-0.070	-0.002	0.000	-0.000
	8:BEBAN GEN	-2.525	60.604	0.158	0.005	-0.000	0.081
	9:KOMBINASI	-78.409	62.6E 3	100.524	2.485	-0.013	1.649
	10:KOMBINAS	-78.233	62.5E 3	100.546	2.483	-0.013	1.645
	11:KOMBINAS	-78.233	62.5E 3	100.546	2.483	-0.013	1.645
	12:KOMBINAS	-80.758	62.6E 3	100.706	2.488	-0.014	1.726
	13:KOMBINAS	-75.708	62.5E 3	100.389	2.478	-0.013	1.565
5	1:BEBAN MAT	57.949	36.7E 3	-92.728	-0.910	0.032	-1.161
	2:BEBAN HIDL	0.138	41.466	0.493	0.019	0.000	-0.003
	3:BEBAN TANI	0.000	-0.222	-0.002	-0.000	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	0.271	6.362	-0.007	-0.000	0.000	-0.009
	5:BEBAN ANG	-0.271	-6.362	0.007	0.000	-0.000	0.009
	6:BEBAN ANG	-0.014	-0.173	-0.017	-0.001	-0.000	0.000
	7:BEBAN ANG	0.014	0.173	0.017	0.001	0.000	-0.000
	8:BEBAN GEN	-2.484	-35.073	0.254	0.007	0.000	0.079
	9:KOMBINASI	69.759	44.1E 3	-110.486	-1.061	0.038	-1.397
	10:KOMBINAS	69.676	44.1E 3	-110.782	-1.073	0.038	-1.395
	11:KOMBINAS	69.676	44.1E 3	-110.782	-1.073	0.038	-1.395
	12:KOMBINAS	67.192	44.1E 3	-110.527	-1.065	0.038	-1.316
	13:KOMBINAS	72.160	44.1E 3	-111.036	-1.080	0.038	-1.474
6	1:BEBAN MAT	-46.664	37.4E 3	-124.172	-2.009	0.015	0.977
	2:BEBAN HIDL	-0.142	38.551	0.162	0.008	0.000	0.003
	3:BEBAN TANI	0.000	0.236	-0.002	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.274	-6.862	0.002	-0.000	0.000	-0.009
	5:BEBAN ANG	-0.274	6.862	-0.002	0.000	-0.000	0.009
	6:BEBAN ANG	-0.016	-0.084	0.063	0.002	-0.000	0.000
	7:BEBAN ANG	0.016	0.084	-0.063	-0.002	0.000	-0.000
	8:BEBAN GEN	-2.590	33.356	0.039	0.003	0.000	0.081
	9:KOMBINASI	-56.224	45E 3	-148.747	-2.398	0.018	1.177
	10:KOMBINAS	-56.138	44.9E 3	-148.845	-2.403	0.018	1.176
	11:KOMBINAS	-56.138	44.9E 3	-148.845	-2.403	0.018	1.176
	12:KOMBINAS	-58.689	45E 3	-148.805	-2.400	0.018	1.256
	13:KOMBINAS	-53.589	44.9E 3	-148.883	-2.405	0.018	1.095
7	1:BEBAN MAT	353.190	133E 3	-89.402	1.150	0.089	-7.267
	2:BEBAN HIDL	2.397	144.542	0.105	0.033	0.001	-0.050
	3:BEBAN TANI	-0.000	-0.614	-0.008	-0.000	-0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.267	9.488	0.011	0.000	0.000	-0.048
	5:BEBAN ANG	-1.267	-9.488	-0.011	-0.000	-0.000	0.048
	6:BEBAN ANG	-0.125	1.622	-0.039	-0.001	-0.000	0.005
	7:BEBAN ANG	0.125	-1.622	0.039	0.001	0.000	-0.005
	8:BEBAN GEN	-11.550	-38.655	0.569	0.018	0.001	0.423
	9:KOMBINASI	427.663	160E 3	-107.113	1.433	0.108	-8.824
	10:KOMBINAS	426.225	160E 3	-107.180	1.413	0.108	-8.794



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	11:KOMBINAS	426.225	160E 3	-107.180	1.413	0.108	-8.794
	12:KOMBINAS	414.675	160E 3	-106.607	1.431	0.109	-8.371
	13:KOMBINAS	437.775	160E 3	-107.746	1.395	0.107	-9.217
8	1:BEBAN MAT	360.737	139E 3	540.443	13.436	0.065	-6.124
	2:BEBAN HIDL	1.734	182.241	3.945	0.108	0.001	-0.024
	3:BEBAN TANI	0.008	0.067	-0.007	-0.000	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	1.281	9.355	0.004	0.000	0.000	-0.048
	5:BEBAN ANG	-1.281	-9.355	-0.004	-0.000	-0.000	0.048
	6:BEBAN ANG	0.094	2.829	-0.045	-0.001	-0.000	-0.004
	7:BEBAN ANG	-0.094	-2.829	0.045	0.001	0.000	0.004
	8:BEBAN GEN	-12.771	-44.856	0.444	0.015	-0.000	0.457
	9:KOMBINASI	435.659	167E 3	654.844	16.296	0.079	-7.387
	10:KOMBINAS	434.623	167E 3	652.473	16.231	0.079	-7.373
	11:KOMBINAS	434.623	167E 3	652.473	16.231	0.079	-7.373
	12:KOMBINAS	421.848	167E 3	652.921	16.246	0.079	-6.916
	13:KOMBINAS	447.390	167E 3	652.032	16.216	0.079	-7.829
9	1:BEBAN MAT	585.460	140E 3	111.873	5.101	0.083	-10.781
	2:BEBAN HIDL	3.511	308.794	1.798	0.066	0.001	-0.061
	3:BEBAN TANI	0.008	-0.159	-0.007	-0.000	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	1.358	4.341	0.012	0.000	0.000	-0.049
	5:BEBAN ANG	-1.358	-4.341	-0.012	-0.000	-0.000	0.049
	6:BEBAN ANG	0.046	0.269	-0.047	-0.002	-0.000	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.046	-0.269	0.047	0.002	0.000	0.002
	8:BEBAN GEN	-13.475	-21.684	0.439	0.015	0.000	0.470
	9:KOMBINASI	708.170	169E 3	137.124	6.227	0.101	-13.035
	10:KOMBINAS	706.067	169E 3	136.042	6.187	0.101	-12.999
	11:KOMBINAS	706.067	169E 3	136.042	6.187	0.101	-12.999
	12:KOMBINAS	692.588	169E 3	136.485	6.202	0.101	-12.528
	13:KQMBINAS	719.538	169E 3	135.807	6.173	0.101	-13.469
10	1:BEBAN MAT	36.271	173E 3	-1.58E 3	0.099	-0.568	-4.342
	2:BEBAN HIDL	-1.219	397.644	-17.004	-0.013	-0.003	-0.013
	3:BEBAN TANI	0.005	-0.105	-0.021	-0.001	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	1.993	-1.226	0.392	0.004	-0.001	-0.070
	5:BEBAN ANG	-1.993	1.226	-0.392	-0.004	0.001	0.070
	6:BEBAN ANG	-0.030	0.069	-0.133	-0.004	-0.001	0.001
	7:BEBAN ANG	0.030	-0.069	0.133	0.004	0.001	-0.001
	8:BEBAN GEN	-19.130	10.426	-1.774	0.015	0.011	0.650
	9:KOMBINASI	41.575	208E 3	-1.92E 3	0.099	-0.687	-5.232
	10:KOMBINAS	42.309	208E 3	-1.91E 3	0.106	-0.685	-5.224
	11:KOMBINAS	42.309	208E 3	-1.91E 3	0.106	-0.685	-5.224
	12:KOMBINAS	23.177	208E 3	-1.91E 3	0.122	-0.674	-4.574
	13:KOMBINAS	61.436	208E 3	-1.91E 3	0.091	-0.695	-5.874
11	1:BEBAN MAT	712.337	159E 3	462.422	16.862	0.192	-13.959
	2:BEBAN HIDL	4.905	338.578	5.303	0.188	0.002	-0.095



