



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN
METODE BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
POST-TENSION**

PUTU ARDIFTA SENA BRAMARTA
NRP. 0311154000027

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN
METODE BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
POST-TENSION**

PUTU ARDIFTA SENA BRAMARTA
NRP 0311154000027

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



TUGAS AKHIR – RC-18-4803

**STRUCTURAL MODIFICATION OF 88 AVENUE
BUILDING SURABAYA USING MONOLITH POST-
TENSION PRESTRESSED CONCRETE BEAM
METHOD**

PUTU ARDIFTA SENA BRAMARTA
NRP 0311154000027

Academic Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Academic Supervisor II
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil Engineering, Environment and Potential
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN
METODE BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
POST-TENSION**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

PUTU ARDIFTA SENA BRAMARTA

NRP. 0311154000027

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Patu Raka, DE.A. (Pembimbing I)
2. Dr. techn. Pujo Ajij ST. MT (Pembimbing II)



**SURABAYA
JULI 2019**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN
METODE BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT
POST-TENSION**

Nama Mahasiswa : Putu Ardifta Sena Bramarta
NRP : 0311154000027
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
2. Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

Abstrak

Gedung 88 Avenue Surabaya (SOHO) merupakan bangunan 23 lantai yang memiliki fungsi sebagai kantor sekaligus apartemen. Pada lantai 21 akan dimodifikasi dengan menambah ballroom, yang dimana lantai ini akan menjadi lantai atap dengan memotong bangunan sesungguhnya menjadi 20 lantai. Bangunan ini akan didesain dengan menggunakan beton bertulang kecuali pada ballroom akan dimodifikasi dengan menggunakan balok beton pratekan untuk menghilangkan kolom, dengan bentang balok pratekan 20,75 m terdapat 3 balok pratekan yang akan digunakan. Gedung ini akan didesain menggunakan Sistem Ganda karena gedung terletak di Kategori Desain Seismik D. Rangka utama didesain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan dinding struktur didesain sebagai dinding struktur Beton Khusus.

Rangka Gedung menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing sebesar 27% dan 25% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang pada balok prategang lantai atap didapat sebesar 3000 KN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 24%

Kata Kunci: Beton Bertulang, Beton Prategang, Sistem Ganda

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

STRUCTURAL MODIFICATION OF 88 AVENUE BUILDING SURABAYA USING MONOLITH POST-TENSION PRESTRESSED CONCRETE BEAM METHOD

Name : Putu Ardifta Sena Bramarta
NRP : 0311154000027
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Supervisor I : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Supervisor II : Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

Abstract

88 Avenue building Surabaya (SOHO) is a 23-story building that functions as an office and apartment. On the 21st floor will be modified by adding a ballroom, which will be the floor of the roof by cutting the actual building to 20th floors. This building will be designed using reinforced concrete except that the ballroom will be activated using prestressed concrete beams to remove columns, with a prestressed beam span of 20.75 m, provided 3 prestressed beams to be used. In planning the structure of this building will be designed using a dual system because the building in the seismic design category D. The frame is designed as a special moment resisting frame system and the structure wall is designed as a special concrete structure wall.

From the results of the analysis that has been done, it can be concluded that the mainframe can withstand lateral X and Y loads, which are 27% and 25% respectively, and the dual system requirements are fulfilled. The prestressing force of the roof floor prestressing beam is 3000 KN with a prestressed force of 24%

Key Word : *Prestressed Concrete, Reinforced Concrete, Dual System*

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Puji syukur saya panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN METODE BALOK BETON PRATEKAN MONOLIT *POST-TENSION*”**

Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Semua anggota keluarga yang telah memberikan semangat selama menjalani perkuliahan di ITS
2. Alam semesta yang memberi ruang untuk bekerja
3. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA sebagai dosen pembimbing I, Dr. Techn. Pujo Aji, ST. MT selaku dosen pembimbing II yang semuanya telah memberikan banyak arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini

Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap proposal tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	v
ABSTRAK.....	vii
KATA PENGANTAR.....	xi
DAFTAR GAMBAR	xxi
DAFTAR TABEL	xxvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	5
1.2.1 Umum.....	5
1.2.2 Khusus	5
1.3 Tujuan.....	5
1.3.1 Umum.....	5
1.3.2 Khusus	6
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	9
2.1 Umum.....	9
2.2 Prinsip Dasar Beton Prategang.....	9
2.3 Metode Pemberian Gaya Beton Prategang.....	13
2.4 Tahap Pembebanan.....	15
2.5 Material Beton Prategang.....	16
2.6 Balok Beton Prategang Parsial	17
2.7 Kehilangan Gaya Prategang	18
2.8 Metode Pelaksanaan Struktur Utama Pratekan	20
2.9 Pengaruh Kekangan Kolom pada Post Tension Monolit..	22

2.10 Sistem Struktur	25
BAB III METODOLOGI	27
3.1 Umum.....	27
3.2 Pengumpulan Data	29
3.3 Studi Literatur	30
3.4 Perencanaan Struktur Sekunder.....	30
3.4.1 Menentukan tebal minimum pelat	30
3.4.2 Menentukan Lebar Efektif.....	32
3.4.3 Perhitungan tulangan lentur pelat.....	33
3.4.4 Perhitungan tulangan geser.....	34
3.4.5 Perhitungan tulangan susut.....	35
3.4.6 Perencanaan balok lift	36
3.4.7 Perencanaan balok anak	36
3.5 <i>Preleminary</i> desain.....	36
3.5.1 Pembebanan.....	36
3.6 Permodelan Struktur.....	37
3.7 Analisa Struktur Utama Non Pratekan	38
3.7.1 Desain Balok Induk	38
3.7.2 Desain kolom.....	41
3.7.3 Dinding Geser.....	41
3.8 Analisa Struktur Utama Pratekan	42
3.8.1 Gaya Pratekan.....	42
3.8.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan	43
3.8.3 Kehilangan Pratekan.....	43
3.8.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan	48
3.8.5 Kontrol Lendutan	50
3.8.6 Daerah Limit Kabel	50

3.8.7 Pengangkuran	51
3.9 Sistem Hubungan Balok Kolom.....	52
3.10 Kontrol dengan Tinjauan Gempa	52
3.11 Perencanaan <i>Basement</i>	52
3.11.1 Dinding <i>Basement</i>	52
3.11.2 Lantai <i>Basement</i>	57
3.12 Perencanaan Pondasi	57
3.13 Output Gambar	63
3.14 Kesimpulan dan Saran.....	63
BAB IV PRELIMINARY DESIGN.....	65
4.1 Umum.....	65
4.2 Data Perencanaan	65
4.3 Pembebanan	65
4.4 Perencanaan Balok	66
4.4.1 Perencanaan Balok Induk.....	66
4.4.2 Perencanaan Balok Anak.....	67
4.4.3 Perencanaan Balok Pratekan	68
4.4.4 Perencanaan Tebal Pelat.....	68
4.5 Perencanaan Kolom.....	74
BAB V STRUKTUR SEKUNDER	81
5.1 Umum.....	81
5.2 Perencanaan Tangga.....	81
5.2.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1	81
5.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes.....	83
5.2.3 Perhitungan Gaya pada Tangga.....	84
5.2.4 Perhitungan Reaksi pada Tangga	84
5.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga.....	87

5.3 Perhitungan Pelat.....	95
5.3.1 Pembebanan Pelat.....	95
5.3.2 Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah	97
5.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Satu Arah	102
5.4 Perencanaan Balok Anak.....	104
5.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak.....	104
5.5 Perencanaan Balok Lift	109
5.5.1 Spesifikasi <i>lift</i>	109
5.5.2 Perencanaan balok penggantung <i>lift</i>	109
BAB VI ANALISA STRUKTUR.....	113
6.1 Umum.....	113
6.2 Permodelan Struktur.....	113
6.3 Data Perencanaan	114
6.4 Pembebanan Gempa Dinamis	115
6.4.1 Faktor Keutamaan Gempa.....	115
6.4.2 Kelas Situs.....	115
6.4.3 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain.....	116
6.4.4 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain	117
6.4.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	118
6.4.6 Gaya Geser Dasar (<i>Base Shear</i>)	120
6.4.7 Kontrol Partisipasi Massa.....	123
6.4.8 Kontrol <i>Drift</i>	124
6.4.9 Kontrol Sistem Ganda	127
BAB VII STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG.....	129
7.1 Perencanaan Balok Induk.....	129
7.1.1 Kapasitas Minimum Momen Positif dan Negatif	135

7.1.2	Penulangan Geser	136
7.1.3	Lap Splicing untuk Bentang Menerus	139
7.1.4	Aangkur Kait Tulangan	139
7.1.5	Cut-off Points	139
7.1.5	Penulangan Torsi.....	140
7.1.6	Analisa Kapasitas Mn Berdasarkan Kompatibilitas Regangan.....	143
7.2	Perencanaan Kolom.....	147
7.2.1	Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom	147
7.2.2	Syarat Komponen Struktur Kolom.....	147
7.2.3	Konfigurasi Penulangan	148
7.2.4	Kontrol Spasi Tulangan.....	149
7.2.5	Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton	151
7.2.6	Desain Tulangan Geser.....	152
7.2.7	Desain <i>lap splices</i>	155
7.2.8	Cek torsi	155
7.3	Desain Hubungan Balok Kolom.....	156
7.4	Perencanaan Dinding Geser	157
7.4.1	Data Perencanaan Dinding Geser.....	158
7.4.2	kontrol ketebalan minimum dinding geser	158
7.4.3	Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser	158
7.4.4	Penulangan Geser Shearwall	159
7.4.5	Tulangan Logitudinal dan Tranvensal di <i>Special Boundary Element</i>	163
7.4.6	Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn	163
BAB VIII STRUKTUR UTAMA PRATEKAN.....		165

8.1 Umum.....	165
8.2 Data dan Perencanaan	165
8.3 Mencari Lebar Efektif	165
8.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton	166
8.5 Analisa Penampang Global	167
8.6 Kontrol Gaya Prategang	169
8.7 Penentuan Tendon Yang Digunakan	173
8.8 Daerah Limit Kabel	174
8.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan.....	177
8.9.1 Kehilangan Segera (kehilangan langsung)	177
8.9.2 Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)	181
8.10 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan.....	183
8.11 Kontrol Lendutan	186
8.12 Perencanaan Tulangan Lunak	188
8.12.1 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	189
8.12.2 Penulangan Lentur.....	190
8.12.3 Penulangan Geser.....	191
8.12.4 Penulangan Torsi.....	195
8.12.5 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan	198
8.12.6 Kontrol Momen Retak.....	201
8.13 Pengangkuran Ujung	202
8.14 Pengecekan Kapasiats Kolom pada Balok Pratekan	204
8.15 Metode Pelaksanaan.....	206
BAB IX PERENCANAAN PONDASI	211

9.1 Umum.....	211
9.2 Beban Struktur.....	211
9.3 Spesifikasi Tiang Pancang.....	213
9.4 Data Tanah	213
9.5 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	214
9.6 Pondasi Dengan Tumpuan Elastis	217
9.7 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang.....	220
9.8 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max}).....	221
9.9 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	223
9.10 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	225
9.11 Perencanaan Pile Cap	227
9.11.1 Kontrol Geser Pons	228
9.11.2 Penulangan Poer	233
9.12 Perencanaan <i>Tie Beam</i>	237
9.12.1 Data Perencanaan :	237
9.12.2 Untuk Penulangan Lentur.....	238
9.12.3 Penulangan Geser <i>Tie Beam</i>	239
9.13 Perencanaan Pelat Basement	239
9.13.1 Beban Desain.....	240
9.13.2 Tulangan Pelat Basement	240
9.14 Perencanaan Dinding Penahan Tanah	244
9.14.1 Data Tanah	244
9.14.2 Gaya yang Bekerja Pada dinding	245
9.14.3 Penulangan Diaphragm Wall.....	248
BAB X KESIMPULAN	251
10.1 Kesimpulan.....	251
10.2 Saran.....	253

DAFTAR PUSTAKA.....	253
LAMPIRAN	255

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Denah Modifikasi dengan Balok Prategang	3
Gambar 1. 2 Potongan A-A Lokasi Balok Prategang	4
Gambar 2. 1 Balok Pratekan sebagai Bahan yang Elastis	10
Gambar 2. 2 Contoh Tendon dengan Eksentrisitas	11
Gambar 2. 3 Momen penahan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton prategang (b).....	11
Gambar 2. 4 Balok Prategang Tendon Parabola	12
Gambar 2. 5 Proses Pre-Tensioned Prestressed Concrete	13
Gambar 2. 6 Proses Post-Tensioned Prestressed Concrete.....	14
Gambar 2. 7 Tegangan akibat Gaya Prategang awal.....	16
Gambar 2. 8 Tegangan yang terjadi pada Balok akibat Beban Hidup + Beban Mati	16
Gambar 2. 9 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit.....	21
Gambar 2. 10 Pemberian Gaya Prategang (F) pada Balok Setelah Pekerjaan Kolom	22
Gambar 2. 11 Gaya yang Ditahan oleh Balok pada masing masing Lantai akibat Gaya Luar 100 Ton.....	23
Gambar 2. 12 Resultan Gaya Horizontal tiap Lantai.....	23
Gambar 2. 13 Efek dari Reaksi Horizontal	24
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	28
Gambar 3. 2 Diagram Alir Penulangan Komponen Lentur.....	33

Gambar 3. 3 Kehilangan akibat Gesekan	45
Gambar 3. 4 Kehilangan akibat Kekangan Kolom.....	46
Gambar 3. 5 Daerah Limit Kabel	51
Gambar 4. 1 Ilustrasi Bentang Efektif.....	70
Gambar 4. 2 Denah pelat tipe 5,76 x 4 m.....	71
Gambar 4. 3 Cross Section Balok Melintang	71
Gambar 4. 4 Kolom yang di tinjau	75
Gambar 5. 1 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga	82
Gambar 5. 2 Ilustrasi Tampak Atas Tangga.....	82
Gambar 5. 3 Permodelan Struktur Tangga	84
Gambar 5. 4 Bidang N, D, M	87
Gambar 5. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe S14.....	97
Gambar 5.6 Pembebanan Balok Penggantung Lift	110
Gambar 6. 1 Grafik Respon Spektrum Desain	117
Gambar 6. 2 Drift Ijin.....	127
Gambar 7. 1 Panjang Penyaluran	139
Gambar 7. 2 Penulangan Tumpuan Balok Induk	144
Gambar 7. 3 Penulangan Balok Induk Lapangan.....	145
Gambar 7. 4 Rasio Tulangan Kolom pada SP Column	148
Gambar 7. 5 Diagram Interaksi Kolom Desain	150
Gambar 7. 6 Penentuan Gaya Geser pada Kolom	153

Gambar 7. 7 Pengecekan Spesial Boundary Element	162
Gambar 7. 8 Potongan Melintang Shear Wall.....	164
Gambar 7. 9 Output SpColumn arah X ($\mu < \phi M_n$)	164
Gambar 8. 1 Penampang Balok Pratekan	168
Gambar 8. 2 Tegangan Tengah Bentang saat Tranfer	170
Gambar 8. 3 Tegangan Tumpuan saat Tranfer.....	171
Gambar 8. 4 Tegangan di Tengah Bentang saat Beban Layan..	172
Gambar 8. 5 Tegangan di Tumpuan saat Beban Layan.....	173
Gambar 8. 6 Limit Kabel dan Layout Tendon	177
Gambar 8. 7 Kehilangan akibat Gesekan	179
Gambar 8. 8 Gambar Momen pada Kolom akibat Gaya Prategang	180
Gambar 8. 9 Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang	183
Gambar 8. 10 Tegangan di Tumpuan Setelah Kehilangan.....	184
Gambar 8. 11 Tegangan akibat Gempa D+L+Rs	185
Gambar 8. 12 Tegangan akibat Gempa 0,5 Beban Hidup.....	186
Gambar 8. 13 Lendutan akibat Tendon	187
Gambar 8. 14 Lendutan akibat Berat Sendiri	187
Gambar 8. 15 Lendutan akibat Tekanan Tendon saat Layan	187
Gambar 8. 16 Lendutan akibat Berat Sendiri saat Beban Layan	188
Gambar 8. 17 Penyaluran Tulangan dengan Kait.....	194

Gambar 8. 18 Penampang Balok Tumpuan.....	199
Gambar 8. 19 Penampang Balok Lapangan	200
Gambar 8. 20 Pengecekan Kapasitas Kolom	205
Gambar 8. 21 Pekerjaan Lantai 20 Selesai	207
Gambar 8. 22 Pekerjaan Kolom Lantai 20	207
Gambar 8. 23 Pengecoran Balok Pratekan	208
Gambar 8. 24 Balok Pratekan Lantai Atap Selesai	209
Gambar 8. 25 Pekerjaan Struktur Lainnya	209
Gambar 9. 1 Grafik Daya Dukung Tiang D60	216
Gambar 9. 2 Permodelan Spun Pile dengan Spring Sebagai Tanah	219
Gambar 9. 3 Hasil Bidang Momen pada ETABS.....	219
Gambar 9. 4 Konfigurasi Tiang Pancang	220
Gambar 9. 5 Tipe Rencana Pile Cap	221
Gambar 9. 6 Gaya Lateral Tiang	225
Gambar 9. 7 Geser Akibat Kolom.....	230
Gambar 9. 8 corner one way shear	231
Gambar 9. 9 corner two way shear.....	232
Gambar 9. 10 Edge Pile 2 Way Shear	233
Gambar 9. 11 Pembebanan Poer Kolom Tipe 3 (Arah Sumbu X)	234
Gambar 9. 12 Pembebanan Poer Kolom Tipe 3	235
Gambar 9. 13 Rencana Tie Beam.....	237

Gambar 9. 14 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof	238
Gambar 9. 15 Penampang Melintang Tie Beam	239
Gambar 9. 16 Tampak Atas Pelat Basement	240
Gambar 9. 17 Lapisan Tanah	245
Gambar 9. 18 Diagram Tegangan Tanah	247
Gambar 9. 19 Output Hasil Gaya Dalam pada ETABS	248

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	31
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	67
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak	68
Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat	101
Tabel 5. 2 Data Perencanaan Balok Anak	104
Tabel 5. 3 Konfigurasi Penulangan Momen Positif	106
Tabel 5. 4 Konfigurasi Penulangan Negatif	107
Tabel 6. 1 Beban Mati	114
Tabel 6. 2 Beban Hidup Lantai	114
Tabel 6. 3 Kontrol Beban Struktur	115
Tabel 6. 4 Penentuan Kelas Situs Tanah	115
Tabel 6. 5 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral	116
Tabel 6. 6 Respon Spektrum Desain	117
Tabel 6. 7 Nilai Parameter Periode Pendekatan	118
Tabel 6. 8 Koefisien Untuk Batas Atas Periode yang Dihitung	118
Tabel 6. 9 Modal Periode dan Frekuensi.....	119
Tabel 6. 10 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik Statik Ekuivalen.....	121
Tabel 6. 11 Gaya Geser Akibat Gempa X dan Y	121
Tabel 6. 12 Faktor Skala.....	122

Tabel 6. 13 Gaya Geser Dasar Setelah di Running Ulang	122
Tabel 6. 14 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon.....	123
Tabel 6. 15 Kategori Risiko	124
Tabel 6. 16 Drift Arah X	125
Tabel 6. 17 Arah Y	126
Tabel 6. 18 Persentase Gaya Geser yang Dipikul Sistem Struktur	127
Tabel 7. 1 Momen Hasil Analisa Struktur.....	129
Tabel 7. 2 Data Perencanaan Balok.....	129
Tabel 7. 3 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Tumpuan....	144
Tabel 7. 4 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Lapangan	145
Tabel 7. 5 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk.....	145
Tabel 7. 6 Rekapitulasi Tulangan Torsi dan Sengkang.....	146
Tabel 7. 7 Rekapitulasi Cut off Point Balok Induk	146
Tabel 7. 8 Data Penulangan Kolom.....	148
Tabel 7. 9 Gaya dan Momen untuk Dievaluasi dengan SpColumn	148
Tabel 7. 10 Rekap Penulangan Logitudinal Kolom	157
Tabel 7. 11 Rekap Confinement Kolom.....	157
Tabel 8. 1 Perhitungan Limit Kabel	175
Tabel 8. 2 Perhitungan Layout Tendon	176

Tabel 8. 3 Koefisien Wobble Effect.....	179
Tabel 8. 4 Perhitungan Kehilangan akibat Gesekan.....	179
Tabel 8. 5 Momen Probable	191
Tabel 8. 6 Iterasi Keseimbangan Gaya Tumpuan	199
Tabel 8. 7 Iterasi Keseimbangan Gaya pada Lapangan	200
Tabel 9. 1 Beban Pada Shear Wall (Tipe 1)	212
Tabel 9. 2 Beban Pada Kolom Tepi (Tipe 2).....	212
Tabel 9. 3 Beban Pada Kolom Tengah (Tipe 3).....	212
Tabel 9. 4 Korelasi Nilai Ks.....	217
Tabel 9. 5 Tipe 1 (SW).....	222
Tabel 9. 6 Tipe 2 (Kolom Tepi)	222
Tabel 9. 7 Tipe 3 (KolomTengah).....	223
Tabel 9. 8 Kontrol Tiang Pancang Kelomok Tipe 1 (Shear Wall)	224
Tabel 9. 9 Kontrol Tiang Pancang Kelomok Tipe 2 (Kolom Tepi)	224
Tabel 9. 10 Kontrol Tiang Pancang Kelomok Tipe 3 (Kolom Tengah).....	224
Tabel 9. 11 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 1.....	226
Tabel 9. 12 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 2.....	227
Tabel 9. 13 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 3.....	227
Tabel 9. 14 Rekapitulasi Perhitungan Pelat basement.....	243
Tabel 9. 15 Tegangan Tanah Aktif.....	246

Tabel 9. 16 Gaya Tanah Aktif	246
Tabel 9. 17 Tegangan Tanah Pasif	246
Tabel 9. 18 Gaya Tanah Aktif	246

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Seiring dengan pertumbuhan penduduk yang terus meningkat serta di imbangi dengan pertumbuhan ekonomi di Surabaya, permintaan akan kebutuhan tempat tinggal dan tempat usaha atau *office space* terus meningkat sejalan dengan tingginya jiwa *enterpreneurship* masyarakat. Dengan perkembangan teknologi serta meninjau dari segi efektivitas dan efesiensi maka dewasa ini telah berkembang fenomena SOHO (*small office / Home office*) yang menjawab akan kebutuhan hunian dan sekaligus didalamnya dilengkapi dengan berbagai fasilitas kantor. Dengan kata lain SOHO merupakan sebuah tempat yang berfungsi ganda sebagai tempat tinggal dan kantor. Salah satu proyek konstruksi yang memakai konsep SOHO adalah Apartemen 88 AVENUE Surabaya.

