



## **TUGAS AKHIR (RC09-1380)**

# **PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR BETON PRATEKAN PARSIAL PASKA TARIK**

I PUTU ELLSA SARASSANTIKA  
NRP 3111 100 039

Dosen Pembimbing  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT. PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015



**TUGAS AKHIR (RC09-1380)**

# **PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR BETON PRATEKAN PARSIAL PASKA TARIK**

I PUTU ELLSA SARASSANTIKA  
NRP 3111 100 039

Dosen Pembimbing  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT. PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015



**FINAL PROJECT (RC09-1380)**

# **THE SAMATOR SUPERBLOCK BUILDING DESIGN USING PARTIAL POST-TENSIONED PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURE ELEMENT**

I PUTU ELLSA SARASSANTIKA  
NRP 3111 100 039

Academic Supervisors  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT. PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2015

**PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR  
SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
BETON PRATEKAN PARSIAL PASKA TARIK**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat

Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**I PUTU ELLSA SARASSANTIKA**

NRP. 3111 100 039

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I G. P. Rakas DEA ..... (Pembimbing I)
2. Prof. Ir. Tavio MT. PhD. ..... (Pembimbing II)

**SURABAYA  
JANUARI, 2015**

# PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR BETON PRATEKAN PARSIAL PASKA TARIK

**Nama Mahasiswa** : I Putu Ellsa Sarassantika  
**NRP** : 3111 100 039  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** : Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT. PhD.

## Abstrak

*Perencanaan Gedung Perkantoran The Samator setinggi 20 lantai ( $\pm 78,500$  m) ini dirancang dengan beton bertulang biasa pada keseluruhan lantai. Pada setiap lantainya terdapat ruangan dengan balok bentang 16 meter. Secara penerapan, penggunaan bahan dan material dinilai tidak efektif menggunakan beton bertulang, sebagai langkah efektif perencanaan ulang dibuat menggunakan beton pratekan.*

Dalam perkembangannya system balok pratekan dalam perencanaan gedung membutuhkan pertimbangan tertentu seperti penggunaan system pratekan parsial untuk menambah kemampuan menahan beban lateral, penggunaan system post tension (pasca tarik) untuk kemudahan konstruksi pada gedung.

Dalam Tugas Akhir ini dibahas perencanaan dengan menggunakan beton pratekan. Perencanaan yang dilakukan pada The Samator meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur utama pratekan maupun non-pratekan, perhitungan pondasi, serta metode pelaksanaan dari pembangunan gedung tersebut termasuk konstruksi yang mempertimbangkan eliminasi momen tahanan kolom terhadap post-tension balok (moment resisting columns). Dalam perencanaan beton pratekan penulis menggunakan perhitungan khusus mengenai dimensi dan pemberian gaya pratekan, serta kontrol yang disesuaikan dengan beton pratekan. Untuk perencanaan beton bertulang biasa penulis

*menggunakan perhitungan dan peraturan yang sesuai dengan syarat beton bertulang biasa.*

*Perencanaan ini harus memenuhi peraturan mengenai bangunan tahan gempa yang terbaru, seperti SNI 03-2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 03-1726-2012, PPIUG 1983, serta ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan dan aturan lain mengenai beton pratekan yang sesuai dengan konsep bangunan tahan gempa.*

**Kata Kunci:** *The Samator, Beton Bertulang Biasa, Beton Pratekan*

# PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR BETON PRATEKAN PARSIAL PASKA TARIK

### Abstrak

*The Samator Office Building That reach 20 floors ( $\pm$  78,5,00 m) is designed with ordinary reinforced concrete on the whole floor. On each floor there is a room with beams span 16 meters. In the application, the use of materials and material considered ineffective use of reinforced concrete, as an effective measure redesign created using prestressed concrete.*

*In the development of the system of prestressed beams in the building design requires certain considerations such as the use of partial prestressed system to add the ability to withstand lateral loads, the use of post-tension system (after appeal) for ease of construction on the building.*

*In this final project discussed designing using prestressed concrete. design is done on the Samator include designing secondary structure, the main structure of prestressed and non-prestressed, the calculation of the foundation, as well as the implementation of the method of construction of the building including the construction of a moment to consider the elimination of the column of prisoners post-tension beam (moment resisting coloumn). In prestressed concrete plan writer uses a special calculation of the dimensions and the provision of prestressed force, and controls that are tailored to the prestressed concrete. For the ordinary reinforced concrete planning authors*

*use calculations and regulations in accordance with ordinary reinforced concrete terms.*

*This design must comply with the regulations of the latest earthquake-resistant buildings, such as the SNI 03-2847-2013, SNI 03-1729-2002, SNI 03-1726-2012, PPIUG 1983 and 2008 ACI (American Concrete Institute) specifically for prestressed concrete detailing and other rules regarding prestressed concrete in accordance with the concept of earthquake resistant buildings.*

***Key Word: The Samator, Reinforced Concrete, Prestressed Concrete***

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat rahmat, kasih dan bimbingan-Nya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul "*Perencanaan Gedung The Samator Superblock dengan Elemen Struktur Beton Pratekan Parsial Paska Tarik*" ini dengan baik dan tepat waktu.

Adapun Tugas Akhir ini dibuat dengan tujuan untuk memenuhi syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya. Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan konstribusi yang nyata dalam bidang ketekniksipilan.

Dalam kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan terima kasih kepada semua pihak yang telah berkontribusi atas terselesaikannya laporan Tugas Akhir ini, diantaranya :

1. Orang tua tercinta, khususnya mama atas segala dukungan dan doa yang telah diberikan.
2. Semua anggota keluarga, Nenek, Komang dan De Dwi yang selalu mengingatkan sembahyang dan telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di Surabaya.
3. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Prof. Ir. Tavio MT. PhD sebagai dosen pembimbing yang telah memberikan banyak arahan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
4. Mbak Mega, Mas Erick, dan Mas Gunawan yang telah membantu dalam penyelesaian Tugas Akhir ini dan mengumpulkan data perencanaan gedung dengan penuh semangat.
5. Keluarga 2011, khususnya perempuan yang paling manja, Cicha, malaikat I, Dedy Manudianto, malaikat II, Desak Nyoman Deasitriani, malaikat III, Revita Alisa, malaikat IV sekaligus komting 2011 yang paling tahan banting, Wahyu Widiartha, teman yang paling sigap membayar wifi kontrakan, Angga Pradnyana, teman seperjuangan asistensi, Satria Suarmahajaya, Cintantya Budi, Fajar Aribisma, Irin, Candra Gunawan, dan Citra Putri Kalingga

6. Mas Tommy yang memesan roti untuk peserta sidang, Mas puput yang menyumbangkan odner dan plong.
7. Serta seluruh pihak yang menyempatkan hadir pada Seminar Tugas Akhir penulis.

Penulis menyadari bahwa tugas akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Oleh karena itu, kritik dan saran sangat diharapkan untuk pengembangan selanjutnya. Akhir kata, semoga tugas akhir ini bermanfaat bagi generasi berikutnya.

Surabaya, Januari 2015

Penulis

## DAFTAR ISI

Halaman Judul .....	i
<b>Title Page .....</b>	<b>ii</b>
Lembar Pengesahan .....	iii
Abstrak .....	iv
Abstract .....	vi
Kata Pengantar .....	viii
Daftar Isi .....	x
Daftar Gambar .....	xv
Daftar Tabel .....	xvii
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Rumusan Masalah .....	7
1.3 Tujuan .....	8
1.4 Batasan Masalah .....	8
1.5 Manfaat .....	9
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>11</b>
2.1 Umum .....	11
2.2 Dampak Pemberian Pasca Tarik pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat .....	11
2.4 Sistem Sendi.....	16
<b>BAB III METODOLOGI.....</b>	<b>19</b>
3.1 Umum .....	19
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir .....	19
3.3 Pengumpulan Data .....	21
3.4 Studi Literatur .....	21
3.4.1 Pedoman Perencanaan .....	21
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder .....	22
3.6 Preliminary Desain.....	22
3.7 Pembebaan .....	22

3.8 Analisa Model Struktur.....	23
3.9 Analisa Struktur Utama Non Pratekan.....	23
3.10 Analisa Struktur Utama Pratekan .....	24
3.10.1 Gaya Pratekan .....	24
3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	24
3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Pratekan .....	24
3.10.4 Kehilangan Pratekan .....	25
3.10.5 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan .....	25
3.10.6 Kontrol Lentur .....	26
3.10.7 Kontrol Geser .....	26
3.10.8 Kontrol Lendutan .....	26
3.10.9 Pengangkuran.....	26
3.11 Perencanaan Pondasi.....	27
3.12 Output Gambar .....	27
 BAB IV PEMBAHASAN .....	29
4.1 PRELIMINARY DESAIN .....	29
4.1.1 Umum .....	29
4.1.2 Data Perencanaan.....	29
4.1.3 Pembebatan.....	29
4.1.4 Perencanaan Balok.....	30
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk .....	31
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak .....	32
4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan .....	32
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat .....	33
4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat.....	33
4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai .....	35
4.1.5.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat .....	35
4.1.5.4 Perhitungan Pelat Atap dan Basement.....	38
4.1.6 Perencanaan Kolom .....	38
4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER .....	43
4.2.1 Umum .....	43
4.2.2 Perencanaan Tangga .....	43
4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga .....	43
4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	44

4.2.2.3 Pembebaan Tangga dan Bordes .....	45
4.2.2.3.1 Pembebaan Tangga .....	45
4.2.2.3.2 Pembebaan Bordes .....	45
4.2.2.4 Perhitungan Gaya pada Tangga .....	46
4.2.2.4.1 Perhitungan Reaksi pada Tangga .....	46
4.2.2.4.2 Perhitungan Gaya Dalam pada Tangga .....	47
4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga.....	48
4.2.2.5.1 Data Perencanaan Penulangan Tangga.....	48
4.2.2.5.2 Perhitungan Penulangan .....	49
4.2.3 Perencanaan Pelat .....	52
4.2.3.1 Data Perencanaan .....	52
4.2.3.2 Pembebaan Pelat .....	52
4.2.3.3 Penulangan Pelat .....	54
4.2.4 Perencanaan Balok Anak .....	60
4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap.....	60
4.2.4.1.1 Pembebaan Balok Anak Atap .....	61
4.2.5 Perencanaan Balok Lift.....	67
4.2.5.1 Spesifikasi Lift .....	67
4.2.5.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Lift .....	68
4.2.5.3 Pembebaan Balok Lift.....	68
4.2.5.3.1 Pembebaan Balok Penggantung Lift .....	70
4.2.5.3.2 Pembebaan Balok Penumpu Lift.....	71
4.2.5.4 Penulangan Balok Lift.....	71
4.2.5.4.1 Penulangan Balok Penggantung Lift.....	71
4.2.5.4.2 Penulangan Balok Penumpu Lift .....	74
4.3 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR.....	75
4.3.1 Umum .....	75
4.3.2 Pemodelan Struktur.....	75
4.3.3 Gempa Rencana .....	75
4.3.4 Input SAP 2000.....	77
4.3.5 Pembebaan Gempa Dinamis .....	78
4.3.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T) .....	78
4.3.5.2 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear).....	80
4.3.5.3 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai).....	83
4.3.5.4 Kontrol Sistem Ganda .....	88

<b>4.4 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON-PRATEKAN .....</b>	<b>89</b>
4.4.1 Umum .....	89
4.4.2 Perencanaan Balok Induk .....	89
4.4.3 Perencanaan Kolom .....	116
4.4.3.1 Data Umum Perencanaan Kolom.....	117
4.4.3.2 Kontrol Dimensi Kolom .....	117
4.4.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom .....	117
4.4.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom....	118
4.4.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor .....	119
4.4.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beams” .....	119
4.4.3.7 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve .....	121
4.4.3.8 Pengekang Kolom .....	122
4.4.3.9 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan....	124
4.4.3.10 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi .....	125
4.4.4 Penampang Sendi.....	125
4.4.4.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor .....	127
<b>4.5 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN .....</b>	<b>129</b>
4.5.1 Umum .....	129
4.5.2 Data Perencanaan Beton Pratekan.....	129
4.5.3 Mencari Lebar Efektif.....	130
4.5.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton.....	131
4.5.5 Perhitungan Pembebanan.....	132
4.5.6 Perhitungan Momen.....	133
4.5.7 Analisa Penampang.....	133
4.5.8 Kontrol Gaya Pratekan.....	135
4.5.9 Penentuan Tendon yang Digunakan .....	138
4.5.10 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan .....	139
4.5.11 Kontrol Momen Nominal.....	145
4.5.12 Kontrol Momen Retak .....	146
4.5.13 Kontrol Lendutan .....	147

4.5.14 Daerah Limit Kabel.....	148
4.5.15 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak.....	149
4.5.15.1 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak ..	149
4.5.15.2 Penulangan .....	153
4.5.15.2.1 Lentur Lunak Untuk Gempa .....	153
4.5.15.2.2 Penulangan Torsi Balok .....	158
4.5.15.2.3 Penulangan Torsi sengkang .....	160
4.5.15.2.4 Penulangan Torsi Lentur .....	162
4.5.16 Kontrol Momen Nominal pada Penampang Secara Keseluruhan .....	164
4.5.17 Pengangkuran Ujung .....	165
4.6 PERENCANAAN PONDASI.....	167
4.6.1 Umum .....	167
4.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang .....	167
4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	168
4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{\max}$ ) .....	170
4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang.....	170
4.6.6 Perencanaan Pile Cap.....	172
4.6.7 Kontrol Kekuatan Tarik Tiang Pancang .....	176
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....	177
5.1 Kesimpulan .....	177
5.2 Saran .....	178

**GAMBAR OUTPUT  
DAFTAR PUSTAKA  
LAMPIRAN-LAMPIRAN**

## DAFTAR GAMBAR

1.1 Peta Situasi <i>The Samator Superblock</i> .....	1
1.2 Denah Gedung THE SAMATOR .....	2
1.3 Lokasi Perencanaan Pratekan .....	3
1.4 Perbandingan Penampang Potongan A-A Balok Beton Betulang dengan Beton Pratekan .....	4
1.5 Potongan Melintang Gedung Menunjukkan Posisi Balok yang Akan Dimodifikasi .....	5
1.6 Potongan Melintang Gedung Menunjukkan Posisi Kolom-Kolom yang Akan Dimodifikasi.....	6
2.1 Tipikal Denah dan Potongan Gedung yang Diinvestigasi ....	17
2.2.a Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit) ....	18
2.2.b Efek Pemberian Paska Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya .....	18
2.3 Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom .....	19
2.4 Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik— dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit) .....	20
2.5 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-grouting (jepit)	21
2.6 Kontribusi Tulangan Spirral terhadap Beton .....	22
4.1 Denah Pembalokan THE SAMATOR HOTEL.....	31
4.2. Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan .....	36
4.3. Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal .....	39
4.4 Denah Tangga .....	44
4.5 Potongan A Tangga .....	44
4.6 Pemodelan Struktur Tangga.....	46
4.7 Gaya Dalam pada Tangga .....	47
4.8 Pelat yang Direncanakan .....	55
4.9 Model pada SAP .....	75
4.10 Peta untuk Menentukan Harga Ss .....	76
4.11 Peta untuk Menentukan Harga S1.....	76

4.12.a Simpangan Arah Y .....	85
4.12.b Simpangan Arah X.....	85
4.13 Penentuan Simpangan Antar Lantai.....	85
4.14 Pemutusan Tulangan Balok .....	116
4.15 Grafik Interaksi Antara Aksial dan Momen pada Kolom $fs=fy$ .....	118
4.16 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK .....	120
4.17 Grafik Interaksi Antara Aksial dan Momen Pada Kolom $fs=1,25fy$ .....	121
4.18 Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di- Grouting (Jepit).....	126
4.19 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang .....	169
4.20 Analisa Pile Cap.....	174
4.21 Luasan Slap yang Menahan Beban Uplift untuk Sati Tiang Pancang .....	176

## **DAFTAR TABEL**

4.1 Preliminary Desain Balok Induk.....	35
4.2 Preliminary Desain Balok Anak .....	36
4.3 Beban yang Diterima Kolom Lantai 18 – 16 .....	40
4.4 Beban yang Diterima Kolom Lantai 16 – 14.....	41
4.5 Nilai Parameter Perioda Pendekatan.....	78
4.6 Koefisien Untuk Batas Atas Periода Yang Dihitung.....	79
4.7 Modal Periode dan Frekuensi .....	79
4.8 Reaksi Beban Bangunan .....	81
4.9 Reaksi Beban Gempa Arah x dan y .....	82
4.10 Modal Periode dan Frekuansi .....	83
4.11 Simpangan Antar Lantai Lizin.....	84
4.12 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y .....	86
4.13 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X .....	87
4.14 Persentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul .....	88
4.15 Dimensi-Dimensi Balok.....	89
4.16 Perhitungan Penulangan Lentur .....	92
4.17 Perhitungan Momen Probabel .....	104

## BAB I

# PENDAHULUAN

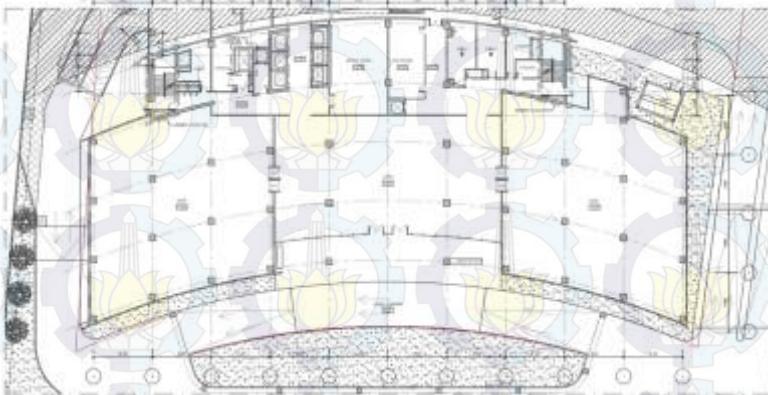
### 1.1 Latar Belakang

Seiring perkembangan ekonomi kota Surabaya yang begitu pesat dan semakin tingginya semangat *entrepreneurship*, kebutuhan akan tempat usaha atau *office space* turut meningkat sejalan dengan tuntutan profesionalisme dan persaingan antar pelaku usaha. Khususnya di skala menengah kecil, fenomena *SOHO* (*Small Office / Home Office*) dewasa ini telah berkembang menjadi pilihan populer sebagai segmen awal perkembangan perjalanan karir para pengusaha muda masa kini. Salah satu proyek konstruksi yang bgerak memenuhi kebutuhan akan perkantoran ini adalah *The Samator Superblock*, dilengkapi dengan keberadaan Hotel NOVOTEL dan segala fasilitasnya, serta gedung *Office Building* THE SAMATOR yang berisi kegiatan bisnis perusahaan-perusahaan besar multinasional, yang berada tepat di sebelah SKYSUITES SOHO merupakan sebuah keuntungan yang tidak ternilai. Ketiga elemen superblok ini membentuk sebuah sinergi unik yang saling menguntungkan.



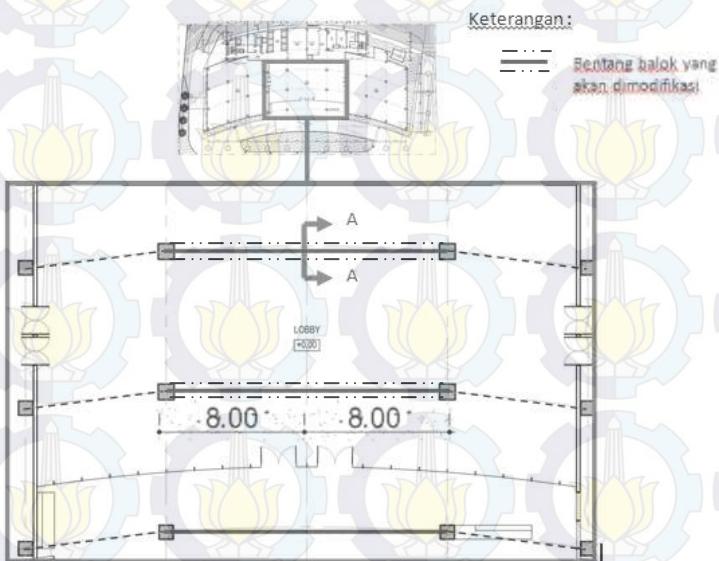
**Gambar 1.1** Peta situasi *The Samator Superblock*  
(sumber: PT. Gistama Intisemesta)

Bangunan superblok ini secara keseluruhan dibangun dengan menggunakan elemen struktur beton bertulang. Dalam tugas akhir ini, fokus perencanaan dilakukan pada Gedung perkantoran THE SAMATOR.



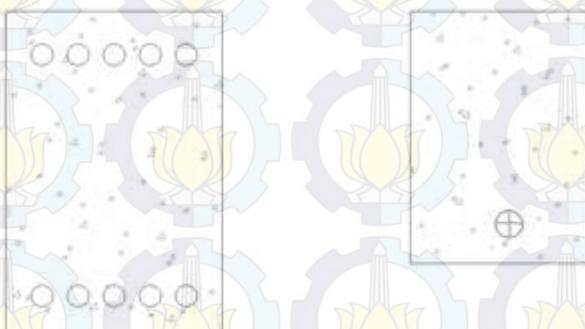
**Gambar 1.2** Denah Gedung THE SAMATOR  
(sumber: PT. Gistama Intisemesta)

Gedung ini terdiri dari 2 basement dan 18 lantai, dimana disetiap lantainya terdapat ruangan dengan bentang balok sepanjang 16 meter. Atas dasar kebutuhan ruangan yang luas tanpa kolom serta panjang bentang yang sangat jauh, maka elemen struktur balok beton bertulang biasa diganti dengan beton pratekan.



Gambar 1.3 Lokasi Perencanaan Pratekan

Penggunaan beton pratekan memungkinkan pemanfaatan seluruh penampang melintang beton dalam menerima beban, sehingga dengan penampang melintang yang lebih kecil, beban yang mampu dipikul serta panjang bentangnya sama dengan beton bertulang biasa. Komponen struktur beton pratekan memiliki dimensi tinggi balok lebih kecil dibandingkan dengan beton bertulang untuk kondisi beban dan bahan yang sama. Pada umumnya tinggi komponen struktur pratekan berkisar antara 65 sampai 85 persen dari tinggi komponen struktur beton bertulang.



**Gambar 1.4 Perbandingan Penampang Potongan A-A  
Balok Beton Betulang dengan Beton Pratekan**  
(sumber: PT. Gistama Intisemesta)

Dengan demikian komponen struktur beton pratekan membutuhkan lebih sedikit beton sekitar 20 hingga 35 persen (E.G.Nawy, 2001). Penghematan maksimum dapat dicapai pada struktur bentang panjang, karena luas penampang yang didapat menjadi lebih kecil, elemen balok yang didapat langsing dan kaku. Hal ini memberi keunggulan berupa pengurangan berat struktur.



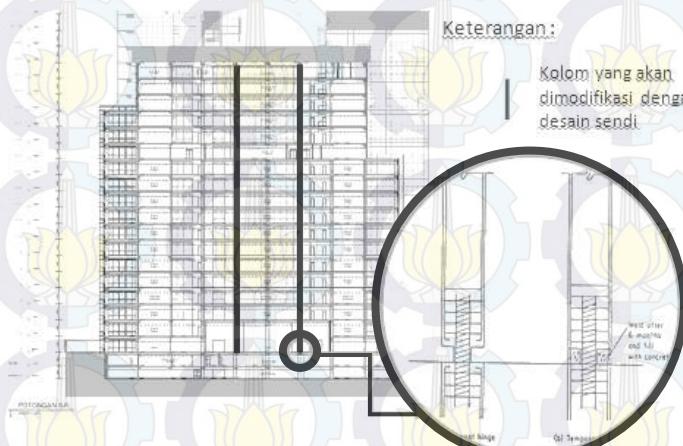
**Gambar 1.5** Potongan Melintang Gedung Menunjukkan Posisi Balok yang Akan Dimodifikasi

Khususnya pada gedung THE SAMATOR balok beton bertulang yang diganti sejumlah 2 bentang perlantainya, dikalikan sebanyak 18 lantai, dapat dikalkulasi besarnya penghematan material terjadi, reduksi berat struktur yang secara drastis berkurang disertai berkurangnya beban gempa yang signifikan.

Selain itu, pengurangan bahan sangat efektif mengurangi dampak lingkungan. Keuntungan lain yang didapat adalah beton dipertahankan dalam kompresi (pratekan) menyebabkan beton lebih tahan terhadap retak akibat tarik, tahan korosi, dan defleksi yang terjadi lebih kecil (*Post Tensioning Institute*). Berdasarkan hasil studi tersebut, maka penggunaan beton pratekan memenuhi syarat dan dapat diterapkan dalam perencanaan struktur.

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan pratekan oleh kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat post tension yang di kenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara. Setelah post tension selesai dikerjakan, setelah *creep* dan pemendekan elastis berakhir kira-kira 6 bulan setelah

jacking, barulah dasar kolom tersebut di-grouting untuk menjadikannya jepit. (Mark Fintel dan S.K.Ghosh, 1989)



**Gambar 1.6** Potongan Melintang Gedung Menunjukkan Posisi Kolom-Kolom yang Akan Dimodifikasi

Menurut SNI 03-2847-2013, tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak, maka dari itu digunakan beton pratekan parsial. Menurut SNI 03-2847-2013 pasal. 21.5.2.5 Tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton pratekan ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

Perencanaan beton pratekan pada Gedung THE SAMATOR ini direncanakan dengan metode pasca tarik (post tension). Alasan pemilihan metode pasca tarik adalah pelaksanaan yang lebih memungkinkan dalam pelaksanaan di struktur gedung, selain itu pemanfaatan layout tendon dapat dibuat fleksibel (menyesuaikan dengan bentuk bidang momen), yang umumnya berbentuk parabola sehingga lebih efisien. (Y. Soleman, 2011)

Untuk keamanan terhadap beban gempa, gedung THE SAMATOR direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dimana kualitas pendetailan didesain secara khusus, memperhitungkan kapasitas geser pada kolom dan balok untuk menghindari tekuk inelastik prematur pada balok dan menjamin terjadinya sendi plastis pada balok, sedangkan di daerah luar sendi plastis tidak perlu didetail secara khusus. Daerah sambungan (joint) antara balok-kolom harus diperhatikan persyaratan strong column-weak beam dan persyaratan kuat geser. (SNI 03-2847-2013)

Dalam modifikasi struktur ini perencanaan ulang dilakukan dengan panduan perencanaan menggunakan peraturan yang terbaru yaitu SNI 03-2847-2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung, serta peraturan mengenai beton pratekan yang memenuhi syarat tahan gempa.

## 1.2. Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari modifikasi perancangan gedung *The Samator Superblock* dengan struktur beton pratekan, yaitu :

- 1) Bagaimana menentukan *preliminary design*, struktur primer dan sekunder sesuai struktur yang baru hasil modifikasi?
- 2) Bagaimana perhitungan pembebanan setelah adanya modifikasi struktur?
- 3) Bagaimana model dan analisa struktur gedung THE SAMATOR dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
- 4) Bagaimana merencanakan dimensi beton pratekan yang menenuhi kriteria perancangan struktur?
- 5) Bagaimana rencanankan basemen yang sesuai kondisi tanah dilapangan?

- 6) Bagaimana rencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
- 7) Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung THE SAMATOR yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik?

### 1.3. Tujuan

Tujuan dari modifikasi perancangan gedung *The Samator Superblock* dengan struktur beton pratekan, yaitu :

- 1) Menentukan *preliminary design*, struktur primer dan sekunder sesuai struktur yang baru hasil modifikasi.
- 2) Menghitung pembebahan setelah adanya modifikasi struktur.
- 3) Memodelkan dan menganalisa struktur gedung THE SAMATOR dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
- 4) Merencanakan dimensi beton pratekan yang menenuhi kriteria perancangan struktur.
- 5) Merencanakan basemen yang sesuai kondisi tanah dilapangan.
- 6) Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan.
- 7) Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung THE SAMATOR yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik.

### 1.4. Batasan Masalah

- 1) Tidak meninjau dari segi analisis anggaran biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.
- 2) Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur.
- 3) Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan SAP 2000

### 1.5. Manfaat

- 1) Mendapat pemahaman tentang konsep merencanakan dan menstruktur beton pratekan yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
- 2) Dapat mengetahui hal hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari.
- 3) Dapat memberikan atau menjadi panduan dalam penerapan sistem perencanaan dan pelaksanaan beton pratekan

*"halaman ini sengaja dikosongkan"*

## BAB II

# TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan gedung *The Samator Superblock*. Dalam perencanaannya perlu tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur gedung menggunakan beton pratekan.

### 2.2 Dampak Pemberian Paska Tarik Pada Balok Terhadap Gedung Bertingkat

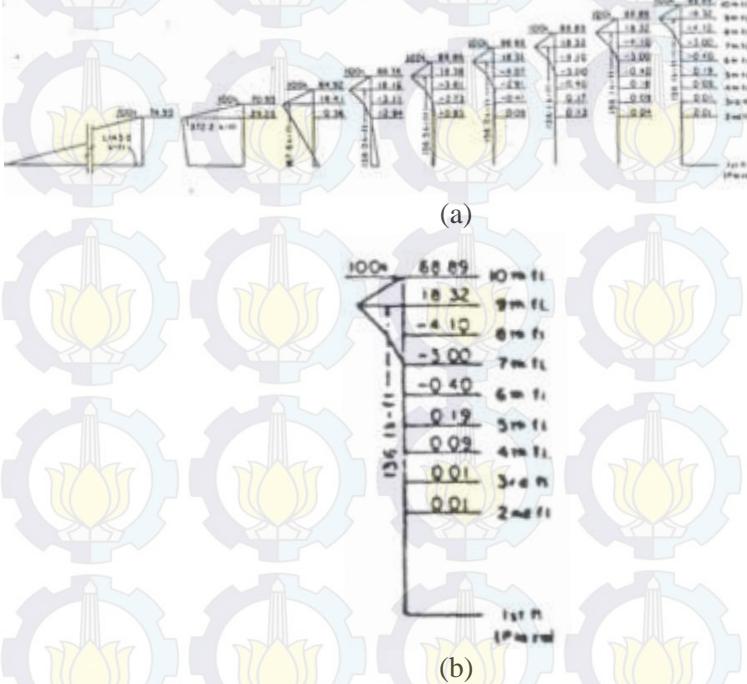
Balok paska tarik pada gedung bertingkat sudah menjadi faktor utama dalam konstruksi selama beberapa tahun, dampak paska tarik pada tingkat tertentu terhadap tingkat lainnya pada saat pembangunan dipelajari oleh Mark Fintel dan S.K.Ghosh pada tahun 1989. Pada studinya digunakan gedung tipikal seperti pada Gambar 2.1.

Konsentrasi utama studinya adalah kekangan yang diberikan oleh kolom yang besar dengan kekakuan yang tinggi (tipe kolom yang sering ada pada bangunan bertingkat). Hal ini menghalangi tegangan paska tarik yang diberikan ke balok, sehingga mengurangi efektivitas paska tarik.

Pada analisis awal didapat, efek dari post tension pada lantai tertentu diperpanjang sampai hanya beberapa tingkat di bawahnya. Sebagai contoh, efek signifikan dari post tension pada lantai 10 diperpanjang sampai ke tingkat 4 dan tidak lebih jauh kebawah. Ditunjukkan pada gambar 2.2.