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		Vertical		Horizontal		Vertical		Moment	
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)				
3:BEBAN TANI	0.002	-0.206	-0.018	-0.001	-0.000	-0.000	0.000				
4:BEBAN ANG	1.850	3.618	0.034	0.001	0.000	-0.068	0.068				
5:BEBAN ANG	-1.850	-3.618	-0.034	-0.001	-0.000	0.000	-0.068				
6:BEBAN ANG	-0.097	0.132	-0.103	-0.004	-0.001	0.001	0.004				
7:BEBAN ANG	0.097	-0.132	0.103	0.004	0.001	-0.001	-0.004				
8:BEBAN GEN	-17.339	-18.011	1.281	0.044	0.002	0.621	-0.621				
9:KOMBINASI	862.652	192E 3	563.391	20.534	0.233	-16.903	-16.903				
10:KOMBINAS	859.710	192E 3	560.200	20.422	0.232	-16.846	-16.846				
11:KOMBINAS	859.710	192E 3	560.200	20.422	0.232	-16.846	-16.846				
12:KOMBINAS	842.370	192E 3	561.490	20.466	0.234	-16.226	-16.226				
13:KOMBINAS	877.048	192E 3	568.928	20.378	0.230	-17.487	-17.487				
12	1:BEBAN MAT	42.143	130E 3	-383.674	-4.749	0.085	-1.253				
	2:BEBAN HIDL	0.203	280.700	-2.297	-0.015	0.001	-0.007				
	3:BEBAN TANI	-0.000	-0.045	-0.006	-0.000	-0.000	0.000				
	4:BEBAN ANG	1.581	-0.556	0.008	0.000	0.000	-0.054				
	5:BEBAN ANG	-1.581	0.556	-0.008	-0.000	-0.000	0.054				
	6:BEBAN ANG	-0.154	0.434	-0.007	-0.000	-0.000	0.005				
	7:BEBAN ANG	0.154	-0.434	0.007	0.000	0.000	-0.005				
	8:BEBAN GEN	-14.171	-1.028	0.353	0.012	0.001	0.474				
	9:KOMBINASI	50.895	157E 3	-464.085	-5.724	0.103	-1.515				
	10:KOMBINAS	50.774	157E 3	-462.709	-5.714	0.103	-1.511				
	11:KOMBINAS	50.774	157E 3	-462.709	-5.714	0.103	-1.511				
	12:KOMBINAS	36.603	157E 3	-462.353	-5.702	0.104	-1.037				
	13:KOMBINAS	64.944	157E 3	-463.060	-5.727	0.102	-1.985				
13	1:BEBAN MAT	-38.519	135E 3	730.243	16.984	0.065	1.591				
	2:BEBAN HIDL	-0.660	316.630	5.603	0.138	0.001	0.023				
	3:BEBAN TANI	0.011	0.409	-0.004	-0.000	-0.000	-0.000				
	4:BEBAN ANG	1.564	-0.259	0.009	0.000	0.000	-0.053				
	5:BEBAN ANG	-1.564	0.259	-0.009	-0.000	-0.000	0.053				
	6:BEBAN ANG	0.120	0.618	-0.008	-0.000	-0.000	-0.004				
	7:BEBAN ANG	-0.120	-0.618	0.008	0.000	0.000	0.004				
	8:BEBAN GEN	-15.182	0.903	0.347	0.012	0.000	0.503				
	9:KOMBINASI	-47.278	163E 3	885.256	20.802	0.067	1.945				
	10:KOMBINAS	-46.876	163E 3	881.892	20.519	0.067	1.931				
	11:KOMBINAS	-46.876	163E 3	881.892	20.519	0.067	1.931				
	12:KOMBINAS	-62.064	163E 3	882.242	20.531	0.067	2.435				
	13:KOMBINAS	-31.700	163E 3	881.547	20.507	0.066	1.428				
14	1:BEBAN MAT	-93.337	205E 3	346.413	14.269	0.126	2.715				
	2:BEBAN HIDL	-0.854	609.494	4.100	0.160	0.001	0.027				
	3:BEBAN TANI	0.028	1.171	-0.014	-0.001	-0.000	-0.001				
	4:BEBAN ANG	2.078	0.969	0.013	0.001	0.000	0.073				
	5:BEBAN ANG	-2.078	-0.969	-0.013	-0.001	-0.000	0.073				
	6:BEBAN ANG	0.070	0.186	-0.021	-0.001	-0.001	-0.002				
	7:BEBAN ANG	-0.070	-0.186	0.021	0.001	0.001	0.002				



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	8:BEBAN GEN	-20.029	-4.027	0.885	0.031	0.000	0.681
	9:KOMBINASI	-113.371	247E 3	422.256	17.378	0.153	3.301
	10:KOMBINAS	-112.844	246E 3	419.789	17.282	0.153	3.284
	11:KOMBINAS	-112.844	246E 3	419.789	17.282	0.153	3.284
	12:KOMBINAS	-132.887	246E 3	420.681	17.313	0.153	3.966
	13:KOMBINAS	-92.829	246E 3	418.911	17.251	0.152	2.603
15	1:BEBAN MAT	23.913	193E 3	489.042	16.972	0.171	0.018
	2:BEBAN HIDL	-0.614	396.713	4.928	0.176	0.002	0.018
	3:BEBAN TANI	0.014	0.507	-0.015	-0.001	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	2.069	-0.185	0.010	0.001	0.000	-0.073
	5:BEBAN ANG	-2.069	0.185	-0.010	-0.001	-0.000	0.073
	6:BEBAN ÁNG	-0.019	-0.018	-0.019	-0.001	-0.001	0.001
	7:BEBAN ANG	0.019	0.018	0.019	0.001	0.001	-0.001
	8:BEBAN GEN	-19.700	0.586	0.930	0.033	0.001	0.673
	9:KOMBINASI	27.713	232E 3	594.735	20.548	0.208	0.050
	10:KOMBINAS	28.089	232E 3	591.771	20.542	0.207	0.039
	11:KOMBINAS	28.089	232E 3	591.771	20.542	0.207	0.039
	12:KOMBINAS	8.382	232E 3	592.709	20.575	0.209	0.712
	13:KOMBINAS	47.782	232E 3	590.848	20.510	0.206	-0.634
16	1:BEBAN MAT	-296.392	140E 3	-215.858	-1.664	0.088	5.308
	2:BEBAN HIDL	-2.145	154.336	-0.355	0.021	0.001	0.038
	3:BEBAN TANI	-0.000	0.566	-0.005	-0.000	-0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.270	-10.532	-0.003	0.000	0.000	-0.048
	5:BEBAN ANG	-1.270	10.532	0.003	-0.000	-0.000	0.048
	6:BEBAN ANG	-0.120	1.354	0.028	0.001	-0.000	0.005
	7:BEBAN ANG	0.120	-1.354	-0.028	-0.001	0.000	-0.005
	8:BEBAN GEN	-11.563	35.331	0.147	0.006	0.001	0.423
	9:KOMBINASI	-359.102	168E 3	-259.597	-1.963	0.107	6.430
	10:KOMBINAS	-357.815	168E 3	-259.387	-1.976	0.107	6.407
	11:KOMBINAS	-357.815	168E 3	-259.387	-1.976	0.107	6.407
	12:KOMBINAS	-369.378	168E 3	-259.238	-1.969	0.108	6.831
	13:KOMBINAS	-346.252	168E 3	-259.531	-1.982	0.106	5.984
17	1:BEBAN MAT	-422.754	152E 3	424.082	10.970	0.072	8.987
	2:BEBAN HIDL	-3.630	205.474	3.620	0.099	0.001	0.080
	3:BEBAN TANI	0.008	2.383	0.013	0.000	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	1.578	-4.277	0.085	0.002	0.000	-0.053
	5:BEBAN ANG	-1.578	4.277	-0.085	-0.002	-0.000	0.053
	6:BEBAN ANG	0.120	2.058	0.027	0.001	-0.000	-0.004
	7:BEBAN ANG	-0.120	-2.058	-0.027	-0.001	0.000	0.004
	8:BEBAN GEN	-15.094	-2.330	-0.209	0.001	-0.000	0.501
	9:KOMBINASI	-513.112	182E 3	514.690	13.321	0.088	10.911
	10:KOMBINAS	-510.930	182E 3	512.525	13.262	0.087	10.864
	11:KOMBINAS	-510.930	182E 3	512.525	13.262	0.087	10.864
	12:KOMBINAS	-526.028	182E 3	512.309	13.263	0.087	11.365



Job Title

Part

Client

Ref

By

Date 21-Nov-13

Chd

File BANGUNAN PASCASAR

Date/Time 20-Jan-2014

## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	13:KOMBINAS	-495.840	182E 3	512.728	13.261	0.087	10.363
18	1:BEBAN MAT	-192.667	221E 3	607.556	19.034	-0.074	4.911
	2:BEBAN HIDL	-4.316	515.838	3.563	0.146	-0.001	0.096
	3:BEBAN TANI	0.092	19.176	0.004	-0.000	-0.000	-0.002
	4:BEBAN ANG	2.013	12.189	0.002	0.000	0.000	-0.071
	5:BEBAN ANG	-2.013	-12.189	-0.002	-0.000	-0.000	0.071
	6:BEBAN ANG	0.067	0.942	0.063	0.002	-0.001	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.067	-0.942	-0.063	-0.002	0.001	0.002
	8:BEBAN GEN	-19.799	-58.089	0.653	0.025	0.000	0.678
	9:KOMBINASI	-238.107	266E 3	734.768	23.074	-0.091	6.046
	10:KOMBINAS	-235.471	266E 3	732.632	22.987	-0.090	5.988
	11:KOMBINAS	-235.471	266E 3	732.632	22.987	-0.090	5.988
	12:KOMBINAS	-255.316	265E 3	733.284	23.012	-0.090	6.667
	13:KOMBINAS	-215.718	266E 3	731.977	22.962	-0.090	5.310
19	1:BEBAN MAT	-328.752	214E 3	125.838	9.544	0.244	6.819
	2:BEBAN HIDL	-5.139	225.598	4.313	0.159	0.002	0.105
	3:BEBAN TANI	0.103	12.009	-0.032	-0.001	-0.000	-0.002
	4:BEBAN ANG	2.037	2.095	-0.006	0.000	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.037	-2.095	0.006	-0.000	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	-0.020	-0.104	0.065	0.002	-0.001	0.001
	7:BEBAN ANG	0.020	0.104	-0.065	-0.002	0.001	-0.001
	8:BEBAN GEN	-19.814	-9.381	0.545	0.021	0.002	0.678
	9:KOMBINASI	-402.725	257E 3	157.907	11.707	0.297	8.350
	10:KOMBINAS	-399.590	257E 3	155.303	11.611	0.295	8.286
	11:KOMBINAS	-399.590	257E 3	155.303	11.611	0.295	8.286
	12:KOMBINAS	-419.455	257E 3	155.864	11.633	0.297	8.965
	13:KOMBINAS	-379.828	257E 3	154.774	11.590	0.294	7.610
20	1:BEBAN MAT	12.600	36.1E 3	192.834	5.666	0.068	0.295
	2:BEBAN HIDL	-0.315	14.027	0.938	0.038	0.001	0.011
	3:BEBAN TANI	0.000	0.311	0.006	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.517	4.003	-0.003	-0.000	0.000	-0.020
	5:BEBAN ANG	-0.517	-4.003	0.003	0.000	-0.000	0.020
	6:BEBAN ANG	0.051	0.876	0.039	0.002	-0.000	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.051	-0.876	-0.039	-0.002	0.000	0.002
	8:BEBAN GEN	-5.058	-21.404	0.071	0.005	-0.001	0.190
	9:KOMBINASI	14.616	43.3E 3	232.902	6.861	0.082	0.372
	10:KOMBINAS	14.805	43.3E 3	232.342	6.838	0.082	0.365
	11:KOMBINAS	14.805	43.3E 3	232.342	6.838	0.082	0.366
	12:KOMBINAS	9.747	43.3E 3	232.410	6.843	0.081	0.555
	13:KOMBINAS	19.863	43.3E 3	232.268	6.833	0.083	0.175
21	1:BEBAN MAT	-205.477	133E 3	756.678	20.592	0.257	5.383
	2:BEBAN HIDL	-1.679	57.747	2.913	0.119	0.002	0.047
	3:BEBAN TANI	-0.015	9.346	0.130	0.002	-0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.957	2.090	0.123	0.002	0.000	-0.070