Gedung ini secara keseluruhan dibangun dengan menggunakan elemen struktur beton bertulang yang terdiri dari 1 *Basement* , lantai dasar smapai lantai 23, dan lantai atap. Pada lantai 8 sampai dengan lantai 21 terdapat lantai *mezzaninne*. Dengan mengusung konsep SOHO tidak lepas dari kebutuhan akan ruang pertemuan atau *convention hall* dimana membutuhkan ruang yang luas tanpa kolom sehingga dapat memaksimalkan fungsi ruangan tersebut dan memiliki nilai estetika. Sehingga membutuhkan modifikasi struktur bangunan agar mampu menjangkau bentang yang panjang dan memiliki dimensi yang relatif kecil yaitu dengan menggunakan struktur beton prategang.karena beton prategang dapat menahan beban lebih besar dibandingkan dengan menggunakan beton bertulang. Modifikasi akan dilakukan pada lantai 22, karena ini akan menjadi lantai teratas yang akan memudahkan pelaksanaan modifikasi dengan balok prategang . Dapat di lihat pada (Gambar 1.1) merupakan denah lantai yang akan di modifikasi, serta pada (Gambar 1.2) yang merupakan potongan melintang bangunan

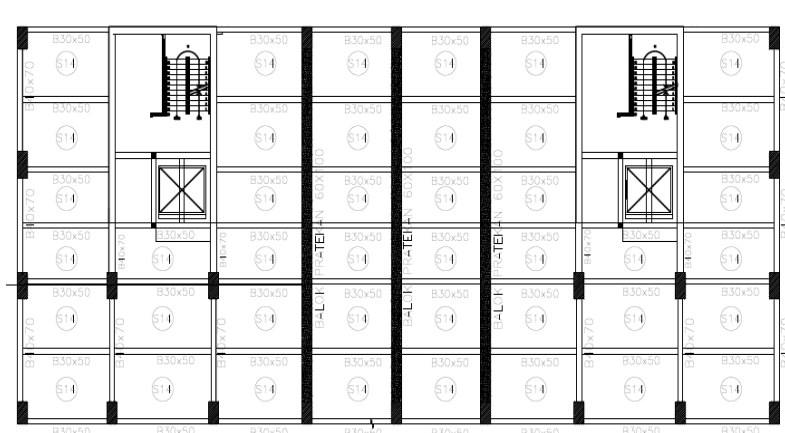
setelah dimodifikasi. Alasan pemasangan balok pratekan pada lantai atas adalah karena

Beton prategang adalah beton bertulang yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. Kelebihan beton prategang yakni bersifat tidak mudah retak dan elastis. Defleksi dan pantulannya juga lebih sedikit dibandingkan dengan beton bertulang konvensional. Selain itu, bentang juga bisa lebih panjang atau ketebalannya yang bisa jadi lebih tipis, 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. Hal ini memberi keunggulan berupa pengurangan berat struktur. Komponen struktur beton prategang mempunyai tinggi antara 65 % sampai 80 % dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 30 persen banyaknya tulangan. (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.

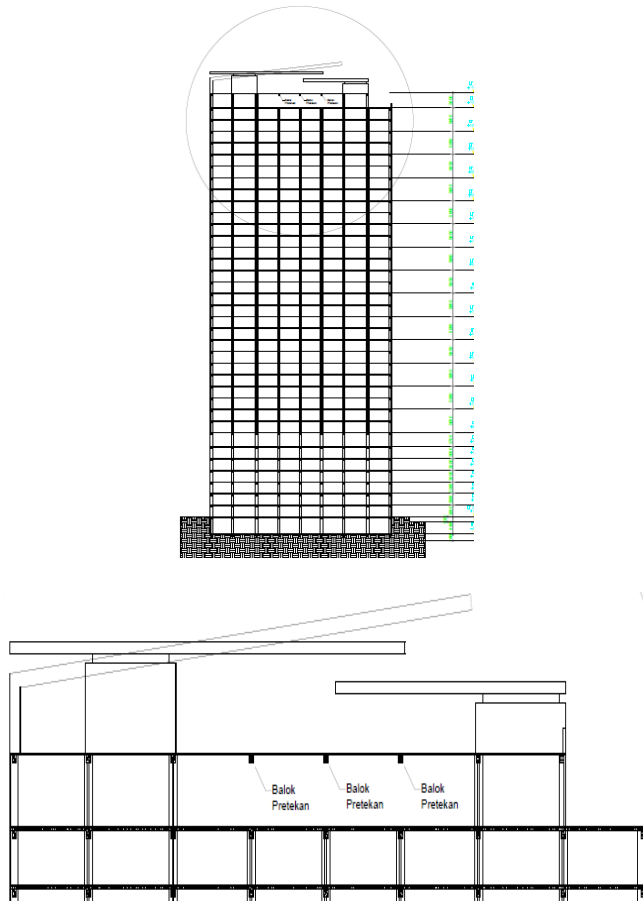
Untuk memberikan gaya konsentris pada beton prategang bisa dilakukan dengan dua cara. Yaitu *Pre-tensioned Prestressed Concrete* (pratarik) dan *Post-tensioned Prestressed Concrete* (pasca tarik). Pratarik ialah konstruksi dimana tendon ditegangkan dengan pertolongan alat pembantu sebelum beton mengeras dan gaya konsentris dipertahankan sampai beton cukup keras. Sedangkan pasca tarik adalah konstruksi dimana setelah betonnya cukup keras, barulah diberikan gaya konsentris dengan menarik kabel tendon.

Perencanaan modifikasi struktur menggunakan beton prategang pada Gedung 88 AVENUE (SOHO) Surabaya ini direncanakan dengan Metode pasca tarik (*Post Tension*) monolit. 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). Digunakan Monolit karena merupakan yang paling efektif dan efisien dibandingkan dengan sistem lainnya dikarenakan sistem monolit unggul dari aspek penilaian yaitu Kebutuhan Material Paling Sedikit, kemudahan pekerjaan di lapangan, waktu pengerjaan tercepat dan dari pandangan arsitektur sistem monolit tidak mengurangi estetika dari bangunan itu sendiri.



Gambar 1. 1 Denah Modifikasi dengan Balok Prategang



Gambar 1. 2 Potongan Memanjang Lokasi Balok Prategang

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2013 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2012 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 03-1727-2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan

tentang desain balok pratekan yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Permasalahan umum dari modifikasi perencanaan Gedung 88 AVENUE Surabaya adalah kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi

1.2.2 Khusus

Permasalahan khusus yang ditinjau untuk modifikasi perencanaan Gedung 88 AVENUE Surabaya adalah sebagai berikut:

- 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 88 AVENUE (SOHO) dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS?
- 4) Bagaimana merencanakan balok beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
- 5) Bagaimana rencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
- 6) Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung 88 AVENUE (SOHO) yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik ?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan umum dari modifikasi perencanaan Gedung 88 AVENUE Surabaya adalah terdapat ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai atap

1.3.2 Khusus

Tujuan khusus dari modifikasi perencanaan Gedung 88 AVENUE Surabaya adalah sebagai berikut:

- 1.) Menentukan *preliminary design*, struktur primer dan sekunder sesuai struktur yang baru hasil modifikasi.
- 2.) Menghitung pembebanan setelah adanya modifikasi struktur.
- 3.) Memodelkan dan menganalisa struktur gedung 88 AVENUE dengan menggunakan program bantu SAP 2000/ETABS
- 4.) Merencanakan beton pratekan yang memenuhi kriteria perancangan struktur.
- 5.) Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan.
- 6.) Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung 88 AVENUE (SOHO) yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada perencanaan Gedung 88 AVENUE adalah sebagai berikut:

1. Proyek yang digunakan adalah gedung 88 AVENUE Surabaya
2. Perencanaan ini hanya meninjau metode pelaksanaan balok pratekan sesuai dengan perhitungan
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan SAP 2000/ETABS

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh adalah sebagai berikut:

1. Memahami aplikasi dari penggunaan beton pratekan pada pembangunan gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan
2. Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari

3. Dapat menjadi panduan dalam perencanaan dan pelaksanaan beton pratekan

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

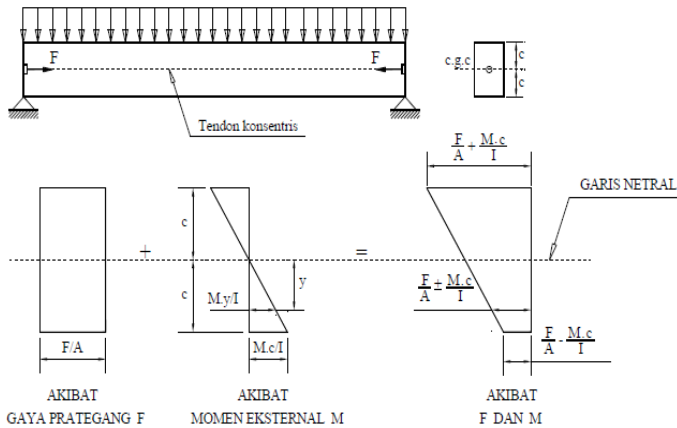
Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal dan dasar teori yang berhubungan dengan perancangan modifikasi Gedung 88 Avenue . Pada perancangan modifikasi struktur ini diperlukan tinjauan khusus terhadap perancangan struktur menggunakan beton prategang.

2.2 Prinsip Dasar Beton Prategang

Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (T.Y Lin, 2000). Beton prategang juga dapat disimpulkan sebagai beton struktural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban (SNI 2847 : 2013)

Sistem Prategang untuk Mengubah Beton Menjadi Bahan yang Elastis

Beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan (desakan) terlebih dahulu (pratekan) pada bahan tersebut. Beton yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan (umumnya dengan baja mutu tinggi yang ditarik) sedemikian rupa, sehingga beton yang elastis dapat memikul beban tarik. (Gambar 2.1)



Gambar 2. 1 Balok Pratekan sebagai Bahan yang Elastis

Akibat gaya tekan yang diberikan, F yang bekerja pada pusat berat penampang beton akan memberikan tegangan tekan yang merata diseluruh penampang beton sebesar (F/A) , dimana (A) adalah luas penampang beton. Akibat beban merata yang memberikan tegangan tarik dibawah garis netral dan tegangan tekan diatas garis netral pada serat terluar penampang, digunakan perumusan sebagai berikut

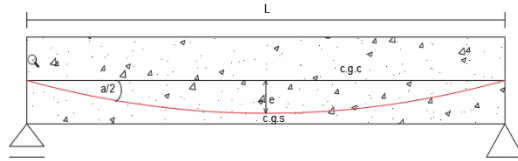
$$f = \frac{M \times C}{I}$$

Dimana : M = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

I = Momen Inersia penampang

Untuk meningkatkan kemampuan beton prategang kita dapat menambahkan eksentrisitas tegangn baja terhadap garis netral beton.

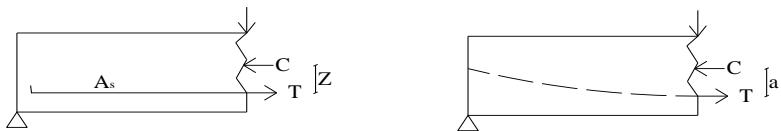


Gambar 2. 2 Contoh Tendon dengan Eksentrisitas

Akibat adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap Garis pusat beton, maka terjadi tegangan sebesar (F_e/W) dimana (e) adalah eksentrisitas tegangan dan (W) adalah modulus *section* (I/y) . Dalam bentuk yang paling sederhana, dapat dimisalkan balok persegi panjang yang diberi gaya prategang oleh sebuah tendon melalui titik berat (Gambar 2.2) dan dibebani oleh gaya eksternal. Gaya tarik prategang F pada tendon menghasilkan gaya tekan F yang sama pada beton yang juga bekerja pada titik berat tendon

Sistem Prategang adalah Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi (gabungan) dari baja dan beton, seperti pada beton bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal, (Gambar 2.3) Pada beton prategang baja mutu tinggi dipakai dengan jalan menariknya sebelum kekuatan digunakan sepenuhnya.



Gambar 2. 3 Momen penahan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton prategang (b)

Sistem Prategang Mencapai Kesetimbangan Beban

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai suatu usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang. Konsep ini dikembangkan langsung oleh T.Y.Lin namun belum tentu dapat digunakan oleh insinyur-insinyur lain. Pada keseluruhan desain struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dianggap sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang-batang yang mengalami lenturan seperti pelat, dan gelagar tidak akan mengalami beban lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.

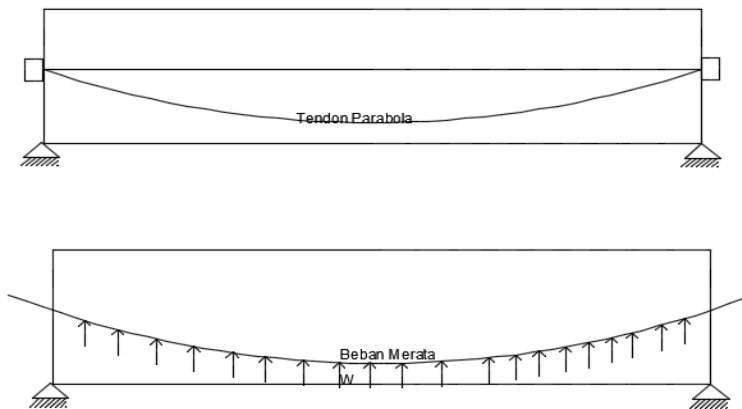
Sebagai contoh (Gambar 2.4), sebuah balok prategang diatas dua tumpuan dengan tendon berbentuk parabola. Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

$$W_B = \frac{8 Fh}{L^2}$$

F= Gaya prategang

L= Panjang bentang

h= Tinggi bentang



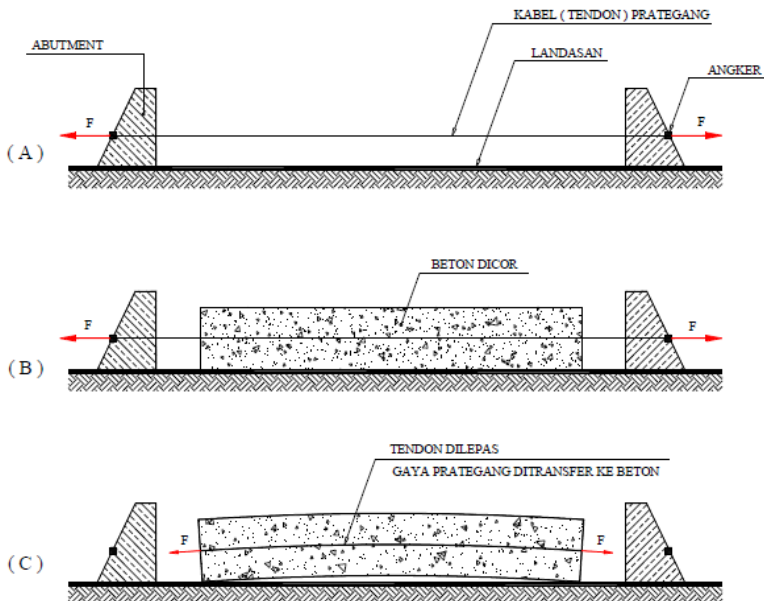
Gambar 2. 4 Balok Prategang Tendon Parabola

2.3 Metode Pemberian Gaya Beton Prategang

Pada dasarnya ada 2 macam metode pemberian gaya prategang pada beton, yaitu :

a.) Pre-tensioned Prestressed Concrete (pratarik)

Pratarik adalah metode prategang dimana tendon ditegangkan sebelum beton di cor. Setelah beton cukup keras tendon dipotong dan gaya prategang akan tersalur ke beton melalui lekatan (Gambar 2.5). Untuk metode pratarik ini terdapat kekurangan pada peletakan posisi tendon, tendon hanya bias dipasang dengan bentuk horizontal saja.



Gambar 2.5 Proses Pre-Tensioned Prestressed Concrete

Tahap 1: Kabel (Tendon) prategang ditarik atau diberi gaya prategang kemudian diangker pada suatu abutment tetap (gambar A)

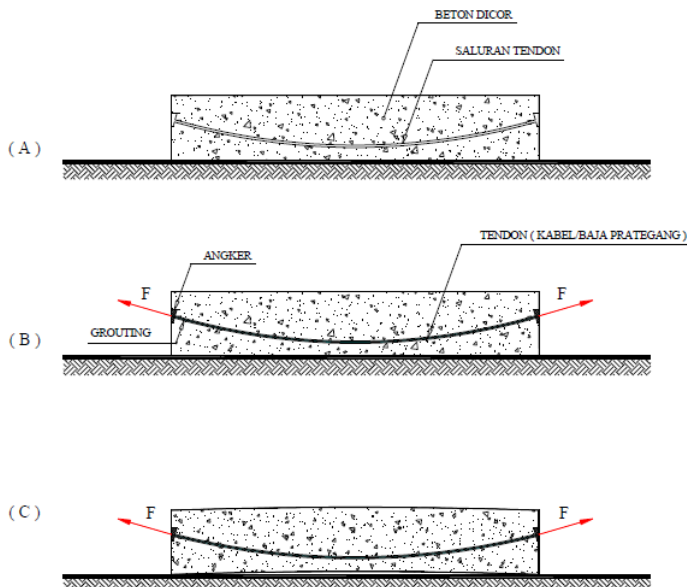
Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (formwork) dan landasan yang sudah disediakan sedemikian sehingga melingkupi tendon yang sudah diberi gayapategang dan dibiarkan mengering (gambar B).

Tahap 3: Setelah beton mengering dan cukup umur kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton (gambar C).

Setelah gaya prategang ditransfer kebeton, balok beton tsb. akan melengkung keatas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tersebut akan rata.

b.) Post-Tensioned Prestressed Concrete (pasca tarik)

Metode pascatarik merupakan metode dimana tendon ditarik setelah beton di cor. (Gambar 2.6) Sebelum pengecoran, dipasang dahulu selongsong untuk alur tendon. Setelah beton mengeras tendon dimasukkan ke dalam selubung tendon yang sudah dipasang. Penarikan dilakukan setelah beton mencapai kekuatan yang diinginkan. Setelah penarikan dilakukan proses *grouting*. Berikut metode pengerjaan *Post-tensioned Prestressed*



Gambar 2. 6 Proses *Post-Tensioned Prestressed Concrete*

Tahap 1 : Dengan cetakan (formwork) yang telah disediakan lengkap dengan saluran /selongsong kabel prategang (tendon duct) yang dipasang melengkung sesuai bidang momen balok, beton dicor (Gambar A).

Tahap 2 : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (tendon duct), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik (ditarik dari satu sisi). Ada pula yang ditarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangker, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

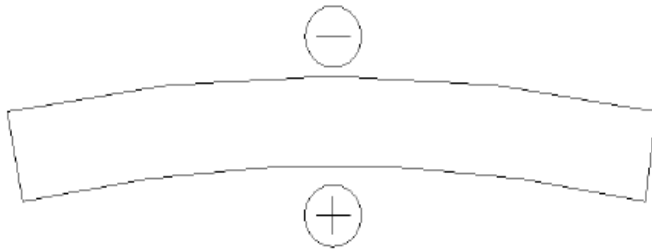
Tahap 3 : Setelah diangker, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yg arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.4 Tahap Pembebanan

Beton prategang memiliki dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan pembebanan harus selalu dilakukan pengecekan kondisi beton pada bagian yang tertekan maupun tertarik untuk setiap penampang. Tahapan pembebanan pada beton prategang adalah:

Tahap Transfer

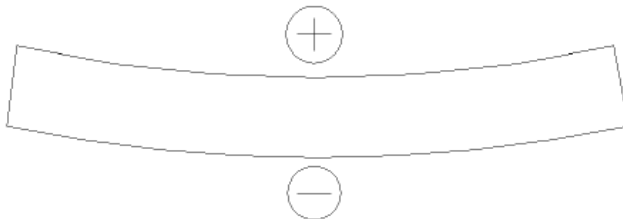
Pada metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat anker dilepas dan gaya prategang ditransfer ke beton mengakibatkan balok melengkung ke atas (Gambar 2.7). Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada tahap saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang. Pada saat transfer ini beban-beban layan belum bekerja.



Gambar 2. 7 Tegangan akibat Gaya Prategang awal

Tahap Service

Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka beton sudah memasuki tahap *service*, yaitu tahap dimana semua beban layan sudah bekerja. (Gambar 2.8) Pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.



Gambar 2. 8 Tegangan yang terjadi pada Balok akibat Beban Hidup + Beban Mati

2.5 Material Beton Prategang

a. Beton

Beton yang digunakan pada beton prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengangkuran beton, agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat *service*. (T.Y Lin, 2000).

b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe , kawat tunggal (wire), Untaian kawat (strand) dan kawat batangan (bar). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk metode yang berbeda, kawat tunggal dan batangan biasa digunakan dalam beton prategang *pre-tension*, untuk untaian kawat biasa digunakan dalam beton prategang *post tension*. Jenis tendon lain yang sering digunakan pada beton prategang sistem *pre-tension* adalah *seven-wire strand* dan *single wire*. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (jacking) dan $0.7 f_{pu}$ sesaat setelah transfer gaya.

2.6 Balok Beton Prategang Parsial

Penggunaan balok beton prategang akan lebih efektif dan efisien jika digunakan dengan bentang yang panjang karena akan menghemat penggunaan volume beton dan juga dimensi blok yang direncanakan akan menjadi lebih kecil dan langsing dibandingkan dengan balok beton bertulang konvensional (kelvin , 2013).

Selain dimensi menjadi lebih kecil struktur beton prategang juga mempunyai banyak keuntungan, seperti menunda retak, menghemat bahan material, mengurangi defleksi dan secara luas digunakan untuk struktur yang mempunyai jangka waktu lama (Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001). Namun, Struktur beton prategang kurang baik dalam memikul beban gempa dibanding struktur beton biasa karena tingkat daktilitasnya yang rendah. Agar kinerjanya lebih baik dalam memikul beban gempa maka dipasang tulangan biasa atau direncanakan sebagai beton prategang parsial.

Balok beton prategang parsial adalah balok beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktil, sehingga

menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktil. (Artiningsih,2008).

Keuntungan dan Kelemahan Beton Pratekan Parsial

a. Keuntungan

- Pengendalian Lendutan ke atas (chambre) yang lebih baik
- Penghematan jumlah baja pratekan
- Penghematan dalam pekerjaan dan pengangkutan ujung
- Kemungkinan kekenyalan yang lebih pada struktur
- Pemanfaatan yang ekonomis dari baja lunak

b. Kelemahan

- Retak yang lebih dini
- Lendutan yang lebih besar akibat beban berlebihan
- Tegangan tarik utama yang lebih tinggi dalam beban kerja
- Sedikit pengurangan dalam kekuatan lentur batas untuk jumlah baja yang sama

2.7 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang dapat menurunkan gaya prategang menjadi nilai yang lebih rendah, sehingga beban yang dipikul balok prategang menjadi lebih rendah pula. Selisih antara gaya prategang akhir dengan gaya prategang awal dinamakan kehilangan prategang.