Gambar 2.1. Tipikal Denah dan Potongan Gedung yang  
Diinvestigasi  
(Sumber:P.T. VSL Indonesia)



Gambar 2.2 A) Momen pada Kolom Akibat Pemberian Pasca Tarik pada Lantai Bertingkat, Dasar Kolom Terkekang (Jepit). B) Efek Pemberian Paska Tarik pada Lantai 10 Terhadap Lantai di Bawahnya

(Sumber: P.T. VSL Indonesia)

Di hasil yang lain, pada bawah bangunan, (kondisi ketika balok lantai kedua telah di pasca tarik, sedangkan lantai pertama tidak di tarik), perpendekan elastis dari balok lantai kedua menginduksi perpindahan horizontal pada puncak kolom tingkat satu. Jika kolom dikekang pada dasarnya, perpindahan disertai dengan momen pada kolom, dan pada waktu yang sama mengurangi pasca tarik yang masuk ke balok yang ditarik. (gambar 2.3.). Jumlah dari kehilangan prategang ke kolom

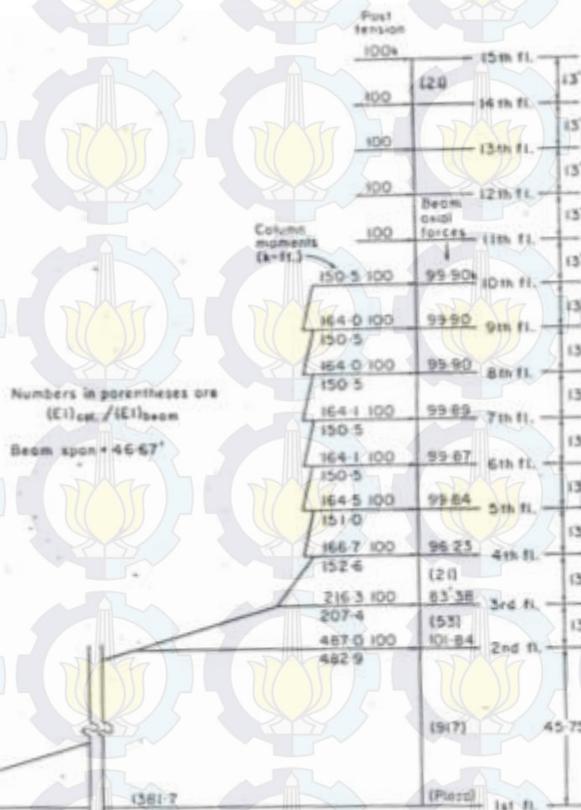
tergantung dari kekakuan lentur relative dari kolom dan kekakuan aksial dari balok.



Gambar 2.3. Pemberian Gaya 100 Kips pada Balok, Gaya Dalam pada Balok dan Momen yang Terjadi pada Kolom  
(Sumber: P.T. VSL Indonesia)

Dalam kondisi ekstrim dari kekakuan yang tinggi, semua gaya akan meregangkan kolom kaku dan tidak akan menekan balok.

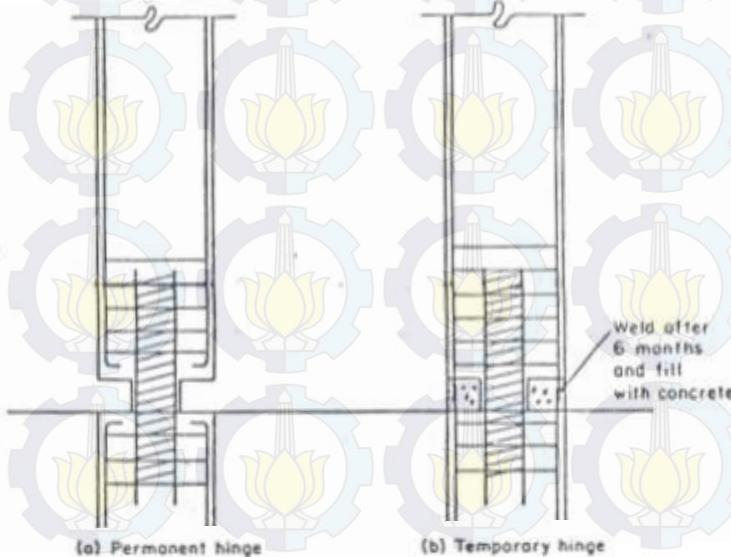
Hasil studi lainnya menunjukkan apabila semua lantai telah diberikan pasca tarik sebesar 100 kips, maka akan terjadi penumpukan momen yang sangat besar pada kolom paling bawah, dapat dilihat pada gambar 2.4 dimana superposisi telah dibuat untuk tiap tiap kolom dan tiap tiap balok dari efek paska tarikan semua balok lantai pada dan tingkat diatasnya, menyajikan gaya dan momen kolom komulatif dan gaya prategang dibalok.



Gambar 2.4. Momen pada Kolom dan Daya Prategang pada Balok Setelah 15 Lantai Diberikan Gaya Paska Tarik—Dengan Kolom Terkekang pada Dasarnya (Jepit)  
(Sumber: P.T. VSL Indonesia)

Sebagai upaya mengeliminasi tahanan terhadap gerakan horizontal, maka dasar kolom dapat didesain dengan sendi, sehingga kekakuan lentur relative kolom tidak akan mempengaruhi efektifitas post tension. Desain sendi sementara (*temporary hinge*) dapat dilihat pada gambar 2.5. Sendi bagian

bawah kolom, seperti yang ditunjukkan gambar 2.5.(a), akan secara praktis mengeliminasi tahanan terhadap gerakan dalam kolom. Kalau sebuah sendi tidak diinginkan, kelanjutan dapat dibangun kembali seperti gambar 2.5.(b), setelah rangkap telah terjadi, katakan saja setelah 6 bulan. Penambahan bahan *grouting* ke dalam dasar kolom akan merubah sifatnya menjadi jepit.



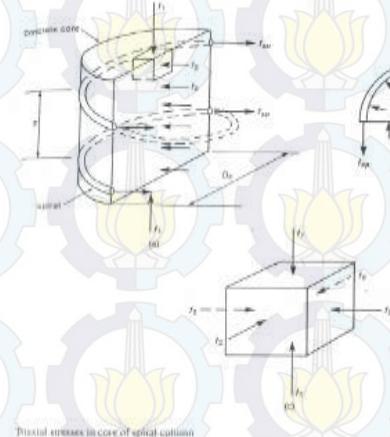
Gambar 2.5. Sendi Sementara dan Bentuk Sendi yang di-*Grouting*  
(Jepit)

(Sumber: P.T. VSL Indonesia)

## 2.2. Sistem Sendi

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi sampai dirubah menjadi jepit mampu menahan beban konstruksi yang terjadi. Pembuatannya menggunakan system penulangan spiral dimana spiral berguna

didalam meningkatkan daktilitas atau *toughness* suatu komponen struktur sehingga biasanya wajib digunakan di daerah-daerah dengan resiko gempa bumi yang tinggi. (E.G. Nawy, 2000)



Gambar 2.6. Kontribusi Tulangan Spirral Terhadap Beton  
 (Sumber: Ir. Muhammad Aminullah MT., Struktur Beton II)

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y$$

Dimana  $\rho_s$  = presentasi tulangan spiral

Persentasi tulangan spiral minimum (ACI 10-6)

$$\rho_s = 0,45 \left[ \frac{Ag}{Ac} - 1 \right] \frac{f'c}{fy}$$

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'c = fc + 4,1 (\sigma)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$S = \frac{4 \cdot As \cdot (Dc - db)}{Dc^2 \cdot \rho s}$$

dimana:

As = luas penampang spiral

db = diameter tulangan spiral

$D_c$  = diameter inti beton luar keluar dari spiral

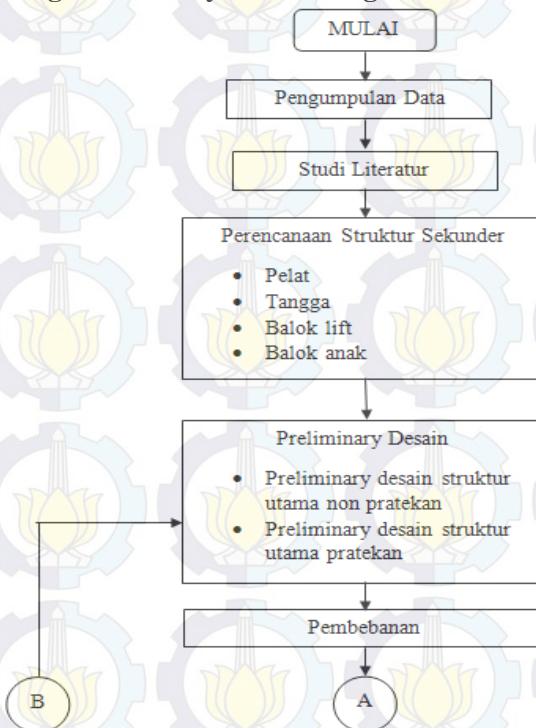
*"halaman ini sengaja dikosongkan"*

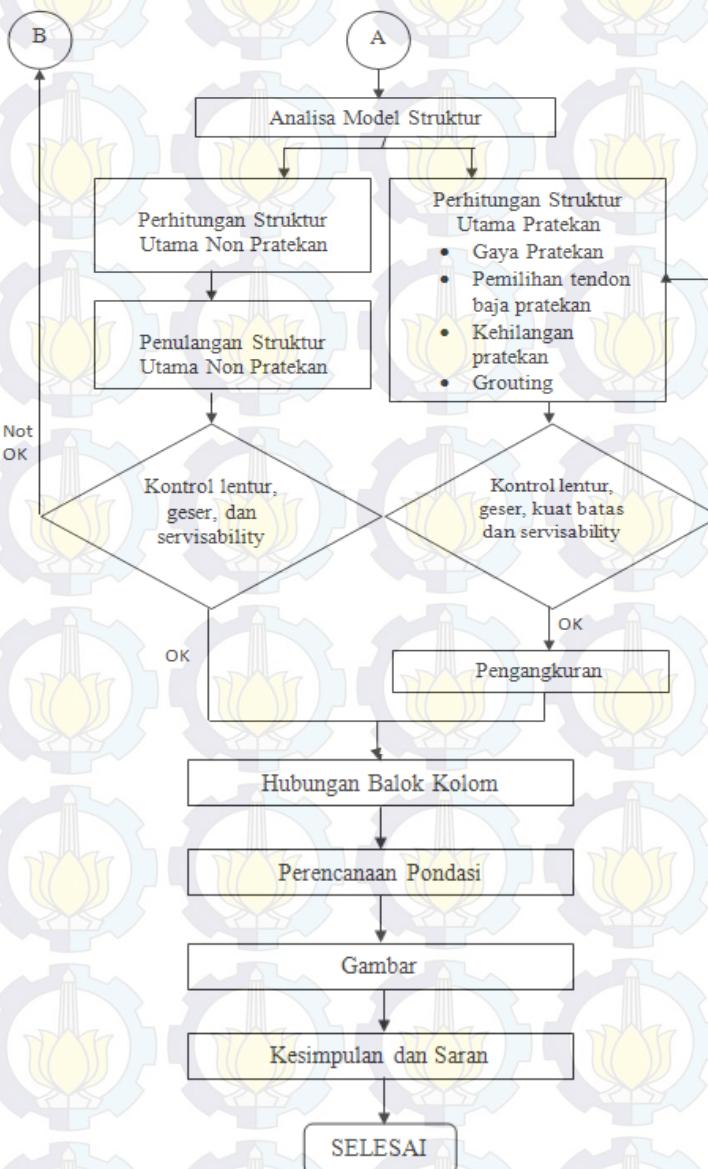
## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan literatur dan pedoman perancangan, sampai mencapai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan.

### 3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir





### 3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam penggerjaan Tugas Akhir yaitu :

Tipe Bangunan : Gedung Perkantoran

Lokasi : kedung baruk, Surabaya

Ketinggian Lantai :

lower basement = 3,00 m

Basement = 3,50 m

Lantai 1 – 18 = 4,00 m

Luas Bangunan : 2560 m<sup>2</sup>

Tinggi Total Bangunan : ± 75,8 m

Mutu Beton (f c) : 30 Mpa

Mutu Baja (fy) : 400 Mpa

Data tanah terlampir.

### 3.4 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum yang akan sangat membantu dalam penggerjaan tugas akhir ini, diantaranya :

1. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y.Lin, 1996).
2. Beton Prategang Jilid 1 (Edward G. Nawy)
3. Beton Prategang Jilid 2 (Edward G. Nawy)
4. Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beam in 45-storey Buildings (Mark Fintel and S.K. Ghosh)

#### 3.4.1 Pedoman Perencanaan

Selain mengkaji studi literature yang ada, Dalam perencanaan, digunakan juga beberapa peraturan perencanaan. Dalam desain gedung The Samator ini digunakan peraturan perencanaan yang terbaru, antara lain:

1. SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 Struktur Gedung Tahan Gempa.

3. Pedoman Perancangan Pembebatan Indonesia Untuk Rumah dan Gedung 1983.
4. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.
5. PBI 71 (Pembebatan Bangunan Indonesia)

### 3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi :

1. Perencanaan pelat.
2. Perencanaan tangga.
3. Perencanaan balok lift.
4. Perencanaan balok anak.
5. Perencanaan dinding geser
6. Perencanaan dinding penahan tanah

### 3.6 Preliminary Desain

Preliminary desain ini dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal dari struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013, yang berupa :

1. Preliminary desain balok
2. Preliminary desain kolom
3. Desain sendi dasar kolom
3. Preliminary desain struktur pratekan

### 3.7 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di PPIUG 1983 dan kombinasi pembebaan menggunakan SNI 03-2847-2013 pasal 11.2, antara lain :

1. Beban Mati  
Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983).
2. Beban Hidup

Beban hidup untuk perkantoran adalah 250 kg/m<sup>2</sup> dan 100 kg/m<sup>2</sup> untuk beban pekerja (atap).

Beban Hidup untuk parkir adalah 800 kg/m<sup>2</sup> digunakan untuk beban *basement*

### 3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-1726-2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai SNI 03 1726 2012 Ps.7.8. V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai (F) sesuai SNI 03 1726 Ps.7.8.3. Menurut SNI 03 2847 2013, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja pratekan hanya diperbolehkan maksimal 25% dari beban gempa yang terjadi.

### 4. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 sehingga struktur memenuhi syarat keamanan.

## 3.8 Analisa model Struktur

Analisa struktur utama menggunakan software SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. menggunakan pembebanan gempa dinamik. Sehingga menggunakan analisa respons dinamik. Sehingga memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2012

## 3.9 Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 dilakukan kontrol desain. Selain itu juga dilakukan

penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 03-2847-2013.

Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, harus memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan batas-batas yang terdapat di peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servisibility*) dan beban ultimate. Bila desain memenuhi, maka dilanjutkan ke output gambar, tetapi bila tidak memenuhi harus mendesain ulang.

### **3.10 Analisa Struktur Utama Pratekan**

Dalam perencanaan beton pratekan pada Tugas Akhir ini, langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut :

#### **3.10.1 Gaya Pratekan**

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang.

#### **3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton**

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam (SNI 03-2847-2013 Ps.20.5)

#### **3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Pratekan**

Pemilihan tendon baja pratekan sangat dipengaruhi oleh gaya pratekan yang ada. Setelah memilih tendon baja pratekan, maka langkah selanjutnya adalah menentukan tata letak kabel.

Tata letak kabel sangat ditentukan oleh jenis kabel yang digunakan, agar tidak melebihi batas yang telah ditetapkan sesuai peraturan.

### 3.10.4 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

#### 1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari :

- a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.1)
- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.2)
- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.2.1)
- d. Kehilangan akibat kekangan kolom.

#### 2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah :

- a. Kehilangan akibat rangkak (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.3)
- b. Kehilangan akibat susut (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.4)
- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.5)

### 3.10.5 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut (SNI 2847 2013 ps 18.13)

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_u \leq M_n$$

Dimana :

$M_{cr}$  = momen retak yang terjadi pada balok pratekan

$M_u$  = momen *ultimate* balok pratekan

$M_n$  = Kapasitas penampang

### 3.10.6 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap-tahap yang kritis, baik pada saat jacking atau tahap beban layan. Hal ini bertujuan untuk mengetahui apakah dimensi dari balok mampu untuk memikul tegangan yang diberikan, dimana tegangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5)

### 3.10.7 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.3.1 dimana dapat digunakan dua perumusan, dimana perumusan yang digunakan ialah secara umum dan rinci. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

### 3.10.8 Kontrol Lendutan

Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya gagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi.

### 3.10.9 Pengangkuran

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini

diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, belah dan pecah yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.1.2

### **3.11 Perencanaan Pondasi**

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, maka kita harus meneruskan beban tersebut ke struktur bawah (pondasi). Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)
4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
5. Merencanakan pile cap

### **3.12 Output Gambar**

Hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non pratekan, struktur utama pratekan, dan pondasi dituangkan dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan software bantu sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

*"halaman ini sengaja dikosongkan"*

## BAB IV PEMBAHASAN

### 4.1 PRELIMINARY DESAIN

#### 4.1.1 UMUM

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

#### 4.1.2 DATA PERENCANAAN

Perencanaan Gedung The Samator menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Berikut ini adalah data-data perencanaan struktur gedung.

- Tipe Bangunan : Gedung Perkantoran
- Lokasi : Jl. kedung baruk, Surabaya
- Ketinggian Lantai :  $lower\ basement = 3\ m$   
 $basement = 3,50\ m$   
 $lantai\ 1 - 18 = 4,00\ m$
- Luas Bangunan :  $2560\ m^2$
- Tinggi Total Bangunan :  $\pm 75,80\ m$
- Mutu Beton ( $f_c$ ) : 30 Mpa
- Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 Mpa

#### 4.1.3 Pembebatan

##### 1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat sendiri beton bertulang :  $2400\ kg/m^3$

- Adukan finishing :  $21 \text{ kg/m}^3$
- Tegel :  $24 \text{ kg/m}^3$
- Dinding setengah bata :  $250 \text{ kg/m}^3$
- Plafond :  $11 \text{ kg/m}^3$
- Penggantung :  $7 \text{ kg/m}^3$
- Plumbing +ducting :  $25 \text{ kg/m}^3$
- Beban Hidup
  - Lantai atap :  $100 \text{ kg/m}^3$
  - Lantai :  $250 \text{ kg/m}^3$
  - Pelat tangga :  $300 \text{ kg/m}^3$
- 2. Beban Angin
  - Dekat dari pantai :  $40 \text{ kg/m}^3$
- 3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012

#### 4.1.4 PERENCANAAN BALOK

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{\min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a) . Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung)

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot h$$

Dimana :

$L$  = panjang balok (cm)

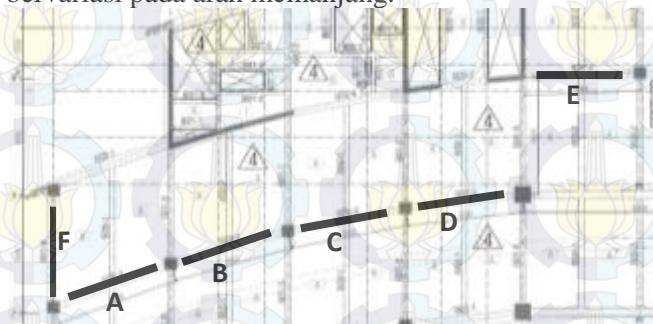
$h$  = tinggi balok (cm)

$b$  = lebar balok (cm)

Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

#### 4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang.



Gambar 4.1. Variasi Balok THE SAMATOR

Dari gambar 4.1. dapat dilihat variasi balok yang ditinjau. Sehingga diperoleh perencanaan dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4.1 Preliminary Desain Balok Induk

Balok	bentang	arah	h min	h pakai	b min	b pakai	dimensi
A	8,5	Memanjang	53,30	65	32,5	40	40/65
B	8,3	Memanjang	51,92	65	32,5	40	40/65
C	8,1	Memanjang	50,95	65	32,5	40	40/65
D	8,0	Memanjang	50,34	65	32,5	40	40/65
E	8,0	Memanjang	50,03	65	32,5	40	40/65
F	8,0	Melintang	50,00	65	32,5	40	40/65

Dapat disimpulkan dari **tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 40/65.

#### 4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{L}{21}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang sama dengan balok induk diperoleh sebagai berikut

Tabel 4.2 Preliminary Desain Balok Anak

Balok	bentang	arah	h min	h pakai	b min	b pakai	dimensi
A	8,5	Memanjang	40,61	45	30	30	30 45
B	8,3	Memanjang	39,56	45	30	30	30 45
C	8,1	Memanjang	38,82	45	30	30	30 45
D	8,0	Memanjang	38,35	45	30	30	30 45
E	8,0	Memanjang	38,12	45	30	30	30 45
F	8,0	melintang	38,10	45	30	30	30 45

#### 4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada portal pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{L}{20}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

$h$  = tinggi balok (cm)

$b$  = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki  $L = 1600$  cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{1600}{20} = 80 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{160}{3} = 53,33 \text{ cm} \sim 55 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 55/80.

## 4.1.5 PERENCANAAN TEBAL PELAT

### 4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

1. Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek.
2. Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut.

Pemodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi plat berdasarkan **SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3** bagi tebal plat sebagai berikut :

- a) Untuk  $\alpha_m \leq 0,2$  menggunakan pasal 9.5(3(2))

b) Untuk  $0,2 < \alpha_m < 2$  ketebalan minimum plat harus

memenuhi  $h_1 = \frac{L_n \times \left[ 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]}$  dan tidak boleh kurang dari 120 mm

c) Untuk  $\alpha_m \geq 2$  ketebalan minimum plat harus

memenuhi  $h_2 = \frac{L_n \times \left( 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$  dan tidak boleh kurang dari 90 mm

$L_n$  = Panjang bentang bersih

$S_n$  = Lebar bentang bersih

$f_y$  = Tegangan Leleh Baja

$\beta$  = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

$\alpha_m$  = Nilai rata-rata  $\alpha$  untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga  $\alpha_m$  didapat dari:

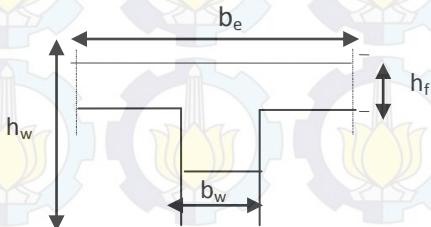
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h_w} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{h_f}{h_w} \right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

Balok Tengah :



Nilai  $b_e$  :

$$b_e = 1/4 Ly$$

$$b_e = b_w + 16 hf$$

dari kedua nilai  $b_e$  tersebut diambil yang terkecil.

#### 4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 2 tipe pelat dengan spesifikasi sebagai berikut

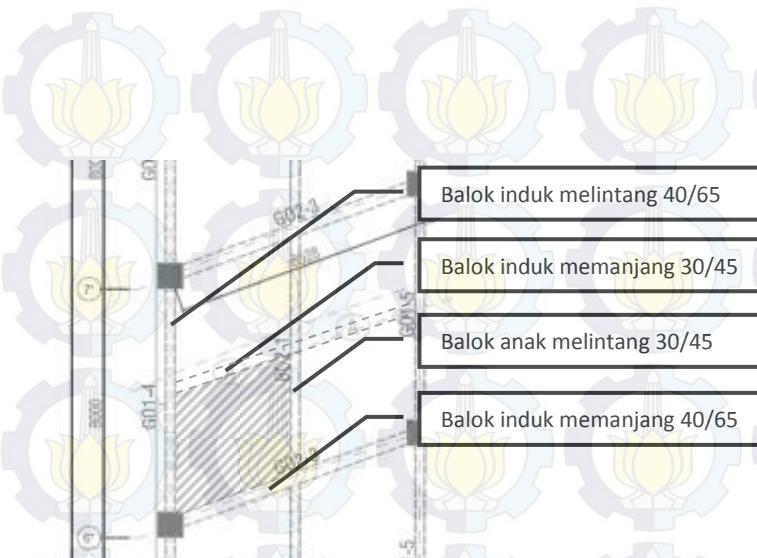
- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap: 12 cm
- Rencana tebal pelat basemen : 40 cm

#### 4.1.5.3 Perhitungan lebar efektif pelat

(Semua jenis Pelat Lantai dan Atap sama untuk semua sisi)

$\beta < 2$  ..... tulangan dua arah

$\beta$  = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah.



Gambar 4.2. Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan

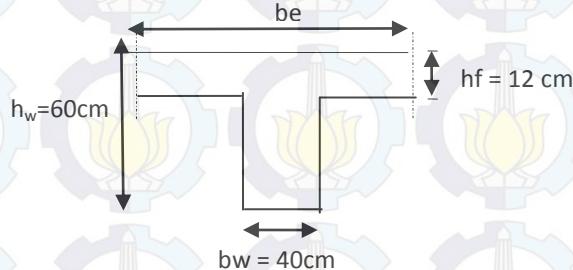
Daerah yang diarsir pada gambar 4.2. menunjukkan pelat yang ditinjau, maka didapat:

$$Ln = 426 \text{ cm} - \left( \frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 393 \text{ cm}$$

$$Sn = 400 \text{ cm} - \left( \frac{30}{2} + \frac{40}{2} \right) = 365 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Lyn}{Lxn} = \frac{393}{365} = 1,078 < 2 \quad (\text{Pelat 2 arah})$$

**Balok induk Memanjang (40 x 60), Ly = 426 cm**



$$\bullet \quad be = \frac{1}{4} Ly = \frac{1}{4} (394) = 98,375 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad be = bw + 16 h_f \\ = 40 + (16 \times 12) \\ = 232 \text{ cm}$$

Dipakai  $be = 98,375 \text{ cm}$ .

$$K = \frac{1 + \left( \frac{98,375}{40} - 1 \right) x \left( \frac{12}{60} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{60} \right) + 4 \left( \frac{12}{60} \right)^2 + \left( \frac{98}{40} - 1 \right) x \left( \frac{12}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{98,375}{40} - 1 \right) x \left( \frac{12}{60} \right)} = 1,4$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot bw \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1,4 \times 40 \times \frac{60^3}{12} = 1040733,4 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = Ly \cdot \frac{h_f^3}{12} = 400 \times \frac{12^3}{12} = 57600 \text{ cm}^4$$

Karena  $E_{\text{balok}} = E_{\text{c plat}}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{1040733,4}{57600} = 18,1$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang dan balok anak melintang maka didapat nilai  $\alpha$  sebagai berikut

Balok induk memanjang  $= 18,07$

Balok induk melintang  $= 8,9$

Balok anak melintang  $= 4,2$

Balok anak memanjang  $= 6,4$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (18,07 + 8,9 + 4,2 + 6,4) = 9,4 > 2$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5(3(3)) yang mana  $\alpha_m \geq 2$  maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{394 \left( 0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1,078} = 9,1\text{cm} > 9\text{cm}$$

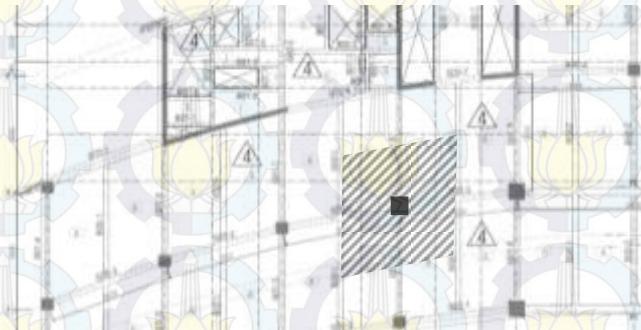
Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

#### **4.1.5.4 Perencanaan Pelat Atap dan Basemen**

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 12 cm. Sedangkan pelat basemen yang direncanakan memiliki ketebalan yaitu 40 cm karena bebannya lebih besar (bebani parkir).

#### **4.1.6 PERENCANAAN KOLOM**

Menurut SNI 03-2847-2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.3. Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal

Seperti yang terlihat pada gambar 4.3., kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 852,8x800 dari seperempat masing masing luasan pelat yang diatasnya.

Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi tiap lantai = 400 cm

Dimensi balok 45/65

Beban beban yang terjadi berdasarkan PPIUG 1983, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 3 tingkatnya. Ukuran kolom dapat dihitung sebagai berikut.

Tabel 4.3 Beban yang Diterima Kolom lantai 18 – 16

<b>pelat atap</b>							
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat	
pelat lantai atap (12 cm)	2400	8,528	8	0,12	1	19648,512	
Penggantung	7	8,528	8		1	477,57	
Plafon	11	8,528	8		1	750,46	
balok induk melintang (40/65)	2400	0,4	8	0,65	1	4992	
balok induk memanjang (40/65)	2400	0,4	8,53	0,65	1	5321,472	
balok induk anak melintang (30/45)	2400	0,3	8	0,45	1	2592	
balok induk anak memanjang (30/45)	2400	0,3	8,53	0,45	1	2763,072	
Dinding	-	-	-	-	-	0	
Tegel	-	-	-	-	-	0	
spesi (1 cm)	21	8,528	8	1		1432,70	
Kolom (100/100)	2400	-	-	-		0,0	
aspal	14	8,528	8			955,14	
Dacting dan Plumbing	30	8,528	8			2046,72	
					<b>WD</b>	<b>40980,00</b>	
<b>beban hidup</b>							
Lantai atap	96	8,528	8			6549,50	
Air Hujan	20	8,528	8			1364,48	
					<b>WL</b>	<b>7914,00</b>	
<b>pelat lantai 18</b>							
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat	
pelat lantai 2 (12 cm)	2400	8,528	8	0,12	1	19648,51	
Penggantung	7	8,528	8	1	1	477,57	
Plafon	11	8,528	8	1	1	750,46	
balok induk melintang (40/65)	2400	0,45	8	0,65	1	5616,00	
balok induk memanjang (40/65)	2400	0,45	8,53	0,65	1	5986,66	
balok induk anak melintang (30/45)	2400	0,3	8	0,45	1	2592	
balok induk anak memanjang (30/45)	2400	0,3	8,53	0,45	1	2763,072	
Dinding	250	16,53		4	1	0,00	
Tegel	24	8,528	8	1	1	1637,38	
spesi (1 cm)	21	0,45	8	1	1	75,60	
Kolom (100/100)	2400	1	1	4	1	9600,00	
Dacting dan Plumbing	30	8,528	8	1	1	2046,72	
					<b>WD</b>	<b>51194,00</b>	
<b>beban hidup</b>							
Lantai	250	8,528	8	1	1	17056,00	
					<b>WL</b>	<b>17056,00</b>	
<b>WD total (kg)</b>							<b>92174,00</b>
<b>WL total (kg)</b>							<b>24970,00</b>

Koefisien Reduksi untuk beban hidup untuk perpustakaan (PPIUG tabel 3.3) = 0,8. Jadi, total beban untuk beban hidup : LL = 0,8 x WLtotal= 19976 Kg.

$$\begin{aligned}\text{Jadi Berat Total : } W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 142570 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Mutu Beton} = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{fc'} = 3 * \frac{142570}{300} = 1426 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Dimensi : } b^2 &= 1426 \text{ cm}^2 \\ b &= 38 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 17, dan 18 adalah 65/65 cm.

Untuk beban pada kolom lantai 16 – 14 dapat di lihat pada tabel 4.4

Tabel 4.3 Beban yang Diterima Kolom lantai 16 – 14

	WD total diatasnya(kg)	92174,00
	WL total diatasnya (kg)	24970,00
<b>pelat lantai 16 - 14</b>		
beban mati	berat sendiri	b L t x lantai berat
pelat lantai 2 (12 cm)	2400	8,528 8 0,12 3 58945,54
Pengantung	7	8,528 8 1 3 1432,70
Plafon	11	8,528 8 1 3 2251,39
balok induk melintang (40/65)	2400	0,4 8 0,65 3 14976,00
balok induk memanjang (40/65)	2400	0,4 8,53 0,65 3 15964,42
balok induk anak melintang (30/45)	2400	0,3 8 0,45 1 2592
balok induk anak memanjang (30/45)	2400	0,3 8,53 0,45 1 2763,072
Dinding	250	16,53 4 3 0,00
Tegel	24	8,528 8 1 3 4912,13
spesi (1 cm)	21	0,4 8 1 3 201,60
Kolom (100/100)	2400	1 1 4 3 28800,00
Dacting dan Plumbing	30	8,528 8 1 3 6140,16
		<b>WD 138980,00</b>
beban hidup		
Lantai	250	8,528 8 1 3 51168,00
		<b>WL 51168,00</b>
	<b>WD total (kg)</b>	<b>231154,00</b>
	<b>WL total (kg)</b>	<b>76138,00</b>

Jadi total beban untuk beban hidup : LL = 0,8xWL= 60911 Kg

Jadi Berat Total :  $W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 374842 \text{ Kg}$   
 Mutu Beton = 30 MPa = 300 Kg/cm<sup>2</sup> ( $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2$ )

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{fc'} = 3 * \frac{374842}{300} = 3748 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 3748 \text{ cm}^2$$

$$b = 62 \text{ cm} \approx 65 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 65/65 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom yang lain sebagai berikut:

- Kolom lantai 13 – 11
- Kolom lantai 10 – 8
- Kolom lantai 7 – 5
- Kolom lantai 4 – 2
- Kolom lantai 1, basemen1&2

→ 80/80 cm

→ 90/90 cm

→ 100/100 cm

→ 110/110 cm

→ 120/120 cm

## 4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

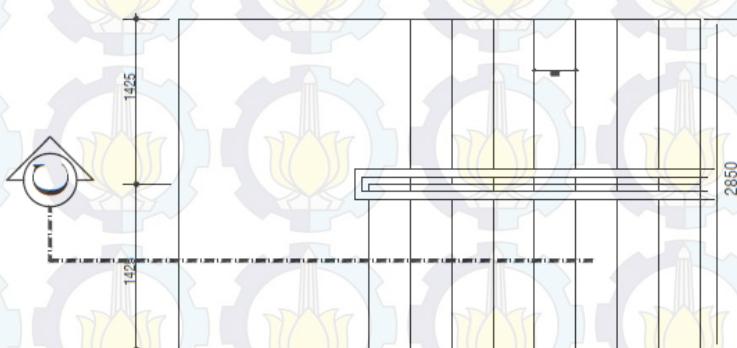
### 4.2.1 UMUM

Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi tangga, pelat lantai, balok lift, dan balok anak. Bab ini akan membahas mengenai perancangan struktur sekunder.