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
5:BEBAN ANG		-1.957	-2.090	-0.123	-0.002	-0.000	0.070
6:BEBAN ANG		0.145	0.674	0.140	0.005	-0.001	-0.005
7:BEBAN ANG		-0.145	-0.874	-0.140	-0.005	0.001	0.005
8:BEBAN GEN		-18.991	-13.761	-0.558	0.001	-0.001	0.659
9:KOMBINASI		-249.258	160E 3	912.674	24.900	0.312	6.534
10:KOMBINAS		-248.259	160E 3	910.992	24.830	0.311	6.506
11:KOMBINAS		-248.269	160E 3	910.992	24.830	0.311	6.506
12:KOMBINAS		-267.242	160E 3	910.369	24.829	0.310	7.165
13:KOMBINAS		-229.260	160E 3	911.484	24.828	0.312	5.847
(22)							
1:BEBAN MAT		3.05E 3	219E 3	5.53E 3	40.015	6.785	1.830
2:BEBAN HIDL		29.220	206.392	52.610	0.331	0.070	0.074
3:BEBAN TANI		0.082	69.541	0.079	0.001	0.000	-0.001
4:BEBAN ANG		2.164	-11.845	0.059	0.000	0.000	-0.072
5:BEBAN ANG		-2.164	11.845	-0.059	-0.000	-0.000	0.072
6:BEBAN ANG		0.072	-0.557	0.160	0.006	-0.000	-0.002
7:BEBAN ANG		-0.072	0.557	-0.160	-0.006	0.000	0.002
8:BEBAN GEN		-19.915	132.572	0.475	0.030	-0.002	0.657
9:KOMBINASI		3.71E 3	263E 3	6.72E 3	48.547	8.253	2.314
10:KOMBINAS		3.69E 3	263E 3	6.69E 3	48.349	8.211	2.269
11:KOMBINAS		3.69E 3	263E 3	6.69E 3	48.349	8.211	2.269
12:KOMBINAS		3.67E 3	263E 3	6.69E 3	48.379	8.209	2.927
13:KOMBINAS		3.71E 3	263E 3	6.69E 3	48.319	8.214	1.613
23							
1:BEBAN MAT		-21.076	216E 3	-496.521	-3.637	0.270	1.036
2:BEBAN HIDL		-0.348	117.242	2.490	0.112	0.003	0.013
3:BEBAN TANI		0.096	77.485	0.042	0.001	-0.000	-0.002
4:BEBAN ANG		2.022	-0.748	0.033	0.001	0.000	-0.072
5:BEBAN ANG		-2.022	0.748	-0.033	-0.001	-0.000	0.072
6:BEBAN ANG		-0.019	-0.213	0.125	0.005	-0.001	0.001
7:BEBAN ANG		0.019	0.213	-0.125	-0.005	0.001	-0.001
8:BEBAN GEN		-17.481	149.208	-0.322	0.005	-0.001	0.639
9:KOMBINASI		-25.848	260E 3	-591.842	-4.186	0.328	1.264
10:KOMBINAS		-25.591	260E 3	-593.315	-4.253	0.327	1.255
11:KOMBINAS		-25.591	260E 3	-593.315	-4.253	0.327	1.255
12:KOMBINAS		-43.120	260E 3	-593.658	-4.248	0.326	1.895
13:KOMBINAS		-8.158	259E 3	-593.014	-4.258	0.328	0.618
24							
1:BEBAN MAT		-67.258	150E 3	-122.772	-0.937	0.557	1.449
2:BEBAN HIDL		-0.142	96.557	0.959	0.073	0.003	0.003
3:BEBAN TANI		0.012	11.532	-0.086	-0.003	0.000	-0.000
4:BEBAN ANG		2.092	0.638	0.000	0.000	0.000	-0.073
5:BEBAN ANG		-2.092	-0.638	-0.000	-0.000	-0.000	0.073
6:BEBAN ANG		-0.111	-0.645	0.050	0.003	-0.000	0.004
7:BEBAN ANG		0.111	0.645	-0.050	-0.003	0.000	-0.004
8:BEBAN GEN		-19.018	19.685	0.210	0.017	0.000	0.653
9:KOMBINASI		-80.937	180E 3	-145.792	-1.008	0.675	1.743



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
10:KOMBINAS	-80.845	180E 3	-146.411	-1.053	0.672	1.742	
11:KOMBINAS	-80.845	180E 3	-146.411	-1.053	0.672	1.742	
12:KOMBINAS	-99.870	180E 3	-146.157	-1.034	0.673	2.394	
13:KOMBINAS	-61.833	180E 3	-146.578	-1.069	0.672	1.089	
25	1:BEBAN MAT	-36.499	41.1E 3	206.025	5.812	0.044	1.257
	2:BEBAN HIDL	-0.360	10.706	0.890	0.036	0.000	0.012
	3:BEBAN TANI	0.000	0.455	0.006	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.621	-0.106	-0.000	-0.000	0.000	-0.022
	5:BEBAN ANG	-0.621	0.106	0.000	0.000	-0.000	0.022
	6:BEBAN ANG	0.061	0.683	0.063	0.002	-0.000	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.061	-0.683	-0.063	-0.002	0.000	0.002
	8:BEBAN GEN	-5.937	3.003	0.267	0.011	-0.001	0.207
	9:KOMBINASI	-44.376	49.3E 3	248.655	7.033	0.053	1.527
	10:KOMBINAS	-44.159	49.3E 3	248.124	7.011	0.053	1.520
	11:KOMBINAS	-44.159	49.3E 3	248.124	7.011	0.053	1.520
	12:KOMBINAS	-50.096	49.3E 3	248.388	7.022	0.052	1.727
	13:KOMBINAS	-38.223	49.3E 3	247.854	7.000	0.054	1.313
26	1:BEBAN MAT	-55.266	138E 3	1E 3	24.981	0.103	2.646
	2:BEBAN HIDL	-1.128	8.380	3.076	0.119	0.001	0.037
	3:BEBAN TANI	-0.012	9.193	0.102	0.002	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.087	0.281	-0.008	-0.000	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.087	-0.281	0.008	0.000	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	0.161	0.377	0.213	0.008	-0.001	-0.006
	7:BEBAN ANG	-0.161	-0.377	-0.213	-0.008	0.001	0.006
	8:BEBAN GEN	-19.947	11.635	0.146	0.020	-0.002	0.677
	9:KOMBINASI	-68.124	166E 3	1.21E 3	30.167	0.126	3.234
	10:KOMBINAS	-67.453	165E 3	1.21E 3	30.097	0.125	3.212
	11:KOMBINAS	-67.453	165E 3	1.21E 3	30.097	0.125	3.212
	12:KOMBINAS	-87.394	165E 3	1.21E 3	30.116	0.123	(3.889)
	13:KOMBINAS	-47.500	165E 3	1.21E 3	30.076	0.127	2.535
27	1:BEBAN MAT	-113.762	224E 3	548.716	16.152	0.136	3.556
	2:BEBAN HIDL	-1.548	24.214	-3.866	0.134	0.001	0.042
	3:BEBAN TANI	-0.079	75.864	0.083	0.001	0.000	0.002
	4:BEBAN ANG	2.063	-1.012	-0.005	-0.000	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.063	1.012	0.005	0.000	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	0.069	-0.152	0.249	0.009	-0.001	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.069	0.152	-0.249	-0.009	0.001	0.002
	8:BEBAN GEN	-20.550	409.046	13.665	0.280	-0.003	0.694
	9:KOMBINASI	-138.991	269E 3	664.645	19.597	0.165	4.334
	10:KOMBINAS	-138.102	269E 3	662.367	19.517	0.164	4.310
	11:KOMBINAS	-138.102	269E 3	662.367	19.517	0.164	4.310
	12:KOMBINAS	-158.612	269E 3	675.991	19.796	0.162	5.003
	13:KOMBINAS	-117.513	269E 3	648.660	19.237	0.167	3.615
28	1:BEBAN MAT	-101.378	214E 3	-498.688	-4.101	0.154	2.780