Kehilangan prategang dapat terjadi secara langsung dan jangka panjang. Kehilangan prategang secara langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh :

- a. Perpendekan elastis beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja. (T.Y Lin, 2000)

- b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon, hal ini terjadi pada beton prategang dengan system post-tension.

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang dipasang melengkung ada gesekan antara system penarik (jacking) dan ankur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wobble) dan kelengkungan tendon.

- c. Kehilangan akibat slip ankur

Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengankuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke ankur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengankuran berkisar 2.5 mm. (T.Y Lin, 2000)

Sedangkan kehilangan jangka panjang adalah kehilangan gaya prategang yang dipengaruhi oleh faktor waktu. Kehilangan prategang jangka panjang disebabkan oleh

- a. kehilangan gaya prategang akibat rangkakan

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkakan dari beton merupakan salah satu kehilangan gaya prategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkakan pada beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisi *bonded tendon* dan *unbonded tendon*. (T.Y Lin, 2000)

- b. kehilangan gaya prategang akibat susut

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang. (T.Y Lin,2000)

- c. kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang

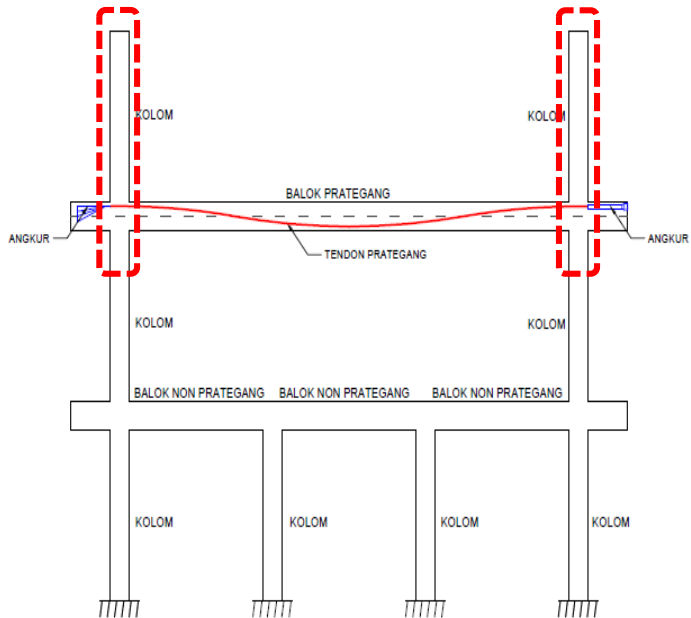
Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (T.Y Lin,2000).

Selain itu pengurangan gaya prategang yang terjadi cukup besar akibat adanya kekangan dari kolom (portal). Semakin besar kekakuan kolom semakin besar juga reduksi gaya prategangnya (Triwiyono, 1998).

2.8 Metode Pelaksanaan Struktur Utama Pratekan

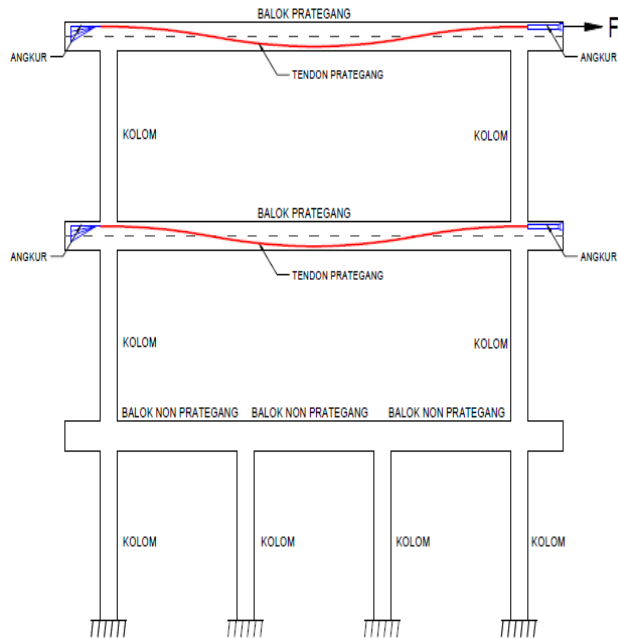
Balok prategang dengan hubungan balok – kolom sistem monolit dan *post-tension*. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

- a. Pekerjaan beton prategang dilakukan setelah struktur non prategang di bawahnya selesai. Kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung. Sebelum pekerjaan balok prategang, maka kolom harus terlebih dahulu dikerjakan seperti (Gambar 2.9)



Gambar 2. 9 Pekerjaan Kolom Sistem Monolit

- b. Pekerjaan balok prategang dilakukan setelah pekerjaan kolom. Pekerjaan balok prategang dilakukan dengan metode cor ditempat. Pengecoran dilakukan bersamaan dengan pengecoran pelat lantai selebar b efektif. Setelah balok prategang mengeras dan cukup umur maka dilakukan penarikan sebesar (F) sesuai dengan perhitungan. Sehingga terlihat seperti gambar seperti (Gambar 2.10). Setelah itu dilanjutkan dengan proses pengangkuran dan *grouting*.

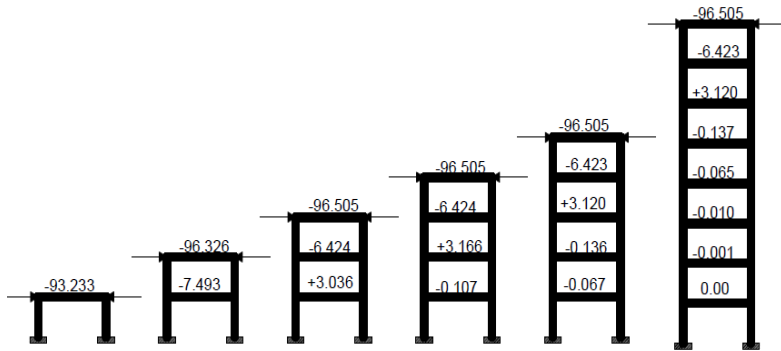


Gambar 2. 10 Pemberian Gaya Prategang (F) pada Balok Setelah Pekerjaan Kolom

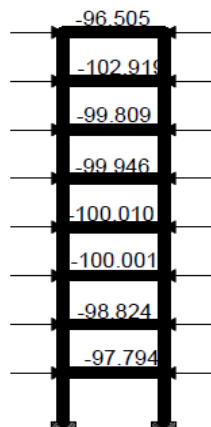
2.9 Pengaruh Kekangan Kolom pada Post Tension Monolit

Pada waktu diberi gaya prategang, balok akan berdeformasi yang masih dalam keadaan elastik, berupa perubahan panjang balok yang diikuti oleh pergeseran kolom. Adanya pergeseran ini mengakibatkan momen, gaya geser, dan gaya lintang pada kolom. Penarikan kabel baja prategang dilakukan dari lantai satu ke lantai berikutnya pada waktu penarikan balok lantai pertama sebagaimana gaya prategang pada balok akan ditahan oleh kolom terbawah, penarikan berikutnya pada lantai kedua, gaya prategang akan ditahan oleh belok lantai kedua serta balok dan kolom lantai dibawahnya begitu seterusnya. Pada setiap tahapan penarikan dengan gaya 100 ton (Gambar 2.11), gaya yang ditahan oleh balok dan kolom gaya yang ditahan dihitung. Kemudian besar

masing masing gaya dijumlahkan (Gambar 2.12). Dari hasil hitungan didapat gaya prategang akhir setelah semua lantai selesai. Reduksi terbesar terjadi pada balok lantai pertama dan lantai teratas, balok pada lantai kedua dari atas menerima gaya tekan terbesar yang besarnya lebih besar dari gaya awal yang di berikan (Triwiyono, Andreas)

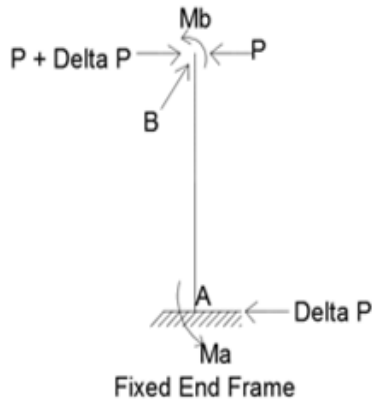


Gambar 2. 11 Gaya yang Ditahan oleh Balok pada masing masing Lantai akibat Gaya Luar 100 Ton



Gambar 2. 12 Resultan Gaya Horizontal tiap Lantai

Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya *jacking* yang terjadi (Gambar 2.13). 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.



Gambar 2. 13 Efek dari Reaksi Horizontal

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$

Besarnya gaya yang hilang akibat kekangan dapat dihitung sebagai (ΔP) dengan persamaan di atas dimana (M_B) dan (M_A) adalah momen muka kolom pada titik A dan titik B akibat gaya (P) yang

bekerja. Kehilangan pratekan akibat kekangan kolom didasari oleh sistem pengecoran yaitu *cast in place*, sehingga pemberian gaya pratekan dilaksanakan di atas dengan memperhitungkan kekangan kolom.

2.10 Sistem Struktur

Perancangan gedung ini direncanakan dengan Sistem Ganda atau *Dual System* adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul sepenuhnya oleh *Space Frame* (Rangka), sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh *Space Frame* dan *Shear Wall* (Dinding Geser/Dinding Struktur). Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.5.1 menyebutkan bahwa, untuk Sistem Ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% 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 kekakuannya. Karena *Shear Wall* dan *Space Frame* dalam *Dual System* merupakan satu kesatuan struktur maka diharapkan keduanya dapat mengalami defleksi lateral yang sama atau setidaknya *Space Frame* mampu mengikuti defleksi lateral yang terjadi. *Shear Wall* sendiri artinya adalah Dinding Geser yang terbuat dari beton bertulang dimana tulangan-tulangan tersebut yang akan menerima gaya lateral akibat gempa sebesar beban yang telah direncanakan. Penggunaan sistem struktur *Dual System* sendiri sangat cocok dalam pembangunan struktur gedung di wilayah gempa kuat (Tavio & Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada dasarnya terdiri dari :

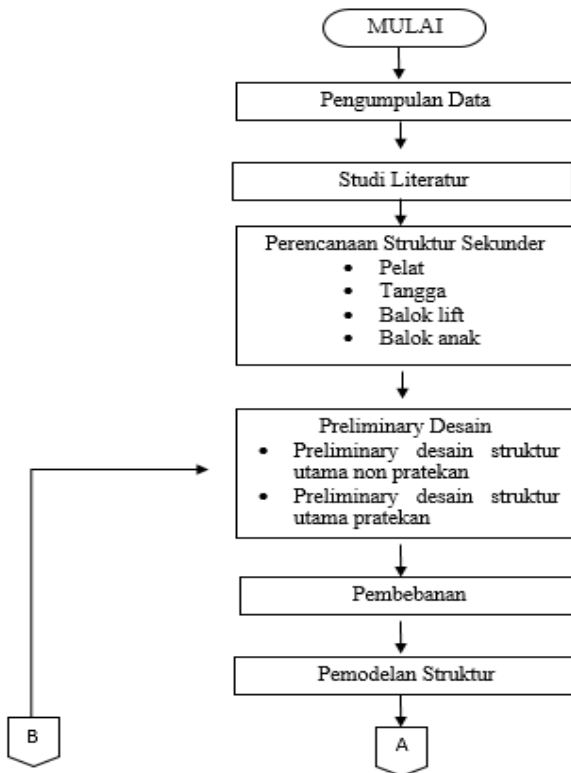
1. Rangka ruang memikul seluruh beban gravitasi.
2. Pemikul beba lateral berupa dinding geser atau rangka bresing (*bracing*) dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25 persen dari seluruh beban lateral, sedangkan sisanya akan dipikul oleh dinding geser.
3. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi

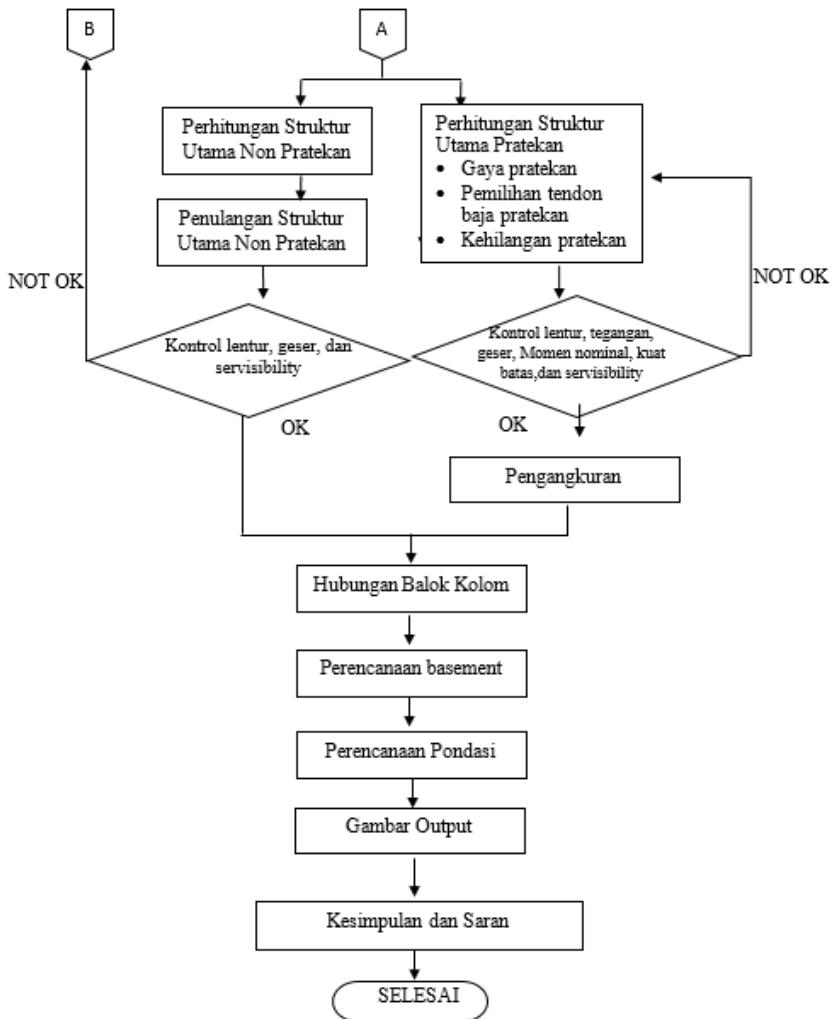
antara sistem rangka pemikul momen dengan dinding geser. Untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Ganda, rangka utama dan dinding struktur harus didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Struktur Beton Khusus (DSBK) (Purwono, 2005).

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Pada bab metodologi ini akan membahas mengenai langkah-langkah pelaksanaan pada perencanaan modifikasi struktur gedung Apartemen 88 Avenue Surabaya. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan referensi dan pedoman pelaksanaan hingga hasil akhir dari analisa struktur dapat dilihat pada Gambar 3.1





Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.2 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Suko manunggal, Surabaya
- Zona Gempa : 3
- Ketinggian Lantai

Basement	= 4,3 m
Lantai dasar – lantai 7	= 3,0 m
Lantai 7 – 21	= 5,95 m
Lantai <i>Mezzanine</i>	= 2,975 m
Lantai 21-lantai atap	= 3,8 m
- Tinggi Total Bangunan : $\pm 121,5$ m
- Mutu Beton (f'_c) Kolom

a) Lt.Base-Lt.7	:45 Mpa
b) Lt.7-Lt.11	:45Mpa
c) Lt.11-Lt.14	:40 Mpa
d) Lt.14-Lt.17	:35 Mpa
e) Lt.17-19Lt.	:30 Mpa
f) Lt.20-Lt.Atap	:25 Mpa
- Mutu Beton Balok, Plat (f'_c) : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 400 Mpa
- Data tanah terlampir
- Gambar Struktur terlampir

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang pada lantai 21 (Lantai ini menjadi atap bangunan), data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi :Suko manunggal, Surabaya
- Ketinggian Lantai

Basement	= 4,3 m
lantai dasar – lantai 7	= 3,0 m
Lantai <i>Mezzanine</i>	= 2,975 m

lantai 7 – 20 = 5,95 m

lantai 20- Atap = 4,3 m

- Tinggi Total Bangunan : ± 101 m
- Mutu Beton (f^c) Kolom : 45 MPa
- Mutu Beton Balok, Pelat (f^c) : 35 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Data tanah terlampir
- Gambar Struktur terlampir

3.3 Studi Literatur

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

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa
3. Beton Prategang edisi ketiga (T.Y.Lin, 1996).
4. Beton Prategang edisi ketiga (E.G. Nawy, 2001).
5. SNI 1727-2013 Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung dan Bangunan lain
6. Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi, 1999).

3.4 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:

3.4.1 Menentukan tebal minimum pelat

Dimensi tebal minimum pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3 persamaan 9-13, antara lain:

Untuk α_{fm} sama atau lebih kecil dari 0,2 menggunakan Tabel 3.1

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, f_y MPa [†]	Tanpa penebalan [‡]			Dengan penebalan [‡]		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir [§]	
280	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 36$	$l_n / 40$	$l_n / 40$
420	$l_n / 30$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 33$	$l_n / 36$	$l_n / 36$
520	$l_n / 28$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 31$	$l_n / 34$	$l_n / 34$

[†]Untuk konstruksi dua arah, l_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka tumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau tumpuan lainnya pada kasus yang lain.
[‡]Untuk f_y antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
[§]Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
[§]Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

Untuk α_{fm} lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

Untuk α_{fm} lebih besar dari 2, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm.

Pada tepi yang tidak menerus, balok tepi harus mempunyai rasio kekakuan α_f tidak kurang dari 0,8 atau sebagai alternatif ketebalan minimum yang ditentukan harus dinaikan paling tidak 10 persen pada panel dengan tepi yang tidak menerus.

dimana:

α_{fm} adalah nilai rata - rata dari α_f untuk semua balok pada tepi dari suatu panel, dengan rumus sebagai berikut.

$$\alpha_{fm} = \frac{E.balok \times I.balok}{E.pelat \times I.pelat}$$

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

$$I_{plat} = L_y \times \frac{hf^3}{12}$$

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

β adalah rasio bentang bersih dalam arah panjang terhadap arah pendek pelat, dengan rumus sebagai berikut.

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} < 2 \text{ (pelat 2 arah)}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} > 2 \text{ (pelat 1 arah)}$$

dengan :

L_n = bentang bersih yang lebih panjang

S_n = bentang bersih yang lebih pendek

L_n adalah panjang bentang bersih dalam arah memanjang diukur muka ke muka balok

3.4.2 Menentukan Lebar Efektif

Dimensi lebar efektif dari balok harus memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 8.12.2 dan pasal 8.12.3

- Interior tidak boleh melebihi :
 - $be_1 = \frac{1}{4} \times L$
 - $be_2 = bw + 8t$
 - $be_3 = bw + \frac{1}{2} S$
- Eksterior tidak boleh melebihi :

- $be_1 = \frac{1}{12} \times L$
- $be_2 = bw + 6t$
- $be_3 = bw + \frac{1}{2} S$

dimana:

be = lebar efektif

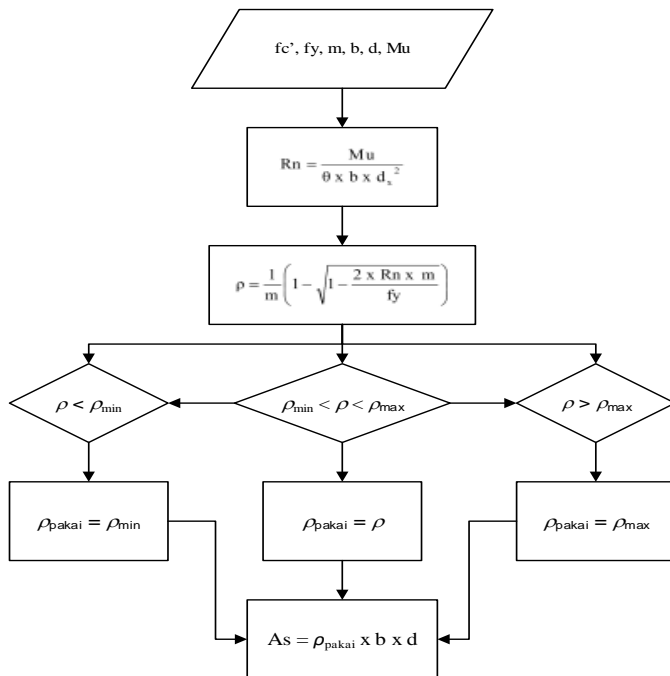
L = panjang bentang balok

t = tebal slab

S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

3.4.3 Perhitungan tulangan lentur pelat

Langkah langkah dalam perhitungan tulangan lentur pelat dapat dilihat pada diagram alir pada Gambar 3.2



Gambar 3. 2 Diagram Alir Penulangan Komponen Lentur

3.4.4 Perhitungan tulangan geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.4, antara lain.

- a. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
- b. Cek apakah $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$. Apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.
- c. Kriteria kebutuhan tulangan geser menurut SNI 2847:2013 pasal 11.4.7 :
 - Jika $V_u \leq 0,5 \phi V_c$, maka tidak diperlukan penulangan geser
 - Jika $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$, maka perlu memakai tulangan geser minimum
 - Jika $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s\min})$, maka diperlukan tulangan geser
 - Jika $\phi (V_c + V_{s\min}) < V_u$, maka diperlukan tulangan geser
dimana :
 - V_u adalah gaya geser berfaktor
 - V_c adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$
 - V_s adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.

$$V_s = \sqrt{\frac{f_c'}{3}} \cdot b_w \cdot d$$
 - V_n adalah kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
 - ϕ sama dengan 0,6 (untuk geser)

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ sepanjang panjang komponen struktur. (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3.4).

3.4.5 Perhitungan tulangan susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 03-2847-2013 Pasal 7.12.2.1. Luasan tulangan susut dan suhu harus menyediakan paling sedikit memiliki rasio luas tulangan terhadap luas bruto penampang beton sebagai berikut, tetapi tidak kurang dari 0,0014:

a.) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir Mutu 280 atau 350..... 0,002

b.) Slab yang menggunakan batang tulangan ulir atau tulangan kawat las Mutu 420..... 0,0018

c.) Slab yang menggunakan tulangan dengan tegangan leleh melebihi 420 MPa yang diukur pada regangan leleh sebesar 0,35 persen..... $0,0018 \left(\frac{420}{f_y} \right)$

Perencanaan Dimensi Tangga

Persyaratan dalam perencanaan dimensi tangga adalah sebagai berikut :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

dimana:

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana (sendi dan rol).