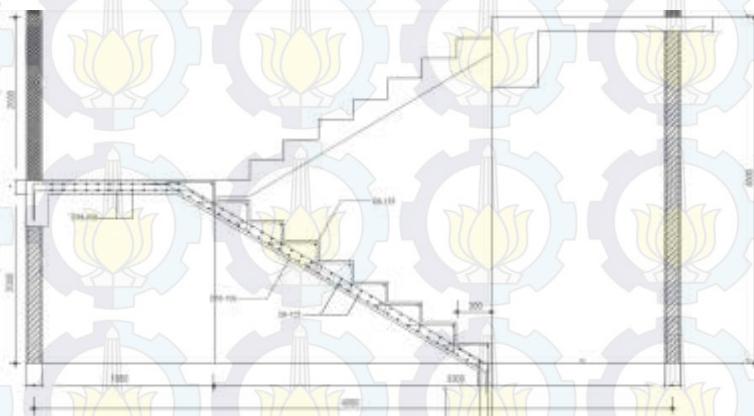
### 4.2.2 PERENCANAAN TANGGA

#### 4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga

Tinggi antar lantai	= 400 cm
Tinggi bordes	= 200 cm
Panjang tangga	= 330 cm
Panjang bordes	= 165 cm
Lebar bordes	= 285 cm
Tebal bordes	= 10 cm
Lebar injakan trap tangga	= 30 cm
Tinggi injakan trap tangga	= 17,5 cm
Tebal tangga	= 25 cm
Tebal pelat trap tangga	= 10 cm
Dacking tulangan	= 2 cm
Mutu beton ( $f_c$ )	= 30 MPa = 300 kg/cm <sup>2</sup>
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa = 4000 kg/cm <sup>2</sup>



Gambar 4.4 Denah Tangga



Gambar 4.5 Potongan C Tangga

#### 4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Persyaratan perhitungan jumlah injakan tangga sesuai dengan perumusan yang ada pada bab II.

Tinggi injakan ( $t$ ) = 17,5 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{200}{17,5} = 12 \text{ buah}$$

Jumlah injakan ( $n$ ) =  $12 - 1 = 11$  buah

$$\alpha = \arctg \left( \frac{200}{30 \times 11} \right) = 32^\circ, \text{ memenuhi persyaratan } 25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ (\text{OK.})$$

#### 4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

##### 4.2.2.3.1 Pembebanan Tangga

###### Beban Mati

- Pelat tangga  $= \frac{0,25 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 32^\circ} = 711,184 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
- Berat pegangan  $= 30 \text{ kg/m}^2$   
 $q_{DT} = 831 \text{ kg/m}^2$

###### Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{LT} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 831 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1477 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

##### 4.2.2.3.2 Pembebanan Bordes

###### Beban Mati

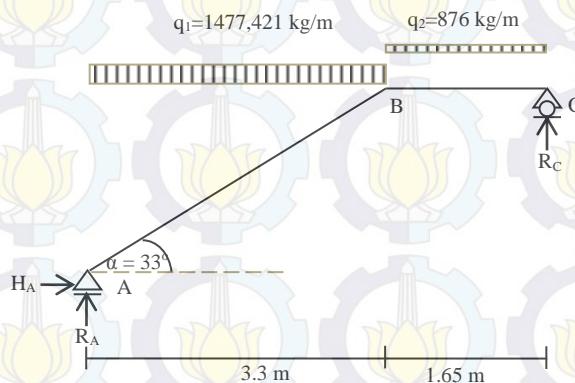
- Pelat bordes  $= 0,10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$   
 $q_{DT} = 330 \text{ kg/m}^2$

###### Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{LT} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 330 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 876 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

#### 4.2.2.4 Perhitungan Gaya Pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permasalahan sendirrol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada **Gambar 5.3** di bawah:



Gambar 4.6 Pemodelan Struktur Tangga

##### 4.2.2.4.1 Perhitungan reaksi pada tangga

$$\Sigma M_b = 0$$

$$V_a \times 4,95 - \{(876 \times 1,65) ((0,5 \times 1,65) + 3,30)\} - \{(1477 \times 3,30) (0,5 \times 3,30)\} = 0$$

$$V_a = \frac{14006,832}{4,95} = 2829 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$V_b \times 4,95 - \{(1477 \times 3,30) ((0,5 \times 3,30) + 1,65)\} - \{(876 \times 1,65) (0,5 \times 1,65)\} = 0$$

$$V_b = \frac{17281,570}{4,95} = 3491 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$2829+3491 - (876 \times 1,65) - (1477 \times 3,30) = -0,0003$$

Hasil perhitungan mendekati 0 (OK.)

#### 4.2.2.4.2 Perhitungan gaya dalam pada tangga

- **Gaya Normal**

Potongan  $x_1$

$$N_{x_1} = 0$$

Potongan  $x_2$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow N_B &= -V_b \sin 32,471^\circ + H_b \cos 32^\circ \\ &= -3491 \cdot \sin 32^\circ + 0 \\ &= -1874 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3,30 \text{ m} \rightarrow N_C &= N_B + q \cdot 3,30 \cdot \sin 32^\circ \\ &= -1874 + 1477 \cdot 3,30 \sin 32^\circ \\ &= 743 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Gaya Lintang**

Potongan  $x_1$

$$D_{x_1} = V_a - q_1 \cdot x_1 = 2829 - (876 \cdot x_1)$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 2829 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} x_1 = 1,65 \text{ m} \rightarrow D_C &= 2829 - (876 \cdot 1,65) \\ &= 1384 \text{ kg} \end{aligned}$$

Potongan  $x_2$

$$D_{x_2} = -V_b + q_2 \cdot x_2 = -3491 + (1477 \cdot x_2)$$

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_B = -3491 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3,30 \text{ m} \rightarrow D_C &= -3491 + (1477 \cdot 3,30) \\ &= 1384 \text{ kg} \end{aligned}$$

- **Perhitungan Momen**

Potongan  $x_1$

$$M_{x_1} = 1V_a \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot x_1^2$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$\begin{aligned} x_1 = 1,65 \text{ m} \rightarrow M_C &= 2829 \cdot 1,65 - \frac{1}{2} \cdot 876 \cdot 1,65^2 \\ &= 3476 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Potongan  $x_2$

$$Mx_2 = V_b \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot x_2^2$$

Untuk  $x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_B = 0$

$$x_2 = 3,30 \text{ m} \rightarrow M_C = 3491 \cdot 3,30 - \frac{1}{2} \cdot 1477 \cdot 3,30^2 \\ = 3476 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

$$3491 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1477 \cdot x_2^2$$

$$Dx_2 = 0 \rightarrow 3491 - 1477 \cdot x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{3491}{1477} = 2,3 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3491x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1477 \cdot x_2^2 \\ = 3491 \cdot 2,363 - \frac{1}{2} \cdot 1477 \cdot 2,363^2 \\ = 4127 \text{ kgm}$$



Bidang D

$$3491,226 \text{ kg}$$

$$3476,489 \text{ kgm}$$

Bidang M



Gambar 4.7 Gaya Dalam pada Tangga

#### 4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga

##### 4.2.2.5.1 Data Perencanaan Penulangan Tangga Untuk Anak Tangga

- $f_c$  : 30 MPa
- $f_y$  : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm

- $d_x = 100 - 20 - (16/2) = 72 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = 0,0018$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6$

Untuk Bordes

- $f_{c'} : 30 \text{ MPa}$
- $f_y : 400 \text{ MPa}$
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 100 - 20 - (16/2) = 72 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = 0,0018$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,0325$
- $\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6$

#### 4.2.2.5.2 Perhitungan Penulangan

##### a. Penulangan Pelat Tangga

$$Mu = 4127,978 \text{ kgm} = 41279780 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{41279780}{0,8 \times 1000 \times 72^2} = 9,9$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,954 \times 15,686}{400}} \right) = 0,034$$

$\rho > \rho_{\max}$ , gunakan  $\rho_{\max}$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d \\ = 0,0244 \times 1000 \times 72 = 1756,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-100 ( $As_{\text{pakai}} = 2011 \text{ mm}^2$ )  
 $As_{\text{tulangan bagi}} = 20\% As = 0,2 \times 1756,8 = 351,3 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D8 – 125 ( $A_{\text{spakai}} = 402 \text{ mm}^2$ )

### b. Penulangan Pelat Bordes

$$\text{Mu} = 3476,489 \text{ kgm} = 34764890 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{\text{Mu}}{b \times d^2} = \frac{34764890}{0,8 \times 1000 \times 72^2} = 8,383$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,383 \times 15,686}{400}} \right) = 0,0264$$

$\rho > \rho_{\text{max}}$ , gunakan  $\rho$

$$A_{\text{spelru}} = \rho b d$$

$$= 0,0244 \times 1000 \times 72 = 1756,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-100 ( $A_{\text{spakai}} = 2011 \text{ mm}^2$ )

As tulangan bagi = 20%  $A_s = 0,2 \times 1756,8 = 351,36 \text{ mm}^2$

Digunakan tulangan D8 – 125 ( $A_{\text{spakai}} = 402 \text{ mm}^2$ )

### c. Penulangan Balok Bordes

Gunakan dimensi balok bordes 25/35.

Beban Mati (DL)

#### Beban Mati

- Pelat bordes =  $240 \text{ kg/m}^2 \times 1,65 \text{ m}$   
=  $396 \text{ kg/m}$
- Berat balok =  $0,25 \times 0,35 \times 2400$   
=  $210 \text{ kg/m}$

$$q_{DT} = 606 \text{ kg/m}$$

#### Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1,65 \text{ m}$$

$$= 495 \text{ kg/m}$$

#### Kombinasi

$$= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$$

$$= (1,2 \times 606 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 495 \text{ kg/m})$$

$$= 1519,2 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} Mu &= -1/10 \times Q_u \times l^2 \\ &= -1/10 \times 1519,2 \times 2,85^2 \\ &= 1233 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$d = 350 - 40 - 0,5 \cdot 16 - 8 = 294 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{12339700}{0,8} = 15424625 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bxd^2} = \frac{15424625}{250 \times 294^2} = 0,714 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,714 \times 15,686}{400}} \right) = 0,0018$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ , pakai  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0035 \times 250 \times 294 = 257,25 \text{ mm}^2$$

Pasang 2D16 ( $A_s = 402 \text{ mm}^2$ )

Dipakai tulangan tekan praktis 2D16 ( $A_s = 402 \text{ mm}^2$ )

Jarak sengkang S :

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot D_{\text{sengkang}} - 2 \cdot \text{cover} - n \cdot D_{\text{tul.utama}}}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 16 - 2 \times 40 - 4 \cdot 16}{2-1} = 90 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

### 4.2.3 PERENCANAAN PELAT

Pelat yang direncanakan dibagi menjadi dua, yaitu pelat atap dan pelat lantai. Seperti yang telah dijelaskan pada bab preliminary desain, tipe pelat direncanakan dengan ketebalan 12 cm untuk pelat lantai dan 12 cm untuk pelat atap. 40 cm untuk pelat lantai basemen.

#### 4.2.3.1 Data Perencanaan

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak direncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai.

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 30 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm
- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana (D) : 8 cm

#### 4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

##### 1. Pelat Atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

###### Beban Mati

- Pelat pelat =  $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Aspal ( $t = 1 \text{ cm}$ )  $= 14 \text{ kg/m}^2$
  - Plumbing & Ducting  $= 15 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 392 \text{ kg/m}^2$$

### Beban Hidup

- Beban pada atap datar  $= 98 \text{ kg/m}^2$  (table sni 1727 2012)
  - Beban air hujan  $= 20 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{LT} = 118 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\underline{\text{Kombinasi}} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 392 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 118 \text{ kg/m}^2) \\ &= 660 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

## 2. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

### Beban Mati

- Pelat pelat  $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
  - Penggantung  $= 7 \text{ kg/m}^2$
  - Plafond  $= 11 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel ( $t = 2 \text{ cm}$ )  $= 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
  - Plumbing  $= 10 \text{ kg/m}^2$
  - Pipa & Ducting  $= 15 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 421 \text{ kg/m}^2$$

### Beban Hidup

$$q_{LT} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}\underline{\text{Kombinasi}} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 421 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1179 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

## 3. Pelat Basemen

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati ( $q_D$ ) dan beban hidup ( $q_L$ ).

### Beban Mati

- Pelat pelat  $= 0,4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$

- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
  - Plafond =  $11 \text{ kg/m}^2$
  - Spesi ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $21 = 42 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel ( $t = 2 \text{ cm}$ ) =  $24 = 48 \text{ kg/m}^2$
  - Plumbing =  $10 \text{ kg/m}^2$
  - Pipa & Ducting =  $15 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 1093 \text{ kg/m}^2$$

#### Beban Hidup

$$q_{LT} = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 541 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1179 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.3 Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur plat adalah sebagai berikut:

- Menentukan data-data  $d$ ,  $f_y$ ,  $f'_c$ , dan  $M_u$
- menentukan harga  $\beta_1$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)

- Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f' c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2)

$$\rho_{max} = 0.025$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)

$$\rho_{min} = 0.0018$$

- Menentukan harga  $m$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3)

SNI 03-2847-2013 pasal (7.12.2.1)

- Menentukan  $R_n$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2}$$

Diketahui harga  $\emptyset = 0.75$

SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.7)

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{paku}} < \rho_{\max}$$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari  $\hat{\sigma}$  yang didapat

$$\rho = \frac{As}{bx d} \quad \dashrightarrow \quad As = \rho x b x d$$

8. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

$S < 450 \text{ mm}$

$S \leq 3 \times h$

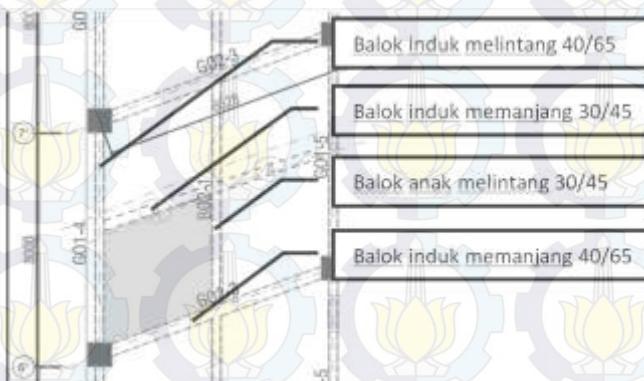
SNI 03-2847-2013 pasal (7,6,5)

SNI 03-2847-2013 pasal (7.6.5)

9. Jumlah tulangan tiap meter ( $n$ ) =  $A_{\text{Sperlu}} / A_{\text{S tulangan}}$

Jarak tulangan ( $s$ ) = 1000/n

## 1. Perhitungan Penulangan Pelat Atap



Gambar 4.8 Pelat yang Direncanakan  
Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat  $426 \times 400 \text{ m}^2$
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 50 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm
- Luas tulangan ( $A_s$ ) =  $78.54 \text{ mm}^2$
- Mutu tulangan baja  $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Mutu beton  $f'_c = 30 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0.836$



$dx$  = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) –  $(1/2 \times \text{diameter tulangan rencana bawah})$

$$dx = 120 - 50 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm}$$

$dy$  = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas  
-  $(1/2 \times \text{diameter tulangan rencana atas})$

$$dy = 120 - 50 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 55 \text{ mm.}$$

$$L_x = 426 - \left( \frac{40 + 30}{2} \right) = 393 \text{ cm}$$

$$L_y = 400 - \left( \frac{40 + 30}{2} \right) = 365 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{394}{365} = 1,023 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

$$Q_u = 1,2 \cdot D_L + 1,6 \cdot L_L = 660 \text{ kg/m}^2$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ( $L_y/L_x = 1,96$ )

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana :

M<sub>Lx</sub>

M<sub>Ly</sub>

M<sub>tx</sub>

M<sub>ty</sub>

X

= Momen lapangan arah x

= Momen lapangan arah y

= Momen tumpuan arah x

= Momen tumpuan arah y

= Nilai konstanta dari perbandingan Ly/Lx

## 2. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

- $\beta = 1,023$
- (terjepit penuh)
- $M_{Lx} = (-)M_{tx}$   
 $= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X = 0,001 \times 660 \times 393^2 \times 52$   
 $= 531,42 \text{ kg m} = 5314186 \text{ N mm}$
- $\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Mulx (+)} = X_1 = 21 \\ \text{Mutx (-)} = X_2 = 52 \\ \text{Dipakai } X = 52 \end{array} \right\}$$

(PBI Tabel 13.3.1)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$\rho_{\max} = 0,025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,0045 \quad (\text{SNI 2847 2013 pasal 10.5.1})$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,004 \quad (\text{SNI 2847 2013 pasal 10.5.1})$$

- $m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15,69$
- $Rn = \frac{Mu}{\phi b dx^2} = \frac{531,42}{0,75 \times 1000 \times 65} = 1.68 \frac{N}{mm^2}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1.68}{400}} \right) = 0.0043$

Maka di pakai  $\rho$  pakai = 0.0045

- $As_{perlu} = \rho b d$   
 $= 0,0045 \times 1000 \times 65 = 293,64 \text{ mm}^2$
- $S_{maks} = 450 \text{ mm}$  (SNI 2847 2013 ps 7.6.5)
- $n$  (jumlah tulangan) = As perlu / As tulangan =  
 $293,64 / 78,54 = 3,74 \approx 4$
- jarak tulangan ( $s$ ) =  $1000 / 4 = 250 \text{ mm} \approx$  Spakai = 200 mm
- As pasang =  $n \times As = 4 \times 78,54 = 314,16 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$   
(OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur **D10-200**

### 3. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

- |   |   |
|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li><math>\beta = 1,0023</math></li> <li>(terjepit penuh)</li> <li><math>M_{lx} = (-)M_{tx}</math><br/><math>= 0,001 \times qu \times Ly^2 \times X = 457,29 \text{ kg m} = 4572282 \text{ N mm}</math></li> <li><math>\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 fc'}{fy} \left( \frac{600}{600 + fy} \right)</math><br/><math>\rho_b = \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,032</math></li> </ul> | $\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\}$ <p>Mulx (+) = <math>X_1 = 21</math><br/>Mutx (-) = <math>X_2 = 52</math><br/>Dipakai <math>X = 52</math><br/>(PBI Tabel 13.3.1)</p> |
|---|---|

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.032 = 0.024$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{30}}{400} = 0,0045 \quad (\text{SNI 2847 2013 pasal 10.5.1})$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,004 \quad (\text{SNI 2847 2013 pasal 10.5.1})$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b dx^2} = \frac{4572282}{0,75 \times 1000 \times 95} = 1,44 \frac{N}{mm^2}$

- $\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,44}{400}} \right) = 0,0037$

Maka di pakai

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0045$$

- $A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$   
 $= 0,0045 \times 1000 \times 65 = 248,46 \text{ mm}^2$
- $S_{\max} = 450 \text{ mm}$
- $n (\text{jumlah tulangan}) = 248 / 78,54 = 3,16 \sim 4 \text{ buah}$
- $\text{jarak tulangan (s)} = 1000/4 = 250 \text{ mm}$
- $\approx \text{Spakai} = 200 \text{ mm}$
- $A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 4 \times 78,54 = 314,16 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$   
 (OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur **D10-200**

#### 4. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur D10- 200
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur D10-200

### **5. Perhitungan Penulangan Pelat basemen**

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur D22- 200
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur D22-200

#### **4.2.4 PERENCANAAN BALOK ANAK**

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung The Samator ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/45 untuk bentang 800 cm

##### **4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap**

Pembebanan plat atap

$$q_d = 464 \text{ kg/m}^2$$

$$q_i = 118 \text{ kg/m}^2$$

Pembebanan balok anak atap

Beban mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,45 \times 2400 \\ &= 324 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban mati plat :

$$\begin{aligned} q_{eq} &= \frac{1}{2} q_a L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx^2}{Ly^2} \right) \right\} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 464 \times 3,935 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,935^2}{7,600^2} \right) \right\} \end{aligned}$$

$$= 1673,43 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1673,43 + 324 = 1997,4 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ( $q_l$ )

$$q_l \text{ plat} = 2 \times \frac{1}{2} \times 118 \times 3,935 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{3,935^2}{7,600^2} \right) \right\} = 422,84 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1997,4 + 1,6 \times 422,84 \\ &= 2894,95 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Gaya-gaya dalam yang terjadi

Koefisien momen dan gaya lintang

$$\begin{aligned} M_u \text{ tumpuan ujung} &= -1/24 \times q_u \times L^2 \\ &= -1/24 \times 2894,95 \times 7,6^2 \\ &= -6967,18 \text{ kgm} \\ M_u \text{ lapangan ujung} &= +1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= +1/12 \times 2894,95 \times 7,6^2 \\ &= 13934,37 \text{ kgm} \\ M_u \text{ tumpuan kedua} &= -1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= -1/12 \times 2894,95 \times 7,6^2 \\ &= -13934,37 \text{ kgm} \\ M_u \text{ lapangan berikutnya} &= +1/14 \times q_u \times L^2 \\ &= +1/14 \times 2894,95 \times 7,6^2 \\ &= 11943,75 \text{ kgm} \\ M_u \text{ tumpuan berikutnya} &= -1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= -1/12 \times 2894,95 \times 7,6^2 \\ &= -13934,37 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### 4.2.4.1.1 Penulangan balok anak atap

Data Perencanaan :

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

Tul. Balok Diameter (D) = 16 mm

Tul. Sengkang Diameter (D) = 10 mm

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

$$h` = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - (\text{decking} + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot \emptyset_{\text{tul. utama}})$$

$$= 450 - (4 + 10 + 0,5 \times 16)$$

$$d = 450 - 56 = 392 \text{ mm}$$

## 1. Perhitungan Tulangan Lentur Lapangan

### Menentukan harga $\beta_1$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)*

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

#### I. Mencari $\rho$ balance

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f' c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,0319$$

*SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2)*

#### II. Mencari $\rho$ maksimum

$$\rho_{\max} = 0,025$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)*

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

*SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3)*

$$= 0,75 \times 0,0319 = 0,0239$$

Di pakai  $\rho$  maksimum yang lebih kecil = 0,0239

#### III. Mencari $\rho$ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y}$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)*

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,003423$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{400} =$$

SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)

$$0,0035$$

Dari kedua harga  $\rho_{\min}$  tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,0035

#### IV. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c 400} = \frac{30}{0.85 \times 30} = 15,68$$

#### V. Menentukan Mn yang digunakan

a.  $M_n = M_u/\Phi$

$$M_u = 13934,37 \text{ kgm}$$

$$\Phi = 0,75 \quad (\text{harga didapat dari SNI 2847 2013 ps. 9.3.2.3})$$

$$M_n = 13934,37 / 0,75 = 18579,16 \text{ kgm}$$

b.  $M_n = C_c (d - 0,5 \times \text{tebal pelat})$

$$C_c = 0,85 \times f_c \times b_e \times \text{tebal pelat}$$

**be adalah lebar efektif balok T menerima beban, harga be didapat**

$$be = \frac{1}{4} L = 0,25 \times 8000 = 2000 \text{ mm}$$

$$be = bw + 8 \times \text{tebal pelat} = 300 + 8 \times 15 = 470 \text{ mm}$$

$$be = ln = \text{bentang bersih balok} = 8000 - 2(0,5 \times 0,4)$$

dari ketiga be yang didapat diambil harga yang paling kecil sebagai harga yang paling menentukan, jadi **be = 470 mm**

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 470 \times 15 = 179775$$

$$M_n = 179775 (342 - 0,5 \times 15) / 10000 = 6013,47 \text{ kgm}$$

Dari harga Mn yang didapat diambil harga Mn yang terbesar sebagai harga yang menentukan, jadi **Mn = 18579,16 kgm**

## VI. Menentukan Rn

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{\phi b d^2} = \\
 &= \frac{18579}{0,75 \times 300 \times 342^2} = \\
 &= 7,06
 \end{aligned}$$

Diketahui harga  $\phi = 0,75$

SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.7)

## VII. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right) = 0,0212$$

$$= \frac{1}{15,68} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 7,06}{400}} \right) = 0,0212$$

Dimana :  $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

$$0,0035 < 0,0212 < 0,024$$

Jadi  $\rho_{\text{pakai}} = 0,0212$

## VIII. Menentukan luas tulangan (AS) dari $\rho$ yang didapat

$$As = \rho b h x d$$

$$As = 0,0212 \times 300 \times 342 = 2171,2 \text{ mm}^2$$

## IX. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2} = \frac{2171,2}{0,25 \pi \times 16^2} = 10,8$$

Pakai ~ 12 buah tulangan

## X. Menentukan jarak tulangan

$$\begin{aligned}
 Jarak, tulangan &= \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} \\
 &= \frac{300 - 4 \times 16 - 2 \times 40 - 2 \times 10}{4 - 1} = 45,337 \sim 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak 40 mm > 25 mm...memenuhi

## 2. Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

1. Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan
2. Cek  $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :
  - a.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser (5.1)
  - b.  $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$  perlu tulangan geser minimum

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.2 \text{ dan } 3)$$

$$S \leq d/2$$

$$c. \phi V_c < V_u < (\phi V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow \text{diperlukan tulangan geser}$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.4 \text{ dan } 5)$$

$$S \leq d/2$$

$$d. \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) \rightarrow \text{perlu tulangan geser.} \quad (5.6)$$

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$S \text{ maks} = d/2$$

$$e. \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) \rightarrow \text{perlu tulangan geser.} \quad (5.7)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (5.8)$$

$$S \text{ max} = d/4$$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (5.9)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'c}{3}} \cdot bw \cdot d \quad (5.10)$$

$$\Phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

- $V_c$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
  - $V_s$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
  - $V_n = V_c + V_s$
  - $V_u$  = Gaya geser Berfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.3.4 :

Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $d/2$ .

## 1. Cek Kemampuan Penampang

$$Vu \leq \phi\left(Vc + \gamma_3 \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d\right)$$

Data penumpang yang di cek

$$V_u = 0,5 \times q_u \times 7,6 = 11579,81 \text{ kg}$$

$$V_s = 1/3 \times f'c \times bw \times d = 19005,54 \text{ kg}$$

$$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 342 = 9502,986 \text{ kg}$$

$$\phi(Vc + \sqrt[3]{fc' \cdot bw \cdot d}) = 0,6(9502,986+2/3 \cdot 30 \cdot 300 \cdot 342) \\ = 35636,2 \text{ kg}$$

Vu <  $\Phi(Vc + 2/3(f'c)^{0.5}bw.d)$  .....OK

## 2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

1.  $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser

$$0,5 \phi Vc = 0,5 \times 0,75 \times 9502,986 = 3563,62 \text{ kg}$$

$$Vu = 11579,81 \text{ kg} \geq 0,5 \phi Vc$$

$= 3563,62$  (tidak memenuhi)

2.  $0,5 \phi V_c \leq Vu \leq \phi V_c \rightarrow$  dipakai tulangan geser minimum

$$0,5 \phi V_c = 3563,62 \text{ kg} < V_u = 11579,81 \text{ kg}$$

$V_u = 11579,81 \text{ kg}$        $\geq \phi V_c = 9502,986 \text{ kg}$

3.  $\phi Vc < Vu < \phi (Vc + Vs_{\min}) \rightarrow$  diperlukan tulangan geser

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 7127,24 \text{ kg} \\ V_u &= 11579,81 \text{ kg} \\ \phi (V_c + V_{s \min}) &= 21381,72 \text{ kg} \\ 7127,24 < 11579,81 < 21381,72 & \text{ (memenuhi)}\end{aligned}$$

4.  $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot w \cdot d) \rightarrow$   
**diperlukan tulangan geser**

$$\begin{aligned}\phi (V_c + V_{s \min}) &= 21381,72 \text{ kg} \\ V_u &= 11579,81 \text{ kg} \\ \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c} \cdot Bw \cdot d) &= 0,75 (9502,9 + 1/3 \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 342) = 21381,72 \text{ kg} \\ 21381,72 < 11579,81 < 21381,72 & \text{ (tidak memenuhi)}$$

Jadi termasuk kategori 3 → dipakai tulangan geser minimum

Syarat Smaks  $< d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$  dan  
 Pasang D10 – 150 mm

## 4.2.5 PERENCANAAN BALOK LIFT

### 4.2.5.1 Spesifikasi Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkut orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok-balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpu lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh *Mitsubishi Corporation* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Mitsubishi
- Kecepatan : 1,75 m/s
- Kapasitas : 750 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1200 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
  - outside : 1650 x 2150 mm<sup>2</sup>
  - inside : 1500 x 2000 mm<sup>2</sup>

- Dimensi ruang luncur :  $2300 \times 2570 \text{ mm}^2$
- Dimensi ruang mesin :  $3000 \times 4000 \text{ mm}^2$
- Beban reaksi ruang mesin :
 

$R_1 = 2750 \text{ kg}$  (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)

$R_2 = 2580 \text{ kg}$  (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

#### 4.2.5.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Balok Lift

##### 4.2.5.2.1 Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 250 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{250}{16} = 15,6 \text{ cm}, \text{ ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 40 = 26,67 \text{ cm}, \text{ ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 30/40.

##### 4.2.5.2.2 Balok Penumpu Lift

Panjang balok penumpu lift = 250 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{250}{16} = 15,6 \text{ cm}, \text{ ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 40 = 26,67 \text{ cm}, \text{ ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift 30/40.