Job Title

Part

Ref

Client

By

Date 21-Nov-13

Chd

File BANGUNAN PASCASAR

Date/Time 20-Jan-2014

## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
2:BEBAN HIDL	-0.829	171.919	2.683	0.111	0.001	0.023	
3:BEBAN TANI	-0.091	78.109	0.031	0.000	0.000	0.002	
4:BEBAN ANG	2.030	-0.329	0.001	-0.000	0.000	-0.072	
5:BEBAN ANG	-2.030	0.329	-0.001	0.000	-0.000	0.072	
6:BEBAN ANG	-0.019	-0.210	0.195	0.008	-0.001	0.001	
7:BEBAN ANG	0.019	0.210	-0.195	-0.008	0.001	-0.001	
8:BEBAN GEN	-23.723	1.44E 3	-41.131	-0.776	0.003	0.766	
9:KOMBINASI	-122.981	258E 3	-594.133	-4.744	0.187	3.372	
10:KOMBINAS	-122.529	258E 3	-595.727	-4.810	0.186	3.359	
11:KOMBINAS	-122.529	258E 3	-595.727	-4.810	0.186	3.359	
12:KÖMBINAS	-146.207	259E 3	-636.873	-5.587	0.189	4.124	
13:KÖMBINAS	-98.760	258E 3	-554.612	-4.034	0.184	2.593	
29	1:BEBAN MAT	-47.816	145E 3	-146.651	-1.995	-0.104	1.182
	2:BEBAN HIDL	-0.128	166.629	0.410	0.051	0.001	0.003
	3:BEBAN TANI	-0.016	11.453	-0.085	-0.003	-0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.112	0.104	-0.004	-0.000	0.000	-0.073
	5:BEBAN ANG	-2.112	-0.104	0.004	0.000	-0.000	0.073
	6:BEBAN ANG	-0.109	-0.893	0.079	0.005	-0.001	0.004
	7:BEBAN ANG	0.109	0.893	-0.079	-0.005	0.001	-0.004
	8:BEBAN GEN	-19.425	83.044	-0.996	-0.024	-0.001	0.661
	9:KOMBINASI	-57.584	175E 3	-175.326	-2.311	-0.123	1.423
	10:KOMBINAS	-57.515	175E 3	-175.615	-2.344	-0.124	1.422
	11:KÖMBINAS	-57.515	175E 3	-175.615	-2.344	-0.124	1.422
	12:KÖMBINAS	-76.932	175E 3	-176.568	-2.366	-0.125	2.083
	13:KÖMBINAS	-38.082	175E 3	-174.576	-2.319	-0.123	0.760
30	1:BEBAN MAT	175.397	143E 3	555.526	12.697	0.079	-2.169
	2:BEBAN HIDL	0.079	69.946	1.415	0.048	0.001	0.009
	3:BEBAN TANI	-0.015	1.541	0.008	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.579	-0.872	-0.006	-0.000	0.000	-0.053
	5:BEBAN ANG	-1.579	0.872	0.006	0.000	-0.000	0.053
	6:BEBAN ANG	0.127	1.708	0.130	0.004	-0.000	-0.004
	7:BEBAN ANG	-0.127	-1.708	-0.130	-0.004	0.000	0.004
	8:BEBAN GEN	-15.161	21.515	0.534	0.018	-0.000	0.501
	9:KÖMBINASI	210.603	172E 3	668.895	15.313	0.096	-2.587
	10:KÖMBINAS	210.548	172E 3	668.050	15.284	0.096	-2.593
	11:KÖMBINAS	210.548	172E 3	668.050	15.284	0.096	-2.593
	12:KÖMBINAS	195.454	172E 3	668.580	15.302	0.095	-2.092
	13:KÖMBINAS	225.656	172E 3	667.513	15.266	0.096	-3.094
31	1:BEBAN MAT	-138.775	221E 3	425.631	13.341	0.158	4.045
	2:BEBAN HIDL	2.269	107.934	5.335	0.159	0.002	-0.032
	3:BEBAN TANI	-0.101	11.114	0.010	-0.000	0.000	0.002
	4:BEBAN ANG	2.049	-1.054	-0.023	-0.001	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.049	1.054	0.023	0.001	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	0.069	0.119	0.327	0.012	-0.001	-0.002

**Reactions Cont...**

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	7:BEBAN ANG	-0.069	-0.119	-0.327	-0.012	0.001	0.002
	8:BEBAN GEN	-21.282	68.263	1.932	0.059	-0.001	0.707
	9:KOMBINASI	-162.900	265E 3	519.293	16.263	0.192	4.803
	10:KOMBINAS	-164.312	265E 3	516.097	16.168	0.191	4.823
	11:KOMBINAS	-164.312	265E 3	516.097	16.168	0.191	4.823
	12:KOMBINAS	-185.543	265E 3	518.024	16.227	0.190	5.530
	13:KOMBINAS	-142.979	265E 3	514.160	16.109	0.192	4.115
32	1:BEBAN MAT	214.029	207E 3	-7.386	4.942	0.171	-3.190
	2:BEBAN HIDL	4.278	283.130	3.102	0.116	0.002	-0.076
	3:BEBAN TANI	-0.104	11.100	-0.025	-0.001	0.000	0.002
	4:BEBAN ANG	2.037	-0.742	-0.009	-0.001	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.037	0.742	0.009	0.001	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	-0.018	0.093	0.329	0.012	-0.001	0.001
	7:BEBAN ANG	0.018	-0.093	-0.329	-0.012	0.001	-0.001
	8:BEBAN GEN	-22.458	122.664	1.131	0.045	0.001	0.734
	9:KOMBINASI	263.679	249E 3	-3.899	6.115	0.208	-3.949
	10:KOMBINAS	261.061	248E 3	-5.773	6.045	0.207	-3.902
	11:KOMBINAS	261.061	248E 3	-5.773	6.045	0.207	-3.902
	12:KOMBINAS	238.655	249E 3	-4.629	6.091	0.208	-3.170
	13:KOMBINAS	283.571	248E 3	-6.892	6.001	0.206	-4.637
33	1:BEBAN MAT	519.678	173E 3	182.152	8.470	0.138	-9.570
	2:BEBAN HIDL	4.050	337.973	2.548	0.105	0.002	-0.077
	3:BEBAN TANI	-0.018	2.280	-0.024	-0.001	-0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.063	1.739	0.002	-0.000	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.063	-1.739	-0.002	0.000	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	-0.106	0.386	0.330	0.012	-0.001	0.004
	7:BEBAN ANG	0.106	-0.386	-0.330	-0.012	0.001	-0.004
	8:BEBAN GEN	-19.466	22.093	1.535	0.054	0.002	0.665
	9:KOMBINASI	630.093	209E 3	222.659	10.331	0.169	-11.807
	10:KOMBINAS	627.654	208E 3	221.118	10.268	0.168	-11.560
	11:KOMBINAS	627.654	208E 3	221.118	10.268	0.168	-11.560
	12:KOMBINAS	608.197	208E 3	222.665	10.322	0.170	-10.896
	13:KOMBINAS	647.130	208E 3	219.595	10.215	0.166	-12.225
34	1:BEBAN MAT	-100.474	132E 3	645.455	14.271	0.071	3.212
	2:BEBAN HIDL	0.011	299.892	3.887	0.094	0.001	0.011
	3:BEBAN TANI	-0.005	-0.066	-0.004	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.552	-1.560	-0.008	-0.000	0.000	-0.053
	5:BEBAN ANG	-1.552	1.560	0.008	0.000	-0.000	0.053
	6:BEBAN ANG	0.121	1.912	0.167	0.006	-0.000	-0.004
	7:BEBAN ANG	-0.121	-1.912	-0.167	-0.006	0.000	0.004
	8:BEBAN GEN	-15.155	5.328	0.545	0.018	0.000	0.503
	9:KOMBINASI	-120.551	159E 3	780.766	17.276	0.086	3.872
	10:KOMBINAS	-120.560	159E 3	778.432	17.219	0.086	3.866
	11:KOMBINAS	-120.560	159E 3	778.432	17.219	0.086	3.866



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)		MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	12:KOMBINAS	-135.712	159E 3	778.979	17.237	0.086	4.368
	13:KOMBINAS	-105.402	159E 3	777.889	17.201	0.086	3.363
35	1:BEBAN MAT	-128.005	205E 3	179.783	8.123	0.150	3.918
	2:BEBAN HIDL	0.251	414.978	3.180	0.112	0.002	0.007
	3:BEBAN TANI	-0.009	0.211	-0.011	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.061	-0.484	-0.020	-0.001	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.061	0.484	0.020	0.001	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	0.070	0.293	0.415	0.015	-0.001	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.070	-0.293	-0.415	-0.015	0.001	0.002
	8:BEBAN GEN	-20.099	0.758	1.340	0.047	0.000	0.684
	9:KOMBINASI	-153.205	247E 3	220.828	9.928	0.183	4.713
	10:KOMBINAS	-153.360	247E 3	218.914	9.860	0.182	4.708
	11:KOMBINAS	-153.360	247E 3	218.914	9.860	0.182	4.708
	12:KOMBINAS	-173.454	247E 3	220.260	9.907	0.182	5.392
	13:KOMBINAS	-133.257	247E 3	217.580	9.813	0.182	4.025
36	1:BEBAN MAT	-142.405	195E 3	384.273	11.995	0.175	3.715
	2:BEBAN HIDL	-0.589	343.550	3.282	0.114	0.002	0.018
	3:BEBAN TANI	-0.009	0.235	-0.012	-0.001	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.052	0.438	-0.024	-0.001	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.052	-0.438	0.024	0.001	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	-0.020	0.015	0.419	0.015	-0.001	0.001
	7:BEBAN ANG	0.020	-0.015	-0.419	-0.015	0.001	-0.001
	8:BEBAN GEN	-19.980	-1.814	1.335	0.047	0.001	0.681
	9:KOMBINASI	-171.828	234E 3	466.379	14.576	0.213	4.486
	10:KOMBINAS	-171.479	234E 3	464.404	14.508	0.211	4.476
	11:KOMBIÑAS	-171.479	234E 3	464.404	14.508	0.211	4.476
	12:KOMBINAS	-191.455	234E 3	465.745	14.554	0.212	5.157
	13:KOMBINAS	-151.495	234E 3	463.075	14.461	0.210	3.794
37	1:BEBAN MAT	-132.042	168E 3	-79.314	2.996	0.173	3.051
	2:BEBAN HIDL	-0.368	483.241	1.113	0.072	0.002	0.009
	3:BEBAN TANI	-0.004	0.025	-0.013	-0.001	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	2.048	-0.124	-0.029	-0.001	0.000	-0.072
	5:BEBAN ANG	-2.048	0.124	0.029	0.001	-0.000	0.072
	6:BEBAN ANG	-0.108	0.567	0.427	0.015	-0.001	0.004
	7:BEBAN ANG	0.108	-0.567	-0.427	-0.015	0.001	-0.004
	8:BEBAN GEN	-19.362	1.796	1.333	0.046	0.001	0.663
	9:KOMBINASI	-159.039	202E 3	-93.397	3.710	0.210	3.675
	10:KOMBINAS	-158.820	202E 3	-94.071	3.667	0.209	3.669
	11:KOMBINAS	-158.820	202E 3	-94.071	3.667	0.209	3.669
	12:KOMBINAS	-178.180	202E 3	-92.731	3.713	0.211	4.333
	13:KOMBIÑAS	-139.457	202E 3	-95.397	3.621	0.208	3.006
38	1:BEBAN MAT	-500.493	134E 3	376.033	8.899	0.060	10.954
	2:BEBAN HIDL	-3.147	177.746	2.550	0.067	0.001	0.072
	3:BEBAN TANI	-0.000	0.368	-0.006	-0.000	0.000	0.000