3.4.6 Perencanaan balok lift

Perencanaan balok lift diawali dengan penentuan kapasitas lift yang akan digunakan. Balok lift dihitung berdasarkan fungsi sebagai balok pengangkat dan balok perletakan

3.4.7 Perencanaan balok anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2 untuk koefisien momen dan tebal minimum balok sesuai dengan SNI-03-02847-2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a)

3.5 Preliminary desain

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

1. *Preliminary* Desain Struktur Utama Non Pratekan
Struktur non-pratekan yang didesain meliputi, balok utama, *shear wall*, dan kolom. Perhitungan struktur utama non-pratekan mengacu pada peraturan SNI-03-2847-2013.
2. *Preliminary* Desain Struktur Pratekan
Struktur pratekan pada gedung ini berupa balok *post tension*. Perencanaan awal struktur pratekan dengan menentukan dimensi balok pratekan yang dapat memenuhi syarat menurut SNI-03-2847-2013 Ps 18.

3.5.1 Pembebanan

Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung SNI 03-1727-2013 dan kombinasi pembebanan 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
2. Beban Hidup
Beban hidup untuk ruang apartemen (hotel) adalah 1,92 kN/m², 4,79 kN /m² untuk *multifunction hall* dan 92 kN

/m² untuk beban hidup atap dan 4,79 kN /m² untuk atap sebagai taman di atasnya (SNI 1727:2013) .

Beban Hidup untuk parkir adalah 800 kg/m² 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 ekuivalen 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 ps. 9.2

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$$

$$U = 0,9D + 1,0W \text{ (9-6)}$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

3.6 Permodelan Struktur

Analisa struktur utama menggunakan *software* SAP 2000 dan ETABS ver.16 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. Pembebanan menggunakan beban gempa dinamik agar memenuhi ketentuan SNI 1726:2012

3.7 Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 dan ETABS dilakukan kontrol desain. Pada bagian ini akan dibahas kontrol desain pada beton bertulang biasa menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 03-2847-20013.

Perhitungan struktur utama non-pratekan dilakukan setelah mendapatkan analisa gaya menggunakan program SAP 2000. Dilakukan control desain dan perencanaan penulangan struktur utama sesuai SNI 03-2847-2013

Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap control geser, control lentur, momen lentur, beban layan (servisability) dan beban *ultimate*.

3.7.1 Desain Balok Induk

Perencanaan dimensi balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok berdasarkan SNI-0302847-2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a), perhitungan pembebanan pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2. dimensi balok dapat dilihat pada Tabel 3.2

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

- Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan μ
- Menentukan harga β_1 (SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3))

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

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

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2) :

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

Menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1):

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

Menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3):

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

Menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} \times bw \times d$$

dan \geq dari

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \times bw \times d$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

d. Menentukan harga m

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

e. Menentukan Rn (SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7))

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

f. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

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

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

g. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \text{ dimana } As = \rho \times b \times d$$

h. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

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

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

dimana:

b = lebar pelat per satuan meter

d = tinggi pelat
 ρ = rasio tulangan
 A_s = luas tulangan perlu
 f_y = mutu baja (MPa)
 f'_c = mutu beton (MPa)

i. Tulangan geser

Untuk perhitungan tulangan geser diperlukan nilai V_u (gaya geser maksimum) pada struktur. Berikut urutan perhitungan tulangan geser :

1. Cek $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d)$

2. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

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

$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum

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

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

dimana :

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} bw \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} bw \cdot d$$

$\Phi = 0,6$ (untuk geser)

Keterangan :

V_c = Kuat geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kuat geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

V_n = Kuat geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

3.7.2 Desain kolom

Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Maka, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'c}$$

W = Beban aksial yang diterima Kolom

$f'c$ = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3.7.3 Dinding Geser

Perencanaan dinding geser berdasarkan SNI- 0302847-2013 pasal 22.5 dan pasal 22.6. Berikut urutan perhitungan dinding geser

- 1) Tentukan baja tulangan horizontal dan transversal minimum yang diperlukan. Periksa apakah dibutuhkan dua layer tulangan. Jika gaya geser terfaktor (V_u) melebihi kuat dinding geser beton yang ada (V_u ada) maka harus digunakan dua layer

$$V_u < V_u \text{ ada} = \frac{Acv\sqrt{f'c}}{6}$$

Ratio distribusi tulangan minimum $\rho = 0.0025$ dan spasi maksimum 45 cm

- 2) Tentukan baja tulangan yang diperlukan untuk menahan geser. Kuat geser dinding geser (shear wall) yang direncanakan dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V_n \leq Acv (\alpha c \sqrt{f'c} + \rho_n \times f_y)$$

Dimana:

Acv = luas penampang total dinding struktural

αc = $\frac{1}{4}$ untuk $h_w/l_w \leq 1,5$

= $\frac{1}{6}$ untuk $h_w/l_w \geq 2$

p_n = rasio penulangan arah horizontal

Tentukan tulangan transversal yang diperlukan di *special boundary element*. *Confinement* kolom pada *boundary element*

Spasi maksimum *hoops* ditentukan oleh yang terkecil diantara :

- 1/4 panjang sisi terpendek
- 6 x diameter tulangan longitudinal
- Spasi hoops $s_x \leq 100 + \frac{350-hx}{3}$

3.8 Analisa Struktur Utama Pratekan

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

3.8.1 Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang Penentuan gaya prategang ditentukan dengan menggunakan rumus umum sebagai berikut..

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}}$$

Dimana :

- F = gaya prategang yang diberikan
- A = luasan penampang beton
- E = eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral beton
- W = momen resisten beton (I/y)
- M_{dl} = Momen terjadi akibat beban mati
- M_{ll} = Momen terjadi akibat beban hidup

Tegangan Ijin

Penentuan tegangan ijin berdasarkan SNI 2847:2013. Tegangan beton tidak boleh melampau nilai nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.5.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat pemberian gaya pratekan (sebelum kehilangan) :

$$0.60f_{ci} = \text{Tegangan tekan serat terluar}$$

$$0.5\sqrt{f_{ci}} = \text{Tegangan tarik serat terluar}$$

$$\text{Dimana : } f'_{ci} = \text{Kuat tekan beton saat jacking}$$

- Tegangan ijin pada saat beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan :

$$0.45f'_c = \text{Tegangan tekan serat terluar}$$

$$ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} = \text{Tegangan tarik serat terluar kelas U}$$

$$0.62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} = \text{Tegangan tarik serat terluar}$$

$$ft > \sqrt{f'_c} = \text{Tegangan tarik serat terluar kelas C}$$

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat penarikan kabel (Jacking):
 $0.94 f_{py}$ atau $< 0.8 f_{pu}$
- Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya pratekan :

$$0.70 f_{pu}$$

3.8.2 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.

3.8.3 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)

$$\Delta = \frac{S}{\Delta a} \times 100\%$$

$$\Delta a = \frac{\sigma L}{E_s}$$

Dimana :

Δ = kehilangan gaya prategang (%)

Δa = deformasi pada angkur

σ = tegangan pada beton

E_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

S = harga rata-rata slip angkur (2.5mm)

- b. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.2)

$$ES = Kes \times n \times F_{c1r}$$

Dimana :

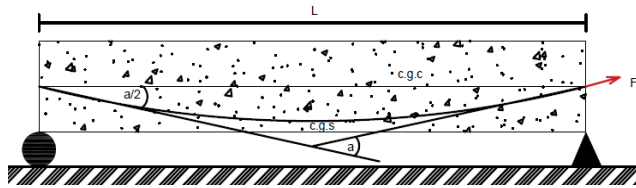
Kes = koefisien perpendekan
(untuk pasca-tarik $Kes = 0.5$)

n = Perbandingan modulus elastisitas
baja dan beton (E_s/E_c)

F_{c1r} = Tegangan pada penampakan beton (F_o/A)

- c. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect)

Lustrasi kehilangan gaya prategang akibat gesekan dapat dilihat pada Gambar 3.3



Gambar 3. 3 Kehilangan akibat Gesekan

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-ma \cdot KL}$$

Dimana :

F_2 = gaya prategang pada titik 1

F_1 = gaya prategang pada titik 2

e = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

m = koefisien geseran akibat kelengkungan kabel

a = Sudut pada tendon

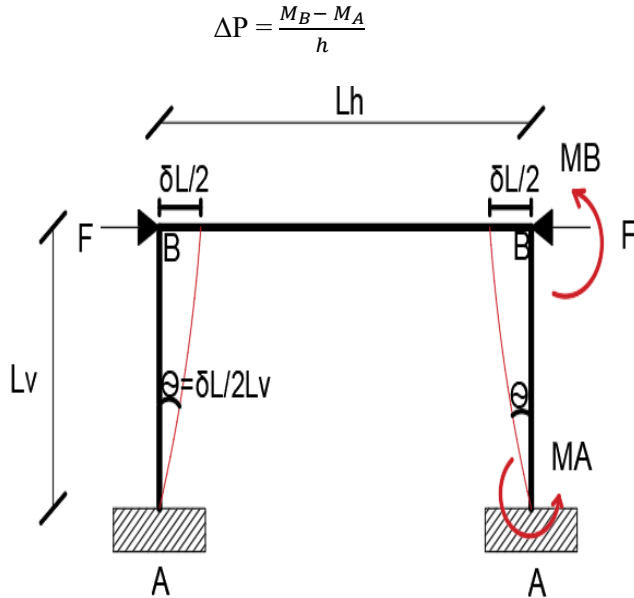
K = Koefisien *wobble*

L = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

d. Kehilangan akibat kekangan 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 kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. (Gambar 3.4). 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. Perumusan yang

digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :



Gambar 3. 4 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)

Perhitungan rangkak pada *bonded tendon*

$$CR = Kcr * (Es/Ec) [f_{cir} - f_{cds}]$$

Dimana :

CR = kehilangan prategang akibat rangkak

K_{cr} = koefisien rangkai ; pratarik (2.0)
; pascatarik (1.6)

E_s = Modulus elastisitas baja

E_c = Modulus elastisitas beton

F_{cir} = tegangan beton sesaat setelah transfer gaya prategang

F_{cds} = tegangan beton pada pusat berat tendon akibat *dead load*

Perhitungan rangkai pada *unbounded tendon*

$$CR = K_{cr} \times (E_s/E_c) \times f_{cpa}$$

Dimana : f_{cpa} = tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat tendon

- b. Kehilangan akibat susut (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.4)

$$SH = (8,2/10^{-6})KSH \times E_s[1-0,06(v/s)][100-RH]$$

Dimana :

SH = kehilangan tegangan pada tendon akibat penyusutan

E_s = Modulus elastisitas baja

v = Volume beton dari komponen struktur

s = Luas permukaan dari komponen struktur beton prategang

RH = kelembapan udara relative

Ksh = koefisien penyusutan

- c. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.5)

$$RE = [K_{re}-J(SH+CR+ES)] \times C$$

Dimana :

RE = Kehilangan tegangan

C = factor relaksasi yang tergantung jenis kawat

K_{re} = koefisien relaksasi

J	= Faktor waktu
SH	= Kehilangan tegangan akibat susut
CR	= Kehilangan tegangan akibat rangkai
ES	=Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

3.8.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1.2M_{cr} \leq jM_u \leq M_n$$

Dimana :

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

M_u = momen ultimate balok pratekan

M_n = Kapasitas penampang

Kontrol Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori *elastic*, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = F \times (e + Kt)$$

$$M_2 = F_r \times Wb$$

$$F_r = 0,7\sqrt{f'_c}$$

Dimana :

M_{cr} = Momen *Crack*

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

f_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = momen resisten bawah (I/Yb)

Kontrol Momen Nominal

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap penampang mencapai kuat nominal (f_{ps}) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai f_{ps} pada balok dapat dihitung menggunakan perumusan pada SNI 2847:2013 Ps.18.7.

Momen nominal adalah momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang berfungsi untuk menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Momen nominal dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right)$$

$$jM_n > M_u ; \quad jM_n > 1.2M_{cr}$$

Dimana :

- M_n = Momen nominal
- M_u = Momen *ultimate* ($1.2M_d + 1.6M_l$)
- A_{ps} = luasan tendon prategang
- d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton
- b = lebar penampang beton
- f'_c = mutu beton
- j = angka reduksi (0.9)
- f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang saat penampang mencapai kuat nominal

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, dimanategangan ijin yang diberikan berdasarkan (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5)

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

3.8.5 Kontrol Lendutan

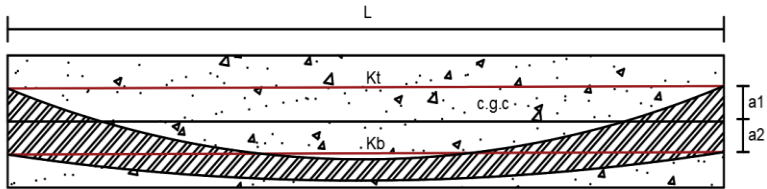
Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Ps.9.5.4) batas lendutan terdapat pada SNI 2847:2013 tabel 9.5(b) Lendutan pada elemen struktur beton prategang disebabkan oleh beberapa hal, yaitu :

- a) Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tepi balok
Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok terjadi karena terdapat jarak antara eksentrisitas tepi balok dan sumbu netral penampang beton. Hal ini mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah.
- b) Lendutan yang diakibatkan tekanan tendon prategang
Tendon yang diberikan gaya prategang mengakibatkan balok menerima lendutan dengan arah ke atas.
- c) Lendutan yang diakibatkan beban sendiri balok
Balok prategang memiliki berat sendiri yang mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah pada balok itu sendiri.
- d) Lendutan yang diakibatkan beban mati dan hidup yang bekerja diatas balok
Beton prategang juga menerima lendutan yang terjadi akibat adanya gaya dari luar berupa beban mati dan beban hidup yang mengakibatkan lendutan ke arah bawah. Beban-beban yang bekerja terbagi menjadi beban terpusat dan beban merata.

3.8.6 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel merupakan daerah batas penempatan pada tendon (Gambar 3.5). Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut

gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.



Gambar 3. 5 Daerah Limit Kabel

$$a1(\text{atas}) = \frac{M_{max}}{F}$$

$$a2(\text{bawah}) = \frac{M_{min}}{F_0}$$

3.8.7 Pengankuran

Dalam perancangan gedung 88 AVENUE SURABAYA ini jenis angkur pada balok pratekan yang digunakan adalah angkur hidup dan mati. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik.

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 pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 20.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencair, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 20.13.1.2

$$T_{PENCAR} = 0,25\Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_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

3.9 Sistem Hubungan Balok Kolom

Sistem yang digunakan untuk balok prategang dengan kolom yaitu sistem monolit, struktur monolit merupakan salah satu dari tiga penentu komponen struktur puntir (SNI 2847:2013 Pasal 13.7.5.1). Struktur monolit diasumsikan mampu menahan geser vertikal, akan tetapi desain harus dengan bentuk penampang yang sama (SNI 2847:2013 Pasal 17.4.2).

3.10 Kontrol dengan Tinjauan Gempa

kontrol tinjauan gempa di SNI 03-2847-2013 terdapat di pasal 21.5.2.5 ayat a dan c, yaitu;

- (a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari 3,5 MPa dan $(f'_c/10)$.
- (c) Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

3.11 Perencanaan *Basement*

3.11.1 Dinding *Basement*

Dinding Diafragma adalah selaput beton bertulang yang relatif tipis (30 cm – 120 cm) yang dicor ke dalam suatu lubang galian, dimana sisi – sisi galian tersebut sebelum dicor didukung oleh tekanan hidrostatik dari air yang dicampur dengan bentonit

(lempung montmorilonit). Bila dicampur dengan air, *bentonite* dengan cepat akan menyebar untuk membentuk *suspense* koloid yang memiliki sifat-sifat tiksotropik (membentuk gel jika tidak digerakan) (R.F.Craig:1987).

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan dinding *basement*, beban yang diperhitungkan dalam perencanaan dinding adalah beban mati dan hidup merata di permukaan tanah, beban tekanan tanah aktif/pasif serta beban tekanan air.

Jika suatu dinding vertikal licin yang membatasi suatu massa diizinkan untuk bergerak, maka tekanan tanah horizontal dalam elemen tanah tersebut akan berkurang secara terus menerus dan akhirnya mencapai suatu keseimbangan plastis. Kondisi ini disebut sebagai kondisi aktif (Rankine, 1957). Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut dinamakan tekanan tanah aktif (σ_a).

$$\sigma_a = \sigma_v \times K_a$$

dimana K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$$

Apabila suatu dinding vertikal licin didorong masuk secara perlahan-lahan ke arah dalam tanah disebut sebagai keadaan tanah pasif. Tegangan horizontal dari dinding akan bertambah terus menerus. Pada keadaan ini maka keruntuhan tanah akan terjadi dan disebut sebagai kondisi tanah pasif (Rankine, 1957). Tekanan tanah yang bekerja pada dinding tersebut dinamakan tekanan tanah pasif (σ_p).

$$\sigma_p = \sigma_v \times K_p$$

dimana K_a adalah koefisien tekanan tanah aktif.

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right)$$

Berikut adalah dasar teori yang digunakan untuk merencanakan penulangan pada dinding penahan tanah *Diaphragm Wall*:

1. Tulangan Vertikal Utama

Nilai momen penahan lentur nominal dapat dicari melalui rumusan berikut ini:

$$M \frac{1}{\phi} \left[\rho_{max} f_y \left(1 - 0,59 \frac{\rho_{max} f_y}{f'c} \right) \right] b d^2$$

Dimana :

d = jarak dari sisi tertekan ke as tulangan tarik (m)

ρ_{max} = rasio penulangan maksimum = 0,75 ρ_b

f'_c = mutu beton (kg/m²)

f_y = mutu tulangan (kg/m²)

Rasio tulangan dalam keadaan *balanced* dapat dihitung menggunakan rumusan :

$$\rho_b = \frac{0,85 f'c}{f_y} \beta_1 \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

Harga β_1 tergantung oleh kuat mutu betonnya, dimana pada umumnya kuat mutu beton yaitu dibawah 280 kg/cm². Jadi rumusan untuk mendapatkan harga β_1 adalah:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \geq 0,65 & f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Ketika $M_U \leq \phi M_R$, maka perencanaan yang dibutuhkan hanya berupa tulangan tarik dengan langkah sebagai berikut:

- Menentukan rasio kekuatan material:

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c}$$

- Menentukan rasio penulangan :

$$m = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y b d^2}} \right)$$

- Menentukan luas penampang tulangan tarik perlu :

$$A_s = \rho b d$$

Ketika $M_U \geq \phi M_R$, tulangan tarik telah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal masih lebih kecil daripada momen lenturnya. Kondisi ini

mengakibatkan perlunya perencanaan penulangan tekan sebagai berikut :

- Rasio tulangan tekan yaitu $\rho_1 = 0.75\rho_b$, sehingga :

$$A_{s1} = \rho_1 bd$$

$$T = A f$$

$$C = T = 0.85 f' c b a$$

- Mencari nilai a:

$$a = \frac{T_1}{0,85 f' c b}$$

- Menghitung momen lentur tulangan tekan :

$$M_2 = M_n - M_1 = M_n - T_1 \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

- Luas penampang tulangan tekan perlu:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{f_y(d - d')}$$

Dimana:

d' = jarak dari sisi tertekan ke as tulangan tekan

Sehingga luas penampang tulangan tekan:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

2. Tulangan Horizontal Utama

Dinding penahan tanah dengan deformasi satu arah tidak memerlukan tulangan horizontal. Namun jika penyusutan dan pengaruh temperatur diikutsertakan, maka tulangan horizontal menjadi diperlukan karena adanya efek susut beton oleh temperatur dan perhitungannya menggunakan persamaan berikut ini:

$$A_s = \begin{cases} 0,002A_g (f_y < 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0,0018A_g (f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2) \\ 0,0018(4200/f_y)A_g \geq 0,0014(f_y > 42000 \text{ kg/cm}^2) \end{cases}$$

Dimana:

A_g = ketebalan dinding x lebar unit

Penulangan untuk pengaruh susut dan pengaruh temperatur harus dipasang di kedua sisi dinding.

3. Tulangan geser

Secara teoritis, apabila $V_n \leq \phi V_c$, maka tulangan geser tidak diperlukan. Namun pada prakteknya tulangan geser tetap harus direncanakan agar kerangkang besi dapat digantungkan.

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana :

V_s = gaya geser nominal dari tulangan geser.

Dikarenakan jarak horizontal antara dua tulangan geser ialah sama, kebutuhan luasan penampang tulangan per lebar unit ($b = 100$ cm) adalah:

$$A_v = \frac{100A_b}{s_h}$$

Dimana :

A_v = total luasan penampang perlu tulangan geser per lebar unit (cm)

A_b = luasan tulangan dari tulangan geser tunggal (cm)

s_b = jarak horizontal antar tulangan geser (cm)

Gaya geser nominal dari tulangan geser utama (tipe 1):

$$V = \frac{A_b f_y d}{s_v}$$

Dimana :

s_v = jarak vertikal antara tulangan geser utama.

Gaya geser nominal dari tulangan geser miring (tipe 2 dan 3) :

$$V_{s2} = \frac{A_b f_y d}{s_v} \sin \alpha$$

$$V_{s3} = \frac{A_b f_y d}{s_v} \cdot \sin \beta$$

Dimana:

α dan β = sudut antara tulangan geser miring dengan tulangan vertikal

Gaya geser nominal total per lebar unit adalah :

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} + V_{s3}$$

3.11.2 Lantai *Basement*

Pada dasarnya lantai *basement* dapat dimodelkan seperti plat lantai biasa, namun harus diperhatikan beberapa hal berikut ini :

1). Beban yang diperhitungkan termasuk beban tekanan *uplift* air yang ditentukan oleh tinggi muka air tanah. Beban yang dipakai berupa beban terbesar dari berbagai kombinasi pembebanan. Struktur bangunan bawah tanah dikontrol kestabilannya terhadap gaya angkat ke atas akibat tekanan air tanah. Kontrol *uplift pressure* dilakukan terutama pada bagian pelat lantai paling bawah yang bersentuhan langsung dengan tanah. Lapisan tanah kedap air seperti lempung dibawah pelat akan ikut sebagai penahan gaya angkat ini. Persamaannya dapat dihitung sebagai berikut.

$$F_b = \frac{W_{struktur} + \sum_i \gamma_{ti} h_i + Q_s / 3}{H_w \gamma_w A}$$

Dimana,

F_b = faktor keamanan terhadap gaya angkat $\geq 1,5$

$W_{struktur}$ = berat struktur di atas tanah

γ_{ti} = berat jenis tanah kedap air

h_i = tebal lapisan tanah kedap air

Q_s = *skin friction* dinding

$$= q_{si} A_{si} = \sum_{i=0}^{i=N_{si}} \left(\frac{N_{si}}{3} + 1 \right) A_{si} \quad (\text{Luciano DeCourt,}$$

1982)

H_w = tinggi muka air tanah

γ_w = berat jenis air tanah

A = luasan pelat terbawah

2). Karena pelat lantai *basement* berhubungan langsung dengan tanah, maka sebaiknya tebal selimut beton diambil > 50 mm.

Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

3.12 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 dan menganalisa daya dukung tanah
Data tanah dari gedung hotel Sun Royal terletak di lampiran.
3. Menentukan desain dimensi tiang pancang dan jarak antara tiang pancang
Pada penentuan jarak antar tiang pancang terdapat beberapa ketentuan yang harus terpenuhi seperti pada persamaan di bawah ini.

$$2.5 D \leq S \leq 5D$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang (m)

S = jarak antar tiang pancang (m)

4. Menganalisa daya dukung tiang pancang
Analisa daya dukung tiang pancang dibedakan menjadi dua, yaitu daya dukung satu tiang pancang dan daya dukung tiang pancang kelompok.

- Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan 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.

$$Q_L = Q_P + Q_S$$

dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = *Resistance ultimate* di dasar pondasi

Q_S = *Resistance ultimate* akibat tekanan lateral

Berikut merupakan rumus untuk mencari daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p).

$$Q_p = q_p \cdot A_p = \alpha \cdot \bar{N}_p \cdot K \cdot A_p$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = \beta \cdot \left(\frac{\bar{N}_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$$

- Daya Dukung Tiang Pancang Grup

Untuk kasus daya dukung tiang pancang grup, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times n \times C_e$$

dimana :

N = jumlah tiang dalam grup

C_e = koefisien efisiensi

$QL (\text{group})$ = daya dukung tiang pancang kelompok

$QL (1 \text{ tiang})$ = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e dapat digunakan beberapa teori dibawah ini, yaitu :

a. Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 \times \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana :

ϕ = diameter tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang dalam group

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

$C_e = 0,9 - 1,0$ (untuk jarak antar tiang pancang $\geq 3 \phi$)

b. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \times (m \times (n-1) + (m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)})$$

dimana:

B = Lebar grup tiang

L = Panjang grup tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

- c. Di sisi lain Terzaghi telah memberikan perumusan untuk menghitung daya dukung kelompok untuk lempung

$$Q_G = \beta^2 \cdot C_u \cdot N_c + 4 \cdot \beta \cdot C_u \cdot D$$

$$B = (n-1) \cdot S + d$$

dimana :

D = Kedalaman tiang pondasi

S = Jarak antar as tiang

C_u = Undrained cohesion

n = Jumlah tiang dalam grup

d = Diameter tiang

Untuk grup tiang pancang pada tanah tanpa kohesi. Pemakaian praktis harga koefisien efisiensi C_e adalah sebagai berikut:

Pasir lepas :

- Untuk tiang-tiang pendek, C_e = 1,5 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 4d)
- Untuk tiang-tiang panjang, C_e = 2 (untuk S = 2d) hingga 1 (untuk S = 6d)

Pasir Padat :

$$C_e = 0,7 \text{ (untuk } S = 3d \text{) hingga } 1 \text{ (untuk } S \pm 8d \text{)}$$

5. Menghitung gaya maksimum yang dipikul satu tiang pancang dalam kelompok menggunakan persamaan di bawah ini.

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y_i^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

- P_i = Gaya aksial satu tiang pancang (ton)
 ΣV_o = Jumlah beban vertical (ton)
 n = Jumlah tiang pancang
 M_x = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu x
 M_y = Momen yang bekerja di dasar poer dalam arah sumbu y
 X_i = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
 Y_i = Jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang searah sumbu X
 X_{max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)
 Y_{max} = Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang (m)

6. Merencanakan *Pile Cap*

Dalam perancangan pile cap pada tugas akhir ini penulis meninjau gaya geser pons dan penulangan momen lentur.

- Kontrol Tebal Minimum *Pile Cap*

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (footing) diatas tiang pondasi.

- Kontrol Geser Pons

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 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada *pile cap*

$$2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif *pile cap*

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada *pile cap*

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

α_s = 20 untuk kolom sudut, α_s = 30 untuk kolom

tepi, α_s = 40 untuk kolom interior

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif *pile cap*

- Penulangan *Pile Cap*

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri pile cap. Perhitungan gaya dalam pile cap didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

7. Merencanakan Sloof Pondasi (*Tie Beam*)

Struktur sloof digunakan agar penurunan pada pondasi terjadi secara bersamaan. Dalam hal ini sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan pondasi satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof terdiri dari berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan/tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.13 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 AutoCAD sesuai standar yang ada.

3.14 Kesimpulan dan Saran

Berupa kesimpulan dan saran dari hasil analisa perencanaan modifikasi menggunakan beton prategang

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PRELIMINARY DESIGN

4.1 Umum

Preliminary desain adalah proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal ini berdasarkan peraturan-peraturan yang ada. Proses perencanaan awal ini dilakukan untuk komponen struktur yaitu, balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat dan kolom. Sebelum perencanaan awal dilakukan, penentuan data-data perencanaan dan pembebanan yang akan diterima struktur dilakukan terlebih dahulu.

4.2 Data Perencanaan

Gedung 88 avenue menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe bangunan : Gedung Apartemen
- Lokasi : Suko Manunggal, Surabaya
- Ketinggian Total : 101 m
- Ketinggian perlantai : 4,3 m (lantai *basement*)
: 3,0m (lantai 1-8)
: 2,975 (lantai *Mezzanine*)
: 4,3 (lantai 20)
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu Beton (f'_c) : 35 MPa (balok)
: 45 Mpa (*shear wall*)
: 35 Mpa (pelat)
: 45 Mpa (kolom)

4.3 Pembebanan

Pembebanan terdiri dari beban gravitasi, dan beban gempa.

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:2013)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m³
 - Adukan finishing : 0,21 kN/m³

- Tegel : 0,24 kN/m²
 - Dinding bata ringan : 4,9 kN/m³
 - *Plafond* : 0,11 kN/m²
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - *Pumbing + ducting* : 0,30 kN/m²
 - **Beban Hidup**
 - Lantai atap : 0,96 kN/m²
 - Lantai ruang seminar : 4,79 kN/m²
 - Lantai ruang SOHO : 2,50 kN/m²
2. **Beban Gempa**
Perencanaan dan Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

4.4 Perencanaan Balok

4.4.1 Perencanaan Balok Induk

Penentuan tinggi balok minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.2. (tabel 9.5(a) Tebal minimum balok non-prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung).

Persamaan 3.19: (untuk f_y selain 420 MPa)

$$h = \frac{l}{16} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Persamaan 3.20:

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

dimana:

l = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang dan melintang yaitu pada Tabel 4.1

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1	5460	Memanjang	332	221	500	300
B2	6250	Memanjang	379	253	500	300
B3	5760	Memanjang	350	233	500	300
B4	5500	Memanjang	334	223	500	300
B5	8535	Melintang	518	345	700	400
B6	6715	Melintang	408	272	700	400
B7	6900	Melintang	419	279	700	400
B8	7135	Melintang	433	289	700	400
B9	6215	Melintang	377	252	700	400

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.1, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 40/70 (BI40/70) dan 30/50 (BI30/70)

4.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 35 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan:

$$h_{\min} = \frac{l}{21} \times \left(0.4 + \frac{fy}{700} \right)$$

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Dimensi balok anak dengan panjang yang berbeda diperoleh sebagai berikut

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
B1A	5460	Melintang	253	168	500	300
B2A	6250	Melintang	289	193	500	300
B3A	5760	Melintang	266	178	500	300
B4A	5500	Melintang	254	170	500	300

Dapat disimpulkan dari Tabel 4.2, dimensi balok anak memanjang dan melintang adalah 30/50 (BA30/50)

4.4.3 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

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

$$b_{\min} = \frac{2}{3} \times h$$

Dimana :

L = panjang balok (mm)

h = tinggi balok (mm)

b = lebar balok (mm)

Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Pratekan

Nama	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	20750	Melintang	1007	671	1100	675

Karena dimensi diatas terlalu boros, sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 60/100 cm

4.4.4 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan tebal pelat (Gambar 4.1) menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

- 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.
- 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.

Pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.3.

- Untuk $\alpha_m \leq 0.2$ menggunakan pasal 9.5.3.3
- Untuk $0.2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h1 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1500})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0.2)} \text{ dan tidak boleh kurang dari 120 mm}$$

- Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum pelat harus memenuhi

$$h2 = \frac{Ln \times (0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari 90 mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

F_y = Tegangan leleh baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{balok} I_{pelat}}$$

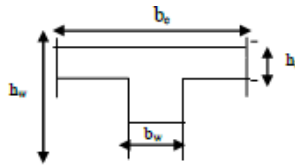
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

$$I_{\text{pelat}} = L_y \times hf^3 / 12$$

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

Balok tengah:



Gambar 4. 1 Ilustrasi Bentang Efektif

Nilai $be_1 = \frac{1}{4} \times L$

$$be_2 = bw + 8t$$

$$be_2 = bw + \frac{1}{2} S$$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

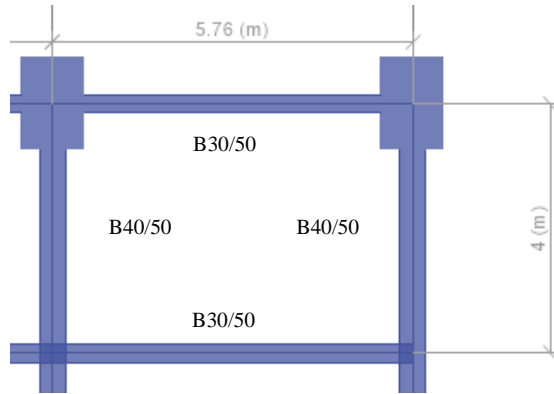
Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan (Gambar 4.2) pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

- Mutu beton
 - Pelat lantai : 35 Mpa
 - Pelat atap : 35 Mpa
 - Pelat *basement* : 35 MPa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 14 cm
- Rencana tebal pelat *basement* : 25 cm

Perhitungan Tebal Pelat

Contoh perhitungan tipe 576 x 400 cm:



Gambar 4. 2 Denah pelat tipe 5,76 x 4 m

Direncanakan $h_f = 12 \text{ mm}$

$$L_n = 576 - (40+40) / 2$$

$$L_n = 536 \text{ cm}$$

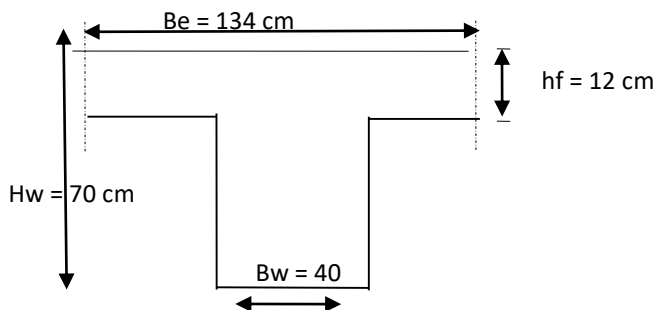
$$S_n = 400 - (30+30) / 2$$

$$S_n = 370 \text{ cm}$$

$$\beta = L_n / S_n = 576 / 370 = 1.44 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

- Balok memanjang

Perhitungan lebar efektif (Gambar 4.3) sebagai berikut:



Gambar 4. 3 Cross Section Balok Melintang

- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 536$
 $be = 134 \text{ cm}$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{134}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{134}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{134}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 1,6$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = Ln \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,6 \times 40 \times 70^3$	$I_{pelat} = 536 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 1833094 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 77184 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 23,7$$

-Balok melintang

Perhitungan lebar efektif :

- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 370$
 $be = 93 \text{ cm}$ (menentukan)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw}\right) + 4 \left(\frac{hf}{hw}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{hf}{hw}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{93}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{50}\right) + 4 \left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{82}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{93}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$k = 1,6$$

$I_{balok} = \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3$	$I_{pelat} = Sn \times \frac{t^3}{12}$
$I_{balok} = \frac{1}{12} \times 1,6 \times 40 \times 70^3$	$I_{pelat} = 370 \times \frac{12^3}{12}$
$I_{balok} = 503032 \text{ cm}^4$	$I_{pelat} = 53280 \text{ cm}^4$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = 9,4$$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{23,7 + 23,7 + 9,4 + 9,4}{4} = 16,59 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \frac{L_n (0,8 + f_y / 1400)}{36 + 9\beta} \\ &= 536 \frac{(0,8 + 400 / 1400)}{36 + 9(1,16)} \\ &= 12,53 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sehingga dipakai tebal pelat lantai 14 cm. Berikut merupakan rekapitulasi *preliminary* pelat lantai Tabel 4.4

Tabel 4.4 Rekapitulasi *Preliminary* Desain Pelat Lantai

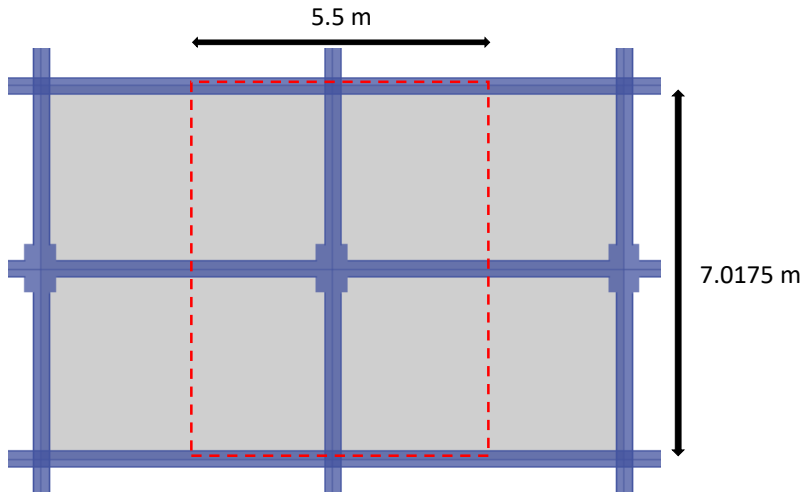
Nama Pelat	panjang (mm)	lebar (mm)	Ln (mm)	Sn (mm)	β	Arah	t rencana (cm)
S1	5460	4535	5110	4235	1.2	2	14
S2	6250	4535	5900	4235	1.4	2	14
S3	5760	4535	5410	4235	1.3	2	14
S4	5500	4535	5150	4235	1.2	2	14
S5	5460	4000	5110	3700	1.4	2	14
S6	6250	4000	5900	3700	1.6	2	14
S7	5760	4000	5410	3700	1.5	2	14
S8	5500	4000	5150	3700	1.4	2	14
S9	5460	3357.5	5110	3057.5	1.7	2	14
S10	6250	3357.5	5900	3057.5	1.9	2	14
S11	5760	3357.5	5410	3057.5	1.8	2	14
S12	5500	3357.5	5150	3057.5	1.7	2	14
S13	5460	3450	5110	3150	1.6	2	14
S14	6250	3450	5900	3150	1.9	2	14
S15	5760	3450	5410	3150	1.7	2	14
S16	5500	3450	5150	3150	1.6	2	14
S17	5460	3567.5	5110	3267.5	1.6	2	14
S18	6250	3567.5	5900	3267.5	1.8	2	14
S19	5760	3567.5	5410	3267.5	1.7	2	14
S20	5500	3567.5	5150	3267.5	1.6	2	14
S21	5460	3107.5	5110	2807.5	1.8	2	14
S22	6250	3107.5	5900	2807.5	2.1	1	14
S23	5760	3107.5	5410	2807.5	1.9	2	14
S24	5500	3107.5	5150	2807.5	1.8	2	14

Secara umum dapat disimpulkan ketebalan pelat lantai hanya satu jenis pelat dengan ketebalan 14 cm (S14)

4.5 Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan harus 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.

Kolom yang akan direncanakan memikul beban pada pelat dari setengah masing-masing luasan pelat yang di atasnya. Dapat dilihat pada Gambar 4.4



Gambar 4. 4 Kolom yang di tinjau

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, untuk beban yang di terima kolom dapat dilihat pada Tabel 4.5 yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom.

Untuk beban hidup kolom diijinkan untuk beban hidup tereduksi berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 4.8 dengan syarat komponen struktur yang memiliki $K_{LL} \cdot A_{TT} \geq 37,16 \text{ m}^2$ dapat dihitung dengan cara sebagai berikut:

$$A_{TT} = (5,5 \times 7) \text{ m} = 38,5 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_{TT} = 4 \times 38,5 \text{ m}^2 = 154 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1,2 - (0,011 \times 38,5) = 0,77 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_o = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Syarat} = 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai kelas

$$L_o = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 4,79 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \times A_T}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 4,79 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{193,44}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 2,9 \text{ kN/m}^2 \geq 1,9 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom

KOLOM LANTAI ATAP							
PELAT ATAP							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	5.5	10.375	0.14	1	19173	kg
Plafon + Penggantung	18	5.5	10.375	-	1	1027.125	kg
Spesi (2 cm)	42	5.5	10.375	-	1	2396.625	kg
Aspal	14	5.5	10.375	-	1	798.875	kg
Balok prategang	2400	0.675	10.38	1.10	1	18488.25	kg
Balok B3	2400	0.3	5.50	0.50	1	1980	kg
Balok B1A	2400	0.3	5.50	0.50	1	1980	kg
Balok B2A	2400	0.3	5.50	0.50	1	1980	kg
Ducting + Plumbing	30	5.5	10.375	-	1	1711.875	kg
WD						49535.75	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	77.65	5.5	10.375	-	1	4430.903	Kg
WL						4430.903	Kg

Pelat Lantai 20							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	5.5	7	0.12	1	11088	kg
Plafon + Penggantung	18	5.5	7	-	1	693	kg
Tegel	24	5.5	7	-	1	924	kg
Spesi (2 cm)	42	5.5	7	-	1	1617	kg
Dinding Batu Bata	250	12.5	-	3	1	9375	kg
Ducting + Plumbing	30	5.5	7	-	1	1155	kg
Balok B1	2400	0.3	5.50	0.50	1	1980	kg
Balok B2	2400	0.3	5.50	0.50	1		
Balok B3	2400	0.3	5.50	0.50	1	1980	kg
WD						28812	kg
Beban Hidup							
Lantai Kelas	296.1470643	5.5	7	-	1	11401.66	kg
WL						11401.66	kg
WD Total						78347.75	kg
WL Total						15832.57	kg

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

$$W = (1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL})$$

$$= 119349 \text{ kg}$$

Mutu Beton = 44 MPa = 450 Kg/cm² (1 Mpa = 10 Kg/cm²)

Dimensi: $A = 3 \times P / F_c = 3 \times (119349/450) = 796 \text{ cm}^2$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{796} = 28 \text{ cm}$$

Karena dimensi kolom dianggap terlalu kecil jadi yang digunakan adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Dimensi Kolom Per Lantai

LANTA I	WL (Kg)	WD (Kg)	W (Kg)	A (Cm ²)	B=2/3h (cm)	h (cm)
20	27234	107160	172166.5	1148	60	90
19.5	38636	135972	224983.5	1500	60	90
19	50038	164784	277800.6	1852	60	90
18.5	61439	193596	330617.6	2204	60	90
18	72841	222408	383434.7	2556	60	90
17.5	84243	251220	436251.8	2908	60	90
17	95644	280032	489068.8	3260	60	90
16.5	107046	308844	541885.9	3613	60	90
16	118448	337656	594702.9	3965	60	90
15.5	129849	366468	647520	4317	60	90
15	141251	395280	700337.1	4669	60	90
14.5	152653	424092	753154.1	5021	60	90
14	164054	452904	805971.2	5373	90	130
13.5	175456	481716	858788.2	5725	90	130
13	186857	510528	911605.3	6077	90	130
12.5	198259	539340	964422.4	6429	90	130
12	209661	568152	1017239	6782	90	130
11.5	221062	596964	1070056	7134	90	130
11	232464	625776	1122874	7486	90	130
10.5	243866	654588	1175691	7838	90	130
10	255267	683400	1228508	8190	90	130
9.5	266669	712212	1281325	8542	90	130
9	278071	741024	1334142	8894	90	130
8.5	289472	769836	1386959	9246	90	130
8	300874	798648	1439776	9599	100	150
7	312276	827460	1492593	9951	100	150
6	323677	856272	1545410	10303	100	150
5	335079	885084	1598227	10655	100	150
4	346481	913896	1651044	11007	100	150

3	357882	942708	1703861	11359	100	150
2	369284	971520	1756678	11711	100	150
1	380686	1000332	1809495	12063	100	150

Pada tabel 4.6 merupakan rekapitulasi *preliminary* dimensi kolom, namun setelah dilakukan perhitungan lebih lanjut, didapatkan hasil dimensi kolom yang dapat memenuhi semua kontrol adalah sebagai berikut.