##### 4.2.5.3 Pembebanan Balok Lift

###### 1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

## 2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

$v$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

$k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned}
 P &= \Sigma R \cdot \Psi = (2750 + 2580) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\
 &= 5330 \cdot 1,78 \\
 &= 9487,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.5.3.1 Pembebanan balok penggantung lift

Beban mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,40 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,17 \times 2,50 \times 2400 \\ &= 1020 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal} &= 2 \times 2,50 \times 14 \\ (t = 2 \text{ cm}) &= 70 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d = 1378 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1378 + 1,6 \times 250 \\ &= 2053,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 9487,4 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2053,6 \cdot 2,50 + \frac{1}{2} \cdot 9487,4 \\ &= 7310,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \cdot 2053,6 \cdot 2,50^2 + \frac{1}{4} \cdot 9487,4 \cdot 2,50 \\ &= 7534 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### 4.2.5.3.2 Pembebanan balok penumpu lift

Beban mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,40 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,17 \times 2,50 \times 2400 \\ &= 1020 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal} &= 2 \times 2,50 \times 14 \\ (t = 2 \text{ cm}) &= 70 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_d = 1378 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1378 + 1,6 \times 250 \\ &= 2053,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 9487,4 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2053,6 \cdot 2,50 + \frac{1}{2} \cdot 9487,4 \\ &= 7310,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \cdot 2053,6 \cdot 2,50^2 + \frac{1}{4} \cdot 9487,4 \cdot 2,50 \\ &= 7534 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### 4.2.5.4 Penulangan balok lift

##### 4.2.5.4.1 Penulangan balok penggantung lift

Data Perencanaan :

$$fc' = 30 \text{ MPa}$$

$$fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D) } = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (D) } = 8 \text{ mm}$$

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

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

$$d' = h' + \bar{\varnothing}_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot \bar{\varnothing}_{\text{tul. utama}}$$

$$= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 56 = 344 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85x0,85x30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0325$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0325 = 0,0244$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

### Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{75340000}{0,8 \times 300 \times 342^2} = 2,684$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,684 \times 15,686}{400}} \right) = 0,0071$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}, \text{ pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,005$$

$$A_{\text{pakai}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0071 \times 300 \times 342 \\ = 729,04 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan 4 D 16 ( 804 mm<sup>2</sup> )

Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi_{\text{sengkang}} - 2.\text{decking} - n.\phi_{\text{tul.utama}}}{n-1} \geq 25\text{mm}$$

$$= \frac{300 - (2).(8) - (2).(40) - (4).(16)}{4-1} = 46\text{mm} \geq 25\text{mm}$$

### Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 7310,7 \text{ kg} = 73107 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 342 \\ = 94208,280 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 94208,280$$

$$= 56524,968 \text{ N}$$

$$\phi V_{s \min} = 0,6 \cdot 1/3 \cdot 300 \cdot 342 \\ = 20640 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} = 77164 \text{ N}$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.4, yaitu  
 $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$  perlu tulangan geser.

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 8 - 160 \text{ mm} \rightarrow 171 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{100,53 \cdot 400 \cdot 342}{160} = 86455,8 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 16
- Tulangan geser : D8 - 160

#### 4.2.5.4.2 Penulangan balok penumpu lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 16
- Tulangan geser : D8 – 160

## **4.3 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR**

### **4.3.1 UMUM**

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebalan gravitasi maupun pembebalan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebalan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2013, dan pembebalan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

### **4.3.2 PEMODELAN STRUKTUR**

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur, dimana struktur Gedung Samator memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dianalisa dengan menggunakan analisa respons dinamik. Struktur Gedung Samator memiliki total 21 lantai dengan tinggi total gedung  $\pm 78,5$  m.

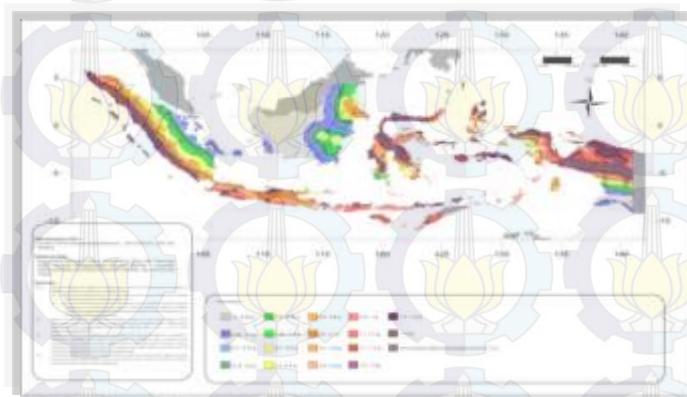


Gambar 4.9 Model pada SAP

### **4.3.3 GEMPA RENCANA**

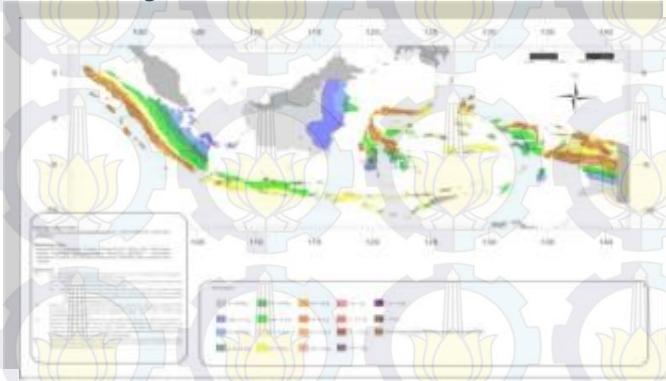
Sebagai input data pada SAP 2000, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



Gambar 4.10 Peta untuk Menentukan Harga Ss

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SB. Dari gambar 4.10 untuk daerah Surabaya didapatkan nilai Ss = 0,663 g.



Gambar 4.11 Peta untuk Menentukan S1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaikan (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g ( 5% redaman kritis), kelas situs SB. Dari gambar 4.11 untuk wilayah Surabaya  $S_1 = 0,248$

#### 4.3.4 INPUT SAP 2000

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Samator yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton ( $f_c$ )	:	30 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	:	400 Mpa
Ketinggian Lantai	:	4,00 m
Dimensi balok induk	:	40/65
Faktor keutamaan	:	1
Beban hidup atap	:	
Hujan	:	20 kg/m <sup>2</sup>
Pekerja	:	98 kg/m <sup>2</sup>
Beban hidup lantai	:	
Perkantoran	:	250 kg/m <sup>2</sup>
Beban Mati	:	
plafon	11	kg/m <sup>2</sup>
tegel	24	kg/m <sup>2</sup>
spesi	21	kg/m <sup>2</sup>
aspal	14	kg/m <sup>2</sup>
penggantung	7	kg/m <sup>2</sup>
ducting & plumbing	30	kg/m <sup>2</sup>

\*berat sendiri elemen dikalkulasi oleh SAP

### 4.3.5 PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

#### 4.3.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

$T_a$  = periode fundamental pendekatan

$$T_a = C_t \times (h_n)^x$$

Dimana :

$h_n$  : ketinggian struktur = 78,5 m.

$C_t$  &  $x$  : ditentukan dari table 4.5 (table 15 SNI 1726-2012)

Tabel 4.5 Nilai Parameter Perioda Pendekatan

Tipe struktur	$C_t$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih lemah dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa.		
Rangka baja pemikul momen	0,0724*	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466*	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731*	0,75
Rangka baja dengan bresing terikat terhadap lemah	0,0731*	0,75
semua sistem struktur lainnya	0,0488*	0,75

Pada arah X & Y

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times (h_n)^x \\ &= 0,0488 \times (78,5)^{0,75} \\ &= 1,29 \text{ detik} \end{aligned}$$

Periode fundamental struktur,  $T$ , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada periода yang dihitung ( $C_u$ ) dari tabel 4.6 (table 14 SNI 1726 2012)

$$T < C_u T_a$$

Tabel 4.6 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Nilai T didapat dari permodelan SAP yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4.7 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
Output Case	Step Type	Step Num	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.590695	1.6929	10.637	113.14
MODAL	Mode	2	0.554114	1.8047	11.339	128.58
MODAL	Mode	3	0.455789	2.194	13.785	190.03
MODAL	Mode	4	0.173866	5.7516	36.138	1306
MODAL	Mode	5	0.159641	6.2641	39.358	1549.1
MODAL	Mode	6	0.130561	7.6592	48.124	2316
MODAL	Mode	7	0.087505	11.428	71.803	5155.7
MODAL	Mode	8	0.085961	11.633	73.093	5342.6
MODAL	Mode	9	0.074471	13.428	84.371	7118.5
MODAL	Mode	10	0.067769	14.756	92.714	8596
MODAL	Mode	11	0.061449	16.274	102.25	10455
MODAL	Mode	12	0.059017	16.944	106.46	11335
MODAL	Mode	13	0.054312	18.412	115.69	13383

MODAL	Mode	14	0.046069	21.707	136.39	18602
MODAL	Mode	15	0.037613	26.586	167.05	27905
MODAL	Mode	16	0.033439	29.905	187.9	35306
MODAL	Mode	17	0.024179	41.358	259.86	67527
MODAL	Mode	18	0.021696	46.091	289.6	83868
MODAL	Mode	19	0.012814	78.042	490.35	240450
MODAL	Mode	20	0.012413	80.56	506.17	256210

T terbesar yang didapat dari analisis SAP = 0,59, maka:

$$0,59 < C_u \cdot T_a$$

$$0,59 < 1,4 \times 1,29$$

$$0,59 < 1,802 \text{ OK}$$

#### 4.3.5.2 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik,  $C_s$ , harus ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

$$SDS = 0.6073$$

$$Ie = 1$$

$$R = 7$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus = 7,0. (SNI 03-1726-2012 Tabel 9)

$$Cs = 0,6073/(7/1) = 0,087$$

Dan nilai Cs tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left( \frac{R}{I} \right)}$$

$$Cs = 0,4973/(0,59*(7/1)) = 0,12$$

Dan nilai Cs tidak kurang dari

$$Cs = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01$$

$$Cs = 0,044 \times 0,6073 \times 1 > 0,01$$

$$Cs = 0,027 > 0,01$$

Maka nilai Cs diambil 0,087

### Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

Tabel 4.8 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf
1D + 1L	Combination		44797235

$$V = Cs W$$

di mana:

$$Cs = 0,087$$

$$W = 44.797.235 \text{ kg}$$

$$V = Cs W$$

$$V = 0,087 \times 44.797.235 = 3.886.480 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85V/Vt (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (Vt) sebagai berikut :

Tabel 4.9 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	<b>1783493</b>	1151132
Gempa Arah Y	1334021	<b>1711556</b>

$$V_t = 3.886.480 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 1.783.493 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 1.711.556 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V_t$$

$$1783493 \text{ kg} < 0,85 \times 3886480 \text{ kg}$$

$$1783493 \text{ kg} < 3303508 \text{ kg} \dots \text{Not OK}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V_t$$

$$1711557 \text{ kg} < 0,85 \times 3886480 \text{ kg}$$

$$1711557 \text{ kg} < 3303508 \text{ kg} \dots \text{Not OK}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala 0,85V/V<sub>t</sub>

Arah x :

$$\frac{0,85.V}{V_{xt}} = \frac{3.303.508}{1.783.493} = 1,85$$

Arah y :

$$\frac{0,85.V}{V_{yt}} = \frac{3.303.508}{1.711.557} = 1,93$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.10 Modal Periode dan Frekuensi

Beban	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	<b>3317194</b>	2150840
Gempa Arah Y	2704459	<b>3435722</b>

$$V = 3.886.480 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 3.317.194 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 3.435.722 \text{ kg}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$\mathbf{3317195 \text{ kg} > 3.303.508 \text{ kg ...OK}}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$\mathbf{3435723 \text{ kg} > 3.303.508 \text{ kg ...OK}}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

#### 4.3.5.3 Kontrol Drift (simpangan antar lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktural, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini :

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xs}}{I}$$

Dimana:

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = faktor pembesarandefleksi (=2,5) (SNI tabel 9)

$I$  = faktor keutamaan gedung (= 1 )

Tabel 4.11 Simpangan Antar Lantai Izin,  $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk struktur Sistem rangka pemikul momen, drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.hsx \\ &= 0,020.4000 \\ &= 80 \text{ mm (untuk tingkat } 3 - 21)\end{aligned}$$

Sedangkan untuk tingkat 2,

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.hsx \\ &= 0,020.3500 \\ &= 70 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sedangkan untuk tingkat 1,

$$\begin{aligned}\Delta &= 0,020.hsx \\ &= 0,020.3000 \\ &= 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

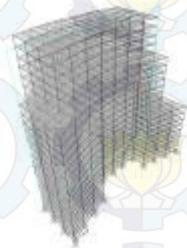
Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layan dan kinerja batas ultimit dapat dilihat pada Gambar VI-2



↓



Gambar 4.12a. Simpangan Arah Y



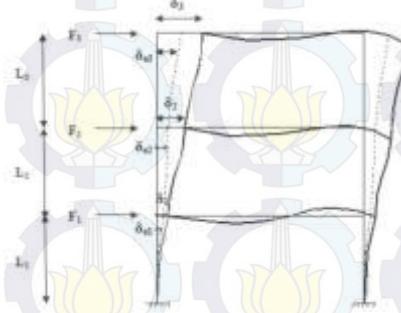
↓



Gambar 4.12b. Simpangan Arah X

perhitungan simpangan lantai 1:  $\Delta_1 = \delta_1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas :  $\Delta_2 = (\delta_2 - \delta_1)C_d/I$



Gambar 4.13 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 4.12 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y

tingkat	<b>hi</b>	<b><math>\delta xe</math></b>	<b><math>\delta x</math></b>	<b>Drift (<math>\Delta s</math>)</b>	<b>Syarat <math>\Delta s</math></b>	<b>Ket</b>
	<b>m</b>	<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>mm</b>	<b>mm</b>	
20	4	14.202	35.505	2.11	80	ok
19	4	13.358	33.395	2.195	80	ok
18	4	12.48	31.2	2.2275	80	ok
17	4	11.589	28.9725	2.26	80	ok
16	4	10.685	26.7125	2.3125	80	ok
15	4	9.76	24.4	2.3075	80	ok
14	4	8.837	22.0925	2.315	80	ok
13	4	7.911	19.7775	2.3175	80	ok
12	4	6.984	17.46	2.2675	80	ok
11	4	6.077	15.1925	2.2275	80	ok
10	4	5.186	12.965	2.155	80	ok
9	4	4.324	10.81	2.0325	80	ok
8	4	3.511	8.7775	1.9275	80	ok
7	4	2.74	6.85	1.7775	80	ok
6	4	2.029	5.0725	1.5925	80	ok
5	4	1.392	3.48	1.405	80	ok
4	4	0.83	2.075	1.1675	80	ok
3	4	0.363	0.9075	0.7875	80	ok
2	3.5	0.048	0.12	0.09	70	ok
1	3	0.012	0.03	0.03	60	ok

Tabel 4.13 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X

tingkat	hi	$\delta ye$	$\delta y$	Drift ( $\Delta s$ )	Syarat $\Delta s$	Ket
	m	mm	mm	mm	mm	
20	4	25.671	64.1775	4.065	80	ok
19	4	24.045	60.1125	4.1925	80	ok
18	4	22.368	55.92	4.2275	80	ok
17	4	20.677	51.6925	4.2525	80	ok
16	4	18.976	47.44	4.31	80	ok
15	4	17.252	43.13	4.2775	80	ok
14	4	15.541	38.8525	4.2375	80	ok
13	4	13.846	34.615	4.205	80	ok
12	4	12.164	30.41	4.0875	80	ok
11	4	10.529	26.3225	3.9825	80	ok
10	4	8.936	22.34	3.805	80	ok
9	4	7.414	18.535	3.515	80	ok
8	4	6.008	15.02	3.32	80	ok
7	4	4.68	11.7	3.04	80	ok
6	4	3.464	8.66	2.7075	80	ok
5	4	2.381	5.9525	2.3625	80	ok
4	4	1.436	3.59	1.9275	80	ok
3	4	0.665	1.6625	1.3	80	ok
2	3.5	0.145	0.3625	0.275	70	ok
1	3	0.035	0.0875	0.0875	60	ok

Dari hasil output *software SAP 2000 v14*, diperoleh hasil simpangan per lantai dan dengan perumusan kontrol di atas maka besar/nilai simpangan yang terjadi baik dari arah x maupun arah y telah memenuhi syarat, sehingga struktur gedung tersebut telah memenuhi kinerja batas layan struktur.

#### 4.3.5.4 Kontrol Sistem Ganda

Untuk system ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuananya.

Tabel 4.14 Persentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur

Pemikul gaya geser	Arah x	%	Arah y	%
Dinding geser	21839311	73%	26837657	75%
Sistem rangka	8075573	27%	8278579	25%
total	29914885	100%	35116236	100%

Dari tabel perhitungan diatas, system ganda memenuhi

## 4.4 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

### 4.4.1 UMUM

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan yang dilakukan mengacu pada ketentuan SNI 03-2847-2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Samator secara keseluruhan konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara pengaplikasian *software* bantu sipil untuk perhitungan gaya-gaya pada bab pembebanan dan perhitungan kebutuhan penulangan secara manual.

### 4.4.2 PERENCANAAN BALOK INDUK

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Samator direncanakan beberapa balok induk, seperti berikut:

Tabel 4.15 Dimensi-Dimensi Balok

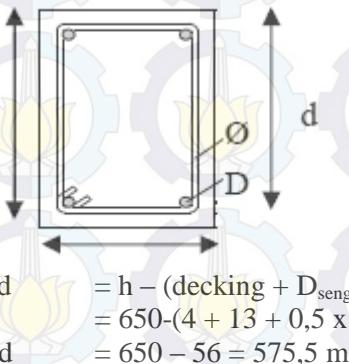
Balok	bentang	arah	h min	h pakai	b min	b pakai	dimensi
A	8,5	Memanjang	53,30	65	32,5	40	40 65
B	8,3	Memanjang	51,92	65	32,5	40	40 65
C	8,1	Memanjang	50,95	65	32,5	40	40 65
D	8,0	Memanjang	50,34	65	32,5	40	40 65
E	8,0	Memanjang	50,03	65	32,5	40	40 65
F	8,0	Melintang	50,00	65	32,5	40	40 65

### Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan.

Dimensi : 40/65

Tebal decking ( $d'$ )	: 50 cm SNI 03-2847-2013 pasal (7.7)
Tulangan lentur ( $D$ )	: 25 mm
Tulangan sengkang ( $D$ )	: 13 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Mutu sengkang ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 Mpa



### Menentukan harga $\beta_1$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

$$= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,836$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)*

**Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :**

I. Mencari  $\rho$  balance

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,0319$$

*SNI 03-2847-2013 lampiran B (8.4.2)*

II. Mencari  $\rho$  maksimum

$$\rho_{\max} = 0,024$$

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

*SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)*

*SNI 03-2847-2013 lampiran B (10.3.3)*

$$= 0,75 \times 0,0319 = 0,0239$$

Di pakai  $\rho$  maksimum yang lebih kecil = **0,0239**

### III. Mencari $\rho$ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy}$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)*

$$= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,003423$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400}$$

*SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)*

$$= \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

Dari kedua harga  $\rho_{\min}$  tersebut, diambil harga yang terbesar = 0,0035

### IV. Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} \\ = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68$$

### V. Menentukan Mn dan Rn yang digunakan

$$Mn = Mu/\Phi$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Untuk mempermudah melihat momen yang paling besar dari setiap kombinasi, dibuat Grafik gabungan momen tiap bentangnya, dapat dilihat dari grafik 7.1

Kombinasi yang digunakan adalah 1,4D, 1,2D+1,6L, 1,2D+1L+1E, dan 0,9D+1E karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk

$$\begin{aligned}
 \text{Momen negatif tumpuan Makximum} &= \mathbf{-112097 \text{Kgm}} \\
 \text{Momen Positif tumpuan maksimum} &= \mathbf{67970 \text{ Kgm}} \\
 \text{Momen negatif Lapangan maksimum} &= \mathbf{-56049 \text{Kgm}} \\
 \text{Momen positif Lapangan maksimum} &= \mathbf{56049 \text{Kgm}}
 \end{aligned}$$

### Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2}$$

Diketahui harga  $\phi = 0.75$  ....SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.7)

VI. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

Dimana :  $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

VII. Menentukan Jarak dan Jumlah tulangan (AS) dari p yang didapat

$$\rho = \frac{As}{bx d} \quad \text{---} \rightarrow As = \rho x b x d$$

$$\text{Jumlah, tulangan} = \frac{As_{\text{perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1}$$

Tabel 4.16 Perhitungan Penulangan Lentur

L m	lokasi	MU	MN	RN	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	AS perlu	Tul. Perlu	Tul pasang	Jarak tul		N
		Kgm	Kgm	N/mm	mm2	mm	mm2			mm	mm	lapis
8,5	tumpuan	-112097	140122	11	0,037	0,024	5519	11	12	25,2	<b>25</b>	2
8,5		67970	84962	6	0,019	0,019	4329	9	10	37,8	<b>30</b>	2
8,5	lapangan	-56049	70061	5	0,015	0,015	3449	7	8	58,7	<b>50</b>	2
8,5		56049	70061	5	0,015	0,015	3449	7	8	58,7	<b>50</b>	2
8,5	tumpuan	-112097	140122	11	0,037	0,024	5519	11	12	25,2	<b>25</b>	2
8,5		67970	84962	6	0,019	0,019	4329	9	10	37,8	<b>30</b>	2

### VIII. Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3 : gaya geser rencana  $Ve$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum  $Mpr$ , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta  $Ve$  harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel berikut

$$a = \frac{As \times (1,25 \times fy)}{0,85 \times fc' \times b}$$

$$Mpr = As (1,25 \times fy) \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 4.17 Perhitungan Momen Probable

bentang	posisi	tulangan	D	As	a	Mpr
m		n	mm	mm <sup>2</sup>	mm	kgm
8,528	gempa kanan	+	10	25	4908	240
		-	12	25	5890	288
	Gempa kiri	+	10	25	4908	240
		-	12	25	5890	288

#### Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 510 kg/m<sup>2</sup>

Beban hidup : 250 kg/m<sup>2</sup>

Beban Balok :  $2400 \times 0,40 \times 0,65 = 624 \text{ kg/m}$

Beban terbagi rata ultimate ( $W_u$ )

$$\begin{aligned} &= (1,2D + 1L) \times \text{lebar bentang} \\ &= (1,2 \times 510) + 1 \times 250) \times (8) + 624 \\ &= 8099 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} Vekn &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u x Ln}{2} \\ &= \frac{111719,89 + 126976,89}{8,528 - 2(0,5 \times 0,40)} \\ &\quad - \frac{8099x(8,528 - 2(0,5 \times 0,65))}{2} = -2000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vekn &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u x Ln}{2} \\ &= \frac{111719,89 + 126976,89}{8,528 - 2x(0,5 \times 0,4)} \\ &\quad + \frac{8099x(8,528 - 2(0,5 \times 0,65))}{2} = 62216 \text{ kg} \end{aligned}$$

Catatan: 0,65 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

### Pemasangan Tulangan Geser a Pemasangan Sengkang Balok di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila :

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0,5 \times$  total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} = \frac{111719 + 126976}{8,528 - 2x(0,5x0,4)} = 29367 \text{ kg} >$$

$$0,5x 62216,17 = 31108,1084 \text{ kg (OK)}$$

2. Gaya aksial tekan  $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 1560000 \text{ N} = 156000 \text{ kg}$

karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)  
dengan demikian maka

$$V_s = V_{ekn}/\emptyset - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0,5} \times b \times d = 23734 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_s &= 62216,17/0,75 - 23734 \\ &= 59220 \text{ kg} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 &= 265 \text{ mm}^2 \\ S &= A_v \times f_y \times d / V_s &= 103 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 03 2847 2013. Pasal. 21.5.3.2:

1.	$d/4$	= 143	mm
2.	$8 \times D$ utama	= 200	mm
3.	$24\emptyset$	= 288	mm
4.	300 mm		

Dari jarak yang sudah dihitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 103 mm. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak = 100 mm.

Sengkang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 650 = 1300$  mm dari muka kolom

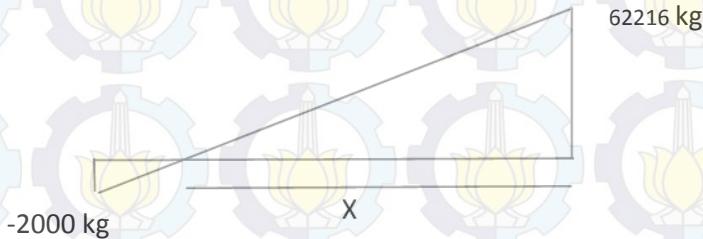
Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok

Kontrol kuat geser Vs tidak boleh diambil lebih besar dari Vs max

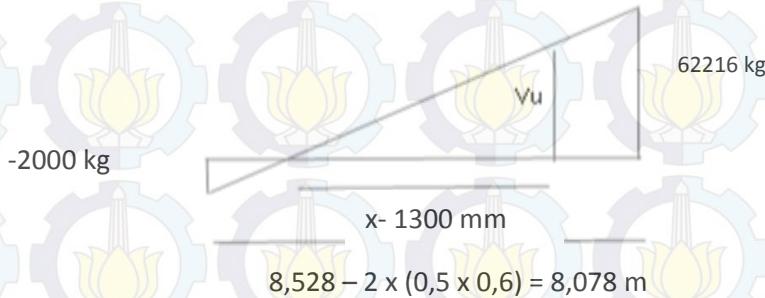
$$V_{smax} = 0.66\sqrt{fc'}xbwdx = 93989 \text{ kg} > Vs = 59220 \text{ kg}$$

(OK)

### b Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat  $x/(8,528 - 2x(0,5 \times 0,6)) = (61225 + 3732)/61225$ , maka  $x = 7,61 \text{ m} = 7610 \text{ mm}$



Gaya geser rencana diluar  $2h$  dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{x - 1300}{x} = \frac{Vu}{62216}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan  $Vu = 51881$  kg

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{51881}{0.75} - 23734 = 45441 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 D 12 mm, maka  $Av =$

$$Av = 2x \frac{1}{4} \pi x D^2 = 265 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av \times fy \times d}{Vs} = 134 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi  $d/2 = 287$  mm

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu  $s = 134$  mm

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 130 mm

### **Jumlah tulangan yang di pasang**

$$(Ln-4h)/s+1 = (8,017-4*0,6)/120 + 1 = 43 \text{ buah} \sim 44 \text{ buah}$$

### **Resume perhitungan penulangan geser**

Bentang 8,528 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 100

Lapangan : 2 D 13 – 130

## IX. Penulangan Torsi Balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut: **Tu kurang dari**

$$\emptyset 0,083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

Acp = Luas penampang keseluruhan

Pcp = keliling penampang keseluruhan

$\lambda = 1$  (beton normal) SNI-2847-2013 psl 8.6.1

$\Phi = 0,75$  (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847  
2013 pasal 9

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 8,538 meter. Didapat dari SAP

$$\text{Torsi} = 5381 \text{ kgm}$$

### **Kontrol kebutuhan torsi:**

$$Tu \leq \emptyset 0,083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$Acp = b \times h = 400 \times 650 = 260000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 2(b+h) = 2(400 + 650) = 2100 \text{ mm}$$

$$Tu = 5504,18 \text{ kgm}$$

$$Tn = Tu/\Phi = 5381,7/0,75 = 7175,6 \text{ kgm}$$

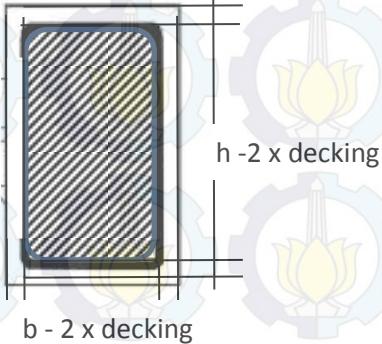
110

$$53817000 \text{ Nmm} \leq 0,75 \times 1 \sqrt{30} \frac{(260000)^2}{2100} =$$

1101965 Nmm .....(tidak memenuhi)

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

### 1. Penulangan torsi sengkang



$$\text{Aoh} (\text{luas batas daerah sengkang terluar}) \\ = (400-2 \times 50) \times (650-2 \times 50) = 192500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Ph} (\text{keliling batas sengkang terluar})$$

$$= 2((400-2 \times 50) + (650-2 \times 50))$$

$$= 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Ao} (0.85 \times \text{Aoh}) = 163625 \text{ mm}^2$$

$$\text{S} = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{\text{Avt}}{s} = \frac{Tn}{2 \times \text{Aoh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{\text{Avt}}{1000} = \frac{71756000}{2 \times 163625 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$\text{Avt} = 510,8 \text{ mm}^2$$

### Tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi : 2Ø12-80 (Tumpuan)

Luas sengkang permeter (Avs)  $= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s$   
 $= (2 \times 0.25\pi 12^2 \times 1000)/100$   
 $= 2827 \text{ mm}^2$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$Avs + Avt = 2827 + 510 = 3371 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad Avs + Avt > \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} x \frac{b \times S}{fy}$$

$$3371 > \frac{75\sqrt{30}}{1200} x \frac{450 \times 1000}{400}$$

$$3371 > 385,87 \dots \dots OK$$

$$2. \quad Avs + Avt > \frac{b \times S}{3 \times fy}$$

$$3371 > \frac{350 \times 1000}{3 \times 400}$$

$$3371 > 375 \dots \dots \dots OK$$

Jarak sengkang total:

$$1. \quad s = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times \pi \times d^2 \times S}{Avs+Avt}$$

$$s = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3371,039} = 83,0 \text{ mm}$$

$$2. \quad S = Ph/8 = 1800/8 = 225 \text{ mm}$$

$$3. \quad S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil  $= 83,0 \approx 80 \text{ mm}$

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-80

### Tulangan sengkang balok interior sebelum torsi : 2 D13-130 (lapangan)

digunakan cara yang sama sehingga didapat:  
 Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-100

## 2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$At = \frac{Avt}{s} \times Ph \times \left( \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = \frac{510}{1000} \times 1800 \times \left( \frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = 919,48 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok eksterior sebelum torsi:

Tarik (10 D25 : As = 4908 mm<sup>2</sup>)

Tekan (12 D25 : As = 5890 mm<sup>2</sup>)

As total = 10799 mm<sup>2</sup>

Kontrol luas penampang torsi

$$= (At + Ast)$$

$$= 919 + 10799$$

$$= 11723 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'c}xAc_p}{12 \times fy \text{ lentur}} - \left( \frac{Avt}{s} \right) \times Ph \times \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{30}x260000}{12 \times 400} - \left( \frac{510}{90} \right) \times 1000 \times \frac{400}{400}$$

$$11723 > -7757 \dots \dots \dots OK$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{At}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{924}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$n = 1,8 \sim 2 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 2 buah

Ditaruh di kanan 1 tulangan dan di kiri 1 tulangan

**Resume perhitungan memanjang interior**

**Tulangan lentur**

Tumpuan atas	=	12 D 25
Tumpuan bawah	=	10 D 25
Lapangan atas	=	8 D 25
Lapangan bawah	=	8 D 25

**Tulangan geser**

Tumpuan	=	2 D 13 – 80
Lapangan	=	2 D 13 – 100

**Tulangan torsi**

1 buah di sisi kanan dan 1 buah di sisi kiri

Dengan cara yang sama untuk balok interior, maka didapat

**Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang exterior**

**Tulangan lentur**

Tumpuan atas	=	12 D 25
Tumpuan bawah	=	10 D 25
Lapangan atas	=	6 D 25
Lapangan bawah	=	6 D 25

**Tulangan geser**

Tumpuan	=	2 D 13 – 80
Lapangan	=	2 D 13 – 100

**Tulangan torsi**

1 buah di sisi kanan dan 1 buah di sisi kiri

**X. Pemutusan Tulangan Balok**

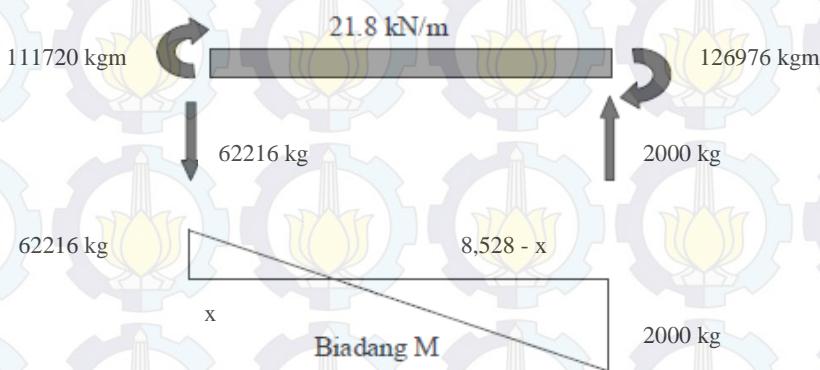
Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Tulangan di atas negatif ini adalah 12D25 dan akan dihentikan sekaligus 8D25 setelah memenuhi SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.2.1. Jadi desain

akan dihentikan jarak penghentian 12 D25 dari muka kolom (x). Agar diperoleh panjang penghentian terbesar maka dipakai kombinasi kemungkinan kuat momen Mpr di ujung komponen. Kuat Momen nominal ( $\phi Mn$ ) dari 12D25 adalah 62216 kgm. Karena itu 12D25 boleh dihentikan menjadi 8D25 bila kuat momen perlu sudah menurun menjadi 70060 kgm. Jarak penghentian tulangan dengan  $Mn = 70060$  kgm dihitung sebagai berikut:

Diketahui  $Mpr = 70060$  kNm

$D = 8099$  kg/m (dari perhitungan sebelumnya)

$$q = 0.9D = 0.9 \times 8099 = 7289 \text{ kg/m}$$



$$0.5.q.x^2 + Vu.x - Mpr = Mn$$

$$3644 x^2 + 62216 - 111719 = 70060$$

$$3644 x^2 + 62216 - 41659 = 0$$

Diperoleh  $x = 0,64$  m

Sesuai dengan (SNI 03-2847-2013 Pasal 12.10.3), tulangan 12D25 akan dihentikan sejauh 1 (pilih yang lebih besar)

$$l = x + d = 0,64 + 0,05 = 0,69 \text{ m}$$

atau

$$l = x + 12.db = 0,64 + 12 \times 0,05 = 0,941 \text{ m}$$

(menentukan) dari muka kolom

$$\ell_d = \left( \frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f_c} \left( \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b$$

Dimana ruas pengekangan  $(cb + K_{tr})/db$  tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn}$$

Dimana n adalah jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan. Diizinkan untuk menggunakan  $K_{tr} = 0$  sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal

Dimana

$$db = 25 \text{ mm}$$

$$F_y = 400 \text{ MPa}$$

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\Psi_t = 1$$

$$\Psi_e = 1$$

$$\Psi_s = 1$$

$$\lambda = 1$$

$$c = 74,5$$

$$krt = 0$$

Dari nilai tersebut didapat

$$ld = 556,96 \text{ mm}$$

$$ld = 0,56 \text{ m}$$

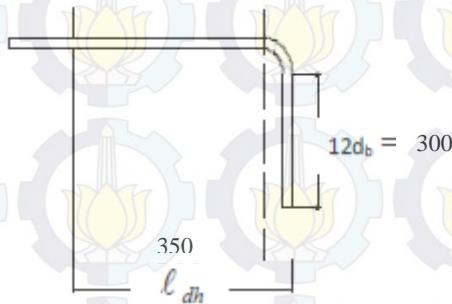
dipasang tiitk putus dr muka kolom = 0,941 m  
panjang penyaluran = 0,556 m

tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat.

ldh diambil yang terbesar

$$\begin{aligned} \# 8 \times db &= 200 \text{ mm} \\ \# \frac{f_y \times db}{5.4\sqrt{f_c'}} &= 150 \text{ mm} \\ \# &= 338 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi diambil ldh = 350 mm masuk ke dalam kolom dengan panjang kait 12 db = 350 mm sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 9.1.2.