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Horizontal			Moment		
		FX (kg)	FY (kg)		FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)		
	4:BEBAN ANG	1.261	-17.934		0.002	-0.000	0.000		-0.047	
	5:BEBAN ANG	-1.261	17.934		-0.002	0.000	-0.000		0.047	
	6:BEBAN ANG	0.099	2.244		0.200	0.007	-0.000		-0.004	
	7:BEBAN ANG	-0.099	-2.244		-0.200	-0.007	0.000		0.004	
	8:BEBAN GEN	-12.726	51.027		0.527	0.018	-0.000		0.456	
	9:KOMBINASI	-605.626	161E 3		455.319	10.786	0.073		13.260	
	10:KOMBINAS	-603.739	161E 3		453.786	10.746	0.073		13.217	
	11:KOMBINAS	-603.739	161E 3		453.786	10.746	0.073		13.217	
	12:KOMBINAS	-616.464	161E 3		454.316	10.764	0.072		13.672	
	13:KOMBINAS	-591.013	161E 3		453.262	10.728	0.073		12.761	
39	1:BEBAN MAT	-1.07E 3	147E 3		1.02E 3	21.689	-0.392		22.004	
	2:BEBAN HIDL	-7.751	251.216		7.432	0.176	0.001		0.158	
	3:BEBAN TANI	-0.000	0.027		-0.011	-0.001	0.000		0.000	
	4:BEBAN ANG	2.186	-5.400		0.520	0.008	-0.000		-0.073	
	5:BEBAN ANG	-2.186	5.400		-0.520	-0.008	0.000		0.073	
	6:BEBAN ANG	0.103	1.055		0.439	0.017	-0.000		-0.003	
	7:BEBAN ANG	-0.103	-1.055		-0.439	-0.017	0.000		0.003	
	8:BEBAN GEN	-21.687	23.256		-4.366	-0.051	0.002		0.704	
	9:KOMBINASI	-1.3E 3	177E 3		1.24E 3	26.309	-0.470		26.658	
	10:KOMBINAS	-1.3E 3	176E 3		1.23E 3	26.203	-0.470		26.563	
	11:KOMBINAS	-1.3E 3	176E 3		1.23E 3	26.203	-0.470		26.563	
	12:KOMBINAS	-1.32E 3	176E 3		1.23E 3	26.152	-0.468		27.267	
	13:KOMBINAS	-1.27E 3	176E 3		1.24E 3	26.254	-0.472		25.859	
40	1:BEBAN MAT	163.808	168E 3		-3.14E 3	-20.849	1.611		5.170	
	2:BEBAN HIDL	2.077	336.281		-27.527	-0.180	0.010		0.030	
	3:BEBAN TANI	0.004	0.049		-0.027	-0.001	0.000		0.000	
	4:BEBAN ANG	2.125	1.482		-0.971	-0.011	-0.000		-0.071	
	5:BEBAN ANG	-2.125	-1.482		0.971	0.011	0.000		0.071	
	6:BEBAN ANG	-0.080	-0.712		0.885	0.022	-0.001		0.001	
	7:BEBAN ANG	0.080	0.712		-0.885	-0.022	0.001		-0.001	
	8:BEBAN GEN	-21.160	-17.599		11.031	0.138	0.004		0.674	
	9:KOMBINASI	199.893	202E 3		-3.82E 3	-25.307	1.949		6.253	
	10:KOMBINAS	198.648	202E 3		-3.8E 3	-25.199	1.943		6.234	
	11:KOMBINAS	198.648	202E 3		-3.8E 3	-25.199	1.943		6.234	
	12:KOMBINAS	177.486	202E 3		-3.79E 3	-25.061	1.947		6.908	
	13:KOMBINAS	219.807	202E 3		-3.81E 3	-25.337	1.939		5.561	
41	1:BEBAN MAT	-611.196	141E 3		-24.597	3.542	0.182		12.387	
	2:BEBAN HIDL	-4.490	277.165		1.288	0.070	0.002		0.089	
	3:BEBAN TANI	0.002	-0.010		-0.012	-0.001	0.000		0.000	
	4:BEBAN ANG	1.807	-5.714		-0.061	-0.002	0.000		-0.068	
	5:BEBAN ANG	-1.807	5.714		0.061	0.002	-0.000		0.068	
	6:BEBAN ANG	-0.097	0.859		0.502	0.018	-0.001		0.004	
	7:BEBAN ANG	0.097	-0.859		-0.502	-0.018	0.001		-0.004	
	8:BEBAN GEN	-17.496	17.871		1.096	0.039	0.001		0.628	

**Reactions Cont...**

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
9:KOMBINASI	-740.620	169E 3	-27.456	4.363	0.221	15.006	
10:KOMBINAS	-737.925	169E 3	-28.234	4.320	0.220	14.953	
11:KOMBINAS	-737.925	169E 3	-28.234	4.320	0.220	14.953	
12:KOMBINAS	-755.421	169E 3	-27.133	4.360	0.222	15.580	
13:KÖMBINAS	-720.430	169E 3	-29.324	4.282	0.219	14.325	
42	1:BÉBAN MAT	-28.234	106E 3	-18.833	1.279	0.084	0.676
	2:BEBAN HIDL	0.038	192.278	0.007	0.019	0.001	-0.002
	3:BEBAN TANI	-0.002	0.327	-0.005	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.572	0.206	-0.014	-0.001	0.000	-0.054
	5:BEBAN ANG	-1.572	-0.206	0.014	0.001	-0.000	0.054
	6:BEBAN ANG	-0.131	-2.315	0.176	0.006	-0.000	0.004
	7:BEBAN ANG	0.131	2.315	-0.176	-0.006	0.000	-0.004
	8:BEBAN GEN	-14.803	-5.912	0.555	0.018	0.001	0.486
	9:KOMBINASI	-33.821	128E 3	-22.587	1.565	0.103	0.808
	10:KOMBINAS	-33.844	127E 3	-22.594	1.553	0.102	0.809
	11:KOMBINAS	-33.844	127E 3	-22.594	1.553	0.102	0.809
	12:KOMBINAS	-48.446	(127E 3)	-22.036	1.572	0.103	(1.296)
	13:KOMBINAS	-19.240	127E 3	-23.147	1.535	0.101	0.323
43	1:BEBAN MAT	280.676	117E 3	24.163	2.281	0.084	-5.310
	2:BEBAN HIDL	1.735	93.158	0.535	0.031	0.001	-0.035
	3:BEBAN TANI	-0.001	0.582	-0.008	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.267	9.650	0.012	0.000	0.000	-0.048
	5:BEBAN ANG	-1.267	-9.650	-0.012	-0.000	-0.000	0.048
	6:BEBAN ANG	-0.107	-2.309	0.136	0.005	-0.000	0.004
	7:BEBAN ANG	0.107	2.309	-0.136	-0.005	0.000	-0.004
	8:BEBAN GEN	-12.010	-35.763	0.584	0.020	0.001	0.436
	9:KOMBINASI	339.587	140E 3	29.851	2.786	0.102	-6.428
	10:KOMBINAS	338.545	140E 3	29.527	2.767	0.102	-6.407
	11:KOMBINAS	338.545	140E 3	29.527	2.767	0.102	-6.407
	12:KOMBINAS	326.536	140E 3	30.115	2.788	0.102	-5.971
	13:KOMBINAS	350.555	140E 3	28.946	2.747	0.101	-6.843
44	1:BEBAN MAT	-335.565	114E 3	75.604	2.937	0.085	6.631
	2:BEBAN HIDL	-1.748	116.504	0.519	0.027	0.001	0.032
	3:BEBAN TANI	0.000	0.320	-0.006	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	1.256	-12.743	-0.043	-0.001	0.000	-0.048
	5:BEBAN ANG	-1.256	12.743	0.043	0.001	-0.000	0.048
	6:BEBAN ANG	-0.103	-1.983	0.215	0.007	-0.000	0.004
	7:BEBAN ANG	0.103	1.983	-0.215	-0.007	0.000	-0.004
	8:BEBAN GEN	-11.983	26.695	0.479	0.016	0.001	0.436
	9:KOMBINASI	-405.475	137E 3	91.555	3.567	0.103	8.009
	10:KOMBINAS	-404.426	136E 3	91.240	3.551	0.103	7.989
	11:KOMBINAS	-404.426	136E 3	91.240	3.551	0.103	7.989
	12:KOMBINAS	-416.408	137E 3	91.723	3.567	0.104	8.425
	13:KOMBINAS	-392.443	136E 3	90.764	3.535	0.102	7.554