- Kolom *Basement* – Lantai 7 : 100/150 cm (K1)
- Kolom Lantai 8 *Mezzanine*– 20 : 90/1300 cm (K2)
- Kolom Lantai 20-atap : 60/90 cm (K3)
: 60/60 cm (K4)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Umum

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

5.2 Perencanaan Tangga

5.2.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1

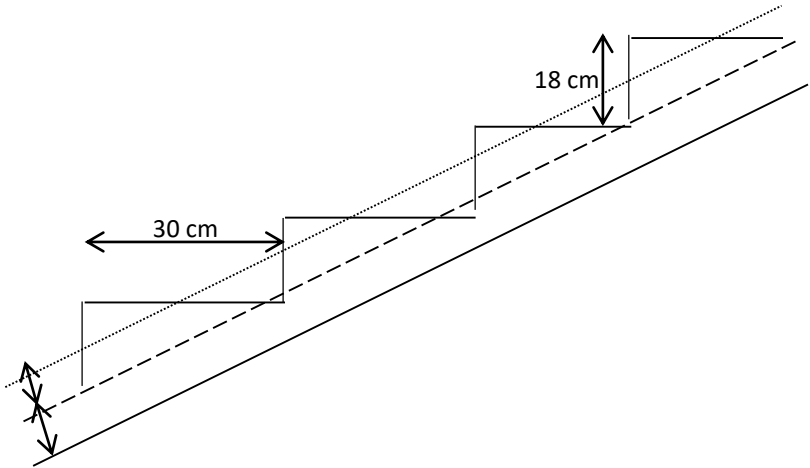
- Tinggi lantai : 300 cm
- Tinggi tanjakan (t) : 18 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 12 cm
- Tebal pelat bordes : 12 cm
- Elevasi bordes : 158.8 cm
- Lebar bordes : 280 cm
- Panjang bordes : 135 cm
- Lebar tangga : 140 cm
- Panjang horizontal tangga: 280 cm
- Kemiringan tangga : $\text{arc tan} \left(\frac{158}{280} \right) = 29,56^\circ$
- Panjang total : 415 cm

Tangga dimodelkan dengan tumpuan sendi-roll, Gambar 5.1 merupakan perencanaan tebal pelat tangga dan Gambar 5.2 merupakan tangga tampak dari atas

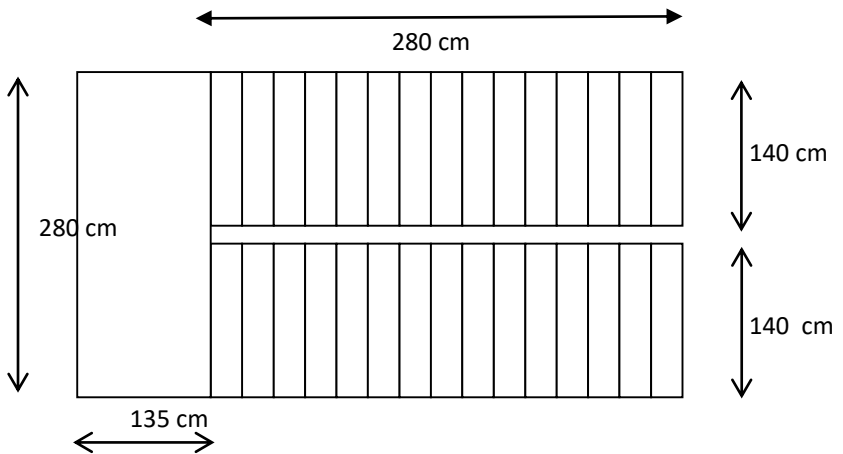
Cek Syarat

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 29,56^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 29,56 = 7,4 \text{ cm}$$



Gambar 5. 1 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga



Gambar 5. 2 Ilustrasi Tampak Atas Tangga

- Tebal Pelat rata-rata

$$Tr = 12 + 7,4 = 19,4 \text{ cm}$$

5.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

• Beban Mati

Pelat tangga + injakan	$:\frac{0,24 \times 2400}{\cos 29,56}$	= 662,18 kg/m ²
Tegel (t=1)	$: 24 \times 1$	= 24 kg/m ²
Spesi (t=2)	$: 21 \times 2$	= 42 kg/m ²
Sandaran/railing	$:$	30 kg/m ²
qd	$:$	758,18 kg/m ²

• Beban hidup

$$ql \quad : 300 \text{ kg/m}^2$$

• Kombinasi

$$q \quad : 1,2 \times qd + 1,6 \times ql$$

$$q \quad : (1,2 \times 758,18 + 1,6 \times 300) \times 1,4$$

$$= 1945,75 \text{ kg/m}$$

b. Pembebanan Bordes

• Beban Mati

Pelat tangga	$: 2400 \times 0,12$	= 288 kg/m ²
Tegel (t=1)	$: 24 \times 1$	= 24 kg/m ²
Spesi (t=2)	$: 21 \times 2$	= 42 kg/m ²
qd	$:$	354 kg/m ²

• Beban Hidup

$$ql \quad : 479 \text{ kg/m}^2$$

• Kombinasi

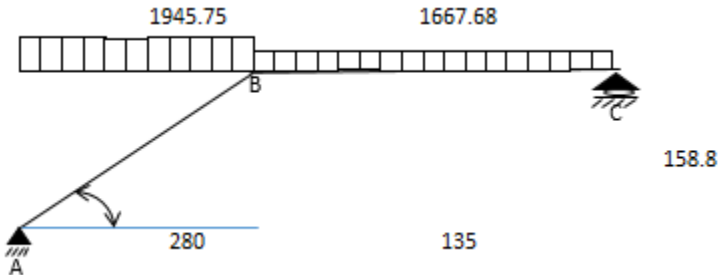
$$q \quad = 1,2 \times qd + 1,6 \times ql$$

$$q \quad : (1,2 \times 354 + 1,6 \times 479) \times 2,8$$

$$= 1667,68 \text{ kg/m}$$

5.2.3 Perhitungan Gaya pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permissalan sendi-rol (Gambar 5.3), dengan pembebanan tangga dan output seperti pada.



Gambar 5. 3 Permodelan Struktur Tangga

5.2.4 Perhitungan Reaksi pada Tangga

a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\Sigma H = 0 \rightarrow H_A = 0$$

$$\bullet \Sigma M_a = 0$$

$$R_c \times 4,15 - \{(1667,68 \times 1,35)((0,5 \times 1,35) + 2,8)\} - \{(1945,75 \times 2,8)(0,5 \times 2,8)\} = 0$$

$$R_c = 3723 \text{ kg} \quad \uparrow$$

$$\bullet \Sigma M_c = 0$$

$$R_a \times 4,15 - \{(q_{\text{tangga}} \times 2,8)((0,5 \times 2,8) + 1,35)\} - \{(q_{\text{bordes}} \times 1,35)(0,5 \times 1,35)\} = 0$$

$$R_a \times 4,15 - \{(1945,75 \times 2,8)((0,5 \times 2,8) + 1,35)\} - \{(1667,68 \times 1,35)(0,5 \times 1,35)\} = 0$$

$$R_a = 3976,38 \text{ kg} \quad \uparrow$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$3723 + 3976,38 - (1945,75 \times 2,8) - (1667,68 \times 1,35) = 0 \quad (\text{OK})$$

b. Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

- Pada Bordes ($0 < x < 1,35 \text{ m}$)

- Gaya Normal
 $N = 0 \text{ kg}$
- Gaya Lintang
 $x = 0 \text{ m}$
 $D_c = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x$
 $= -3723 \text{ kg}$
 $x = 1,35 \text{ m}$
 $D_{b_{\text{kn}}} = -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x$
 $= -3723 + 1667,68 \cdot 1,35$
 $= -1472 \text{ kg}$
- Gaya Momen
 $x = 0 \text{ m}$
 $M_c = R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2$
 $= 0 \text{ kgm}$
 $x = 1,35 \text{ m}$
 $M_{b_{\text{kn}}} = R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2$
 $= 3723 \cdot 1,35 - 0,5 \cdot 1667,68 \cdot 1,35^2$
 $= 3507 \text{ kgm}$

• **Pada Tangga ($0 < x < 2,8 \text{ m}$)**

- Gaya Normal
 $x = 0 \text{ m}$
 $N_a = -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x$
 $= -3976,38 \cdot \sin (29,56^\circ)$
 $= -1962 \text{ kg}$
 $X = 2,8 \text{ m}$
 $N_{b_{\text{kr}}} = -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x$
 $= -3976,38 \sin 33,69^\circ + 1945,75 \cdot \sin 29,56^\circ \cdot 3$
 $= 726 \text{ kg}$
- Gaya Lintang
 $x = 0 \text{ m}$
 $D_a = -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha$
 $= 3976,38 \cdot \cos (29,56^\circ)$
 $= 3459 \text{ kg}$
 $x = 2,8 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 Db_{kr} &= -Ra \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha \\
 &= -3976,38 \cdot \cos 29,56^\circ + 1945,75 \cdot 2,8 \cdot \cos 29,56^\circ \\
 &= -1280 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Gaya Momen

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Ma &= Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\
 &= 0 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$x = 2,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Mb_{kr} &= Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\
 &= 3976,38 \cdot 2,8 - 0,5 \cdot 1945,75 \cdot 2,8^2 \\
 &= 3506,5 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

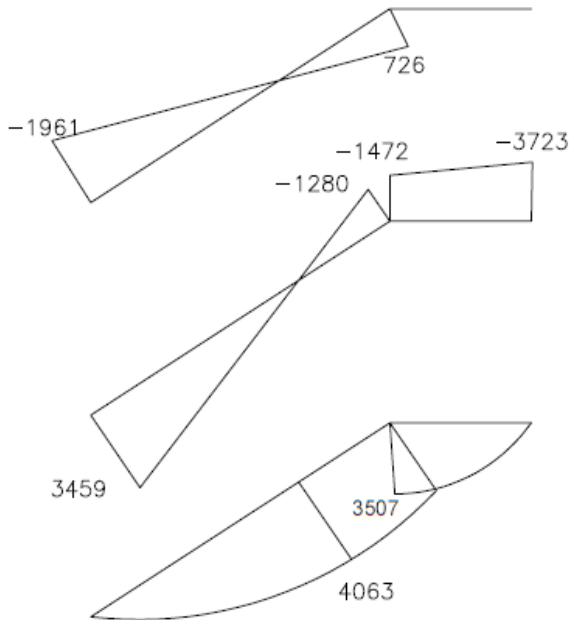
$$Dx = 0$$

$$Ra - q_{\text{tangga}} \cdot x = 0$$

$$\begin{aligned}
 x &= Ra / q_{\text{tangga}} \\
 &= 3976,38 / 1945,75 \\
 &= 2,044 \text{ meter}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mx &= Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{tangga}} \cdot x^2 \\
 &= 3976,38 \cdot 2,044 - 0,5 \cdot 1945,75 \cdot 2,044^2 \\
 &= 4063,1 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas dapat dilihat pada Gambar 5.4



Gambar 5. 4 Bidang N, D,M

5.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga

a. Anak Tangga :

➤ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f_c' : 30 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- dx : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $120 - 20 - (16/2)$
: 92 mm
- ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
: 0,0035 (dipakai)
- ρ_{min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$

$$\begin{aligned}
 &: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 &: 0,00395 \\
 - \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \\
 &: 0,836 \\
 - \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &: \frac{0,85 \times 0,836 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &: 0,03196 \\
 - \rho_{\max} &: 0,75 \times \rho_b \\
 &: 0,75 \times 0,03196 \\
 &: 0,0239 \\
 - m &: \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,68
 \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Lentur**

$$\text{Mu} = 4063 \text{ kgm}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4063 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 92^2} = 5,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times \text{Rn}}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,68 \times 5,16}{400}} \right)$$

$$= 0,0151 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\max}, \text{ dipakai})$$

$$\text{As Perlu} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$= 0,0151 \times 1000 \times 92$$

$$= 1391 \text{ mm}^2$$

$$\text{As (D16)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 201 \text{ mm}^2$$

$$\text{ntulangan} = \frac{\text{As Perlu}}{\text{As (D16)}}$$

$$= \frac{13691 \text{ mm}^2}{201 \text{ mm}^2}$$

$$\approx 7 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{7} = 144,4 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur **D16-100 mm**

➤ **Tulangan Pembagi**

$$\begin{aligned} AS_{\text{pakai}} &= n_{\text{tulangan}} \times AS \text{ (D 10)} \\ &= 10 \times 78,57 \\ &= 1327,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} AS_{\text{tul. bagi}} &= 20 \% \times AS_{\text{pakai}} \\ &= 20\% \times 1327,53 \\ &= 265,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} AS \text{ (D 10)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tul. bagi}} &= \frac{AS_{\text{tul. bagi}}}{AS \text{ (D10)}} \\ &= \frac{265,5 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\ &= 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{1000}{4} \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi **D 10 – 200 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$V_u \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_c$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_{c'}} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{30} \times 1400 \times 93,5 = 121884 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 121884 \text{ N} \\ &= 42659 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_u = 37231 \text{ N}$$

$$37231 \text{ N} < 42659 \text{ N}$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\text{min}} = 0,002$$

$$\begin{aligned} AS_{\text{perlu}} &= \rho \times b_w \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 92 \\ &= 180 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$AS \text{ (D 10)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 10)}} \\
 &= \frac{184 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2} \\
 &= 3 \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 333,3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan susut **D10-200 mm**

b. Bordes

➤ Data Perencanaan Penulangan Pelat Bordes

- f_c' : 30 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 13
- dx : $t_{\text{bordres}} - \text{cover} - (D/2)$
: $120 - 20 - (16/2)$
: 92 mm
- ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
: 0,0035
- ρ_{min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
: $\frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400}$
: 0,0034 (dipakai)
- β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$
: $0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$
: 0,835
- ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
: 0,0319
- ρ_{max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0319 = 0,0239$
- m : $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$

➤ **Penulangan Lentur**

$$Mu = 3506 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{bd^2} = \frac{3506 \times 10^4}{0.75 \times 1000 \times 92^2} = 5,5 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= 0,015 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.015 \times 1000 \times 92$$

$$= 1418 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D16)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 201 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{As \text{ (D16)}}$$

$$\approx 7 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{7}$$

$$= 142 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur **D16-100 mm**

➤ **Penulangan Pembagi**

$$As_{\text{tul. bagi}} = 20 \% \times As_{\text{pakai}}$$

$$= 20\% \times 1418$$

$$= 265 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ (D 10)} = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{tul. bagi}} = \frac{As_{\text{tul. bagi}}}{As \text{ (D10)}}$$

$$= 4 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{4}$$

$$= 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi **D 10 – 200 mm**

➤ **Penulangan Geser**

$$Vu \leq 0.5 \cdot \phi \cdot Vc$$

$$Vc = 0,17 \times \sqrt{fc'} \times bw \times d$$

$$V_c = 0,17x\sqrt{30} x 2800 x 93,5 = 243769 N$$

$$0.5 \phi \cdot V_c = 0.5 x 0.6 x 243769 N$$

$$= 73130 N$$

$$V_u = 37231 N$$

$$V_u < 73130 N$$

Sehingga tidak membutuhkan perkuatan geser

➤ **Penulangan Susut**

$$\rho_{\min} = 0,002$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho x b_w x d$$

$$= 0,002 x 1000 x 92$$

$$= 180 \text{ mm}^2$$

$$A_s (D 10) = \frac{1}{4} x \pi x D^2$$

$$= \frac{1}{4} x \pi x 10^2$$

$$= 78,57 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{ tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s (D 10)}$$

$$= \frac{180 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2}$$

$$= 3 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{3}$$

$$= 333,3 \text{ mm}$$

Digunakan Tulangan susut **D10-200 mm**

c. **Perhitungan Balok Bordes**

➤ **Perencanaan Dimensi Balok Bordes**

$$h = \frac{1}{16} x L = \frac{1}{16} x 280 = 17,5 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} x h = \frac{2}{3} x 30 = 20 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 20/30 cm

➤ **Pembebanan Balok Bordes**

- Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 x 1,35 x 0,12 = 388,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat Balok} = 0,2 x 0,3 x 2400 = 144 \text{ kg/m}$$

$$q_{DT} = 388,8 + 144 = 532,8 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup(LL)
 $q_{LT} = 300 \times 2,8 = 840 \text{ kg/m}$

- Kombinasi
 $q_u = 1,2(DL) + 1,6(LL)$
 $q_u = 1983,36 \text{ kg/m}$

➤ **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**

- f_c' : 30 Mpa
 - f_y : 400 Mpa
 - Tulangan (D) : D 13
 - dx : $h_{\text{balok}} - \text{cover} - (D/2)$
 $= 300 - 20 - 8 - (13/2)$
 $= 265,5 \text{ mm}$
 - ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
 $= 0,0035$ (dipakai)
 - β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$
 $= 0,836$
 - ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= 0,031$
 - ρ_{max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,031 = 0,0239$
 - ρ_{max} : 0,025
 - m : $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 15,69$

➤ **Penulangan Lentur Balok Bordes**

• Tulangan Negatif Tumpuan

$$M_u = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 1983 \times 2,8^2 = 972 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{972 \times 10000}{0,75 \times 200 \times 265,5^2} = 0,933 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,00237$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 200 \times 265,5 \\ &= 184,45 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ (D13)}} \\ &\approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan lentur di tumpuan **2D13**

- Tulangan Positif Lapangan

$$M_u = \frac{1}{11} \times q \times L^2 = \frac{1}{11} \times 1983,36 \times 2,8^2 = 1413,58 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = 1,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0034$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0034 \times 200 \times 265,5 \\ &= 183,85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ (D13)}} \\ &\approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur di lapangan **2-D13**

➤ Penulangan Geser

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{30} \times 200 \times 265,5 = 49070 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 49070 \text{ N} \\ &= 14721 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= q_u \times L/2 \\ &= 27767 \text{ N} \end{aligned}$$

$0,5 \phi \cdot V_c < V_u < V_c$ (diperlukan tulangan minimum)

$$\begin{aligned} V_s \text{ min} &= \frac{V_u}{\phi} \\ V_s \text{ min} &= \frac{27767}{0,9} = 30852 \text{ N} \end{aligned}$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$A_s D8 = \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 2 \times A_s D8$$

$$A_v = 2 \times 50,27 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$S_{maks} = \frac{A_v \times f_y \times dx}{V_s}$$

$$S_{maks} = \frac{100,53 \times 400 \times 265,5}{30852} = 346 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser **2D8-200 mm**

5.3 Perhitungan Pelat

Data Perencanaan Pelat

Tinggi per lantai	: 400 cm
Tebal pelat lantai	: 14 cm
Tebal pelat atap	: 15 cm
Tebal pelat basement	: 25 cm
Mutu beton	: 35 MPa
Mutu baja	: 400 Mpa

5.3.1 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.

a. Pelat atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL).

- Beban Mati:

Pelat lantai	= 0.14 x 2400	= 336 kg/m ²
Penggantung		= 7 kg/m ²
Plafond		= 11 kg/m ²
Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2		= 42 kg/m ²
Aspal (t = 1 cm)		= 14 kg/m ²
Plumbing & Ducting		= 15 kg/m ²
	qDT	= 425 kg/m ² +

- Beban Hidup

$$qLT = 96 \text{ kg/m}^2$$

- Kombinasi = 1,2 qDT + 1,6 qLT
 = (1,2 x 449 kg/m²) + (1,6 x 96 kg/m²)
 = 692 kg/m²

b. Pelat Lantai

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (qD) dan beban hidup (qL). Pelat lantai menerima beban hidup berupa beban ruang kelas dan ruang seminar.

- Beban Mati

Pelat lantai	= 0.14 x 2400	= 336 kg/m ²
Penggantung		= 7 kg/m ²
Plafond		= 11 kg/m ²
Spesi (t = 2 cm) = 21 x 2		= 42 kg/m ²
Tegel (t = 1 cm)		= 24 kg/m ²
Ducting & Plumbing		= 30 kg/m ² +
	qDT	= 450 kg/m ²

- Beban Hidup

$$qLT = 192 \text{ kg/m}^2 \text{ (Lantai)}$$

$$qLT = 479 \text{ kg/m}^2 \text{ (Lantai Ruang seminar)}$$

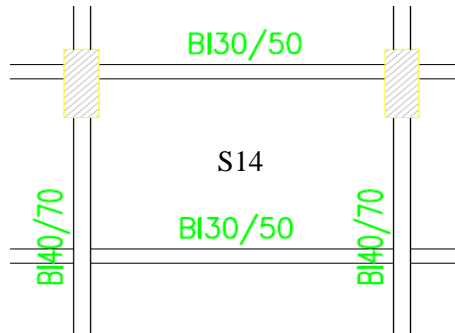
- Kombinasi

$$\begin{aligned} \text{Lantai Apartemen} &= 1,2 \text{ qDT} + 1,6 \text{ qLT} \\ &= 789,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Lantai ruang seminar = 1248,8 kg/m²

5.3.2 Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah - Pelat Lantai

Data perencanaan pelat lantai tipe S14 seperti pada Gambar 5.5 dibawah ini



Gambar 5. 5 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe S14

Dimensi pelat : 5500 mm x 3450 mm
 Tebal pelat : 120 mm
 Selimut beton : 25 mm
 Diameter tul. Arah X : D 10
 Diameter tul. Arah Y : D 10
 Lx/Ly : 1,59

Koefisien momen

Ctx = 58
 Cly = 36
 Ctx = 58
 Cly = 36

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: (Ly/Lx = 1.6)

Mlx = 0.001 . qu . Lx² . X
 = 9,25 kN/m
 Mtx = -0.001 . qu . Lx² . X
 = -5,74 kN/m
 Mly = 0.001 . qu . Lx² . X

$$\begin{aligned}
 &= 9,25 \text{ kN/m} \\
 \text{Mty} &= -0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X \\
 &= -5,74 \text{ kN/m} \\
 \text{Mu} &= 9,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Dimana : Mlx = Momen lapangan arah x
 Mly = Momen lapangan arah y
 Mtx = Momen tumpuan arah x
 Mty = Momen tumpuan arah y
 X = Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

Penulangan Pelat

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &: 0,815 \\
 \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &: \frac{0,85 \times 0,815 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &: 0,0363 \\
 R_{max} &: 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,75 \times \rho_b \times f_y}{0,85 \cdot f'c} \right) \\
 &: 8,9 \\
 d_s &: \text{cover} + (D_{tul.bawah}/2) + D \\
 &: 25 + (10/2) + 10 \\
 &: 40 \text{ mm} \\
 d &: h - d_s \\
 &: 140 - 40 = 100 \text{ mm} \\
 b &: 1000 \text{ mm} \\
 M_n &: \frac{Mu}{0,9} = 9,573 \text{ kNm} \\
 R_n &: \frac{Mu}{bd^2} = \frac{9,25}{1000 \times 100^2} = 0,957 < R_{max} \text{ (OK)} \\
 \rho_{min} &: 0,0025 \text{ (Pakai)}
 \end{aligned}$$

$$\rho : 0,85 \frac{f'rc}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'rc}}\right)$$

$$m : 0,0024$$

$$As : \rho \cdot b \cdot d$$

$$: 0,0025 \times 1000 \times 100 = 250 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ (jarak tulangan)} : \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2 \times \frac{b}{As}$$

$$: 314 \text{ mm}$$

$$S_{max} : 280 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} : 200 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan terpakai} : \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$: 393 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D10-200**

Kontrol Lendutan Pelat

- Modulus elastisitas beton (E_c)
: $4700\sqrt{35} = 27806 \text{ Mpa}$
- Modulus elastis baja tulangan (E_s)
: 200000 Mpa
- Beban merata (tak terfaktor) pada pelat (Q)
: $Q_d + Q_l = 9500 \text{ N/mm}$
- Panjang bentang plat (L_x)
: 3450 mm
- Batas lendutan maksimum yang diijinkan (δ_{ijn})
: $L_x/240 = 14,375 \text{ mm}$
- Momen inersia brutto penampang plat (I_g)
: $1/12 \times b \times h^3 = 228666667 \text{ mm}^3$
- Modulus keruntuhan lentur beton (f_r)
: $0,62 \times \sqrt{35} = 3,67 \text{ Mpa}$
- Nilai perbandingan modulus elastis (n)
: E_s/E_c
: $7,55$
- Jarak garis netral terhadap sisi atas beton (c)

$$: n \frac{A_s}{b}$$

$$: 7,55 \frac{393}{1000} = 2,96 \text{ mm}$$

- Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke beton (I_{cr})

$$: \frac{1}{3} x b x c^3 + n x A_s x (d - c)^2$$

$$: 27933918 \text{ mm}^4$$
- Y_t

$$: h/2$$

$$: 70 \text{ mm}$$
- Momen retak (M_{cr})

$$: f_r \frac{I_g}{Y_t}$$

$$: \frac{228666667}{70} x 3,667 = 11982034$$
- Momen maksimum akibat beban (tanpa faktor beban) M_{max}

$$: \frac{1}{8} x Q x C$$

$$: 14134219 \text{ Nmm}$$
- Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (I_e)

$$\left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 x I_g + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right) \right)^3 x I_{cr}$$

$$: 150224892 \text{ mm}^3$$
- Lendutan elastis akibat beban mati dan beban hidup (δ_e)

$$: \frac{5}{384} x Q x \frac{L^4}{E_c x I_e}$$

$$: 4,19 \text{ mm}$$
- Rasio tulangan slab lantai (ρ)

$$: \frac{A_s}{b x d}$$

$$: \frac{393}{1000 x 100}$$
- Faktor ketergantungan waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun),