Gambar 4.14 Pemutusan Tulangan Balok

#### 4.4.3 PERENCANAAN KOLOM

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder, balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam perhitungan perencanaan dimensi kolom, bagian kolom yang direncanakan ialah kolom interior dan juga kolom yang memikul balok pratekan.

#### 4.4.3.1 Data umum perencanaan kolom

Data umum perencanaan adalah sebagai berikut :

Dimensi	:	65/65 cm	= 24 D 25
	:	80/80 cm	= 36 D 25
	:	90/90 cm	= 36 D 29
	:	100/100 cm	= 36 D 32
	:	110/110 cm	= 36 D 32
	:	120/120 cm	= 40 D 32
Tinggi kolom	:	400 cm	
Tinggi bersih kolom	:	355 cm	
Decking ( $d'$ ) kolom ekterior	:	50 cm	
Diameter sengkang (D)	:	12 mm	
Mutu tulangan (fy)	:	400 Mpa	
Mutu sengkang (fy)	:	400 Mpa	
Mutu beton (fc')	:	30 Mpa	

#### 4.4.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut SNI -2847-2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial
- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari  $Ag.fc'/10 = 1200 \times 1200 \times 30/10 = 4320000 \text{ N}$

Karena  $4320000 \text{ N}$  ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maximum dari SAP ( $-31459375 \text{ N}$ ) maka pasal tersebut diatas berlaku :

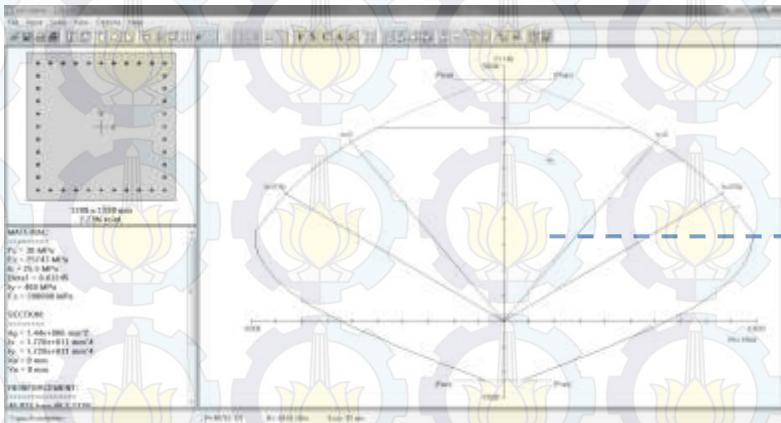
- Ukuran penampang terpendek  $650 \text{ mm} > 300 \text{ m}$  (Ok)
- Ratio  $b/h = 1200/1200 = 1 > 0,4$  (Ok)

#### 4.4.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari SAP.

ukuran	aksial -	momen +	momen -	M pakai
120/120	-3145937.5	175295.64	-181421.51	181421.51

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 4.15 Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan  $F_s = F_y$

#### 4.4.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0,01 A_g$  atau lebih dari  $0,06 A_g$ . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 40 D32, dengan rasio tulangan = 2,28 % (Ok)

#### 4.4.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\varphi P_n(\max) = 0,8 \times \varphi \times [0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

$$Pu = 3145937 \text{ kN (ok)}$$

Diketahui bahwa :

$$A_g = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 32169 \text{ mm}^2, \text{ maka :}$$

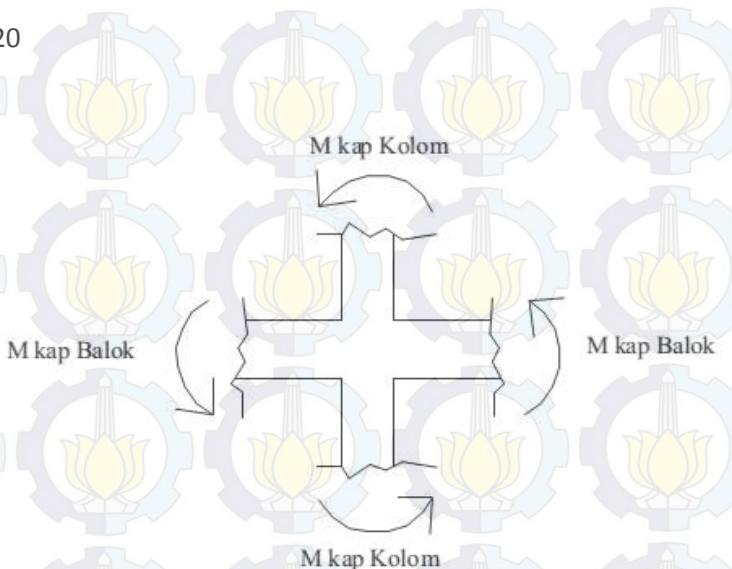
$$\begin{aligned} \varphi P_n &= 0,8 \times 0,65 [0,85 \times 30 \times (422500 - 11780) \\ &\quad + 400 \times 11780] = 7896576 \text{ N} \\ &= 25359168 > Pu \text{ (ok)} \end{aligned}$$

#### 4.4.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI - 2847-2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 4.16 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

$M_{nc}$  didapat dari Gambar IX-1 dan Gambar IX-2 :

$$\sum M_{nc} = 0.7 \times (1066600 + 1066600) = 1493240 \text{ kNm}$$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_{nb}^+$  dan  $M_{nb}^-$  balok yang menyatu dengan kolom didapat dari  $M_n$  di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

$$M_{nb}^+ = 111474 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 126682 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} \sum M_{nb} &= 0,85 \times (111474 + 1266682) \\ &= 202892,2655 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Persyaratan      *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb};$$

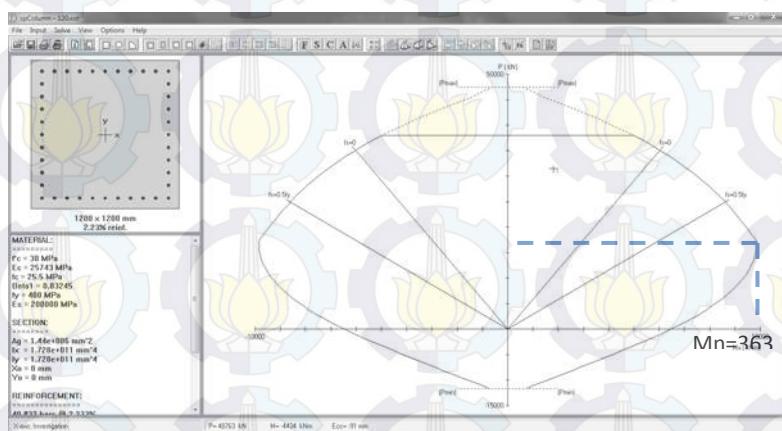
Maka

$$\begin{aligned} \sum M_{nc} &= 390769,23 \text{ kNm} > 1,2 \times 202892 \\ &= 243471 \text{ kNm} \quad (\text{Ok}) \end{aligned}$$

Maka Memenuhi Persyaratan "Strong Column Weak Beam"

#### 4.4.3.7 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve

Gaya geser rencana,  $Ve$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin,  $Mpr$ , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor,  $Pu$ , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada  $Mpr$  komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus  $Ve$  tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.17 Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan  $F_s = 1,25f_y$

Dengan bantuan Gambar 7.4  $Mpr = Mb = 9864 \text{ kNm}$

Bila dianggap Mpr yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$\begin{aligned} Ve &= (2 \times Mpr) / ln \\ &= (2 \times 9864) / (4 - 0,65) = 485612 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### Perhitungan Mpr balok :

Mpr balok yang digunakan adalah Mpr yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan Mpr dari balok di satu sisi HBK dan  $Mpr^+$  dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing ( $l_1$  dan  $l_2$ ) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan Mpr

balok sebagai berikut :

#### Perhitungan Mpr<sup>+</sup>

$$\begin{aligned} -Mpr^+ &= 111474 \text{ kNm} \\ -Mpr^- &= 126682 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Vu = 2 \times \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{l_1} \times \frac{l_2}{l_1 + l_2}$$

Disini  $l_1$  dan  $l_2$  adalah tinggi kolom tingkat 1 dan 2 = 4 m).

Maka diperoleh :

$$Vu = 2x \frac{111474 + 126682}{4} \times \frac{4}{4+4} = 71253 \text{ kN}$$

Ternyata  $Ve = 77612 > 71092 \text{ kN}$ , dan Vu lebih besar dari hasil analisa struktur.

#### 4.4.3.8 Pengekang kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom interior sepanjang lo harus dikekang oleh tulangan trasversal ( $A_{sh}$ ) dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.6

$$lo \geq h = 650 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3350 = 558 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$\begin{aligned}
 & - \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 1200 = 300 \text{ mm} \\
 & - 6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm} \\
 & - S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \\
 & S_o = 100 + \left( \frac{350 - (0.5 \times (650 - 2 \times (50 + 12/2))))}{3} \right) \\
 & = 127 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm

$A_{sh,\min}$  sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0,3 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

dan

$$A_{sh} = 0,09 \frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$b_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yh}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa  $s = 100$  mm,  $F_{yh} = 400$  Mpa, selimut beton = 50 mm dan  $D_s = 12$  mm, sehingga diperoleh :

$$b_c = b - 2xd' - ds = 400 - 2 \times 12 - 50 = 376 \text{ mm}$$

$$A_g = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (1200 - 50)^2 = 1183744 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0,3 \frac{sxb_cxf'c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\
 &= 0,3x \frac{100x376x30}{400} \left( \frac{1440000}{1183744} - 1 \right) \\
 &= 183 \text{ mm}^2 \\
 A_{sh} &= 0,09 \frac{sxb_cxf'c}{f_{yt}} = 0,09x \frac{100x376x30}{400} = 253 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga di pakai 4D12-100 ( $A_{sh} = 452 \text{ mm}^2 > 432 \text{ mm}^2$ ), mengingat bahwa beban aksial terfaktor kolom lebih besar dari  $\frac{Agxf'_c}{10} = \frac{1440000x30}{10} = 4320 \text{ kN} >$  dari beban aksial berfaktor kolom (3145 kN). Berdasarkan  $A_v$  4D12 = 452 mm<sup>2</sup> dan s terpaasang = 100 mm.

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{Asxfyxd}{s} = \frac{452,3x400x(1200-50-\frac{12}{2})}{100} \\
 V_s &= 2070,13 \text{ kN} > V_u = 402,64 \text{ kN} (\text{Ok})
 \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, siswa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

- $6 \times db = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

Maka dipakai  $s = 100 \text{ mm}$ .

#### 4.4.3.9 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2, sebagai berikut :

$$\ell_d = \frac{d_b f_y}{4\sqrt{f_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

pada tulangan bawah

$$\ell_d = \frac{d_b f_y}{4\sqrt{f_c}}$$

$$= 584 \text{ mm}$$

$$0,04 d_b f_y$$

$$= 512 \text{ mm}$$

Jadi panjang lewatan yang dipakai adalah 584 mm.

#### 4.4.3.10 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Nu = 31459375 \text{ N}$$

$$Tu = 43544400 \text{ Nmm}$$

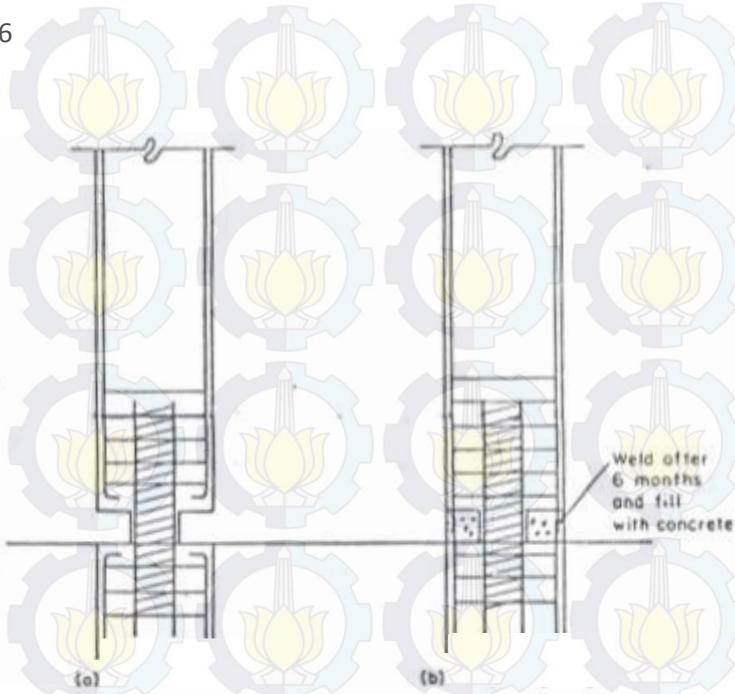
$$Tn = \emptyset 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33\sqrt{fc}}} \quad 43544400 \text{ Nmm} <$$

$$0.75 \times 0.33 \sqrt{30} \left( \frac{1440000^2}{2(1200+1200)} \right) \sqrt{1 + \frac{31459375}{0.33 \times \sqrt{30}}} = 2,44 \times 10^{12} \text{ Nmm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

#### 4.4.4 Penampang Sendi

Sebagai usaha mengeliminasi kehilangan pratekan oleh kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom paling bawah akibat post tension yang di kenakan setiap lantainya, maka desain dasar kolom harus didesain sendi sementara. Setelah post tension selesai dikerjakan, setelah creep dan pemendekan elastis berakhir kira kira 6 bulan setelah jacking, barulah dasar kolom tersebut digROUTING untuk menjadikannya jepit. (Mark Fintel dan S.K.Ghosh, 1989).



Gambar 4.18 Sendi Sementara Dan Bentuk Sendi yang di-grouting

(Jepit)

(Sumber: P.T. VSL Indonesia)

untuk kolom dengan penampang 1200 x 1200 mm direncanakan:

-sengkang (db) = 8 mm

-decking (d) = 10 mm

-diameter sendi (Dc) = 250 mm

-jarak sengkang (s) = 50 mm

Kekuatan tulangan spiral adalah

$$T_s = 2 \rho_s A_c f_y$$

Dimana  $\rho_s$  = presentasi tulangan spiral.

Dengan tulangan spiral, kuat tekan beton semakin meningkat

$$f'c = f'c + 4,1 (\sigma_s)$$

dimana s adalah jarak spiral

$$S = \frac{4 \cdot As (Dc - db)}{Dc^2 \cdot \rho s}$$

$$\rho = \frac{4 \cdot As (Dc - db)}{Dc^2 \cdot s}$$

dimana:

As = luas penampang spiral

db = diameter tulangan spiral

Dc = diameter inti beton luar keluar dari spiral

$$As = 0,25\pi \times 8^2 = 50,26 \text{ mm}^2$$

$$Ac = 0,25\pi \times (250-2 \times 10)^2 = 41547 \text{ mm}^2$$

rasio tulangan

$$\rho = \frac{4 \times 50,26 (250-8)}{250^2 \cdot 50} = 0,0142$$

tegangan yang dihasilkan sengkang

$$T_s = 2 \times 0,0142 \times 41547 \times 400 = 474753 \text{ N}$$

untuk mendapat tegangan, maka  $T_s$  dibagi dengan luasan penampang beton

$$\sigma_s = 474753 / 41547 = 11 \text{ N/mm}^2$$

Sehingga peningkatan kemampuan beton yang terjadi adalah

$$f'c = 30 + 4,1 (\sigma_s) = 76 \text{ Mpa}$$

#### 4.4.4.1 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Dalam pembuatan sendi tersebut harus mempertimbangkan kemampuannya dalam menahan beban searah gravitasi, sehingga dalam tahap pelaksanaan sejak dasar kolom berupa sendi mampu menahan beban konstruksi yang terjadi (E.G. Nawy, 2000)

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\varphi \cdot P_n(\max) = 0,8 \times \varphi \times \left[ 0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right]$$

$$Pu = 1753461 \text{ N (ok)} \text{ (beban konstruksi 1D + 1L)}$$

Diketahui bahwa :

$$Ag = 0,25\pi \times (250)^2 = 49087 \text{ mm}^2$$

Ast = 32169  $\text{mm}^2$ , maka :

$$\begin{aligned}\varphi P_n &= 0,8x0,65[0,85x30x(49087,38 - 32169,90) \\ &\quad + 400x32169] = 1903569 \text{ N} \\ &= 1903569 > Pu (\text{ok})\end{aligned}$$

## **4.5 PERENCANAAN PRATEKAN STRUKTUR UTAMA**

### **4.4.1 UMUM**

Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh effisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya juga dapat memperkecil struktur rangkanya.

Menurut SNI 03-2847-2013, pasal. 21.5.2.5, tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Perencanaan beton pratekan pada Gedung Samator ini direncanakan dengan metode pasca tarik (*post tension*). Metode pasca tarik adalah metode pratekan dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras. Jadi tendon pratekan diangkurkan pada beton tersebut segera setelah gaya pratekan diberikan.

Perencanaan beton pratekan pada balok lantai dilakukan di setiap lantai (15 lantai), dimana disetiap lantainya tersebut terdapat ruang membutuhkan ruangan yang bebas hambatan kolom di tengahnya. Jumlah balok pratekan yang didesain adalah 2 buah tiap lantainya, dengan panjang bentang bersihnya adalah 16 meter. Sebelum dilakukan perhitungan perencanaan balok pratekan, maka akan ditentukan terlebih dahulu spesifikasi mutu bahan, tahap pembebanan, jenis tendon yang digunakan, tegangan ijin komponen struktur, kehilangan pratekan, serta kontrol struktur yang meliputi kontrol batas layan (servisibility), dan penggambaran output.

### **4.4.2 DATA PERENCANAAN BETON PRATEKAN**

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan:

- Panjang bentang total = 16 m
- Dimensi balok pratekan = 55/80 cm
- $f_c = 50 \text{ MPa}$  (beton pratekan)
- $f_c = 30 \text{ MPa}$  (pelat lantai)

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari, sehingga nilai  $f_{ci}$  dihitung dengan cara sebagai berikut (acuan koefisien berdasarkan PBI) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 50 = 44 \text{ MPa}$
- $t_f = 12 \text{ cm}$
- Jarak antar balok pratekan ( $s$ ) = 8 m

#### 4.4.3 MENCARI LEBAR EFEKTIF

Dalam mencari lebar efektif ( $b_w$ ), maka digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 03-2847-2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- delapan kali tebal pelat
- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif ialah sebagai berikut :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{16}{4} = 4000 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 8 \times b_w = 8 \times 550 = 4400 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = s = 8000 \text{ mm}$$

Sehingga nilai  $b_{eff}$  yang terkecil ialah 4000 mm. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 4 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada, lebar yang digunakan ialah selebar 8 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sebenarnya.

#### 4.4.4 PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA DAN BETON

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin akibat gaya pengangkuran tendon  $0.94 f_{py}$ , tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari  $0.8 f_{pu}$  dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5.1)
- Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan  $0.70 f_{pu}$  (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan :  $0.60 f_{ci}$  (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 44 = 26,4 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas C :

$$\sigma_{tr} = f_t > 0,5 \sqrt{f_c} \quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1})$$

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{44} = 3,3 \text{ MPa}$$

- Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan :  $0,45 f_c$  (SNI 03-2847-2002 pasal 18.4.2.)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

Untuk analisa nilai beban yang tidak tetap (beban hidup), maka nilai tegangan ijin tekan yang diberikan ialah sebesar

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f'_c = 0,6 \times 50 = 30 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik  $\sigma_{tr} = f_t > 1,0\sqrt{f'_c}$  (SNI 03-2847-2013 pasal 18.3.3)

$$\sigma_{tr} = 0,5\sqrt{f'_c} = 1,0 \times \sqrt{50} = 7,07 \text{ MPa}$$

Dimana :

$f_{pu}$  = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f_{py}$  = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

$f'_c$  = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

$f_{ci}$  = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

#### 4.4.5

#### PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yakni

##### Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya pratekan
- b. Pada saat diberi gaya pratekan
- c. Pada saat peralihan gaya pratekan

##### Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$q_p = \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{pelat}$$

$$= 2400 \times 4 \times 0,12$$

$$= 1152 \text{ kg/m}$$

- Berat Sendiri Balok
  - Ujung Kantilever

$$\begin{aligned} q_{d1} &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \\ &= 2400 \times 0,55 \times 0,8 \\ &= 1056 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup (kantor, PPIUG 1983 hal 17. Tabel 3.1) :

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

$$q_l = b_{eff} \times \text{beban kantor}$$

$$= 4 \times 250$$

$$= 1000 \text{ kg/m}$$

#### 4.4.6 Perhitungan Momen

Penentuan gaya pratekan saat beban sendiri balok, pelat, dan beban hidup telah diberikan.

Diperoleh MT dari hasil perhitungan SAP

$$Mt = 76941 \text{ kgm} = 769 \text{ kNm}$$

$$F = Mt/0,65h = 1479 \text{ kN}$$

Momen akibat beban gempa dengan kombinasi maksimum :

$$M_{Maks} = -189273,07 \text{ kgm} = -1892 \text{ kNm}$$

Rencanakan dengan nilai F = 4000 kN

Asumsikan nilai kehilangan gaya pratekan sebesar 20%, sehingga nilai gaya pratekan awal ( $F_o$ ) ialah = 4800 kN

#### 4.4.7 Analisa Penampang

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok pratekan berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan perumusan di bawah.

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{30} = 25742 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{50} = 33234 \text{ MPa}$$

Dalam perhitungan tegangan, maka kita perlu menganalisa lebar efektif balok yang baru karena nilai mutu pelat dan beton pratekan berbeda. Perumusan yang digunakan untuk perhitungan lebar efektif ialah dengan membandingkan modulus elastisitas pelat dan balok, lalu dikalikan dengan lebar efektif yang ada, sebesar 4,5 m.

$$b_{eff} = \frac{E_{pelat}}{E_{balok}} \times s = \frac{25742}{33234} \times 4,5 = 3,486 \text{ m} = 3486 \text{ mm}$$

Dimensi penampang sebelum ada pelat

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$A = b \times h = 440000 \text{ mm}^2$$

$$Y_n = h/2 = 400 \text{ mm}$$

$$Ix = \frac{b \times h^3}{12} = 23466666667 \text{ mm}^4$$

$$W = \frac{Ix}{yn} = 586666666 \text{ mm}^3$$

Dimensi penampang sesudah ada pelat

$$A = 745806.4012 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 260.5882488 \text{ mm}$$

$$y_b = 539.4117512 \text{ mm}$$

$$I_x = 95334537393 \text{ mm}^4$$

$$W_a = \frac{I_x}{y_a} = \frac{95334537393}{260} = 29905446 \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = \frac{193152182723}{754} = 365843578. \text{ mm}^3$$

$$e = 400 \text{ mm}$$

#### 4.4.8 Kontrol Gaya Pratekan

Perhitungan momen akibat beban mati balok dan pelat (saat beban hidup belum terjadi)

- Berat sendiri balok

$$q_{dt} = q_{\text{sendiri balok}}$$

$$= 1056 \text{ kg/m}$$

$$M_{dt} = \frac{1}{8} q_{dt} L^2$$

$$= \frac{1}{8} 1056 \cdot 16^2 = 33792 \text{ kgm}$$

- Berat pelat

$$q_{st} = q_{\text{pelat}}$$

$$= 1152 \text{ kg/m}$$

$$M_{st} = \frac{1}{8} q_{st} L^2$$

$$= \frac{1}{8} 1152 \cdot 16^2 = 36864 \text{ kgm}$$

- Beban hidup

$$q_{lt} = q_{\text{beban hidup}}$$

$$= 1000 \text{ kg/m}$$

$$M_{lt} = \frac{1}{8} q_{lt} L^2$$

$$= \frac{1}{8} 1000 \cdot 16^2 = 32000 \text{ kgm}$$

Kontrol gaya pratekan akibat beban mati dan pelat

Kontrol dengan nilai  $F_o = 4800000 \text{ N}$

- Serat atas

$$\sigma_t \leq \frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_{dt}}{W_t} + \frac{M_{st}}{W_t}$$

$$\sigma_t \leq \frac{4800000}{745806} + \frac{4800000 \times 400}{365843578} - \frac{337920000}{365843578}$$

$$- \frac{368640000}{365843578}$$

$$-3,317 \text{ MPa} \leq 3,12 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_{dt}}{W_b} - \frac{M_{st}}{W_b}$$

$$\sigma_t \leq \frac{4800000}{745806} - \frac{4800000 \times 400}{176737969} + \frac{337920000}{176737969}$$

$$+ \frac{368640000}{176737969}$$

$$26,4 \text{ MPa} < 13,3 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan (asumsi besar kehilangan pratekan ialah sebesar 20%)

Kontrol dengan nilai  $F = 4000000 \text{ N}$

- Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{dt}}{W_t} + \frac{M_{st}}{W_t} + \frac{M_{lt}}{W_t}$$

$$\sigma_t \leq \frac{4000000}{745806} - \frac{4000000 \times 400}{365843578} + \frac{337920000}{365843578} \\ + \frac{368640000}{365843578} + \frac{320000000}{365843578}$$

$22,5 \text{ MPa} \leq 3,8 \text{ MPa (OK)}$

- Serat bawah

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{dt}}{W_t} - \frac{M_{st}}{W_t} - \frac{M_{lt}}{W_t} \\ \sigma_t \leq \frac{4000000}{745806} + \frac{4000000 \times 400}{176737969} - \frac{337920000}{176737969} \\ - \frac{368640000}{176737969} - \frac{320000000}{176737969}$$

$-7,07 \text{ MPa} \leq 8,61 \text{ MPa (OK)}$

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan (asumsi besar kehilangan pratekan ialah sebesar 20%) dengan tambahan beban gempa

Kontrol dengan nilai  $F = 4000000 \text{ N}$

- Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{dt}}{W_t} + \frac{M_{st}}{W_t} + \frac{M_{lt}}{W_t} + \frac{M_{gempa}}{W_t} \\ \sigma_t \leq \frac{4000000}{745806} - \frac{4000000 \times 400}{365843578} + \frac{337920000}{365843578} \\ + \frac{368640000}{365843578} + \frac{320000000}{365843578}$$

$22,5 \text{ MPa} \leq 3,8 \text{ MPa (OK)}$

- Serat bawah

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{dt}}{W_t} - \frac{M_{st}}{W_t} - \frac{M_{lt}}{W_t} - \frac{M_{gempa}}{W_t}$$

$$\sigma_t \leq \frac{4000000}{745806} + \frac{4000000 \times 400}{176737969} - \frac{337920000}{176737969}$$

$$- \frac{368640000}{176737969} - \frac{320000000}{176737969} - \frac{320000000}{176737969}$$

$-7,07 \text{ MPa} \leq 8,4 \text{ MPa (OK)}$

#### 4.4.9 PENENTUAN TENDON YANG DIGUNAKAN

Gunakan tipe baja prategang dengan nilai  $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$  (strand stress-relieved).

$$f_{p\max} = 0,75 \times 1860 = 1376,4 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p\max}} = \frac{4800000}{1376,4} = 3487, \text{ nm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tendon unit : 5-37

Jumlah strand : 32

Minimum breaking load : 5890 kN

Diameter strand : 12,7 mm

Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 32 = 4053,7 \text{ nm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena  $A_{pakai} > A_{perlu}$  ....(OK)

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{4800000}{4053,7} = 1184 \text{ MPa}$$

#### 4.4.10 PERHITUNGAN PRATEKAN

#### KEHILANGAN

#### GAYA

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

- Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

- Kehilangan akibat slip angker (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke angkur.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{p\text{akai}} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{p\text{akai}} = 1184,12 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0015 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8y/L) = 0,315$$

$$L = 16 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh nilai dari  $x = 0,307932545$  m. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever  $x < 8$  m, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya pratekan akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan pratekan diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja pratekan saat proses pemberian gaya pratekan. Kehilangan pratekan akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 4800 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0015 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8y/L) = 0,315$$

$$L = 16 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 4469,899468 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 4800 - 4469,899468 = 330 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{330100,53}{4053,7} = 81 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{81,43}{1184,12} = 6,88 \%$$

4. Kehilangan akibatkekangan kolom

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom.

Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekangan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya pratekan karena sebagian gaya pratekan yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok pratekan maka semakin besar gaya pratekan yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking. Hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi. Sebaliknya jika kolom didesain tidak kaku maka gaya pratekan yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekang spiral. Perubahan penampang yang signifikan pada dasar kolom, memperkecil kemampuan kolom untuk menahan momen yang terjadi akibat jacking

Dapat dihitung kahilangan yang terjadi akibat desain sendi ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Dari hasil perhitungan PCA COL, diperoleh nilai maksimum momen kapasitas yang mampu dipikul sendi adalah sebagai berikut

$$M_x = 5000 \text{ kgm}$$

$$\Delta P = (5000+5000) / 8 = 1250 \text{ kg}$$

$$\Delta f_p = 1250/4053,66 = 3,08 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = 3,08/1184,11 = 0,26 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya pratekan), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

Kehilangan akibat rangkak (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkak :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{ci_r} - f_{cd_s}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 2$  untuk metode pra-tarik

$= 1,6$  untuk metode pasca-tarik

$f_{cd_s}$  = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat sluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{ci_r}$  = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$f_{ci_r} = \sigma_t \leq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times \epsilon^2}{Ix} - \frac{M_g \times \epsilon}{Ix}$$

$$f_{c_{ir}} = \left( \frac{4800000}{745806,40} + \frac{4800000 \times 400^2}{95334537393} - \frac{28262400000 \times 400}{95334537393} \right) = 14,195 \text{ MPa}$$

$$fcir = \frac{\sigma_t \times \epsilon}{Ix}$$

$$fc_{ds} = \frac{(12800000000) \times 400}{95334537393} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr}.(E_s/E_c).[f_{c_{ir}} - fc_{ds}] = 84,61 \text{ MPa}$$

Rumus creep yang digunakan adalah rumus yang menganggap kehilangan akibat creep sudah pada batasnya dalam artian kehilangan akibat creep hamper tidak terjadi lagi, maka dari itu tidak ada fungsi waktu dalam rumus tersebut diatas.