Job Title

Client

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
45	1:BEBAN MAT	-75.149	37.6E 3	188.504	5.422	0.030	2.011
	2:BEBAN HIDL	-0.327	10.558	0.846	0.035	0.000	0.012
	3:BEBAN TANI	-0.000	0.318	0.003	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.527	-3.959	-0.003	-0.000	0.000	-0.020
	5:BEBAN ANG	-0.527	3.959	0.003	0.000	-0.000	0.020
	6:BEBAN ANG	0.051	0.314	0.071	0.003	-0.000	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.051	-0.314	-0.071	-0.003	0.000	0.002
	8:BEBAN GEN	-5.149	25.559	0.375	0.014	-0.001	0.192
	9:KOMBINASI	-90.703	45.1E 3	227.558	6.562	0.037	2.432
	10:KOMBINAS	-90.507	45.1E 3	227.052	6.541	0.037	2.425
	11:KOMBINAS	-90.507	45.1E 3	227.052	6.541	0.037	2.425
	12:KOMBINAS	-95.656	45.1E 3	227.425	6.555	0.035	2.617
	13:KOMBINAS	-85.357	45.1E 3	228.676	6.528	0.038	2.233
46	1:BEBAN MAT	70.230	33.2E 3	-134.555	-4.478	0.220	-3.672
	2:BEBAN HIDL	0.135	-1.723	0.500	0.052	0.002	-0.010
	3:BEBAN TANI	-0.001	0.014	-0.018	-0.001	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.354	-0.645	-0.008	-0.001	0.000	-0.031
	5:BEBAN ANG	-0.354	0.645	0.008	0.001	-0.000	0.031
	6:BEBAN ANG	-0.031	-0.063	0.047	0.004	-0.001	0.003
	7:BEBAN ANG	0.031	0.063	-0.047	-0.004	0.001	-0.003
	8:BEBAN GEN	-2.582	4.277	0.103	0.011	-0.001	0.229
	9:KOMBINASI	84.492	39.9E 3	-160.666	-5.291	0.267	-4.422
	10:KOMBINAS	84.411	39.9E 3	-160.975	-5.323	0.266	-4.416
	11:KOMBINAS	84.411	39.9E 3	-160.975	-5.323	0.266	-4.416
	12:KOMBINAS	81.829	39.9E 3	-160.863	-5.311	0.265	-4.187
	13:KOMBINAS	86.993	39.9E 3	-161.069	-5.333	0.266	-4.645
47	1:BEBAN MAT	-60.762	33.3E 3	-137.571	-4.415	0.220	2.730
	2:BEBAN HIDL	0.008	-1.708	0.623	0.060	0.002	-0.003
	3:BEBAN TANI	-0.007	-0.003	-0.017	-0.001	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.354	0.661	0.003	0.000	0.000	-0.031
	5:BEBAN ANG	-0.354	-0.661	-0.003	-0.000	-0.000	0.031
	6:BEBAN ANG	-0.032	-0.140	0.030	0.003	-0.001	0.003
	7:BEBAN ANG	0.032	0.140	-0.030	-0.003	0.001	-0.003
	8:BEBAN GEN	-2.637	-5.404	0.100	0.010	-0.001	0.232
	9:KOMBINASI	-72.901	39.9E 3	-164.089	-5.203	0.267	3.271
	10:KOMBINAS	-72.910	39.9E 3	-164.471	-5.239	0.266	3.273
	11:KOMBINAS	-72.910	39.9E 3	-164.471	-5.239	0.266	3.273
	12:KOMBINAS	-75.543	39.9E 3	-164.362	-5.228	0.265	3.505
	13:KOMBINAS	-70.270	39.9E 3	-164.562	-5.249	0.266	3.041
48	1:BEBAN MAT	-32.648	39.9E 3	195.184	5.648	0.047	1.175
	2:BEBAN HIDL	-0.370	10.504	0.877	0.036	0.000	0.012
	3:BEBAN TANI	0.000	0.226	0.005	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.632	0.202	-0.000	-0.000	0.000	-0.022
	5:BEBAN ANG	-0.632	-0.202	0.000	0.000	-0.000	0.022



## Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	6:BEBAN ANG	0.062	0.530	0.050	0.002	-0.000	-0.002
	7:BEBAN ANG	-0.062	-0.530	-0.050	-0.002	0.000	0.002
	8:BEBAN GEN	-6.032	0.769	0.170	0.008	-0.001	0.209
	9:KOMBINASI	-39.770	47.9E 3	235.624	6.836	0.057	1.430
	10:KOMBINAS	-39.548	47.9E 3	235.100	6.814	0.057	1.423
	11:KOMBINAS	-39.548	47.9E 3	235.100	6.814	0.057	1.423
	12:KOMBINAS	-45.580	47.9E 3	235.267	6.822	0.056	1.632
	13:KOMBINAS	-33.516	47.9E 3	234.928	6.806	0.058	1.213
49	1:BEBAN MAT	-13.039	48.3E 3	225.926	5.026	0.011	0.417
	2:BEBAN HIDL	-0.196	6.342	0.524	0.017	0.000	0.005
	3:BEBAN TANI	-0.001	3.121	0.021	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.368	0.052	-0.001	-0.000	0.000	-0.011
	5:BEBAN ANG	-0.368	-0.052	0.001	0.000	-0.000	0.011
	6:BEBAN ANG	0.028	0.053	0.026	0.001	-0.000	-0.001
	7:BEBAN ANG	-0.028	-0.053	-0.026	-0.001	0.000	0.001
	8:BEBAN GEN	-3.318	1.074	0.022	0.002	-0.000	0.096
	9:KOMBINASI	-15.961	57.9E 3	271.949	6.058	0.013	0.509
	10:KOMBINAS	-15.843	57.9E 3	271.645	6.048	0.013	0.506
	11:KOMBINAS	-15.843	57.9E 3	271.645	6.048	0.013	0.506
	12:KOMBINAS	-19.159	57.9E 3	271.656	6.049	0.013	0.602
	13:KOMBINAS	-12.527	57.9E 3	271.613	6.046	0.013	0.410
866	1:BEBAN MAT	25.434	56.6E 3	237.294	5.211	0.017	-0.321
	2:BEBAN HIDL	-0.118	7.622	0.451	0.015	0.000	0.004
	3:BEBAN TANI	-0.007	1.890	0.012	0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.362	-0.308	-0.000	-0.000	0.000	-0.011
	5:BEBAN ANG	-0.362	0.308	0.000	0.000	-0.000	0.011
	6:BEBAN ANG	0.029	0.244	0.038	0.001	-0.000	-0.001
	7:BEBAN ANG	-0.029	-0.244	-0.038	-0.001	0.000	0.001
	8:BEBAN GEN	-3.279	7.644	0.078	0.004	-0.000	0.095
	9:KOMBINASI	30.332	67.9E 3	285.474	6.277	0.021	-0.379
	10:KOMBINAS	30.399	67.9E 3	285.209	6.269	0.021	-0.381
	11:KOMBINAS	30.399	67.9E 3	285.209	6.269	0.021	-0.381
	12:KOMBINAS	27.124	68E 3	285.281	6.272	0.021	-0.286
	13:KOMBINAS	33.682	67.9E 3	285.126	6.265	0.021	-0.477
875	1:BEBAN MAT	117.999	850.404	-327.886	-1.174	-0.027	-0.402
	2:BEBAN HIDL	0.366	6.080	-2.705	-0.009	0.000	-0.001
	3:BEBAN TANI	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	0.206	0.289	-0.108	-0.001	-0.000	-0.001
	5:BEBAN ANG	-0.206	-0.289	0.108	0.001	0.000	0.001
	6:BEBAN ANG	-0.002	-0.002	-0.002	-0.000	-0.000	0.000
	7:BEBAN ANG	0.002	0.002	0.002	0.000	0.000	-0.000
	8:BEBAN GEN	-1.917	-2.643	0.988	0.005	0.001	0.010
	9:KOMBINASI	142.184	1.03E 3	-397.792	-1.423	-0.033	-0.485
	10:KOMBINAS	141.965	1.03E 3	-396.169	-1.418	-0.033	-0.484



Software licensed to Snow Panther [L20]