- ζ : 2
 λ : $\zeta/(1+50 \rho) = 1.67$
- Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut (δg)

$$: \frac{\lambda^5}{384} x Q x \frac{L^4}{E c x I e}$$

$$: 7.014 \text{ mm}$$
 - $\delta_{tot} = \delta e + \delta g$: 11,2 mm < δ ijin (**OK**)

Tabel 5. 1 Rekapitulasi Penulangan Pelat

tipe	Lx (mm)	Ly (mm)	jenis	h (mm)	tul. X	tul. Y
S14	5460	4535	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	6250	4535	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5760	4535	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5500	4535	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5460	4000	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	6250	4000	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5760	4000	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5500	4000	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5460	3357.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	6250	3357.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5760	3357.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5500	3357.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5460	3450	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	6250	3450	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5760	3450	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5500	3450	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5460	3567.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	6250	3567.5	1 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5760	3567.5	2 arah	140	D10-200	D10-200
S14	5500	3567.5	2 arah	140	D10-200	D10-200

5.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Satu Arah

Data Perencanaan

h	= 140 mm
ln	= 5500-60 = 4900 mm
fy	= 400 Mpa
f'c	= 45 MPa
Diametr	= D13
Cover	= 20 mm
d	= 140-20-13/2
	= 113,35 mm

Beban terfaktor = 6,92 kN/m²

Cek kecukupan tebal pelat terhadap momen

Dari perhitungan pembebanan sebelumnya didapatkan $qL < qD$, maka metode koefisien momen SNI dapat digunakan

Perletakan interior tengah (momen negatif)

$$M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{11}$$

Lapangan interior tengah (momen Positif)

$$M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{16}$$

Jadi momen maksimum $M_u = \frac{Qu \times Ln \times Ln}{11} = 15,1 \text{ kNm/m}$

Kebutuhan tinggi efektif penampang untuk tinjauan lentur dapat dihitung sebagai berikut:

$$bd^2 = \frac{Mu}{\rho \{f'c \times \omega (1 - 0,59\omega)\}}$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c}$$

Ambil $\rho < 0,01$ maka $\omega = 0,01 \frac{400}{45} = 0,08$

$$d^2 = \frac{15100000}{1000 \times 0,9 \{45 \times 0,08 (1 - 0,59 \times 0,08)\}}$$

$$d = 69,9 \text{ mm}$$

(OK) ketebalan pelat mencukupi dari tinjauan momen

Cek ketebalan pelat terhadap gaya geser

$$Vu = \frac{6,925 \times 4,900}{2} = 16,9 \text{ kN/m}$$

$$\phi V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f'c} x b d$$

$$\phi V_c = 0,75 \frac{1}{6} x \sqrt{45} x 1000 x 113,35 = 95 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u$$

(OK) tebal pelat mencukupi

Desain tulangan utama

$$\beta_1 : 0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7}$$

$$: 0,742$$

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

$$: 0,0426$$

$$R_{max} : 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left(1 - \frac{\frac{1}{2} \cdot 0,75 x \rho_b x f_y}{0,85 \cdot f'c} \right)$$

$$: 10,6$$

$$b : 1000 \text{ mm}$$

$$M_n : \frac{M_u}{0,9} = 16,78 \text{ kNm}$$

$$R_n : \frac{M_u}{b d^2} = 1,3 < R_{max} \text{ (OK)}$$

$$\rho_{min} : 0,0025$$

$$\rho : 0,85 \frac{f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x R_n}{0,85 x f'c}} \right)$$

$$m : 0,0033$$

$$A_s : \rho \cdot b \cdot d$$

$$: 376 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ (jarak tulangan)} : \frac{1}{4} x \pi x \phi^2 x \frac{b}{A_s}$$

$$: 353 \text{ mm}$$

$$S_{max} : 280 \text{ mm}$$

$$S_{pakai} : 100 \text{ mm}$$

$$\text{Luas tulangan terpakai} : \frac{1}{4} x \pi x \phi^2$$

$$: 1327 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan **D13-100**

Desain tulangan susut

SNI Beton pasal 7.12.1 mensyaratkan dipasangnya tulangan susut pada arah tegak lurus bentang pelat

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0018 bh \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Gunakan D10 $\rightarrow n = 252/78,5 = 3,2$ per m

Pasang **D10-200**

5.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi pendistribusi beban. Sistem pendistribusian beban yang dilakukan pada balok anak yang langsung menumpu pada balok induk.

5.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak

Pada perencanaan penulangan balok anak ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok anak BA1 pada lantai Ruang seminar.

a. Data perencanaan dapat dilihat pada Tabel 5.2

Tabel 5. 2 Data Perencanaan Balok Anak

BAHAN STRUKTUR		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	40 MPa
Tegangan leleh baja (deform) untuk tulangan lentur,	$f_y =$	400 MPa
Tegangan leleh baja (polos) untuk tulangan geser,	$f_y =$	240 MPa
DIMENSI BALOK		
Lebar balok	$b =$	300 mm
Tinggi balok	$h =$	500 mm
Diameter tulangan (deform) yang digunakan,	$D =$	16 mm
Diameter sengkang (polos) yang digunakan,	$P =$	10 mm
Tebal bersih selimut beton,	$t_s =$	40 mm
MOMEN GAYA GESER		
Momen rencana positif akibat beban terfaktor,	$M_u^+ =$	65.657 kNm

Momen rencana negatif akibat beban terfaktor,	$M_u^- =$	95.50 kNm
Gaya geser rencana akibat beban terfaktor,	$V_u =$	101.01kN

b. Perhitungan tulangan positif

$\phi = 0.9$ untuk asumsi kondisi *tension controlled section*;
0.75 untuk geser dan torsi (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

$$\begin{aligned} \Rightarrow \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 \frac{(35 - 28)}{7} \\ &= 0.81 \\ \Rightarrow \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0.036 \\ \Rightarrow \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.027 \\ \Rightarrow \rho_{\max} &= 0.025 \text{ (menentukan)} \\ \Rightarrow \rho_{\min} &= \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \\ &= \frac{0.25 \times \sqrt{35}}{400} = 0.0037 \text{ (menentukan)} \\ \Rightarrow \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \\ \Rightarrow m &= \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,4 \\ \Rightarrow \text{diperkirakan } d' &= 63 \text{ mm} \\ \Rightarrow d = h - d' &= 437 \text{ mm} \\ \Rightarrow M_n &= M_u / 0,9 \\ &= 72,95 \text{ kNm} \\ \Rightarrow R_n &= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{72,95 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 437^2} = 1,27 \text{ N/mm}^2 \\ \Rightarrow \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmR_n}{f_y}} \right) \end{aligned}$$

- $= 0,00325$
- Maka dipakai $\rho = 0,0037$ ($\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$)
 - As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0037 \times 300 \times 437 = 485 \text{ mm}^2$
 $= \frac{485}{\text{As D16}} \approx 3 \text{ buah}$
 - Dipakai **3D16** (As = 603 mm²)

Tabel 5. 3 Konfigurasi Penulangan Momen Positif

Baris ke	Jumlah n_i	Jarak y_i	Juml. Jarak $n_i * y_i$
1	3	58.00	174.00
2	0	0.00	0.00
3	0	0.00	0.00
n =	3	S [$n_i * y_i$] =	174

$$d' = S [n_i * y_i] / n = 58 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 442 \text{ mm}$$

$$a = \text{As} \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$= 27 \text{ mm}$$

$$M_n = \text{As} \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})$$

$$= 103 \text{ kNm}$$

$$= 0,9 \times 103$$

$$= 93 \text{ kNm} > M_u (65,6 \text{ kNm})$$

c. Perhitungan tulangan momen negative

- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'_c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7}$
 $= 0,81$
- $\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$
 $= 0,036$
- $\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,027$

- $\rho_{\max} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0.25x\sqrt{35}}{400} = 0.0037$ (menentukan)
- $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,4$
- diperkirakan $d' = 63$ mm
- $d = h - d' = 437$ mm
- $M_n = M_u / 0,9$
 $= 106,112$ kNm
- $R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{106,112 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 437^2} = 1,85$ N/mm²
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x m R_n}{f_y}} \right)$
 $= 0,00478$
- Maka dipakai $\rho = 0,00478$
- As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,00478 \times 300 \times 437 = 627$ mm²
 $= \frac{627}{As D16} \approx 4$ buah
- Dipakai **4 D16** (As = 804 mm²)

Tabel 5. 4 Konfigurasi Penulangan Negatif

Baris ke	Jumlah n_i	Jarak y_i	Juml. Jarak $n_i * y_i$
1	4	58.00	232.00
2	0	0.00	0.00
3	0	0.00	0.00
n =	4	S [$n_i * y_i$] =	232

$$d' = S [n_i * y_i] / n = 58 \text{ mm}$$

$$d = h - d' = 442 \text{ mm}$$

$$a = As \cdot f_y / (0,85 \cdot f_{c'} \cdot b)$$

$$\begin{aligned}
 &= 36 \text{ mm} \\
 \text{Mn} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\
 &= 136,4 \text{ kNm} \\
 &= 0,9 \times 136,4 \\
 &= 122,7 \text{ kNm} > \text{Mu} (95,5 \text{ kNm})
 \end{aligned}$$

d. Perhitungan tulangan geser

- Gaya geser ultimit rencana (v_u)
 - = 101,011 kN
- Faktor reduksi kekuatan geser,
 - = 0,75
- Tegangan leleh tulangan geser,
 - = 240 MPa
- Kuat geser beton,
 - $= \frac{\sqrt{f'_c}}{6} bxd$
 - = 129,4 kN
- Tahanan geser beton,
 - = $\emptyset \cdot V_c$
 - = 97 kN
- Tahanan geser sengkang,
 - $\emptyset \cdot V_s = V_u - \emptyset \cdot V_c$
- Kuat geser sengkang (V_s)
 - = 5,265 kN
- Digunakan sengkang berpenampang 2 D 10
- Luas tulangan geser sengkang (A_v)
 - $= 2 \times \frac{3,14 \times 10^2}{4}$
 - = 157 mm²
- Jarak sengkang yang diperlukan (s)
 - $= A_v \times \frac{f_y \times d}{V_s \times 10^3}$
 - = 3131,5 mm
- Jarak sengkang maksimum (S_{max})
 - = $d/2$
 - = 221 mm

- Jarak sengkang maksimum (S_{max})
= 250 mm
- Jarak sengkang yang harus digunakan,
= 200 mm
- Digunakan sengkang **2D10 -200**

5.5 Perencanaan Balok Lift

Balok *lift* yang direncanakan merupakan balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* dan beban yang terjadi pada *lift* yang terdiri dari balok penggantung dan balok penumpu *lift*.

5.5.1 Spesifikasi *lift*

Lift yang digunakan dalam perencanaan ini adalah *lift* yang diproduksi oleh sigma elevator company dengan data sebagai berikut:

Tipe lift	= General type simplex (standard)
Merek	= Sigma
Kapasitas	= 17 orang (1150 kg)
Lebar pintu	= 1100 mm
<i>Car size</i>	= 2000x1350 mm ²
<i>Hostway size</i>	= 2550x2050 mm ²
Beban reaksi ruang mesin	
R1 = 8000 kg, R2 = 5200 kg	

5.5.2 Perencanaan balok penggantung *lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 500x200x11x19 dengan BJ 41, dengan data sebagai berikut:

W = 103 kg/m	r = 20 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 131,3 cm ²	Z _x = 2462 cm ³	= 428 mm
d = 506 mm	Z _y = 398 cm ³	S _x = 2230 cm ³
b _f = 201 mm	i _x = 20,7 cm	S _y = 257 cm ³
t _w = 11 mm	i _y = 4,43 cm	F _y = 250 Mpa
t _f = 19 mm	I _x = 56500 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 2580 cm ⁴	E = 200000 Mpa

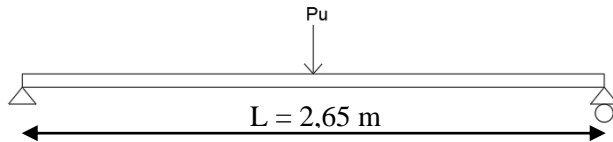
1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata
- Beban mati
 - Berat profil balok penggantung *lift* = 103 kg/m
 - Berat sambungan (10%) = 10,3 kg/m+
 - Total (q_D) = 113,3 kg/m
- Beban berfaktor
 - $q_U = 1,4q_D = 1,4 \times 113,3 = 158,62 \text{ kg/m}$
- Beban terpusat

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven. Gambar 5.6 merupakan permodelan balok penggantung lift menggunakan profil WF 500x200x11x19

$$P_{U1} = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8000 (1+0.5) = 12000 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5200 (1+0.5) = 7800 \text{ kg}$$



Gambar 5.6 Pembebanan Balok Penggantung Lift

2. Gaya dalam pada balok penggantung
 - Momen yang terjadi
 - $M_u = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x P_u x L =$
 - $M_u = \frac{1}{8} x 113,3 x 2,65^2 + \frac{1}{4} x 12000 x 2,65$
 - $= 8089,24 \text{ kgm}$
 - Gaya geser yang terjadi
 - $V_u = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x P_u =$
 - $V_u = \frac{1}{2} x 113,3 x 2,65 + \frac{1}{2} x 12000 = 6210,17 \text{ kg}$
3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{38} = 5,28$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0.9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 265 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r$ (Bentang Menengah)

$$M_{maks} = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_A = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$M_B = 8089,24 \text{ kgm}$$

$$M_C = 4079,43 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 8089,24}{2,5 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43 + 4 \times 8089,24 + 3 \times 4079,43}$$

$$= 1.31 \leq 2.3$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

$$= 1.31 \left[5.539.500 - (5.539.500 - 0,7 \times 2500 \times 2230) \left(\frac{265 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

7.799.272 kgcm \geq 5.539.500 kgcm (Tidak OK), maka Mn=Mp

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 0,9 \times 6.155.000 \text{ kgcm}$$

$$808.924 \text{ kgcm} \leq 5.539.500 \text{ kgcm (OK)}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{11} = 38,9$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 42,8 \times 1,1 \times 1$$

$$= 70620 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_u \leq 1 V_n$$

$$6210,173 \text{ kg} \leq 70620 \text{ kg (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0,736 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \cdot L^4}{E I_x} \right] + \left[\frac{23 P L^3}{648 \cdot E I_x} \right] =$$

$$= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1,13) \cdot 265^4}{2000000 \cdot 56500} \right] + \left[\frac{23 \cdot 12000 \cdot 265^3}{648 \cdot 2000000 \cdot 56500} \right] = 0,0708 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0708 \text{ cm} < 0,736 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

BAB VI

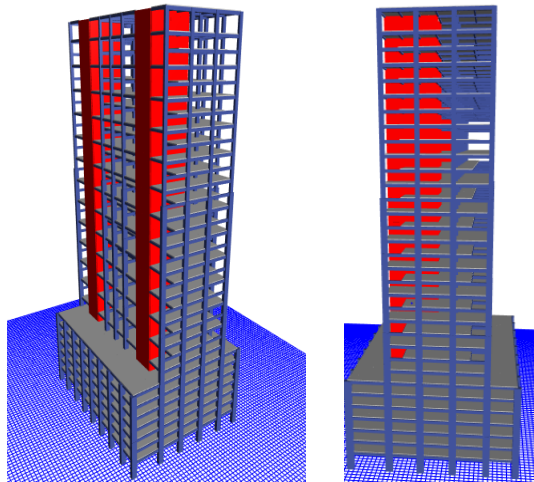
ANALISA STRUKTUR

6.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012.

6.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisa beban gempa perlu suatu pemodelan struktur, struktur Gedung 88 Avenue Surabaya dianalisa dengan menggunakan analisa respons dinamik, dengan bantuan proram bantu ETABS seperti Gambar 4.11



Gambar 4.11 Permodelan Struktur

6.3 Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan yang digunakan untuk beban mati Tabel 6.1 dan beban hidup Tabel 6.2 adalah sebagai berikut ini :

Tabel 6. 1 Beban Mati

Pelat Atap		satuan
Penggantung	0.07	kN/m ²
Plafond	0.11	kN/m ²
aspal	0.14	kN/m ²
spesi	0.42	kN/m ²
Ducting dan plumbing	0.15	kN/m ²
total	0.89	kN/m ²
Pelat Lantai		satuan
Penggantung	0.07	kN/m ²
Plafond	0.11	kN/m ²
aspal	0.24	kN/m ²
spesi	0.42	kN/m ²
Ducting dan plumbing	0.3	kN/m ²
total	1.14	kN/m ²

Tabel 6. 2 Beban Hidup Lantai

Pelat Atap Datar	0.96	kN/m ²
Pelat Lantai	1.92	kN/m ²
Pelat Ballroom	4.79	kN/m ³

Pembebanan yang diinput pada ETABS haruslah mendekati perhitungan manual ($\pm 5\%$) sehingga pembebanan pada ETABS dapat dinyatakan benar. Berikut merupakan rasio selisih pembebanan gravitasi yang didapat dari ETABS dan manual pada Tabel 6.3

Tabel 6. 3 Kontrol Beban Struktur

Kontrol Wt		
L+D+SD	36866012.7	kg
Kolom	8448076.8	kg
SW	5154393.6	
Manual	50468483.1	kg
ETABS	50300267.8	kg
Rasio	0.3%	

6.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

6.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan faktor keutamaan gempa (*I_e*) **1,0**

6.4.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat (Tabel 6.4) dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung 88 Avenue didapatkan berdasarkan nilai N (tes N_{spt}) jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang).

Tabel 6. 4 Penentuan Kelas Situs Tanah

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	23	0.09
4	2	13	0.15
6	2	15	0.13
8	2	23	0.09

10	2	23	0.09
12	2	19	0.11
14	2	26	0.08
16	2	26	0.08
18	2	22	0.09
20	2	20	0.10
22	2	27	0.07
24	2	36	0.06
26	2	27	0.07
28	2	22	0.09
30	2	28	0.07
Total	30		1.36

$$\bar{N} = \frac{30}{1.36} = 40,9$$

Mengacu pada tabel 3 SNI 1726:2012, dengan nilai $\bar{N} = 40,9$ lokasi bangunan berada pada kelas situs SD

6.4.3 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral Desain

Sebagai input data pada ETABS, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE). Data percepatan respon spektrum diambil dari web puskim.pu.go.id. dapat dilihat pada Tabel 6.5

Tabel 6. 5 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.329
SS	0.664
SS (g)	0.669
S1 (g)	0.249
FA	1,268
FV	1,814
SMS (g)	0.836
SM1 (g)	0.451
SDS (g)	0.561

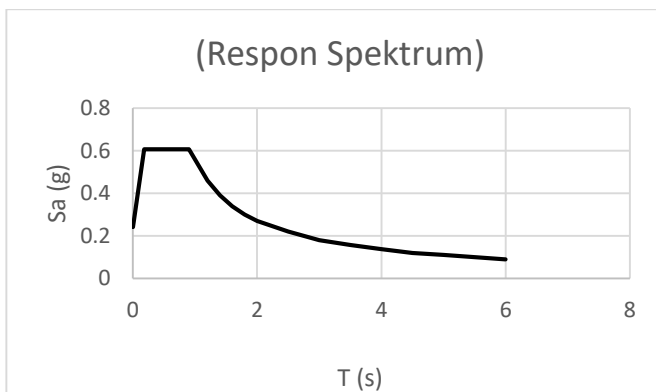
SD1 (g)	0.354
T0 (detik)	0.075
TS (detik)	0.373

6.4.4 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Kota Surabaya dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.4. Grafik respon spektrum kota Surabaya dapat dilihat pada Gambar 6.1 dibawah

Tabel 6. 6 Respon Spektrum Desain

T (detik)	SA (g)	T (detik)	SA (g)
0	0.242	2.5	0.22
0.1819	0.607	3	0.18
0.9	0.607	3.5	0.158
1.2	0.46	4	0.138
1.4	0.39	4.5	0.12
1.6	0.34	5	0.11
1.8	0.3	5.5	0.1
2	0.27	6	0.09



Gambar 6. 1 Grafik Respon Spektrum Desain

6.4.5 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 = 101 m.

C_t & x : ditentukan dari table 4.15 (table 15 SNI 1726-2012)

Tabel 6. 7 Nilai Parameter Periode Pendekatan

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Pada arah X & Y

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times (h_n)^x \\ &= 0,0488 \times (101)^{0,75} \\ &= 1,55 \text{ detik} \end{aligned}$$

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

$$T < C_u T_a$$

Maka nilai $C_u.T_a$ dapat dihitung sebagai berikut:

$$C_u.T_a = 1.6 \times 1.55 = 2,48 \text{ detik}$$

Tabel 6. 8 Koefisien Untuk Batas Atas Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	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 yang didapat dari program bantu ETABS seperti pada Tabel 4.16.