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkak ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{84,61}{1184,11} = 7,15\%$$

#### Kehilangan akibat susut (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{sh}.E_s[1-0,06(v/s)].[100-RH]$$

RH = 80% (untuk kota Surabaya)

$K_{sh} = 0,77$  (7 hari)

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{745806,4}{7796,8} = 9,56 \text{ cm}$$

$$SH = 10,32549141 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{10,32}{1184,12} = 0,87 \text{ %}$$

#### Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [Kre \cdot J(SH + CR + ES)]^* C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa} \text{ (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,13$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1184,12}{1860} = 0,68, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah}$$

sebagai berikut

$$C = 0,68$$

$$RE = [138 - 0,15(47,26 + 11,34 + 0)] \times 1 = 85,45 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{85,45}{1184,12} = 7,22 \%$$

Total kehilangan pratekan ialah

$$6,88 + 7,15 + 0,87 + 7,22 + 0,26 = 22,37 \%$$

### c. kontrol gaya pratekan setelah kehilangan

besar gaya pratekan setelah terjadi kehilangan pratekan ialah sebesar berikut :

$$F = \frac{100 - 22}{100} \times 4800 = 3738,7 \text{ kN}$$

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan pratekan dari hasil perhitungan di atas

Kontrol dengan nilai  $F = 3738654$ . N

- Serat atas

$$\sigma_t \geq \frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{dt}}{W_t} + \frac{M_{st}}{W_t} + \frac{M_{lt}}{W_t}$$

$$\sigma_t \geq \frac{3726154,931}{745806,} - \frac{1490461972}{365843578} + \frac{337920000}{365843578}$$

$$+ \frac{368640000}{365843578} + \frac{320000000}{365843578}$$

$22,5 \text{ MPa} \geq 3,7 \text{ (OK)}$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq \frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{dt}}{W_b} - \frac{M_{st}}{W_b} - \frac{M_{lt}}{W_b}$$

$$\sigma_t \leq \frac{3726154,931}{745806} + \frac{1490461972}{176737969} - \frac{337920000}{176737969} - \frac{368640000}{176737969} - \frac{320000000}{176737969}$$

$-7,07 \text{ MPa} \leq 7 \text{ (OK)}$

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan.

#### 4.4.11 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 03-2847-2013 pasal 18.7

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 4053 \text{ mm}^2$$

$$d = 660 \text{ mm}$$

$$b = 550 \text{ mm}$$

$$f'_c = 50 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f/c-28)}{28} \times 0,05 = 0,693$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{y_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka:

$$\left| \rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right| \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17.$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,693} 0,17 \right\} = 1609 \text{ Mpa}$$

$$T = Aps \times fps = 4053,659833 \times 1609 = 6522321 \text{ N}$$

$$a = \frac{Aps \cdot fps}{0,85 f'c b} = \frac{6522321}{0,85 \cdot 50 \cdot 700} = 279 \text{ mm}$$

$$M_n = 652232 \cdot \left( 660,6 - \frac{279}{2} \right) = 339860 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 339860,809 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 339860 \geq 76941$$

$$305874 \text{ kgm} \geq 76941, \text{ kgm.....(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

#### 4.4.12 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non pratekan dan pratekan harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar  $0,62 \lambda \sqrt{f_c}$

sehingga didapatkan  $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$ , dengan nilai  $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f_c} = 0,62 \times 1 \times \sqrt{50} = 4,4 \text{ MPa}$$

$$I_g = 95334537393 \text{ mm}^4$$

$$y_t = y_a = 539 \text{ mm}$$

$$Mcr = \frac{fr Ig}{yt} = \frac{4,384 \times 95334537393}{539}$$

$$= 774830221 \text{ Nmm}$$

$$=77483 \text{ kgm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

**0,8 × 123105 > 1,2 × 77483**

**98485 kgm > 92980 kgm .....(OK)**

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

#### 4.4.13 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton pratekan memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

### Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$\Delta l_{po} = \frac{1}{8} x \frac{P_o \cdot e \cdot l^2}{E_c x I} = \\ = 19,4 \text{ mm (↑)}$$

Lendutan akibat momen pada portal

$$\Delta l_{ql} = \frac{5}{48} x \frac{l^2}{E_c x I} (Mu_{lap} - 0,1(Mu_{tum1} + Mu_{tum2})) \\ = 5,5 \text{ mm (ke bawah)}$$

Lendutan ijin :

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{16000}{480} = 33 \text{ mm (SNI 03-2847-2013)}$$

tabel 9.5.b)

$$f < f_{ijin}$$

16 mm < 33 mm .....(OK)

Sehingga dengan kontrol lendutan maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

#### 4.4.14 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 03 – 2847 – 2002.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya pratekan dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Batas paling bawah letak kabel pratekan agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{W_a}{A} = \frac{365843578,2}{745806} = 490, \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel pratekan agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{176737969,1}{745806,} = 236 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{102656}{3726154,} = 0,0275 \text{ m} = 27 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{70656}{4800000} = 0,014 \text{ m} = 14 \text{ mm}$$

#### 4.4.15 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software SAP 2000 v14*.

Momen positif maksimum : **53667 kgm (kiri)**

Momen positif maksimum : **53667 kgm (kanan)**

##### 4.4.15.1 Data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu beton : 50 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 55/80 cm
- Panjang balok : 16 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- $d = 800 - 50 - 13 - 25/2 = 724 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{50}}{4 \times 400} = 0,00442$$

Jadi dipakai  $\rho_{\min} = 0,00442$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai  $\beta_1$ , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 03-2847-2002 ps 12.2.7.3)

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,693$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,693 \times 50}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0442$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,0442 = 0,0331$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,412$$

Langkah berikutnya adalah, menentukan  $M_n$ ,  $M_n = Mu/\Phi$

$M_u$  = didapat dari output SAP 2000

$\Phi$  = 0,75 ( harga didapat dari SNI 2847 2013 ps. 9.3.2.3 )

Menentukan  $R_n$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi bd^2}$$

Diketahui harga  $\emptyset = 0.75$  SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.7)

Menentukan rasio tulangan yang perlu

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xmxRn}{fy}} \right)$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

Menentukan luas tulangan (AS) dari  $\rho$  yang didapat

$$As = \rho x b x d$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{1/4 \times \pi \times \phi^2}$$

Menentukan jarak tulangan

$$\text{Jarak, tulangan} = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} > 25\text{mm}$$

Perhitungan lebih lanjut dari penulangan balok seperti, Hasil Momen Ultimate, Momen Nominal, hasil perhitungan Rn, rasio tulangan, luas tulangan perlu, jumlah tulangan pakai dan jarak tulangannya dapat dilihat pada tabel 8.1



#### 4.5.15.2 Penulangan

##### 4.5.15.2.1 Lentur Lunak Untuk Gempa

Momen negatif maksimum : **21911,7 kgm = 219117000 Nmm**

Tabel 4.19 Perhitungan Jumlah Tulangan

bentang	lokasi	MU	MN perlu	RN	RO PERL U	RO PAKAI	AS PERLU	TUL PERL U	TUL PAS ANG	JARAK TUL	jumlah
m		Kgm	Kgm	N/m			mm2			mm	lapis
16	tumpuan	53667	67084	2,32	0,006	0,006	2381	4,85	5	74,75	<b>74,00</b>
16		53667	67084	2,32	0,006	0,006	2381	4,85	5	74,75	<b>74,00</b>
16	tumpuan	53667	67084	2,32	0,006	0,006	2381	4,85	5	74,75	<b>74,00</b>
16		53667	67084	2,32	0,006	0,006	2381	4,85	5	74,75	<b>74,00</b>

Tabel 4.20 Perhitungan Momen Probable

bentang	posisi	tulangan	D	As	a	Mpr
m		n	mm	mm2	mm	kgm
16	gempa kanan	+	5	25	2454	52,50
		-	5	25	2454	52,50
	Gempa kiri	+	5	25	2454	52,50
		-	5	25	2454	52,50

## Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

$$\text{Beban mati} : 510 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Beban Balok} : 2400 \times 0,55 \times 0,8 = 1056 \text{ kg/m}$$

## Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1L) \times \text{lebar bentang}$$

$$= (1,2 \times 510) + 1 \times 250) \times (8) + 1056$$

$$= 15059 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$Vekn = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u x Ln}{2}$$
$$= \frac{85688,17 + 85688}{8,528 - 2(0,5 \times 0,65)}$$
$$- \frac{15059,2x(8,528 - 2(0,5 \times 0,65))}{2}$$
$$= -104414 \text{ kg}$$

$$Vekn = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u x Ln}{2}$$
$$= \frac{85688,17 + 85688}{8,528 - 2(0,5 \times 0,65)}$$
$$+ \frac{15059,2x(8,528 - 2(0,5 \times 0,65))}{2}$$
$$= 126743 \text{ kg}$$

Catatan: 0,65 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter

## Pemasangan Tulangan Geser a Pemasangan Sengkang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila :

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0,5 \times$  total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{pri} + M_{pr2}}{Ln} = \frac{85810 + 85810}{8,528 - 2 \times (0,5 \times 0,65)} = 11108 \text{ kg} >$$

$$0,5 \times 126759 = 63379 \text{ kg (OK)}$$

2. Gaya aksial tekan  $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 4400000 \text{ N} = 440000 \text{ kg}$

karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

dengan demikian maka

$$V_s = V_e k_n / \emptyset - V_c$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0,5} \times b \times d = 51854 \text{ kg}$$

$$V_s = 126759 / 0,75 - 51854$$

$$= 135253 \text{ kg}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 530 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 113 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 03 2847 2013. Pasal. 21.5.3.2:

$$1. d/4 = 181 \text{ mm}$$

$$2. 8 \times D \text{ utama} = 200 \text{ mm}$$

$$3. 24 D \text{ sengkang} = 312 \text{ mm}$$

$$4. 300 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 113,7770689 mm. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak = 110 mm.

Sengkang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 800 = 1600$  mm dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

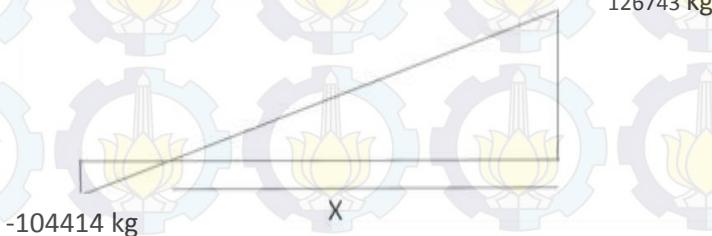
Kontrol kuat geser Vs tidak boleh diambil lebih besar dari Vs max.

$$V_{s\max} = 0.66\sqrt{fc'xbwdx} = 2053438, \quad kg > V_s =$$

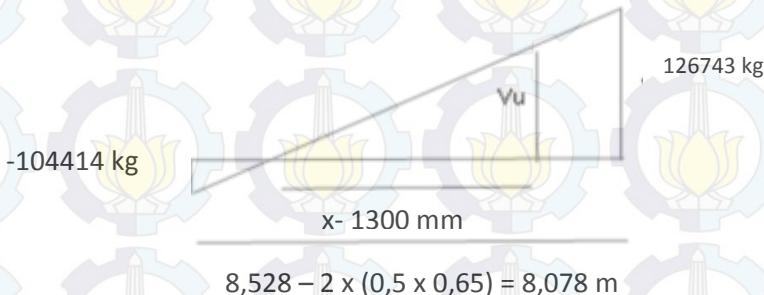
$$135232, \quad kg$$

(OK)

### b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat  $x/(8,528 - 2x) = (0,5 \times 0,6) / (61225,6 + 3732)$ , maka  $x = 7,61$  m = 7610 mm.



Gaya geser rencana diluar  $2h$  dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{x - 1300}{x} = \frac{Vu}{104414}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan  
 $Vu = 102959 \text{ kg}$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{102959}{0.75} - 51854 = 85424 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang 2 D 13 mm, maka  $Av =$

$$Av = 2x \frac{1}{4} \pi x D^2 = 530 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av \times f_y \times d}{Vs} = 180 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi  $d/2 = 362 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu  $s = 180 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 180 mm.

### Jumlah tulangan yang di pasang

$$(Ln-4h)/s+1 = (8,017-4*0,65)/180 + 1 = 69,05 \text{ buah} \sim \mathbf{70 \text{ buah}}$$

### Resume perhitungan penulangan geser

Bentang 8,528 meter

Tumpuan : 2 D 13 – 110

Lapangan : 2 D 13 – 180

#### 4.5.15.2.2 Penulangan Torsi Balok

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor Tu memenuhi syarat sebagai berikut:

Tu kurang dari:

$$\varnothing 0,083\lambda\sqrt{f'c}\left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Acp = Luas penampang keseluruhan

Pcp = keliling penampang keseluruhan

$\lambda$  = 1 (beton normal) SNI-2847-2013 psl 8.6.1

$\Phi$  = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847 2013 pasal 9

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 8,538 meter. Didapat dari SAP

Torsi = 12053 kgm

## Kontrol kebutuhan torsi:

$$Tu \leq 0,083 \lambda \sqrt{f_e} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$A_{cp} = b \times h = 550 \times 800 = 440000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(550 + 800) = 2700 \text{ mm}$$

$$Tu = 12053,19 \text{ kgm}$$

$$Tn = Tu/\Phi = 12053,19/0,75 = 16070 \text{ kgm}$$

$$160709200 \text{ Nmm} \leq 0,75 \times 1 \sqrt{30} \frac{(440000)^2}{2700} =$$

$$31688859450 \text{ Nmm}$$

.....(tidak memenuhi)

Persyaratan diatas tidak memenuhi maka balok induk memerlukan tulangan torsi

#### 4.5.15.2.3 Penulangan torsi sengkang



$$\begin{aligned} A_{oh} (\text{luas batas daerah sengkang terluar}) \\ = (550-2 \times 50) \times (800-2 \times 50) = 315000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_h (\text{keliling batas sengkang terluar}) \\ = 2((550-2 \times 50) + (800-2 \times 50)) \\ = 2300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_o (0.85 \times A_{oh}) &= 267750 \text{ mm}^2 \\ s &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 03-2847-2013  
Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{16070,92}{2 \times 315000 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$Avt = 637 \text{ mm}^2$$

### 1. Tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi : 2D12-80 (Tumpuan)

Luas sengkang per meter (Avs)  $= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s$   
 $= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/110$   
 $= 2413 \text{ mm}^2$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$Avs + Avt = 2413 + 637 = 3051 \text{ mm}^2$$

$$1. \ Avs + Avt > \frac{75\sqrt{f_{ic}}}{1200} \times \frac{b \times S}{fy}$$

$$3051 > \frac{75\sqrt{30}}{1200} \times \frac{450 \times 1000}{400}$$

$$3051 > 607 \quad \dots \dots OK$$

$$2. \ Avs + Avt > \frac{b \times S}{3 \times fy}$$

$$3051 > \frac{350 \times 1000}{3 \times 400}$$

$$3051 > 458 \quad \dots \dots \dots OK$$

Jarak sengkang total:

$$1. \ S = \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt}$$

$$S = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3051} = 87 \text{ mm}$$

$$2. \ S = Ph/8 = 2300/8 = 287 \text{ mm}$$

$$3. \ S \leq 300 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = 87,0 ≈ 80 mm

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-80

1. Tulangan sengkang balok interior sebelum torsi : 2 D13-180 (lapangan) digunakan cara yang sama sehingga didapat: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-120

#### 4.5.15.2.4 Penulangan Torsi Lentur

(SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$At = \frac{Avt}{s} \times Ph \times \left( \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = \frac{637,73}{1000} \times 2300 \times \left( \frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = 466,79 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok eksterior sebelum torsi:

Tarik (5 D25) :  $As = 2454 \text{ mm}^2$

Tekan (5 D25) :  $As = 2454 \text{ mm}^2$

As total = 6375 mm<sup>2</sup>

Kontrol luas penampang torsi

$$= (At + Ast)$$

$$= 1466 + 4908$$

$$= 6375 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'cx}Acp}{12 \times fy \text{ lentur}} - \left( \frac{Avt}{s} \right) \times Ph \times \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{30} \times 440000}{12 \times 400} - \left( \frac{637,73}{110} \right) \times 2300 \times \frac{400}{400}$$

6375

 $> -1463$ 

.....OK

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{At}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{1466}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$n = 2,9 \quad | \sim 4 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 4 buah.

Ditaruh di kanan 2 tulangan dan di kiri 2 tulangan.

### Resume Perhitungan Penulangan Balok Induk Memanjang Interior

#### Tulangan Lentur

Tumpuan atas = 5 D 25

Tumpuan bawah = 5 D 25

Lapangan atas = 5 D 25

Lapangan bawah = 5 D 25

#### Tulangan Geser

Tumpuan = 2 D 13 – 80

Lapangan = 2 D 13 – 110

#### Tulangan Torsi

2 buah di sisi kanan dan 2 buah di sisi kiri

#### 4.4.16 KONTROL MOMEN NOMINAL PADA PENAMPANG SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C = T$$

##### Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon pratekan

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon pratekan yaitu

$$M_n = 339860 \text{ kgm}$$

##### Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 5 D 25

$$A_s = 2454 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$d = 660 \text{ mm}$$

$$a = (2454,37 \times 400) / (0,85 \times 50 \times 550) = 279$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_n &= 648429722 \text{ Nmm} \\ &= 64842 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$M_n$  = kuat lentur nominal (Nmm)

$A_s$  = luas tulangan tarik ( $\text{mm}^2$ )

$f_y$  = tegangan leleh baja (MPa)

$f'_c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)

$a$  = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 339860 + 64842,97 = 404704 \text{ kgm}$$

$\phi M_n \geq M_u$ , dimana nilai  $\phi = 0,8$ . Nilai Mu yang diambil

ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$0.8 \times 404704 \text{ kgm} > 76941 \text{ kgm}$$

$$364233 \text{ kgm} > 76941 \text{ kgm.....(OK)}$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

#### 4.4.17 PENGANGKURAN UJUNG

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya Tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2

Dalam perencanaan gedung Solenoid Residence ini, digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekangan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 4800000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 4800000 = 5760000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left( 1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

$\Sigma P_u$  = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan

tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang ( selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 370 mm (angkur dengan strand 5-37, VSL table)

e = 230 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 800 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \cdot 5760000 \left( 1 - \frac{370}{800} \right) = 720000 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(800 - 2 \times 230) = 170 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{720000}{400} = 1800 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D12 ( $A_v = 452,389 \text{ mm}^2$ ), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1800}{452,4} = 3,9 \approx 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{170}{4} = 42,5 \text{ mm, diambil } 40 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4D16, dengan nilai s = 40 mm

## 4.6 PERENCANAAN PONDASI

### 4.6.1 UMUM

Pondasi merupakan komponen struktur bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah yang diterima dari kolom. Struktur pondasi sangat penting mengingat sebagai struktur terbawah dan menahan beban struktur di atasnya.

Pondasi yang digunakan pada gedung The Samator ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun piles* produk dari PT. Jaya Beton Indonesia, dengan kedalaman tiang direncanakan 30 m. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : AB
- Allowable axial : 242 ton
- Bending Momen crack : 20 ton m
- Bending Momen ultimate : 35,3 ton m

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000, diambil output semua reaksi perlengakan (dalam hal ini, nilai beban yang dimasukkan bukanlah beban ultimate, tetapi beban awal sebelum ditambah faktor beban) :

$$P_u : 44831406 \text{ kg}$$

$$M_x : 1189310766 \text{ kgm}$$

$$M_y : -1509797309 \text{ kgm}$$

$$H_x : 2629761 \text{ kg}$$

$$H_y : 2940519 \text{ kg}$$

### 4.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang

Data yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi adalah data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawan tanah dari unsur dasar tiang pondasi ( $Q_p$ ) dan daya dukung tanah dari unsur

lekatan lateral tanah ( $Q_s$ ). Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt (1982) :

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_P$  = resistance ultimate di dasar tiang

$Q_S$  = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s / 3 + 1) \cdot A_s$

$N_p$  = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

$K$  = koefisien karakteristik tanah

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$N_s$  = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan  
 $3 \leq N \leq 50$

$A_s$  = luas selimut tiang

$$N_p = \frac{44+43+41+40+38}{5} = 41$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0,5^2 = 0,283 \text{ m}^2$$

$K = 25 \text{ t/m}^2$  (untuk tanah dominan lanau-lempung)

$$Q_p = N_p \times K \times A_p = 41 \times 25 \times 0,283 = 290 \text{ ton}$$

$$N_s = 22$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 30 \times \pi \times 0,6^2 = 33 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left( \frac{22}{3} + 1 \right) \times 33 = 281 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 290 + 281 = 571 \text{ ton}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{SF} = \frac{571}{3} = 190 \text{ ton}$$

Rencana jumlah tiang pancang untuk gedung ini

$$n = \frac{P_n}{P_u} = \frac{44831}{190} = 235 = 260 \text{ buah.}$$

#### 4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$S > 3 D$$

$$S > 3 \times 60$$

$$S > 180$$

Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$S_1 > 2 D$$

$$S_1 > 2 \times 60$$

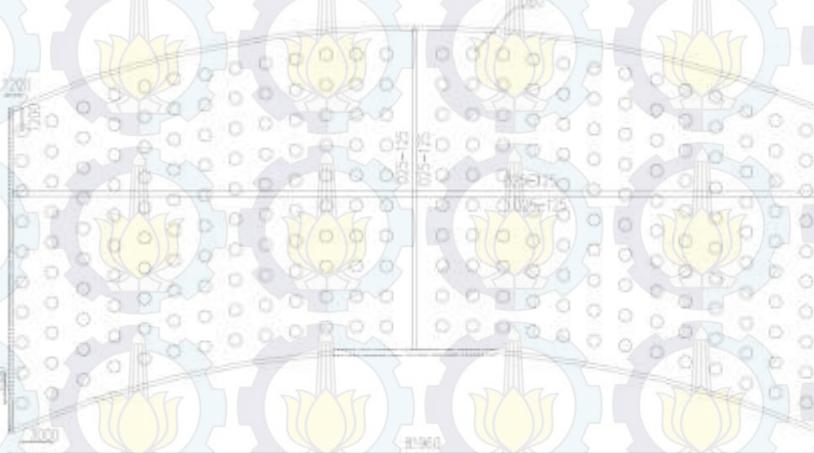
$$S_1 > 120$$

dimana :  $S$  = jarak antar tiang pancang

$S_1$  = jarak tiang pancang ke tepi

Dipakai : jarak antar tiang pancang ( $S$ ) = 300 cm

jarak tepi tiang pancang ( $S_1$ ) = 120 cm



Gambar 4.19 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(\frac{d}{s})}{90} \cdot \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

$m$  = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak antara tiang dalam grup

Efisiensi :

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{600}{3060}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{26} - \frac{1}{10}\right) = 0,771$$

$$Q_L (\text{group}) = 571 \times 260 \times 0,771 = 114479 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

a. Reaksi kolom = 44831407 kg

b. Berat Pile Cap =  $1,5 \times 81,96 \times 33 \times 2400$  = 9736848 kg

Berat total = 54568255 kg

$$Q_L (\text{group}) = 114478 \text{ kg} > P = 54568 \text{ kg} \dots \dots \text{OK}$$

#### 4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang ( $P_{max}$ )

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} (\text{1 tiang})$$

$$P_{max} = \frac{44831407}{260} + \frac{10549248}{6847} + \frac{6081196}{386}$$

$$189,7134268 \text{ ton} \leq 242 \text{ ton} \dots \dots \text{(OK)}$$

#### 4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Dari spesifikasi "Beton Jaya Indonesia" direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 100 mm
- Type : AB
- Allowable axial : 242 ton
- Bending Momen crack : 20 ton m

- Bending Momen ultimate : 35,3 ton m
- **Kontrol terhadap Gaya Aksial**

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas AB pada Beton Jaya Indonesia, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 242 ton.  
 $P_{max} = 189 \text{ ton} < P_{ijin} = 242 \text{ ton}$  .....(OK)

- **Kontrol terhadap Gaya Momen**

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

d = diameter pondasi

dari lampiran data tanah di  $C_u = 2 \text{ kg/cm}^2$

**Pengelompokan berdasarkan  
Konsistensi Tanah**

Konsistensi Tanah	$C_u (\text{kg/cm}^2)$	SPT, N	Sendir, $q_n (\text{kg/cm}^2)$
Sangat lunak (very soft)	< 0,125	< 2,5	< 7,5
Lunak (soft)	0,125 – 0,25	2,5 – 5	7,5 – 15
Sedang (medium stiff)	0,25 – 0,5	5 – 10	15 – 30
Kaku (stiff)	0,5 – 1,0	10 – 20	30 – 60
Sangat Kaku (very stiff)	1,0 – 2,0	20 – 40	60 – 120
Keras (Hard)	> 2,0	> 40	> 120

$$f = \frac{H}{9C_u d} = \frac{11309,7}{1080} = 10,47 \text{ cm}$$

$$M = M_{max} = 1,13 \cdot (0 + 1,5(0,6) + 0,5(0,1047)) \\ = 10,77 \text{ tm}$$

Untuk diameter 60 cm kelas AB pada Jaya Beton Indonesia , momen tidak diperkenankan melebihi  $M_{crack} = 20 \text{ tm}$ .

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{crack} = 20 \text{ tm} > M = 10,77 \text{ tm} \dots\dots\dots\dots (\text{OK})$$

#### 4.6.6 Perencanaan Pile Cap

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan pile cap :

$$P_u = 44831,41 \text{ ton}$$

$$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 189,7134 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 260$$

$$\text{Dimensi kolom} = 1200 \times 1200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 81,96 \times 33 \times 1,5 \text{ m}^3$$

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

$$\text{Mutu baja} (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} (D) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 100 \text{ mm}$$

Tinggi efektif (d) :

$$d_x = 1000 - 100 - \frac{1}{2} \times 25 = 1387 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 100 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 1368 \text{ mm}$$

#### Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada *SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2*. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut :

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 2,4

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :  $b_k$  = lebar penampang kolom

$$h_k = \text{tinggi penampang kolom}$$

$$d = \text{tebal efektif pile cap}$$

### Kontrol geser pons pada tiang pancang tengah (akibat Kolom)

$$b_o = 2(1200 + 1368) + 2(1200 + 1368)$$

$$= 10275 \text{ mm}$$

Batas geser pons

$$P < \phi V_c$$

Batas geser pons

$$\phi V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left( \frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \times b_o \times d = 1773 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha \cdot d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 2236 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d = 1906 \text{ ton}$$

$$P \text{ yang bekerja} = 189 \text{ ton}$$

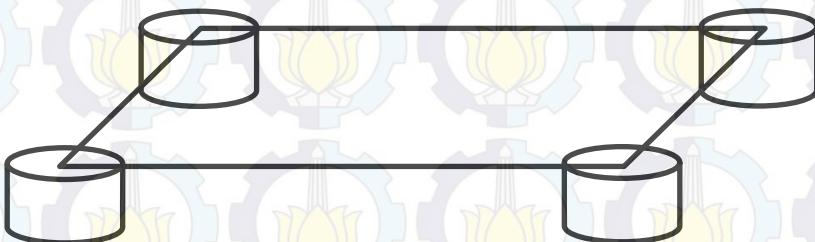
$$P = 189 \text{ ton} < \phi V_c = 1773 \text{ ton}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

### Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa seperti pelat yang tidak terkekang. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban uplift

yang menyebabkan reaksi terbesar pada pilecap. Perhitungan gaya dalam pada pile cap didapat sebagai.



Gambar 4.20 Analisa Pile cap

#### Pembebatan

##### Beban Mati:

- beban sendiri :  $2400 \times 1,5 = 3600 \text{ Kg/m}$
- beban uplift max :  $1000 \times -6,5 = -6500 \text{ Kg/m}$
- QD
- $= -2900 \text{ Kg/m}$

##### Beban Hidup:

- beban kendaraan QL
- $= 800 \text{ Kg/m}$
- $= 800 \text{ Kg/m}$
- $= -2200 \text{ Kg/m}$
- $= -7800 \text{ Kg/m}$

#### Penulangan lentur :

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \beta_1 f_c'}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 2,48 \times 30}{400} \left( \frac{600}{600 + 400} \right) = 0,095$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 9.12.2.1)

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \times 0,095 = 0,07125$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

Momen yang menentukan (PBI'71):

Momen yang menentukan :

$$Mx = 0,001 * q * lx^2 * X1$$

$$Mx = 0,001 * q * lx^2 * X2$$

$$My = 0,001 * q * lx^2 * X3$$

$$My = 0,001 * q * lx^2 * X4$$

	Momen di
ly/lx	1,0
(Mbx) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 44
(Mly) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 44
(Mtx) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 36
(Mty) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 36
(Mlx) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 36
(Mly) =	0,001 qlx <sup>2</sup> X 36

### Penulangan arah x dan y

$$Mu = -2629 \text{ Kgm}$$

$$Mu = -26292988 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{-26292988}{0,8 \times 1000 \times 1387,5^2} = 0,0171$$

$$\rho = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0171 \times 15,686}{400}} \right) = 0,000043$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$ , pakai  $\rho_{\min}$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0018$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$As_{\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0018 \times 3060 \times 1368 = 7539 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25 – 125 (As pakai = 7853 mm<sup>2</sup>)

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

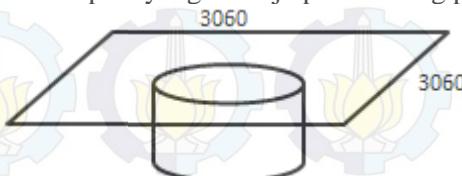
$$As' = 0,5 \cdot As = 0,5 \times 7539 = 3769 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 125 (As pakai = 3927 mm<sup>2</sup>)

#### 4.6.7 KONTROL KEKUATAN TARIK TIANG PANCANG

Kontrol kekuatan tarik tiang pancang diperlukan ketika basement masih dibangun dan belum ada bangunan atas yang menyediakan tahanan ke bawah yang melawan uplift. Saat tahap ini yang melawan uplift hanya kekuatan cabut dari tiang pancang.

Kekuatan uplift yang bekerja pada 1 tiang pancang:



Gambar 4.21 Luasan slab yang menahan beban uplift untuk satu tiang pancang

$$\begin{aligned} \text{Uplift} &= 9,3636 \text{ m}^2 \times -6,5 \text{ t/m}^2 & = -60 \text{ ton} \\ \text{gaya cabut tiang pancang} &= \frac{281}{5 \text{ (SF)}} & = 56 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi, uplift = 60 ton < Qs = 56 ton (ok)

## BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

### 5.1 KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung The Samator Menggunakan Beton Pratekan' ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut :

1. Perencanaan Gedung The Samator di daerah surabaya memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut :

#### Struktur Sekunder :

- Balok anak = 30/45 cm
- Balok lift = 30/40 cm
- Balok bordes = 25/35 cm
- Tebal pelat = 12 cm
- Tebal pelat basemen = 40 cm
- Dinding geser = 20 cm
- Dinding penahan tanah = 50 cm

#### Struktur Utama :

- Balok induk : 40/65 cm
- Balok Prategang : 55/80 cm
- Kolom :
  - Lantai 14, 15, 16, 17, 18 =65x65 cm
  - Lantai 11, 12 ,13 =80x80 cm
  - Lantai 8,9,10 =90x90 cm
  - Lantai 5. 6. & 7 =100x100 cm
  - Lantai 2, 3, & 4 =110x110 cm
  - Basemen 1 & 2, lantai 1 =120x120 cm
- Pondasi full slab : 81960 x 33000 x 1,5 m
- Tiang pancang : 260 buah, D60, H = 30 m

2. Untuk mengeliminasi kehilangan prategang akibat kekangan kolom dan menghindari momen komulatif yang terjadi pada dasar kolom lantai dasar, maka pada saat jacking, dasar kolom

tiap lantai didesain dengan sendi, dalam realisasinya dilapangan menggunakan penampang lingkaran dan menggunakan pengekang spiral.