Part

Job Title

Ref

Client

By

Date 21-Nov-13

Chd

File BANGUNAN PASCASAR

Date/Time 20-Jan-2014

## Reactions Cont..

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	11:KOMBINAS	141.965	1.03E 3	-396.169	-1.418	-0.033	-0.484
	12:KOMBINAS	140.048	1.02E 3	-395.181	-1.413	-0.032	-0.474
	13:KOMBINAS	143.881	1.03E 3	-397.156	-1.423	-0.033	-0.494
1240	1:BEBAN MAT	-125.271	915.578	-356.799	-1.334	0.033	0.437
	2:BEBAN HIDL	-0.423	6.444	-2.849	-0.010	0.000	0.002
	3:BEBAN TANI	-0.000	0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000
	4:BEBAN ANG	0.206	-0.232	0.068	0.000	-0.000	-0.001
	5:BEBAN ANG	-0.206	0.232	-0.068	-0.000	0.000	0.001
	6:BEBAN ANG	-0.000	0.006	0.002	0.000	-0.000	0.000
	7:BEBAN ANG	0.000	-0.006	-0.002	-0.000	0.000	-0.000
	8:BEBAN GEN	-1.942	2.142	-0.606	-0.003	0.000	0.010
	9:KOMBINASI	-151.001	1.11E 3	-432.717	-1.617	0.040	0.527
	10:KOMBINAS	-150.748	1.11E 3	-431.008	-1.611	0.040	0.526
	11:KOMBINAS	-150.748	1.11E 3	-431.008	-1.611	0.040	0.526
	12:KOMBINAS	-152.690	1.11E 3	-431.614	-1.614	0.040	0.536
	13:KOMBINAS	-148.806	1.1E 3	-430.402	-1.608	0.040	0.516
1604	1:BEBAN MAT	-1.03E 3	15.1E 3	-10.1E 3	-20.457	-47.151	-2.234
	2:BEBAN HIDL	-10.398	156.356	-103.702	-0.214	-0.486	-0.024
	3:BEBAN TANI	-0.002	0.019	-0.004	0.000	-0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	-0.023	0.213	-0.079	-0.001	-0.000	-0.000
	5:BEBAN ANG	0.023	-0.213	0.079	0.001	0.000	0.000
	6:BEBAN ANG	-0.001	0.010	-0.003	0.000	-0.000	-0.000
	7:BEBAN ANG	0.001	-0.010	0.003	-0.000	0.000	0.000
	8:BEBAN GEN	0.210	-1.925	0.745	0.010	0.004	0.001
	9:KOMBINASI	-1.26E 3	18.4E 3	-12.2E 3	-24.891	-57.360	-2.719
	10:KOMBINAS	-1.25E 3	18.3E 3	-12.2E 3	-24.762	-57.068	-2.705
	11:KOMBINAS	-1.25E 3	18.3E 3	-12.2E 3	-24.762	-57.068	-2.705
	12:KOMBINAS	-1.25E 3	18.3E 3	-12.2E 3	-24.752	-57.064	-2.704
	13:KOMBINAS	-1.25E 3	18.3E 3	-12.2E 3	-24.773	-57.072	-2.706
25579	1:BEBAN MAT	-578.853	160E 3	305.282	8.483	0.104	11.120
	2:BEBAN HIDL	-4.307	270.555	2.678	0.080	0.001	0.083
	3:BEBAN TANI	0.014	2.167	-0.014	-0.000	0.000	-0.000
	4:BEBAN ANG	1.630	-0.554	-0.004	0.000	0.000	-0.055
	5:BEBAN ANG	-1.630	0.554	0.004	-0.000	-0.000	0.055
	6:BEBAN ANG	-0.086	-0.042	0.034	0.001	-0.000	0.003
	7:BEBAN ANG	0.086	0.042	-0.034	-0.001	0.000	-0.003
	8:BEBAN GEN	-14.800	-0.590	0.288	0.009	0.001	0.490
	9:KOMBINASI	-701.276	192E 3	370.624	10.307	0.126	13.477
	10:KOMBINAS	-698.684	192E 3	369.010	10.259	0.125	13.427
	11:KOMBINAS	-698.684	192E 3	369.010	10.259	0.125	13.427
	12:KOMBINAS	-713.491	192E 3	369.305	10.269	0.126	13.917
	13:KOMBINAS	-683.891	192E 3	368.729	10.250	0.124	12.937
25587	1:BEBAN MAT	126.999	204E 3	642.299	19.867	0.182	-2.558
	2:BEBAN HIDL	0.033	601.039	6.510	0.206	0.002	-0.000



## I. PENDAHULUAN

Dalam rangka perencanaan Pembangunan Fak.Hukum Kota malang telah dilaksanakan pekerjaan penyelidikan tanah yang terdiri dari.

- Pengambilan data Sondir sebanyak 4 titik

Hal ini dimaksudkan untuk mengetahui kondisi lapisan tanah pada daerah tersebut, yang selanjutnya digunakan sebagai data dasar dalam perencanaan pondasi. Spesifikasi alat yang digunakan dalam penyelidikan tanah ini adalah sondir mekanis tipe Begemen Friction-Cone (Biconus) dengan kapasitas.  $250 \text{ kg/cm}^2$

Hasil analisis data sondir dilampirkan dalam laporan ini yang berupa grafik dan tabel. Metode pengujian mengikuti aturan ASTM D 3441- 86

## II. INTERPRETASI HASIL PENYELIDIKAN

Hasil dari ke 4 titik- titik sondir menunjukkan bahwa lapisan tanah keras yang mempunyai nilai  $q_c > 202 \text{ kg/cm}^2$  pada kedalaman 7.00 m.

## III. SARAN PONDASI

Sesuai dengan hasil analisis data sondir, disarankan menggunakan jenis pondasi **pile/sumuran** sesuai dengan data yang ada.

Daya dukung dihitung berdasarkan rumus :

$$Q_{\text{dukung}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times q}{3} + \frac{K \cdot JHP}{5} \quad \text{Yang mana :}$$

$Q_{\text{dukung}}$  = Daya dukung keseimbangan tiang (kg)

$A_{\text{tiang}}$  = Luas tiang pancang ( $\text{cm}^2$ )

$q$  = Tahanan Konus ( $\text{kg/cm}^2$ )

$K$  = Keliling tiang pancang (cm)

$JHP$  = Jumlah hambatan pelekatan ( $\text{kg/cm}$ )

---

## **PERHITUNGAN SONDIR**



## LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

## FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063 Fax. (0341) 574063

## DATA SONDIR

Project	GEDUNG F.HUKUM	Crew/Operator	Rusian dkk
Location	UNIVERSITAS BRAWIJAYA	Checked By	Ketut Sugiharto
Hole No.	S1	Type Of Apparatus	2.50 Ton
Cut Fill	- 0.00 m	Gauge 1:	0-60 kg/cm <sup>2</sup> / Gauge 2: 0-250 kg/cm <sup>2</sup>
GWL	1 m	Type Of Cone Unit	Biconus
Date	6 august 2012	Sheet	1

## CONE PENETRATION TEST

DEPTH m	TIP RESISTANCE qc (kg/cm <sup>2</sup> )	TOTAL RESISTANCE JP (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICITION RESISTANCE Pg (kg/cm <sup>2</sup> )	LOCAL RESISTANCE Hp (kg/cm )	TOTAL FRICITION JHP (kg/cm )	FRICITION SLEEVE HS (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICITION RATIO HF (%)
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.20	30	31	1	1.279	1.279	0.064	0.213
0.40	26	39	13	16.630	17.909	0.832	3.198
0.60	25	44	19	24.306	42.215	1.215	4.861
0.80	59	75	16	20.468	62.683	1.023	1.735
1.00	39	66	27	34.539	97.222	1.727	4.428
1.20	40	69	29	37.098	134.320	1.855	4.637
1.40	52	62	10	12.792	147.112	0.640	1.230
1.60	23	45	22	28.143	175.256	1.407	6.118
1.80	15	22	7	8.955	184.210	0.448	2.985
2.00	21	34	13	16.630	200.840	0.832	3.960
2.20	30	50	20	25.585	226.425	1.279	4.264
2.40	34	51	17	21.747	248.172	1.087	3.198
2.60	35	55	20	25.585	273.757	1.279	3.655
2.80	30	46	16	20.468	294.225	1.023	3.411
3.00	39	45	6	7.675	301.900	0.384	0.984
3.20	35	45	10	12.792	314.693	0.640	1.827
3.40	25	40	15	19.189	333.881	0.959	3.838
3.60	25	39	14	17.909	351.791	0.895	3.582
3.80	20	25	5	6.396	358.187	0.320	1.599
4.00	16	21	5	6.396	364.583	0.320	1.999
4.20	19	21	2	2.558	367.141	0.128	0.673
4.40	15	20	5	6.396	373.538	0.320	2.132
4.60	14	16	2	2.558	376.096	0.128	0.914
4.80	15	17	2	2.558	378.655	0.128	0.853
5.00	21	24	3	3.838	382.492	0.192	0.914
5.20	24	30	6	7.675	390.168	0.381	1.599
5.40	40	52	12	15.351	405.519	0.768	1.919
5.60	90	119	29	37.098	442.617	1.855	2.061
5.80	165	175	10	12.792	455.409	0.640	0.388
6.00	165	200	35	44.773	500.182	2.239	1.357
6.20	192	225	33	42.215	542.397	2.111	1.099

Total Depth : 6,20 m



## LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

## FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063 Fax. (0341) 574063

DATA SONDIR

Project	GEDUNG F.HUKUM	Crew/Operator	Ruslan dkk
Location	UNIVERSITAS BRAWIJAYA	Checked By	Ketut Sugiharto
Hole No.	S2	Type Of Apparatus	2.50 Ton
Cut/Fill	- 0.00 m	Gauge 1: 0-60 kg/cm <sup>2</sup> / Gauge 2: 0-250 kg/cm <sup>2</sup>	
GWL	m	Type Of Cone Unit	Biconus
Date	6 august 2012	Sheet	1

## CONE PENETRATION TEST

DEPTH (m)	TIP RESISTANCE  qc (kg/cm <sup>2</sup> )	TOTAL RESISTANCE  JP (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICITION RESISTANCE  Pg (kg/cm <sup>2</sup> )	LOCAL RESISTANCE  Hp (kg/cm )	TOTAL FRICTION  JHP (kg/cm )	FRICTION SLEEVE  HS (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICTION RATIO  HF (%)
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.20	30	35	5	6.396	6.396	0.320	1.066
0.40	15	35	20	25.585	31.981	1.279	8.528
0.60	15	30	15	19.189	51.170	0.959	6.396
0.80	16	26	10	12.792	63.962	0.640	3.998
1.00	17	29	12	15.351	79.313	0.768	4.515
1.20	24	35	11	14.072	93.384	0.704	2.932
1.40	50	61	11	14.072	107.456	0.704	1.407
1.60	19	23	4	5.117	112.573	0.256	1.347
1.80	16	22	6	7.675	120.248	0.384	2.399
2.00	23	30	7	8.955	129.203	0.448	1.947
2.20	32	43	11	14.072	143.275	0.704	2.199
2.40	40	56	16	20.468	163.743	1.023	2.558
2.60	32	53	21	26.864	190.607	1.343	4.198
2.80	44	63	19	24.306	214.912	1.215	2.762
3.00	32	53	21	26.864	241.776	1.343	4.198
3.20	31	49	18	23.026	264.802	1.151	3.714
3.40	31	40	9	11.513	276.316	0.576	1.857
3.60	21	33	12	15.351	291.666	0.768	3.655
3.80	17	21	4	5.117	296.783	0.256	1.505
4.00	15	20	5	6.396	303.180	0.320	2.132
4.20	17	20	3	3.838	307.017	0.192	1.129
4.40	17	20	3	3.838	310.855	0.192	1.129
4.60	16	18	2	2.558	313.413	0.128	0.800
4.80	11	15	4	5.117	318.530	0.256	2.326
5.00	11	16	5	6.396	324.927	0.320	2.907
5.20	14	30	16	20.468	345.394	1.023	7.310
5.40	50	64	14	17.909	363.304	0.895	1.791
5.60	65	95	30	38.377	401.681	1.919	2.952
5.80	105	157	52	66.520	468.201	3.326	3.168
6.00	100	110	10	12.792	480.994	0.640	0.640
6.20	50	60	10	12.792	493.786	0.640	1.279
6.40	19	30	11	14.072	507.858	0.704	3.703
6.60	150	190	40	51.170	559.027	2.558	1.706
6.80	200	225	25	31.981	591.008	1.599	0.800

Total Depth : 6.80 m



## LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

## FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJAYA

Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063 Fax. (0341) 574063

DATA SONDIR

Project	: GEDUNG F.HUKUM	Crew/Operator	: Ruslan dkk
Location	: UNIVERSITAS BRAWIJAYA	Checked By	: Ketut Sugiharto
Hole No.	: S3	Type Of Apparatus	: 2.50 Ton
Cut/Fill	: - 0.00 m	Gauge 1: 0-60 kg/cm <sup>2</sup> / Gauge 2: 0-250 kg/cm <sup>2</sup>	
GWL	: m	Type Of Cone Unit	: Biconus
Date	: 6 august 2012	Sheet	: 1

## CONE PENETRATION TEST

DEPTH (m)	TIP RESISTANCE  qc (kg/cm <sup>2</sup> )	TOTAL RESISTANCE  JP (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICITION RESISTANCE  Pg (kg/cm <sup>2</sup> )	LOCAL RESISTANCE  Hp (kg/cm )	TOTAL FRICTION  JHP (kg/cm )	FRICTION SLEEVE  HS (kg/cm <sup>2</sup> )	FRICTION RATIO  HF (%)
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.20	40	47	7	8.955	8.955	0.448	1.119
0.40	25	37	12	15.351	24.306	0.768	3.070
0.60	20	24	4	5.117	29.422	0.256	1.279
0.80	10	16	6	7.675	37.098	0.384	3.838
1.00	9	16	7	8.955	46.053	0.448	4.975
1.20	14	20	6	7.675	53.728	0.384	2.741
1.40	15	25	10	12.792	66.520	0.640	4.264
1.60	19	30	11	14.072	80.592	0.704	3.703
1.80	30	40	10	12.792	93.384	0.640	2.132
2.00	70	75	5	6.396	99.781	0.320	0.457
2.20	20	50	30	38.377	138.158	1.919	9.594
2.40	10	15	5	6.396	144.554	0.320	3.198
2.60	20	40	20	25.585	170.139	1.279	6.396
2.80	19	25	6	7.675	177.814	0.384	2.020
3.00	20	30	10	12.792	190.607	0.640	3.198
3.20	35	40	5	6.396	197.003	0.320	0.914
3.40	30	40	10	12.792	209.795	0.640	2.132
3.60	30	45	15	19.189	228.984	0.959	3.198
3.80	25	34	9	11.513	240.497	0.576	2.303
4.00	23	32	9	11.513	252.010	0.576	2.503
4.20	25	30	5	6.396	258.406	0.320	1.279
4.40	19	25	6	7.675	266.082	0.384	2.020
4.60	15	45	30	38.377	304.459	1.919	12.792
4.80	13	15	2	2.558	307.017	0.128	0.984
5.00	15	19	4	5.117	312.134	0.256	1.706
5.20	16	23	7	8.955	321.089	0.448	2.798
5.40	19	21	2	2.558	323.647	0.128	0.673
5.60	16	20	4	5.117	328.764	0.256	1.599
5.80	14	16	2	2.558	331.323	0.128	0.914
6.00	11	14	3	3.838	335.161	0.192	1.744
6.20	10	15	5	6.396	341.557	0.320	3.198
6.40	70	105	35	44.773	386.330	2.239	3.198
6.60	120	175	55	70.358	456.688	3.518	2.932
6.80	145	205	60	76.754	533.442	3.838	2.647
7.00	195	225	30	38.377	571.820	1.919	0.984

Total Depth : 7,00 m

---

## **GRAFIK SONDIR**

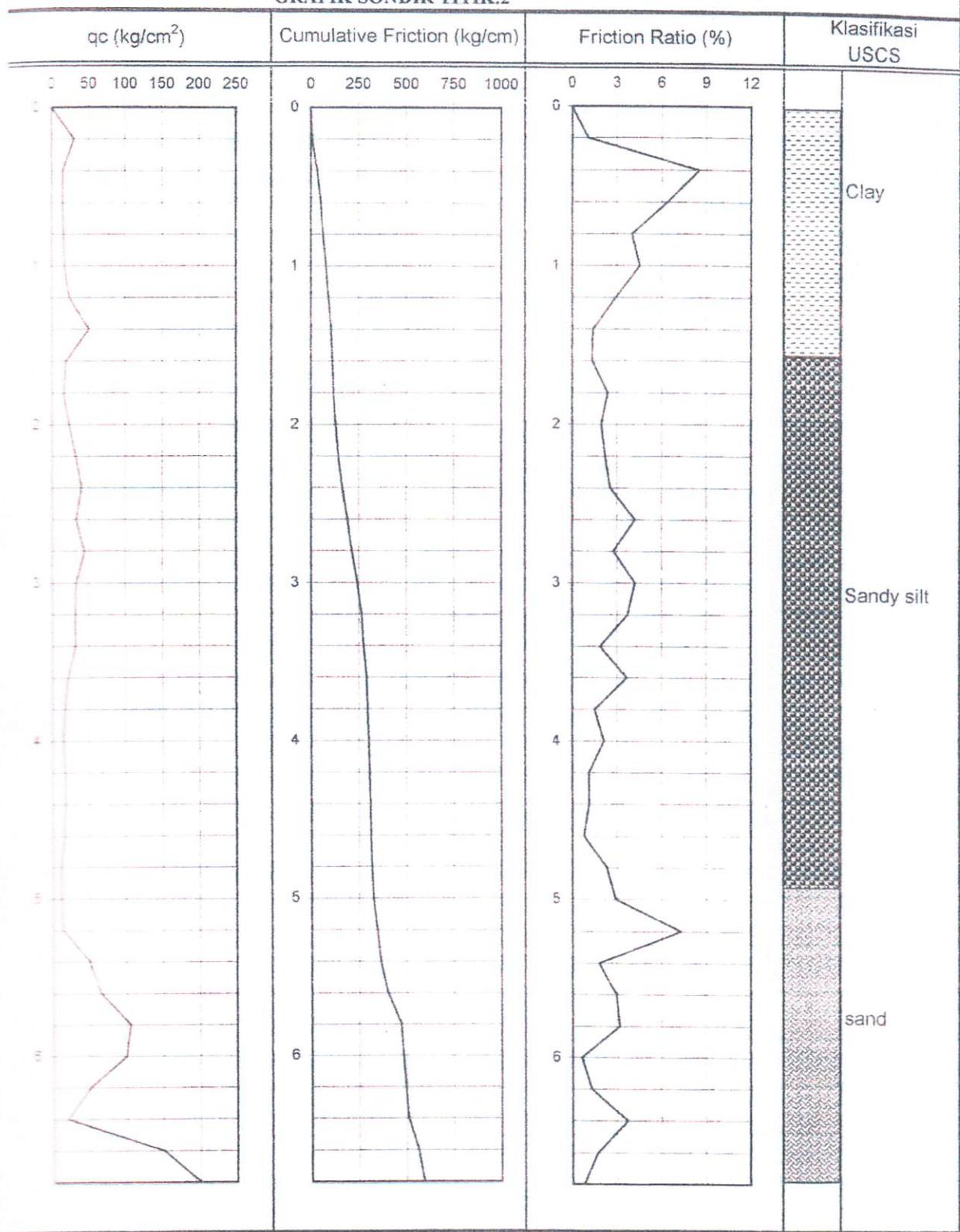


LABORATORIUM MEKANIKA TANAH  
FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS BRAWIJA

Jl. Mayjen Haryono 167 Malang 65145 Telp. (0341) 574063 Fax. (0341) 574063

GRAFIK SONDIR

GRAFIK SONDIR TITIK.2





LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI:

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA GEDUNG  
BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BARAWIJAYA  
MALANG "

Nama : ROQUE XIMENES DE ARAUJO

Nim : 11.21.918

Program Studi : Teknik Sipil S-I

Dosen Pembimbing : Ir. Bambang Wedyantadji, MT

No.	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	30-5-2013	Rumusan Masalah, Tujuan dan Batasan masalah has Sim KNOX - Teori yg lengkap, terutama mengenai daya duluan - Penulisan sumber yg jelas	
2	2-11-2013	Lembar ke Bab III	
3	6-1-2014	Istotopic - Member Propertay Sesuaikan dg kondisi yg ada pada konstruksi	
4	10-1-14	$Z_D = \dots$ , $Z_B = \dots$ , $X_D = \dots$ , $X_B = \dots$ $E_c = \dots$ (dr seku peratusan)	
5	20-1-14	- Statik d. Selesai kan - Buat tabel M & Reaksi pd Kelom.	
6	29-1-14	Prahami deles $M_x$ , $M_y$ , $M_z$ Budi gbu Arah M. pd satuhitile	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL  
Jl. Bendungan Sigura-gura 2  
Jl. Raya Kertanglo Km. 2  
Malang

# UJIAN SKRIPSI

## PRODI TEKNIK SIPIL S-1

### FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Geoteknik

Nama : ROQUE X D.A

NIM : 1121918

Hari / tanggal : Jumat , 22 Agustus 2014.

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

Cek hit q.aul. → Q ign seutup

Cek hit 78 det. PP pendek.

LS  
13.10.14

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 14 - Okt 2014  
Dosen Penguji

Malang, 22 Agustus 2014  
Dosen Penguji

Mataleuuu  
Ton.

Mataleuuu  
Ton-Ha