Diameter penampang spiral dasar kolom:

- Lantai 14, 15, 16, 17, 18 =150 mm
- Lantai 11, 12 ,13 =150 mm
- Lantai 8,9,10 =200 mm
- Lantai 5. 6. & 7 =200 mm
- Lantai 2, 3, & 4 =250 mm
- Basemen 1 & 2, lantai 1 =250 mm

3. Perencanaan menggunakan beton pratekan didasari pada kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan beton pratekan sangat memenuhi ketentuan tersebut.
4. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh effisiensi yang mampu diberikan balok pratekan dibandingkan beton bertulang biasa. Pratekan yang menggantikan balok beton bertulang biasa mampu menghemat berat tiap lantai sehingga dapat mengurangi beban gempa yang terjadi. Pada akhirnya dapat memperkecil struktur rangkanya.
5. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung The Samator menggunakan analisa respons spektrum di daerah surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012.
6. Perencanaan gedung menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Sistem Ganda (system rangka dan dinding struktur).

## 5.2 SARAN

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Perencanaan struktur bangunan perlu memikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga perencanaan dan pelaksanaan di lapangannya nanti berjalan dengan baik dan sesuai. Sangat perlu disesuaikan metode pelaksanaan dilapangan dengan dimensi yang telah direncanakan.
2. Perencanaan menggunakan beton pratekan sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya pratekan yang terjadi , serta disesuaikan dengan panjang balok pratekan.
3. Perencanaan gedung yang dilakukan disesuaikan dengan zona gempa agar diperoleh ketepatan perhitungan serta perencanaan dimensi yang efektif dan efisien.

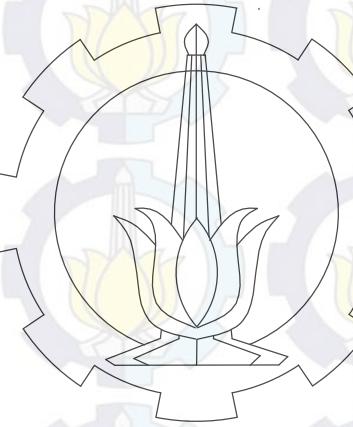
*"halaman ini sengaja dikosongkan"*

## DAFTAR PUSTAKA

- F. Mark, dan Ghosh S.K.. **Case Study of Effects of Post-Tensioning The Beams in 45 Storey Building.** Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012).** Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013).** Jakarta: BSNI.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebaan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983.** Jakarta: PU.
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H. 1996. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1.** Jakarta: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition.** New Jersey: Prentice Hall.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam.** Surabaya: ITS Press.
- E. Caecilia. 2009. **Analisis dan Desain Balok Bentang 18 M pada Gedung 9 Lantai dengan Beton Prategang dan Baja Profil Khusus.** Jakarta.
- P. Adekunle. 2011. **Analytical Investigation Of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned And Post-Compressed Reinforcements.** ARPN Journal of Engineering and Applied Science: Ogbomosho, Oyo State, Nigeria
- Jay Ruby. 2014. **Designing For Long Spans.** New York City
- Sigit. 2008. **Perhitungan kehilangan Pratekan Total dengan Memakai Teori Kemungkinan.** Jakarta: Jurnal aplikasi.
- Sami. 2011. **Predicting Camber, Deflection, and Prestress Losses in Prestressed Concrete Members.** North Carolina: North Carolina State University.
- Jixian. 2012. **Design and Analysis of Large-span Structure of A Sales Campaign Centre, Architecture and Civil**

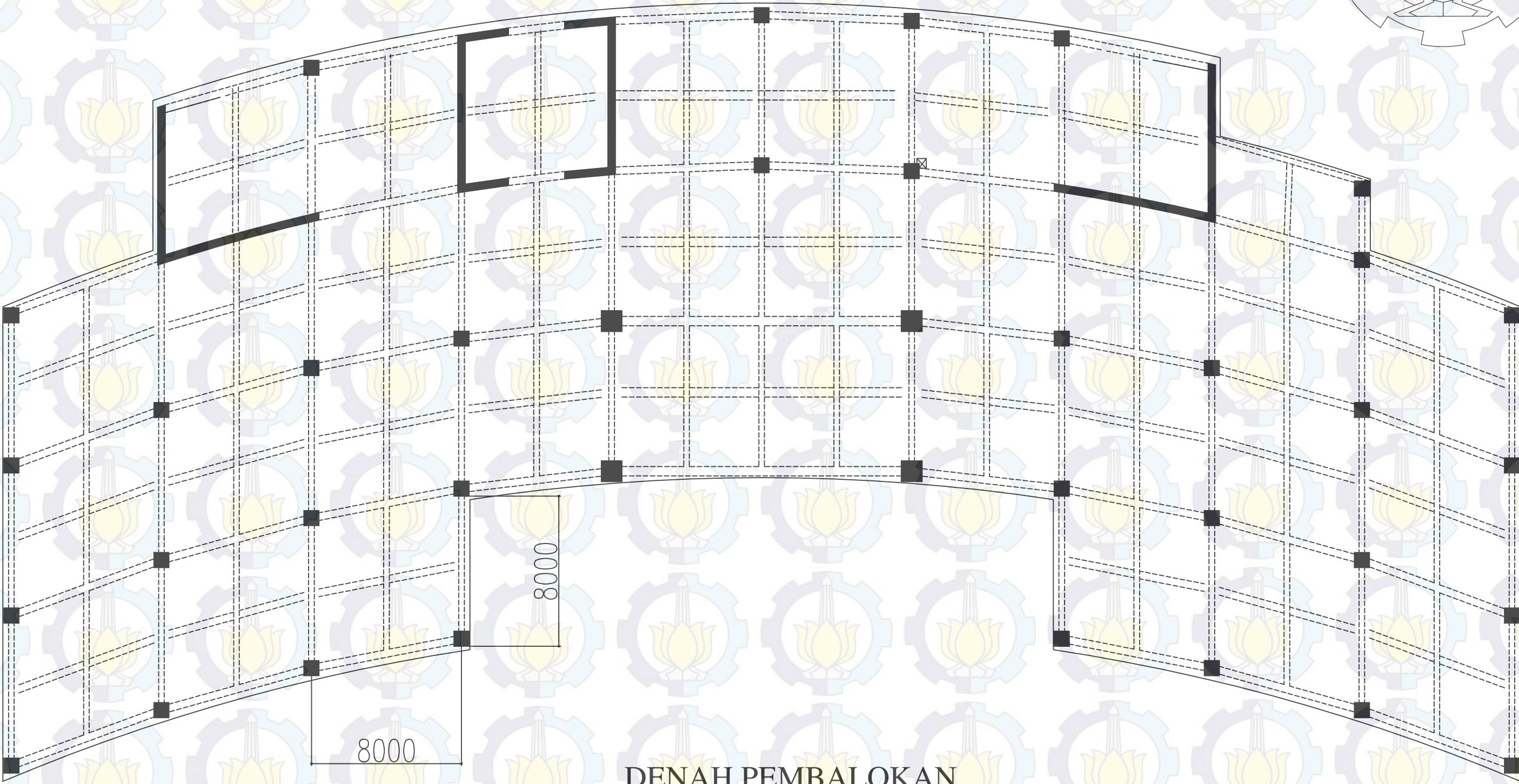
**Engineering College.** Taiyuan: Taiyuan University of Technology.

Vishal U. 2014. **Analysis and Design of Prestressed Concrete Girder.** Navi Mumbai: M.G.M's. College of Engineering & Tech.

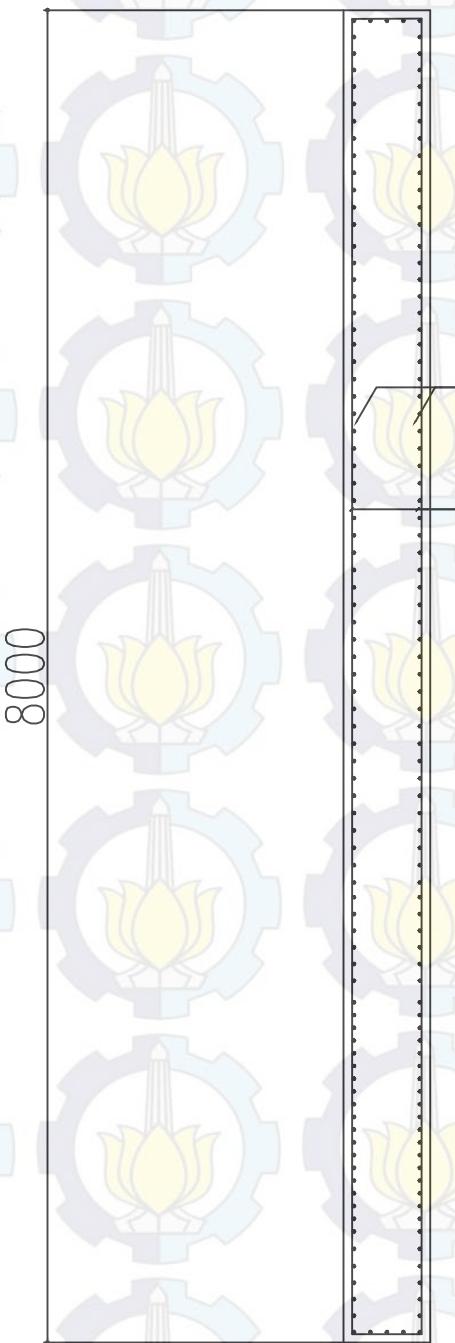
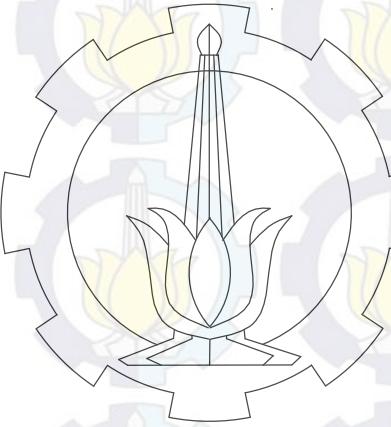
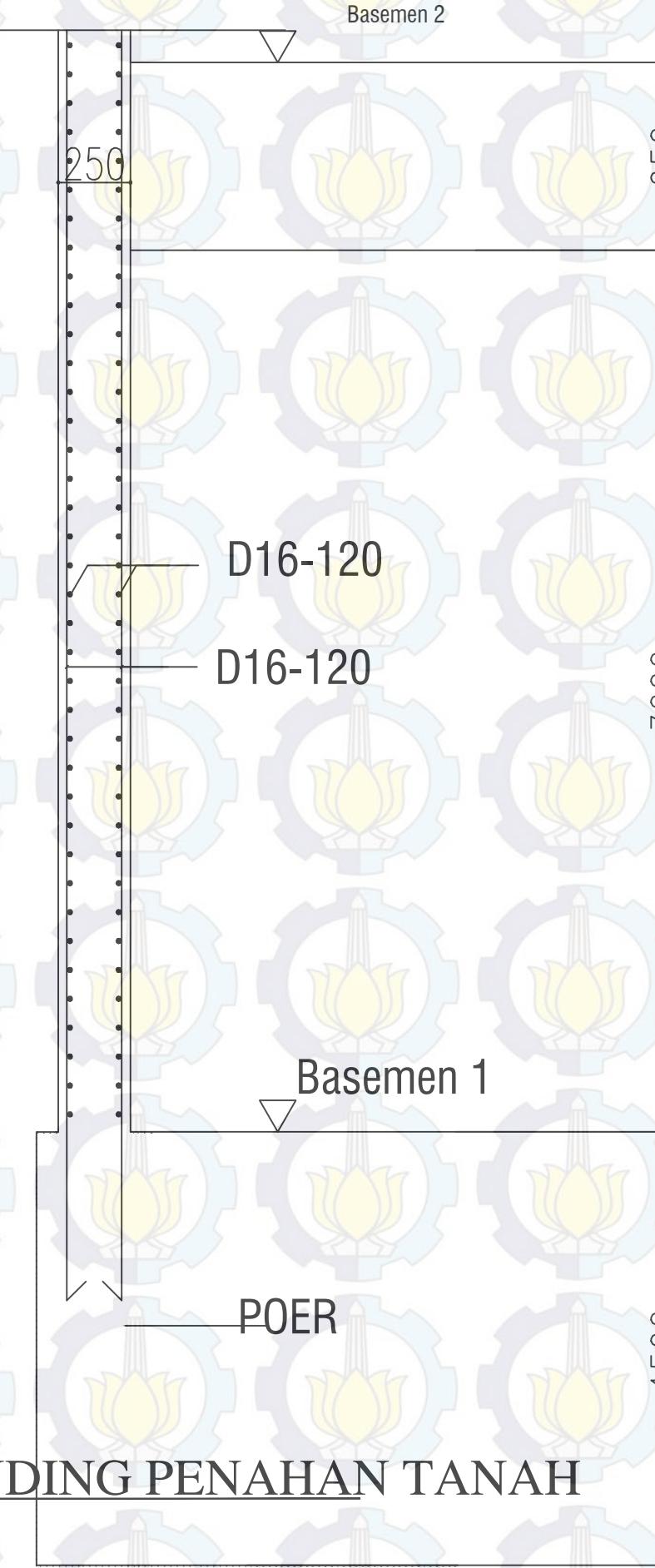


PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



DENAH PEMBALOKAN

DINDING GESERDETAIL DINDING PENAHAN TANAH

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARASIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

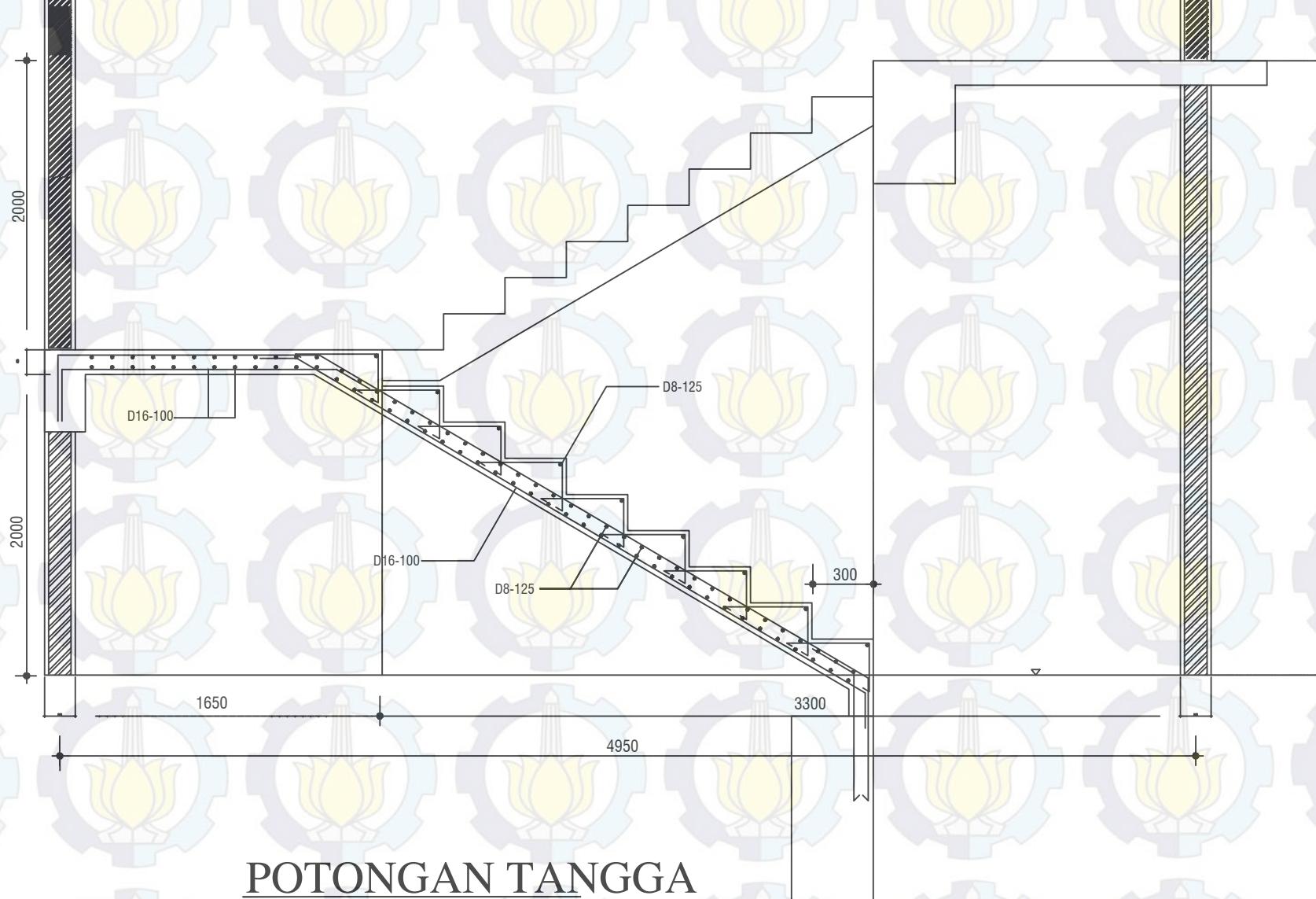
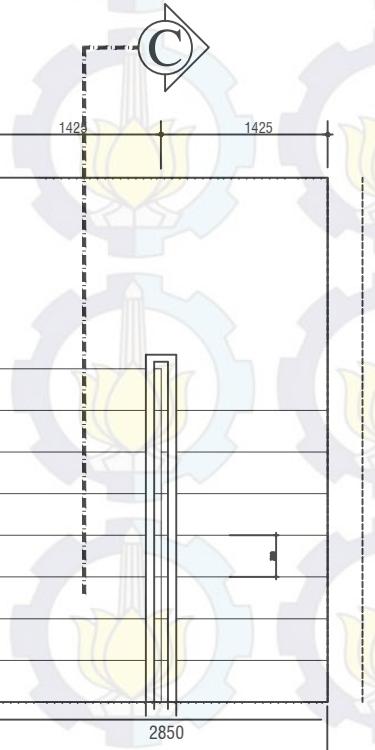
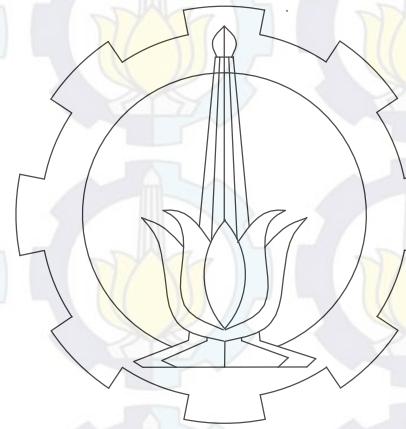
MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN

NOMOR

POTONGAN TANGGA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARSIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

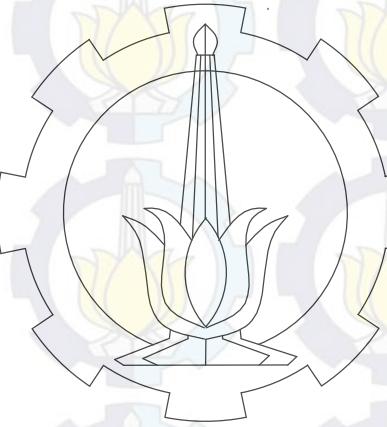
MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN NOMOR

KODE SLOOF POTONGAN	BALOK INDUK EXTERIOR (400x650)		
TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	
DIMENSI SLOOF	400 X 650	400 X 650	400 X 650
TULANGAN ATAS	12 D 25	6 D 25	12 D 25
TULANGAN BAWAH	10 D 25	6 D 25	10 D 25
TULANGAN SAMPING	2 D 25	2 D 25	2 D 25
SENGKANG	D13-80	D13-100	D13-80



JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARASIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

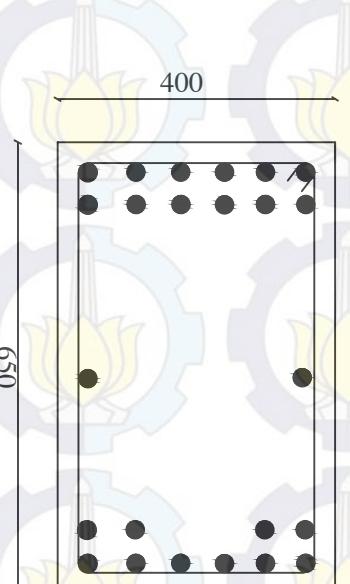
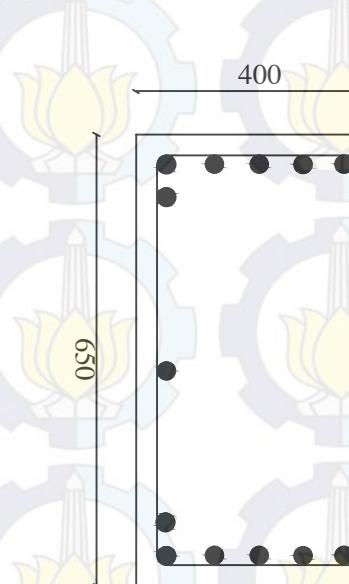
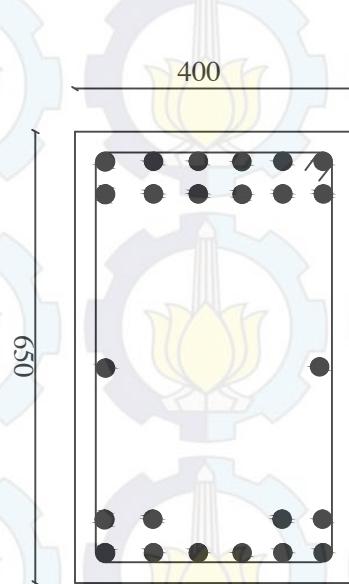
MAHASISWA

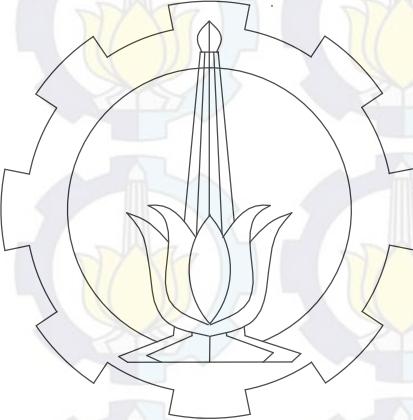
I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN

NOMOR

KODE SLOOF	BALOK INDUK INTERIOR (400x650)		
POTONGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
			
DIMENSI SLOOF	400 X 650	400 X 650	400 X 650
TULANGAN ATAS	12 D 25	8 D 25	12 D 25
TULANGAN BAWAH	10 D 25	8 D 25	10 D 25
TULANGAN SAMPING	2 D 25	2 D 25	2 D 25
SENGKANG	D13-80	D13-80	D13-80



JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARSIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

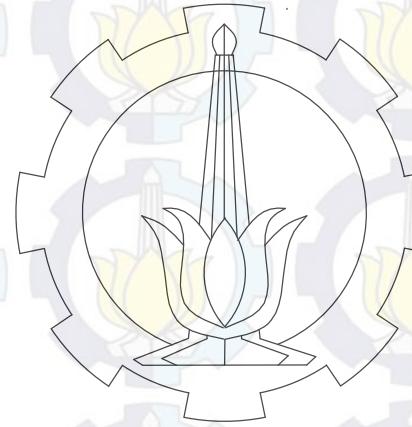
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN	NOMOR
---------	-------



KODE SLOOF		BALOK ANAK (300x450)		
POTONGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	
DIMENSI SLOOF	300 X 450	300 X 450	300 X 450	
TULANGAN ATAS	12 D 16	12 D 16	12 D 16	
TULANGAN BAWAH	6 D 16	6 D 16	6 D 16	
TULANGAN SAMPING				
SENGKANG	D10-150	D10-150	D10-150	

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARASIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

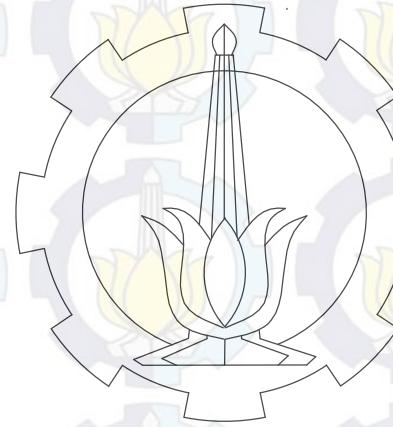
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN NOMOR



KODE SLOOF	BALOK LIFT (300x400)		
POTONGAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
DIMENSI SLOOF	300 X 400	300 X 400	300 X 400
TULANGAN ATAS	4 D 16	4 D 16	4 D 16
TULANGAN BAWAH	4 D 16	4 D 16	4 D 16
TULANGAN SAMPING			
SENGKANG	D8-160	D8-160	D8-160

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARASIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

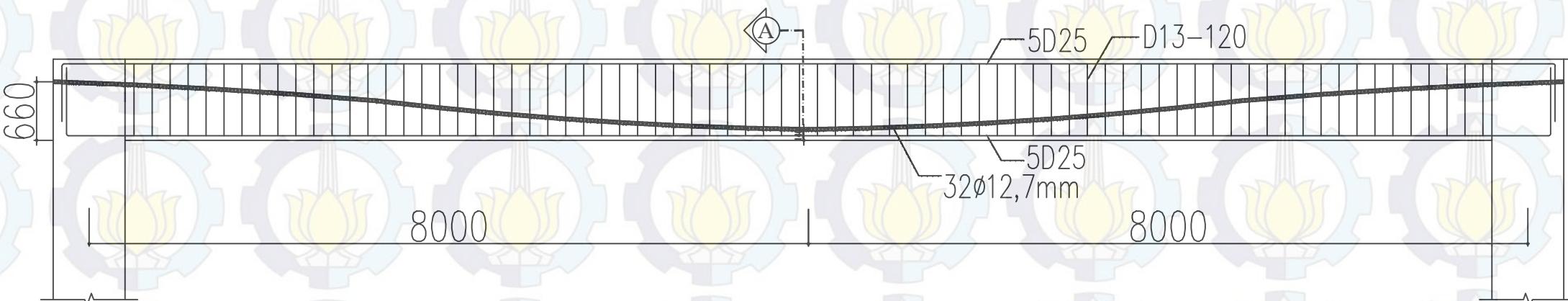
MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

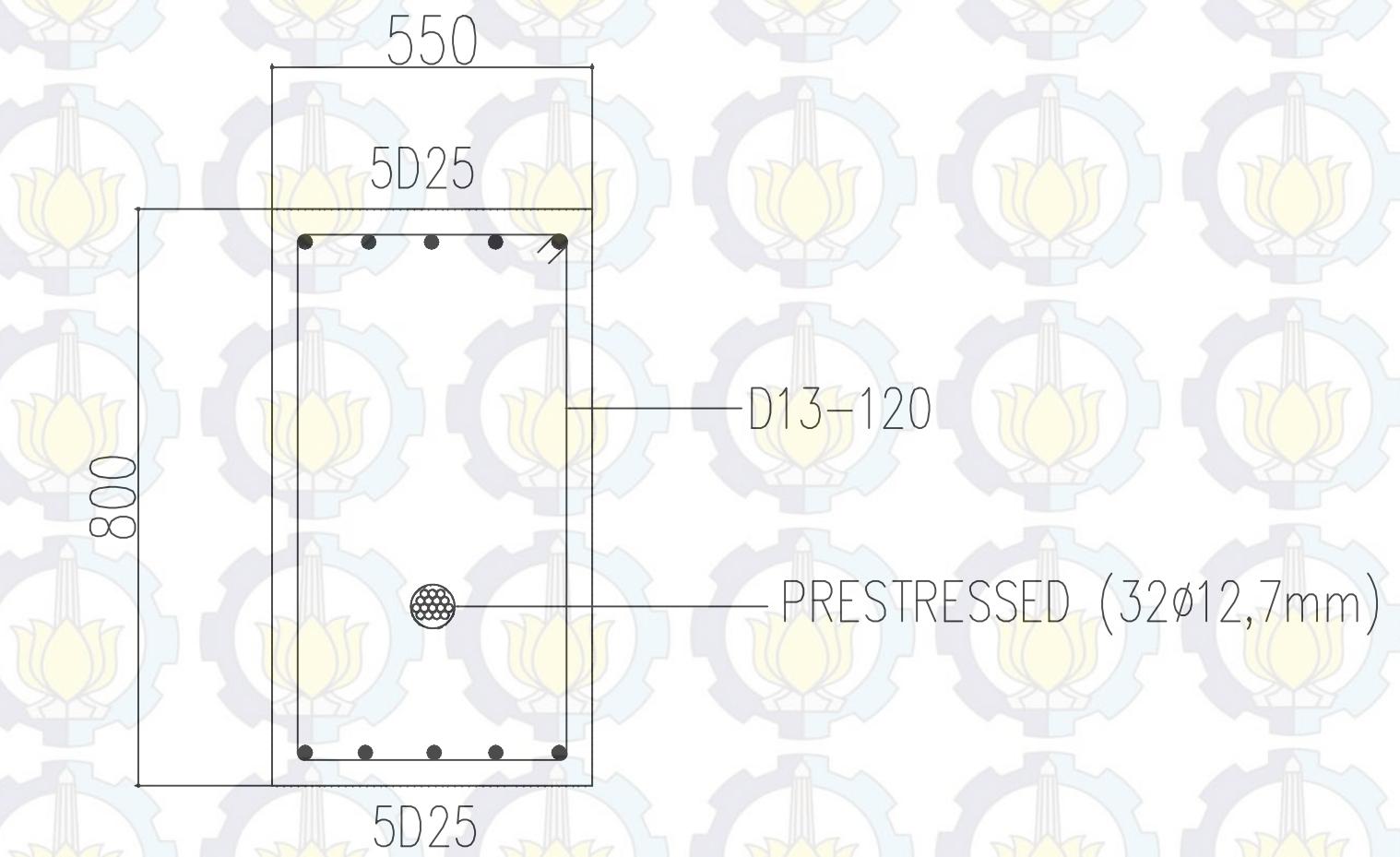
GAMBAR

CATATAN

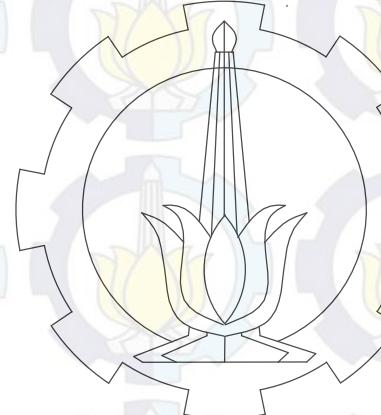
NOMOR

**DETAIL PRESTRESSED**

SKALA 1 : 50

**POTONGAN - A**

SKALA 1 : 50



JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARSIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

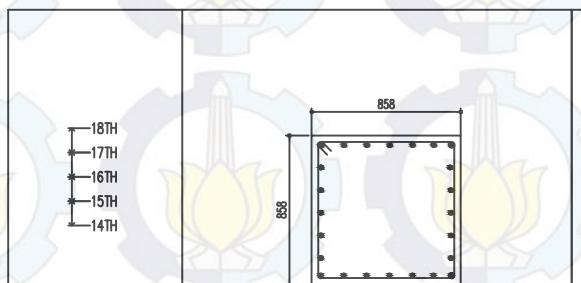
MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

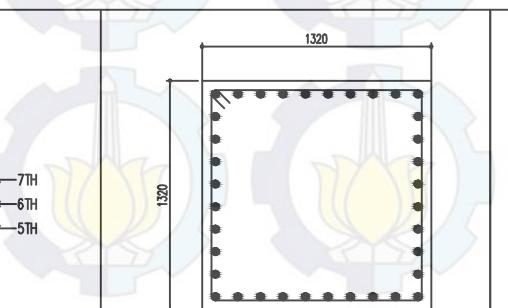
GAMBAR

CATATAN

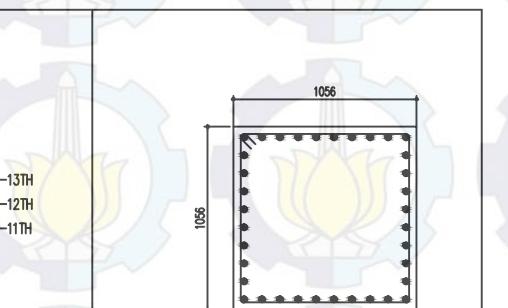
NOMOR



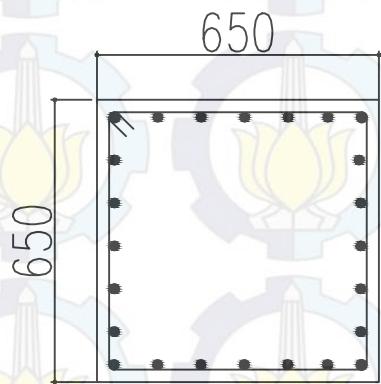
DIMENSI	650 X 650	
TULANGAN UTAMA	24D25	24D25
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



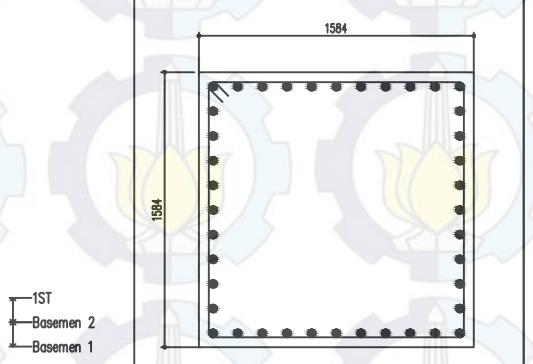
DIMENSI	1000x1000	
TULANGAN UTAMA	36D32	36D32
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



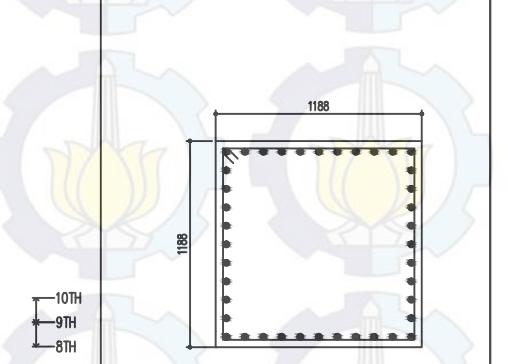
DIMENSI	800x800	
TULANGAN UTAMA	36D25	36D25
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



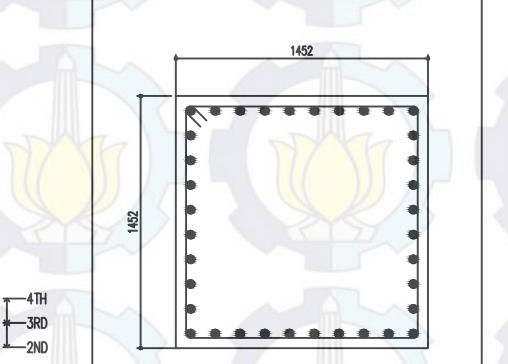
DIMENSI	650 X 650	
TULANGAN UTAMA	36D25	36D25
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



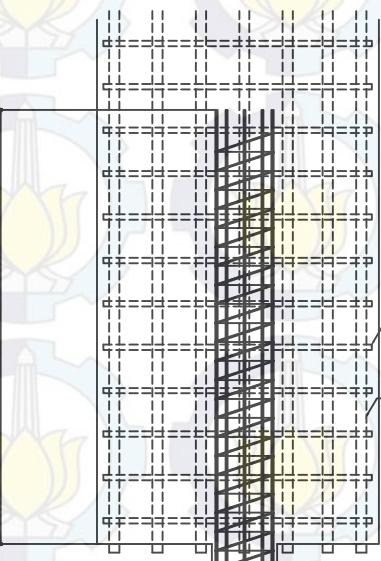
DIMENSI	1200x1200	
TULANGAN UTAMA	40x32	40x32
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



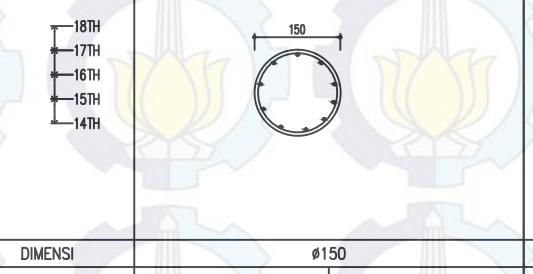
DIMENSI	900 X 900	
TULANGAN UTAMA	36D29	36D29
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



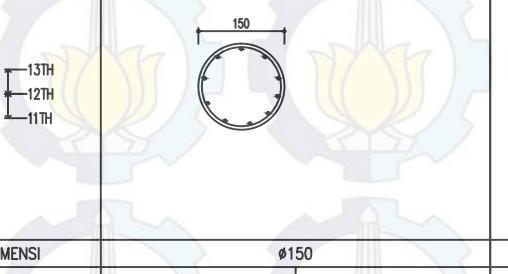
DIMENSI	1100 X 1100	
TULANGAN UTAMA	36D32	36D32
SENGKANG	D12-100	D12-100
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



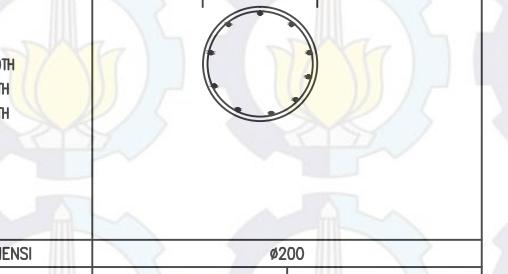
d12 - 100	24 D25
-----------	--------



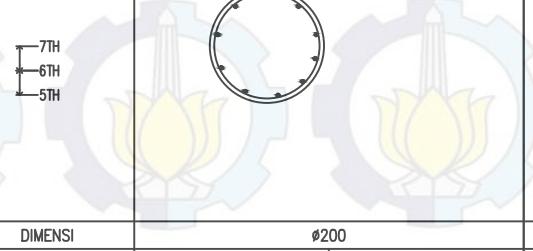
DIMENSI	$\varnothing 150$	
TULANGAN UTAMA	10D8	10D8
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



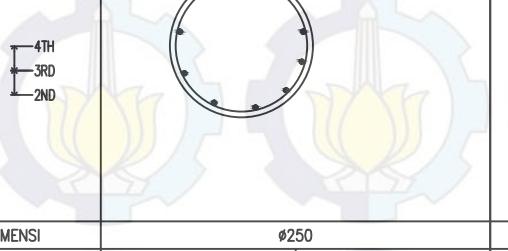
DIMENSI	$\varnothing 150$	
TULANGAN UTAMA	10D8	10D8
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



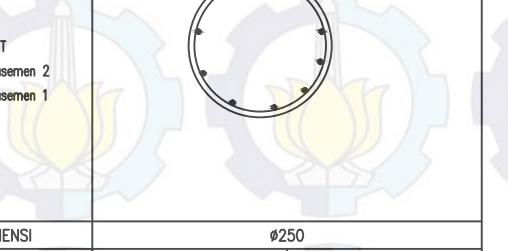
DIMENSI	$\varnothing 200$	
TULANGAN UTAMA	10D10	10D10
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



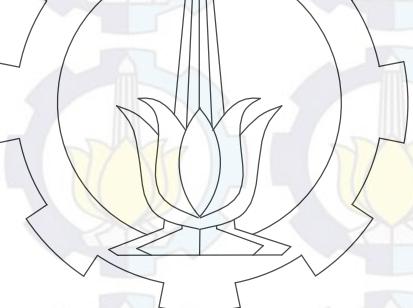
DIMENSI	$\varnothing 200$	
TULANGAN UTAMA	11D10	11D10
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



DIMENSI	$\varnothing 250$	
TULANGAN UTAMA	12D12	12D12
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



DIMENSI	$\varnothing 250$	
TULANGAN UTAMA	12D12	12D12
SENGKANG	D8-50	D8-50
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN



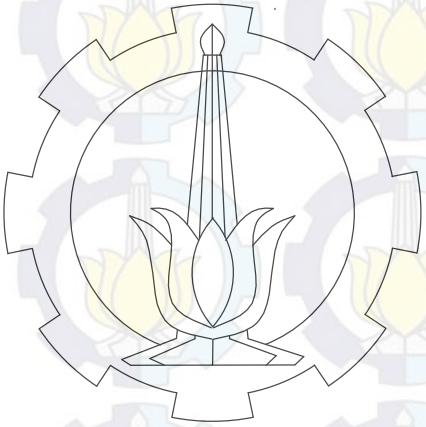
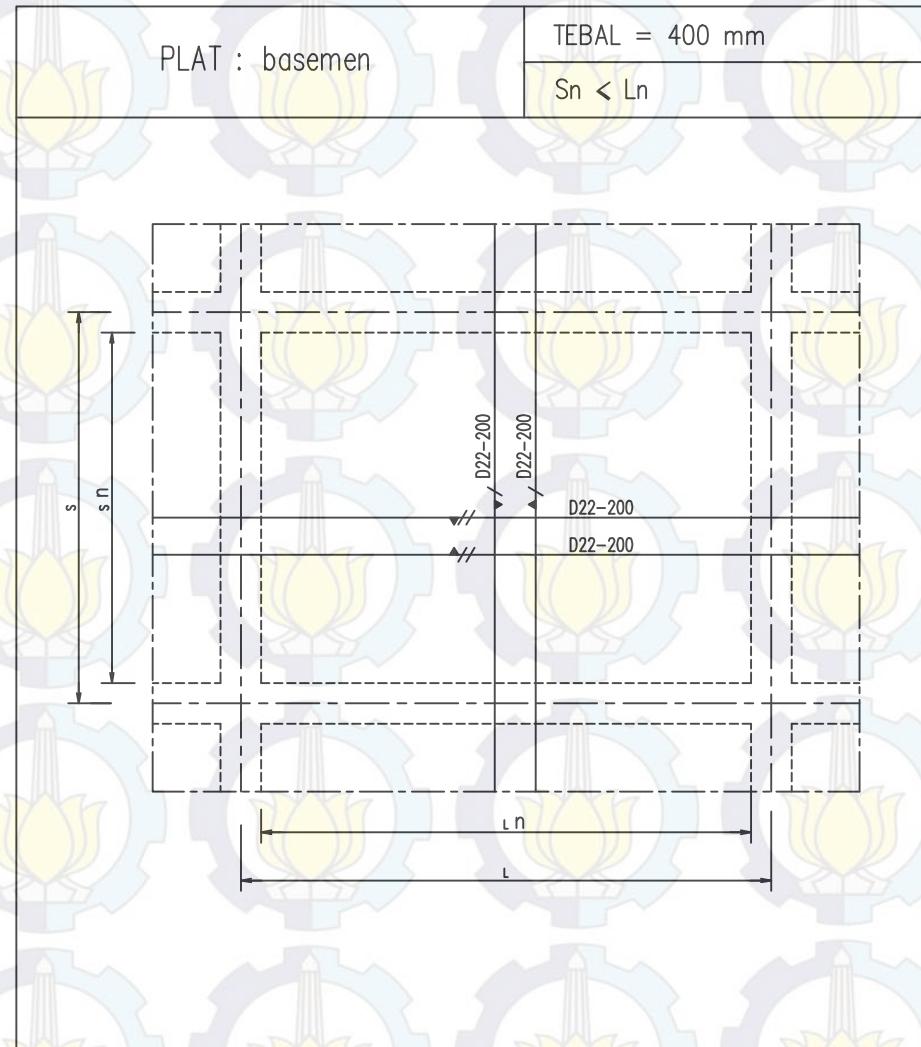
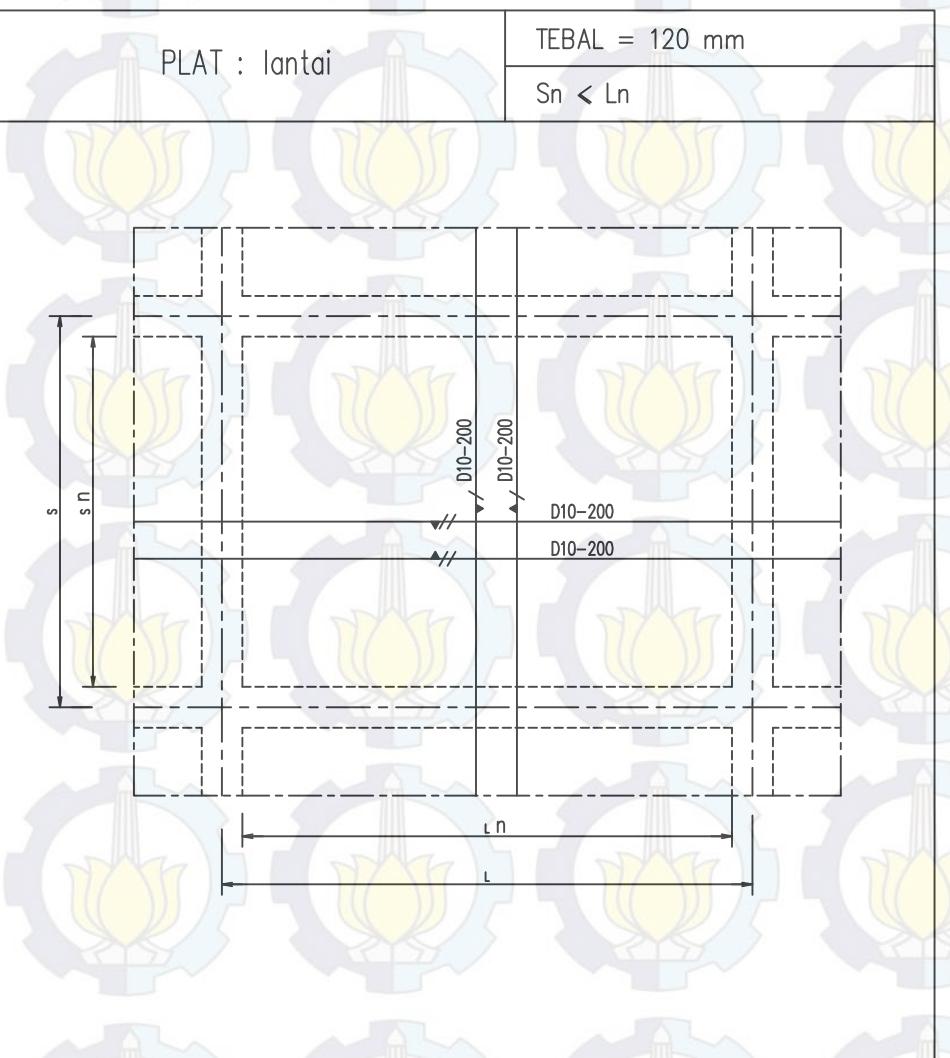
JUDUL TUGAS AKHIR  
PERENCANAAN GEDUNG THE SAMATOR SUPERBLOCK DENGAN ELEMEN STRUKTUR PRATEKAN PARASIAL PASCA TARIK

DOSEN PEMBIMBING  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavia MT, PhD.

MAHASISWA  
I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN NOMOR



JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN GEDUNG THE  
SAMATOR SUPERBLOCK  
DENGAN ELEMEN STRUKTUR  
PRATEKAN PARASIAL PASCA  
TARIK

DOSEN PEMBIMBING

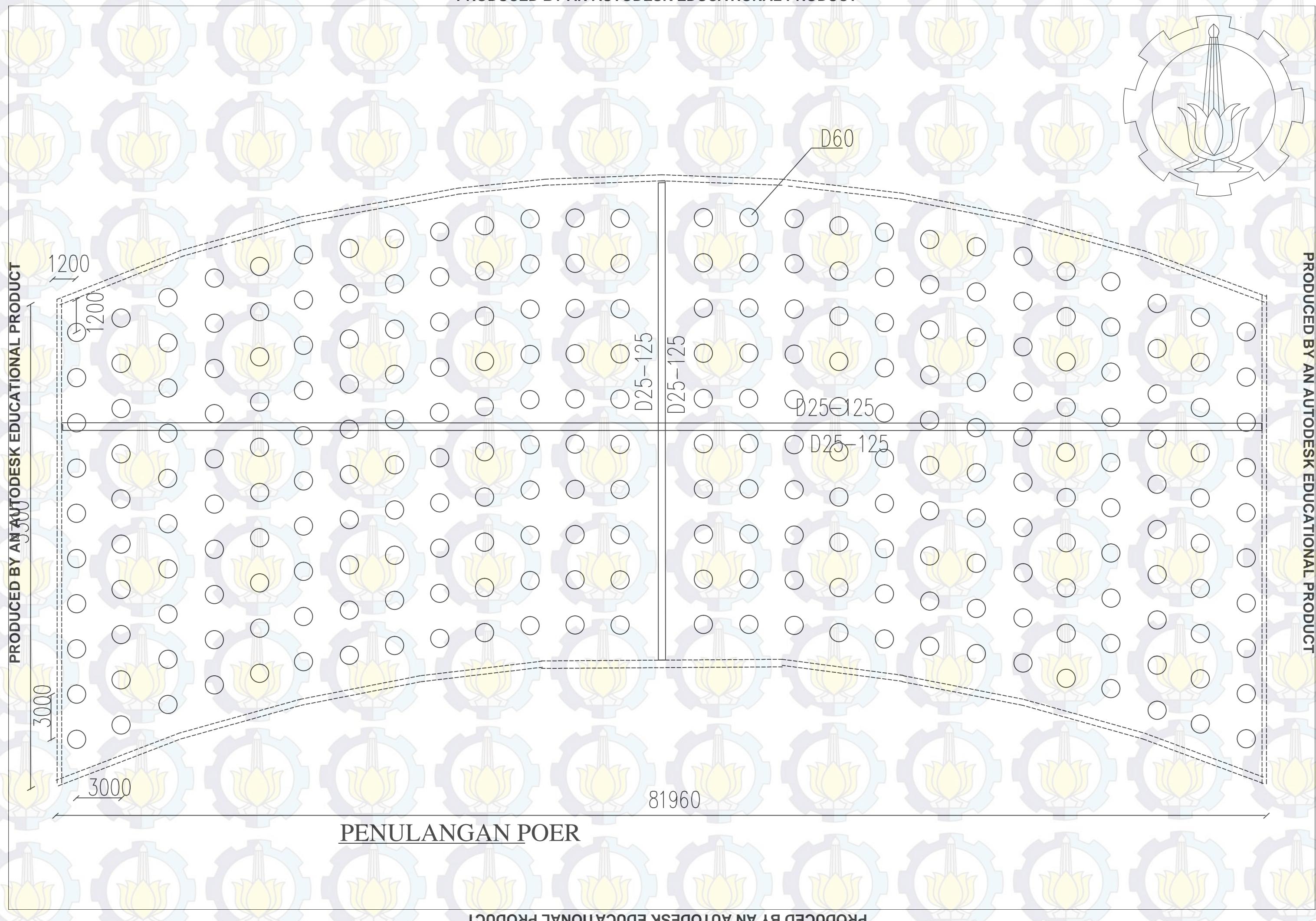
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu  
Raka, DEA.  
Prof. Ir. Tavio MT, PhD.

MAHASISWA

I Putu Ellsa S. 3111100039

GAMBAR

CATATAN	NOMOR
---------	-------





## LAMPIRAN 1: Data Tanah

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya

Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,

031 5928601, e-mail: tanah.ts@gmail.com

## DRILLING LOG

**LAMPIRAN 2: Tendon yang Digunakan**

**MULTISTRAND POST-TENSIONING**

VSL

**STRAND PROPERTIES - TO AS1311**

Nominal Diameter mm	Nominal Steel Area mm <sup>2</sup>	Nominal Mass kg/m	Minimum Breaking Load kN	Minimum Proof Load (0.2% Offset) kN	Min. Elong. to Fracture in 600mm %	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load %	Modulus of Elasticity MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	$\times 10^3$

**TENDON PROPERTIES**

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
5	5	920	51
6	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
8	9	1660	69
10	10	1840	69
11	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
14	2380	84	
15	2760	84	
16	2940	84	
17	3130	84	
18	3310	84	
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
21	3860	90	
22	4050	90	
5-27	23	4230	96
24	4420	96	
25	4600	96	
26	4780	96	
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
29	5340	105	
30	5520	105	
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
33	6070	115	
34	6260	115	
35	6440	115	
36	6620	115	
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
39	7180	118	
40	7360	118	
41	7540	118	
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
44	8100	127	
45	8280	127	
46	8460	127	
47	8650	127	
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
50	9200	135	
51	9380	135	
52	9570	135	
53	9750	135	
54	9940	135	
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
9	2250	84	
10	2500	84	
11	2750	84	
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
14	3500	96	
15	3750	96	
16	4000	96	
17	4250	96	
18	4500	96	
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
21	5250	105	
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
24	6000	115	
25	6250	115	
26	6500	115	
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
29	7250	118	
30	7500	118	
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
33	8250	127	
34	8500	127	
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
37	9250	135	
38	9500	135	
39	9750	135	
40	10000	135	
41	10250	135	
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
44	11000	144	
45	11250	144	
46	11500	144	
47	11750	144	
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
50	12500	154	
51	12750	154	
52	13000	154	
53	13250	154	
54	13500	154	
	55	13750	154

Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.

2. Duct diameters are for corrugated steel duct.

3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal

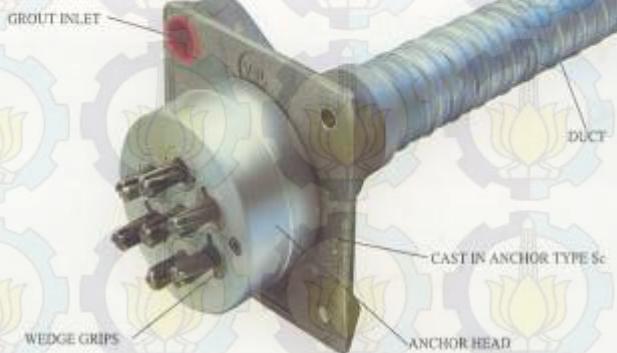
4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.

5. For special applications other strand and tendon capacities are available.

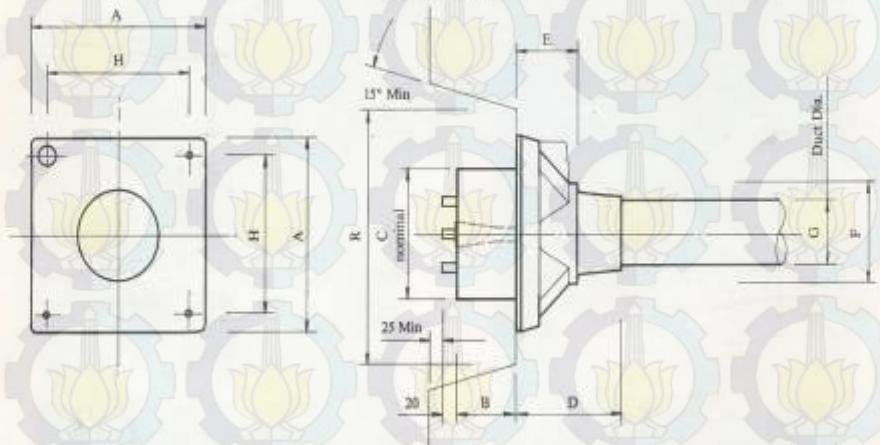
LAMPIRAN 3: Angker yang Digunakan



**MULTISTRAND POST-TENSIONING**



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc  
LIVE END



TENDON UNIT	Dimensions (mm)								
	A	B	C	D	E	F	G	H	R
STRAND TYPE 14.7mm									
*5-3P	135	57	90	191	36	56	39	116	210
*5-4P	150	57	90	216	36	64	39	125	210
5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
5-12	215	54	160	160	84	120	69	150	320
5-19	265	66	184	240	110	145	84	200	360
5-22	290	77	200	215	140	155	90	230	360
5-37	315	92	220	250	160	176	96	250	360
5-33	315	92	230	250	161	175	105	250	360
5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	450
5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	450
5-48	420	122	300	340	161	233	127	365	750
5-55	465	143	320	340	161	400	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm									
*6-3P	150	60	90	190	36	56	39	116	210
*6-4P	165	54	120	190	60	85	51	125	370
6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
6-27	330	107	250	320	160	200	115	305	650
6-31	390	117	290	340	160	213	118	325	650
6-37	430	122	300	340	160	238	135	365	750
6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	267	144	495	900
*6-55P	660	190	360	1070	120	294	154	520	900

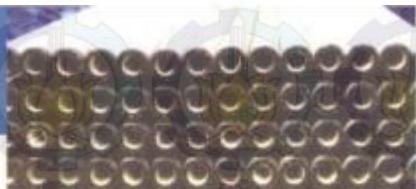
Note: Dimension R does not allow for Lift Off free check. Smaller recesses can be provided for special cases.

Refer VSL office for details.

\*Plane type anchorages (Type Pt). Also available for other tendon units.

## PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES ( JBI PILES ) JIS. A 5335

The manufacture of JBI piles uses a combined system : pretressing, spinning and steam curing which are done in the plant. Due to above system, the resulted processes the following qualities : Stable, high quality, high density of concrete, with extremely low absorption rate, totality free of corrosion problem. High resistance to shock, due to it's elasticity. The effective prestress at type A, AB, B, C are about 40, 60, 80, 100 Kg/Cm<sup>2</sup> respectively. Bearing capacity determined by the material with concrete allowable stress according to ACI 543 :  $0.33 \times 500 - 0.27 \times 40 = 154$  Kg/Cm<sup>2</sup> (for type A pile, the other type are changed of effective prestressed).



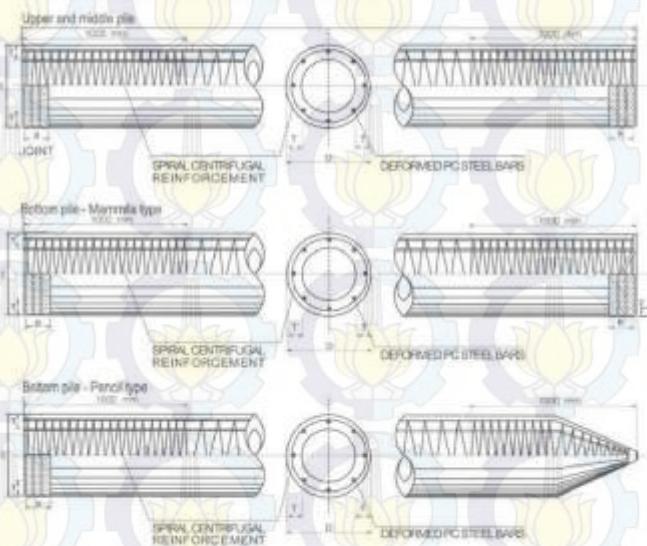
### Specification Of Prestressed Concrete Spun Piles, JIS A 5335

Out Side Diameter (mm)	Type (Class)	Thickness (mm)	Cross Section Area (cm <sup>2</sup> )	Bearing Capacity (ton) ACI 543	Cracking Bending Moment (t.m)	Ultimate Bending Moment (t.m)	Length ( meter ) & Weight ( ton )								
							7 m	8 m	9 m	10 m	11 m	12 m	13 m	14 m	15 m
300	A				2,5	3,8									
	AB	60	452,4	70	3,0	5,0	0.82	0.94	1.06	1.18	1.29	1.41	1.53		
	B				3,5	6,3									
	C				4,0	8,0									
350	A				3,5	5,2									
	AB	65	582,0	90	4,0	7,1	1.06	1.21	1.36	1.51	1.66	1.81	1.97	2.12	2.27
	B				5,0	9,0									
	C				6,0	12,0									
400	A				5,5	8,2									
	AB	75	765,8	118	6,5	10,7	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19	2.39	2.59	2.79	2.98
	B				7,5	13,5									
	C				9,0	18,0									
450	A				7,5	11,2									
	AB	80	929,9	143	9,0	15,5	1.69	1.93	2.17	2.42	2.66	2.90	3.14	3.38	3.62
	B				11,0	19,8									
	C				12,5	25,0									
500	A				10,5	15,7									
	AB	90	1.159,0	178	12,5	18,8	2.11	2.41	2.71	3.01	3.31	3.62	3.92	4.22	4.52
	B				15,0	27,0									
	C				17,0	34,0									
600	A				17,0	25,5									
	AB	100	1.570,8	242	20,0	35,3	2.86	3.27	3.67	4.08	4.49	4.90	5.31	5.71	6.12
	B				25,0	45,0									
	C				29,0	58,0									

Concrete Strength,  $f_c = 500$  kg/cm<sup>2</sup> ( Cylinder Test ), or equivalent to K = 600 ( Cube Test )

### Construction Of Prestressed Concrete Spun Piles

#### CONSTRUCTION OF JBI PILES



#### WELDED JOINT



#### Calculation Of Bearing Capacity Dynamic Formula

$$Ra = \frac{2.W.H}{5.S + 0.1}$$

Ra = Allowable Bearing Capacity (ton)

W = Weight of Hammer (ton)

H = Height of ram stroke (m)

S = Final settlement of pile, determined as the average of the last 10 blows, (m)

## LAMPIRAN 5: Brosur Tulangan Deform

### Deformed Bars

Total View: 10214



### Chemical Composition

Steel Class	Chemical Composition(%)					
	C	Si	Mn	P	S	CE
BjTS 30	0.27 max.	0.55 max	1.50 max	0.05 max	0.05 max	
BjTS 35	0.27 max	0.55 max	1.60 max	0.05 max	0.05 max	0.50 max
BjTS 40	0.29 max	0.55 max	1.80 max	0.05 max	0.05 max	0.55 max
BjTS 50	0.32 max	0.55 max	1.80 max	0.05 max	0.05 max	0.60 max

### Mechanical Properties

Steel Class	Tensile Test			Bending Test	
	Min Yield Point (kgf/mm <sup>2</sup> )	Min Tensile Strength (kgf/mm <sup>2</sup> )	Min Elongation (%)	Bending Angle	Bending Diameter
BjTS 30	30	45	18	180°	3 x d
BjTS 35	35	50	20	180°	4 x d
BjTS 40	40	57	18	180°	5 x d
BjTS 50	50	63	14	90°	5 x d

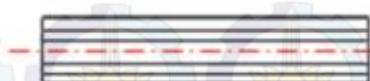
### Dimension

Designation	Cross Sectional Area (mm <sup>2</sup> )	Unit Weight		Deformation Requirements				
		Effective (kg/m)	Tolerance (%)	Min Height (mm)	Max Height (mm)	Max Spacing (mm)	Max Gap (mm)	
D 10	78.54	0.617	± 7	0.5	1.0	7.0	7.9	
D 13	132.7	1.04	± 6	0.7	1.3	9.1	10.2	
D 16	201.1	1.58	± 6	0.8	1.6	11.2	12.6	
D 19	283.5	2.23	± 5	1.0	1.9	13.3	14.9	
D 22	380.1	2.98	± 5	1.1	2.2	15.4	17.3	
D 25	400.9	3.85	± 5	1.3	2.5	17.5	19.7	
D 29	662.5	5.18	± 4	1.5	2.9	20.3	22.8	
D 32	804.2	6.31	± 4	1.6	3.2	22.4	25.1	
D 36	1018.0	7.99	± 4	1.8	3.6	25.2	28.3	

## LAMPIRAN 6: Brosur Tulangan Polos

### Plain Bars

Total View: 15420



### Chemical Composition

Steel Class	Chemical Composition(%)					CE
	C	Si	Mn	P	S	
BjTP 24	-	-	-	0.05 max	0.05 max	
BjTP 30	-	-	-	0.05 max	0.05 max	

### Mechanical Properties

Steel Class	Tensile Test			Bending Test	
	Min Yield Point (kg/mm <sup>2</sup> )	Min Tensile Strength (kg/mm <sup>2</sup> )	Min Elongation (%)	Bending Angle	Bending Diameter
BjTP 24	24	39	24	180°	3 x d
BjTP 30	30	45	20	180°	4 x d

### Dimension

Designation	Cross Sectional Area (mm <sup>2</sup> )	Unit Weight		
		Effective (kg/m)	Tolerance (%)	
8	50.27	0.395	± 7	
10	78.54	0.617	± 6	
12	113.1	0.888	± 6	
14	153.9	1.12	± 6	
16	201.1	1.58	± 5	
19	283.5	2.23	± 5	
22	380.1	2.98	± 5	
25	490.9	3.85	± 5	
28	615.8	4.83	± 5	
32	804.2	6.31	± 4	
36	1017.9	7.99	± 4	