Tabel 6. 9 Modal Periode dan Frekuensi

<i>Case</i>	<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Frequency</i> cyc/sec	<i>Circular Frequency</i> rad/sec	<i>Eigenvalue</i> rad ² /sec ²
Modal	1	2.02	0.295	1.8534	3.4352
Modal	2	1.951	0.513	3.2212	10.3764
Modal	3	1.629	0.614	3.8565	14.873
Modal	4	0.983	1.017	6.3924	40.8624
Modal	5	0.518	1.929	12.1212	146.924
Modal	6	0.504	1.986	12.4767	155.6673
Modal	7	0.443	2.256	14.1735	200.888
Modal	8	0.367	2.722	17.1023	292.4889
Modal	9	0.303	3.299	20.729	429.6909
Modal	10	0.258	3.876	24.3551	593.1718
Modal	11	0.235	4.25	26.7058	713.202
Modal	12	0.226	4.419	27.7664	770.9707
Modal	13	0.22	4.538	28.5117	812.9169
Modal	14	0.217	4.606	28.9383	837.4251
Modal	15	0.192	5.214	32.7581	1073.0958
Modal	16	0.188	5.319	33.4185	1116.7953
Modal	17	0.179	5.599	35.1776	1237.4627
Modal	18	0.173	5.771	36.2613	1314.8823
Modal	19	0.172	5.827	36.6147	1340.634
Modal	20	0.167	5.979	37.5673	1411.3002
Modal	21	0.156	6.415	40.3053	1624.5189
Modal	22	0.154	6.489	40.7685	1662.0682
Modal	23	0.148	6.764	42.4979	1806.071
Modal	24	0.147	6.824	42.8754	1838.2957
Modal	25	0.146	6.864	43.1247	1859.7393
Modal	26	0.142	7.028	44.1559	1949.7477
Modal	27	0.142	7.065	44.392	1970.6514
Modal	28	0.14	7.137	44.8409	2010.7099
Modal	29	0.137	7.298	45.853	2102.4988

Modal	30	0.135	7.388	46.4217	2154.9708
Modal	31	0.131	7.608	47.8005	2284.884
Modal	32	0.131	7.622	47.8879	2293.252
Modal	33	0.13	7.684	48.2793	2330.8945
Modal	34	0.127	7.887	49.5541	2455.6049
Modal	35	0.126	7.954	49.975	2497.4964

Periode struktur terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah 2,02 detik, maka:

$$T_a < T < C_u.T_a$$

$$1,55 < 2,02 < 2,48 \text{ (OK)}$$

Sehingga dapat disimpulkan bahwa perioda fundamental struktur dapat dipakai

6.4.6 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

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

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

$$S_{DS} = 0.561$$

$$I_e = 1$$

$$R = 7$$

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

$$C_s = 0,561/(7/1) = 0,08$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

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

$$C_s = 0,354/(2,02*(7/1)) = 0,025$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

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

$$C_s = 0,024 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,025

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

Tabel 6. 10 Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik Statik Ekuivalen

Gaya Lateral Ekuivalen ($V = C_s \cdot W$)	
CS	0.025
Wt (kN)	475671.5
V (kN)	11891,7

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 6. 11 Gaya Geser Akibat Gempa X dan Y

TIPE BEBAN	FX	FY
GEMPA R. SPEKTRUM X (N)	7859256.4	3540925.37
GEMPA R. SPEKTRUM Y (N)	2359945.24	11798190.72
GEMPA STATIK X (N)	10738255	0.0001194
GEMPA STATIK Y (N)	0.004548	16257388.15
0.85 GEMPA STATIK X (N)	9127516.9	0.00010149
0.85 GEMPA STATIK Y (N)	0.0038658	13818779.93

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

Maka untuk arah x,

$$V > 0,85 \cdot V_s$$

$$7859256.4 \text{ N} > 9127516.9 \text{ N (Not OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V > 0,85.V_s$$

$$11798190.72 \text{ N} > 13818779.93 \text{ N (Not OK)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$. Sehingga didapatkan faktor pengali seperti tabel untuk masing masing arah

Tabel 6. 12 Faktor Skala

arah X	1.16137157
arah Y	1.17126263

Faktor ini hanya diaplikasikan untuk memperbesar gaya , bukan memperbesar perpindahan oleh karena itu stabilitas struktur tidak perlu dicek ulang

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 sesuai tabel berikut

Tabel 6. 13 Gaya Geser Dasar Setelah di Running Ulang

TIPE BEBAN	FX	FY
GEMPA R. SPEKTRUM X (N)	9431086.3	3541557.76
GEMPA R. SPEKTRUM Y (N)	2360894.03	14157814.63
GEMPA STATIK X (N)	10738255	0.0001194
GEMPA STATIK Y (N)	0.004548	16257388.15
0.85 GEMPA STATIK X (N)	9127516.9	0.00010149
0.85 GEMPA STATIK Y (N)	0.0038658	13818779.93

Maka untuk arah x,

$$V > 0,85.V_s$$

$$9431086.3 \text{ N} > 9127516.9 \text{ N (OK)}$$

Maka untuk arah y,

$$V > 0,85.V_s$$

$$14157814.63 N > 13818779.93 N \text{ (OK)}$$

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

6.4.7 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%

Tabel 6. 14 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Mode	Period	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2.02	0.5213	4.54E-05
Modal	2	1.91	0.5214	0.5721
Modal	3	1.56	0.6007	0.5723
Modal	4	0.779	0.7565	0.5723
Modal	5	0.515	0.7566	0.7729
Modal	6	0.438	0.8083	0.7729
Modal	7	0.406	0.876	0.7729
Modal	8	0.256	0.9121	0.7729
Modal	9	0.244	0.9121	0.8723
Modal	10	0.239	0.9121	0.8761
Modal	11	0.22	0.9245	0.8762
Modal	12	0.203	0.9245	0.8765
Modal	13	0.195	0.9246	0.8765
Modal	14	0.177	0.9247	0.8765
Modal	15	0.176	0.9419	0.8765
Modal	16	0.17	0.9419	0.8773
Modal	17	0.164	0.9419	0.878
Modal	18	0.153	0.9423	0.8781
Modal	19	0.148	0.9423	0.8791
Modal	20	0.146	0.9423	0.9198

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada mode 20, maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

6.4.8 Kontrol *Drift*

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan. Hasil kontrol *drift* dapat dilihat pada Gambar 6.2

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

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

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=2,5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

Tabel 6. 15 Kategori Risiko

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_{xx} ^c	0,020 h_{xx}	0,015 h_{xx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	0,010 h_{xx}	0,010 h_{xx}	0,010 h_{xx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{xx}	0,007 h_{xx}	0,007 h_{xx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{xx}	0,015 h_{xx}	0,010 h_{xx}

Berikut merupakan *drift* ijin yang didapat dari perhitungan di atas.

$$\delta_{ijin} = 0.02 \times h_i$$

Lalu dilanjutkan mencari δ_i dengan cara perhitungan sebagai berikut:

$\delta_i = \text{Drift} \times C_d / I_e$; dengan $C_d = 5.5$ dan $I_e = 1$ (SNI 1726:2012, tabel 9) sehingga factor pembesaran drift adalah sebagai berikut.

$$\delta_i = \text{Drift} \times \frac{5,5}{1} = \text{Drift} \times 5,5$$

Dari hasil perhitungan ETABS, didapatkan *drift* dan δ_i sesuai dengan SNI 1726:2012

Tabel 6. 16 *Drift* Arah X

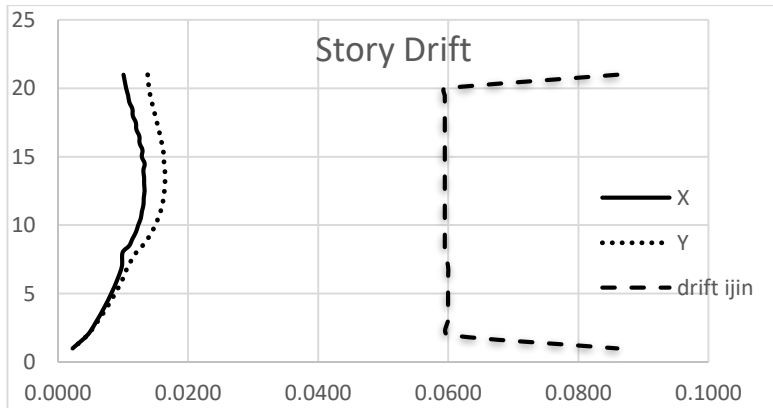
Tingkat	hi	δx	$\delta x(\text{pembesaran})$	δx ijin	Ket
	m	m	m	m	
atap	4.3	0.0018	0.0101	0.0860	OK
20	2.975	0.0019	0.0105	0.0595	OK
19.5	2.975	0.0020	0.0108	0.0595	OK
19	2.975	0.0020	0.0110	0.0595	OK
18.5	2.975	0.0021	0.0114	0.0595	OK
18	2.975	0.0021	0.0115	0.0595	OK
17.5	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
17	2.975	0.0022	0.0121	0.0595	OK
16.5	2.975	0.0023	0.0125	0.0595	OK
16	2.975	0.0023	0.0126	0.0595	OK
15.5	2.975	0.0024	0.0130	0.0595	OK
15	2.975	0.0023	0.0129	0.0595	OK
14.5	2.975	0.0024	0.0133	0.0595	OK
14	2.975	0.0024	0.0131	0.0595	OK
13.5	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
13	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
12.5	2.975	0.0024	0.0133	0.0595	OK
12	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
11.5	2.975	0.0024	0.0132	0.0595	OK
11	2.975	0.0023	0.0129	0.0595	OK
10.5	2.975	0.0023	0.0127	0.0595	OK
10	2.975	0.0022	0.0123	0.0595	OK
9.5	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
9	2.975	0.0021	0.0114	0.0595	OK
8.5	2.975	0.0020	0.0109	0.0595	OK
8	2.975	0.0018	0.0099	0.0595	OK
7	3	0.0018	0.0098	0.0600	OK

6	3	0.0017	0.0091	0.0600	OK
5	3	0.0015	0.0082	0.0600	OK
4	3	0.0013	0.0071	0.0600	OK
3	3	0.0011	0.0059	0.0600	OK
2	3	0.0008	0.0046	0.0600	OK
1	4.3	0.0004	0.0022	0.0860	OK

Tabel 6. 17 *Drift Arah Y*

Tingkat	hi	δy	$\delta x(\text{pembesaran})$	δy ijin	Ket
	m	m	m	m	
21	4.3	0.0025	0.0138	0.0860	OK
20	2.975	0.0025	0.0140	0.0595	OK
19.5	2.975	0.0026	0.0142	0.0595	OK
19	2.975	0.0026	0.0144	0.0595	OK
18.5	2.975	0.0027	0.0147	0.0595	OK
18	2.975	0.0027	0.0150	0.0595	OK
17.5	2.975	0.0028	0.0152	0.0595	OK
17	2.975	0.0028	0.0155	0.0595	OK
16.5	2.975	0.0029	0.0157	0.0595	OK
16	2.975	0.0029	0.0160	0.0595	OK
15.5	2.975	0.0029	0.0161	0.0595	OK
15	2.975	0.0030	0.0164	0.0595	OK
14.5	2.975	0.0030	0.0163	0.0595	OK
14	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
13.5	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
13	2.975	0.0030	0.0165	0.0595	OK
12.5	2.975	0.0030	0.0164	0.0595	OK
12	2.975	0.0030	0.0163	0.0595	OK
11.5	2.975	0.0029	0.0160	0.0595	OK
11	2.975	0.0029	0.0158	0.0595	OK
10.5	2.975	0.0028	0.0154	0.0595	OK
10	2.975	0.0027	0.0150	0.0595	OK
9.5	2.975	0.0026	0.0144	0.0595	OK
9	2.975	0.0025	0.0138	0.0595	OK
8.5	2.975	0.0024	0.0130	0.0595	OK
8	2.975	0.0022	0.0120	0.0595	OK
7	3	0.0020	0.0108	0.0600	OK

6	3	0.0018	0.0099	0.0600	OK
5	3	0.0016	0.0088	0.0600	OK
4	3	0.0014	0.0075	0.0600	OK
3	3	0.0011	0.0061	0.0600	OK
2	3	0.0008	0.0046	0.0600	OK
1	4.3	0.0004	0.0023	0.0860	OK



Gambar 6. 2 Drift Ijin

6.4.9 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 kekakuannya.

Tabel 6. 18 Persentase Gaya Geser yang Dipikul Sistem Struktur

JENIS	Arah X	%	Arah Y	%
SW	10607.68	0.73	29923.87	0.75
FRAME	3854.725	0.27	10070.96	0.25
TOTAL	14462.41	1.00	39994.82	1.00

Dari tabel perhitungan diatas, system ganda sudah memenuhi

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

7.1 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Balok iduk yang direncanakan memiliki bentang 6,9 m. Hasil analisa gaya dalam yang digunakan dalam penulangan balok seperti Tabel 7.1 berikut

Tabel 7. 1 Momen Hasil Analisa Struktur

kondisi	lokasi	goyangan	Mu(kN.m)
1	ujung kanan (negatif)	kanan	-586
2	ujung kiri (negatif)	kiri	-586
3	ujung kiri (positif)	kanan	293
4	ujung kanan (positif)	kiri	293
5	tengah (positif)	kanan kiri	216

Berikut merupakan data balok yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 7.2 dibawah ini

Tabel 7. 2 Data Perencanaan Balok

Data Balok		
b	400	mm
h	700	mm
f'c	35	Mpa
fy	400	Mpa
Tul.lentur	25	mm
senggang	13	mm
cover	40	mm

Kondisi 1

Kolom kanan, momen negatif tumpuan, goyang ke kanan
Mu= 586 kN.m

a.) Baja tulangan yang dibutuhkan untuk tulangan lentur
 Diasumsikan perilaku balok persegi dan ada dua lapis tulangan.
 Sebagai penyederhanaan (yang bersifat konservatif), tulangan tekan (jika ada) dapat diabaikan untuk perhitungan lentur.
 Diameter tulangan lentur balok harus dibatasi sehingga dimensi tumpuan (kolom) paralel terhadap tulangan sekurang kurangnya 20db.

$$\text{Tinggi efektif balok, } d = 700 - 40 - 25 - 13 - 20 \\ = 602 \text{ mm}$$

Asumsi awal:

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\ = 0,8$$

$$A_s = \frac{Mu}{\emptyset f_y x j d} = \frac{586000000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 602} \\ = 3181 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dicoba 8 D25, } A_s = 3925 \text{ mm}^2$$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d \text{ baru} = 602 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{3925 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 132 \text{ mm}$$

$$0,9M_n = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a}$$

$$= \frac{0,9 \times 3925 \times 400}{602 - 0,5 \times 132} = 757,4 \text{ kNm} > Mu \text{ (OK)}$$

b.) Cek A_s minimum

$$A_s \text{ min} = \sqrt{f'c} \frac{b w x d}{4 f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 602}{4 \times 400} \\ = 890 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tapi tidak boleh kurang dari } \frac{1,4 b w x d}{f_y} = 842,8 \text{ mm}^2$$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

$$\begin{aligned} \text{c.) Cek ratio tulangan } \rho &= \frac{A_s}{b_w \times d} = 0,01629 \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357 \end{aligned}$$

$$0,75 \rho_b = 0,026$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK) $\rho < \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{132}{634,5} = 0,2079$$

$$a_t c_l / d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,3$$

(OK) $a/d_t < a_t c_l / d_t$, desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **8 D25** dipasang 2 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

(OK), syarat spasi bersih minimum terpenuhi

Kondisi 2, kolom kiri, momen negatif tumpuan goyang ke kiri

Kebutuhan detailing penampang sama dengan kondisi 1 yaitu digunakan **8 D25** dipasang 2 lapis

Kondisi 3, kolom kiri, momen positif tumpuan, goyang ke kanan

SNI ps. 21.5.2.2 kuat lentur (+) muka kolom tidak lebih kecil dari $\frac{1}{2}$ kuat lentur (-)

$$M_u = 0,5 \times 0,9 M_n$$

$$= 0,5 \times 0,9 \times 757,4 \text{ kNm}$$

$$= 378,7 \text{ kNm}$$

$$378,7 > 293$$

(OK) gunakan momen hasil perhitungan kapasitas penampang

a.) Tulangan yang dibutuhkan untuk menahan lentur

sebagai trial awal digunakan baja D25
 inggi efektif balok , $d = 700 - 40 - (25/2) - 13$
 $= 634,5 \text{ mm}$

Asumsi awal:

$$J = 0.85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y x j d} = \frac{378700000}{0.9 \times 400 \times 0.85 \times 634,5}$$

$$= 1950,5 \text{ mm}^2$$

Dicoba 5 D25, $A_s = 2453 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d \text{ baru} = 634,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{2453 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 82,45 \text{ mm}$$

$$0.9Mn = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a} = \frac{0.9 \times 2453 \times 400}{602 - 0,5 \times 82,45} = 523,9 \text{ kNm} > 378 \text{ (OK)}$$

b.) Cek A_s minimum

$$A_s \text{ min} = \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400}$$

$$= 938 \text{ mm}^2$$

Tapi tidak boleh kurang dari $\frac{1,4 \cdot bw \times d}{f_y} = 888,3 \text{ mm}^2$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan $\rho = \frac{A_s}{bw \times d} = 0.00966$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,026$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK) $\rho < \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$dt = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$\begin{aligned}
 dt &= 634,5 \text{ mm} \\
 a/dt &= \frac{82}{634,5} = 0,12995 \\
 atcl/dt &= 0,375 \beta_1 \\
 &= 0,3
 \end{aligned}$$

(OK) $a/dt < atcl/dt$, deasin tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **5 D25** dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

(OK), syarat spasi bersih minimum terpenuhi

Kondisi 4, kolom kanan, momen positif tumpuan, goyang ke kiri
Kebutuhan detailing penampang sama dengan kondisi 3 yaitu digunakan **5 D25** dipasang 2 lapis

Kondisi 5, tengah bentang, momen positif, goyang ke kanan dan ke kiri. SNI beton pasal 21.5.2.2 juga mensyaratkan kuat lentur positif atau negatif di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari $\frac{1}{4}$ kuat lentur terbesar di muka kolom

$$\begin{aligned}
 Mu &= 216 \text{ kNm} > \frac{1}{4} \square Mn \text{ terbesar} \\
 &= 216 \text{ kNm} > 189.35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

(gunakan momen lentur hasil hitungan analisa struktur)

a.) baja tulangan menahan momen lentur sebagai trial awal digunakan baja D25
inggi efektif balok, $d = 700 - 40 - (25/2) - 13$
 $= 634,5 \text{ mm}$

Asumsi awal:

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(F'c - 28)}{7} \\
 &= 0,8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 As &= \frac{Mu}{\emptyset f_y x j d} = \frac{21600000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 634,5} \\
 &= 1112 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dicoba 3 D25, $A_s = 1471,875 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

Nilai d baru = 634,5 mm

Tinggi a = $\frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$

$$= \frac{1471,875 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 49,47 \text{ mm}$$

$$0,9M_n = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a} = \frac{0,9 \times 1471,875 \times 400}{634,5 - 0,5 \times 49,47} = 323 \text{ kNm} > 216 \text{ (OK)}$$

b.) Cek A_s minimum

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \sqrt{f'c} \frac{b_w \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400} \\ &= 938 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari $\frac{1,4 b_w \times d}{f_y} = 888,3 \text{ mm}^2$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan $\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = 0,00966$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0357$$

$$0,75 \rho_b = 0,0267$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK) $\rho < \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{82}{634,5} = 0,12995$$

$$a_t c_l / d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,3$$

(OK) $a/d_t < a_t c_l / d_t$, desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan **3 D25** dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm)

(OK), syarat spasi bersih minimum terpenuhi

7.1.1 Kapasitas Minimum Momen Positif dan Negatif

SNI ps. 21.5.2.1 dan 21.5.2.2 sekurang kurangnya ada 2 buah tulang atas dan bawah yang dipasang menerus dan kapasitas momen (+) atau (-) disepanjang bentang tidak boleh kurang dari 1/4 kapasitas momen maksimum pada kedua muka kolom balok tsb

kuat momen positif-negatif terbesar = 757,41 kNm

1/4 momen terbesar = 189,35 kNm

Kuat momen positif di sepanjang bentang pada dasarnya sudah lebih besar dari 189,35 kNm hanya kuat momen negatif saja yang masih harus diperhatikan

a.) baja tulangan yang dibutuhkan

untuk memenuhi persyaratan kuat momenn negatif di tengah bentang , dua buah tulangan atas D25 akan dibuat kontinue di tengag bentang

Nilai d baru = 634,5 mm

Tinggi a = $\frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot f \cdot c \cdot b}$

$$= \frac{918n \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 32,98 \text{ mm}$$

0.9Mn = $\frac{As \cdot fy}{d - 0,5a} = \frac{0,9 \times 1471 \times 400}{634,5 - 0,5 \times 32} = 218 \text{ kNm} > 189,35$

(OK)

b.) Cek As minimum

$$\begin{aligned} As \text{ min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4fy} = \sqrt{35} \frac{400 \times 634,5}{4 \times 400} \\ &= 938 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari $\frac{1,4 \times bw \times d}{fy} = 888,3 \text{ mm}^2$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

$$\begin{aligned} \text{c.) Cek ratio tulangan } \rho &= \frac{A_s}{b_w \times d} = 0.003866 \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c \left(\frac{600}{600+f_y} \right)}{f_y} \\ \rho_b &= \frac{0,85 \times 0,8 \times 35 \left(\frac{600}{600+400} \right)}{400} = 0,0357 \end{aligned}$$

$$0,75 \rho_b = 0,0267$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK) $\rho < \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 700 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 634,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{32}{634,5} = 0,0519$$

$$a_t/d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,3$$

(OK) $a/d_t < a_t/d_t$, desain tulangan *under-reinforced*

7.1.2 Penulangan Geser

Hitung Mpr

a.) kapasitas momen ujung-ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

karena detailing penampang di kedua ujung balok identik maka,

Kondisi 1 = kondisi 2

$$\begin{aligned} A_{pr} &= \frac{(A_{spelat} + A_s \text{ balok}) \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(3925 + 1193) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 215 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr1} &= (A_s \times 1,25 f_y) (d - a/2) \\ &= 1265,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kanan)

Kondisi 3 = kondisi 4

$$\begin{aligned} A_{pr} &= \frac{A_s \cdot f_y \cdot 1,25}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{(1193) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 103 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{pr3} &= (A_s \times 1,25f_y) (d - a/2) \\ &= 715 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kiri)

Diagram geser $V_u = 349 \text{ kN}$

a.) Struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (M_{pr1} + M_{pr3}) / l_n \\ &= (1265,4 + 715) / 6,9 \\ &= 287 \text{ kN} \end{aligned}$$

b.) Struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (M_{pr2} + M_{pr4}) / l_n \\ &= (1265,4 + 715) / 6,9 \\ &= 287 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kanan balok} = V_u + 287 = 636 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kiri balok} = V_u - 287 = 61,97 \text{ kN}$$

SNI ps.21.5.4.2 gaya geser aksial terfaktor :

$$\begin{aligned} A_g \times f_c / 20 &= 400 \times 700 \times 35 / 20 \\ &= 490 \text{ kN} > 1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= 636 \text{ kN} > (1/2 V_u) \\ &= 636 > 175 \end{aligned}$$

maka perencanaan tulangan geser dengan tidak mempertimbangkan kontribusi beton V_c

Muka Kolom Kiri

$$V_u \text{ maks} = 636 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 602 \\ &= 237,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

0,75 (faktor reduksi beban torsi)

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / 0,75 - V_c \\ &= 848 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ maks} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{35} \times 400 \times 602 \\ &= 949,72 \end{aligned}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$ (OK)

Coba sengkang D13 tiga kaki

$$A_v = 398,36 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$S = 113,11 \text{ mm (Dipakai 100 mm)}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

$$= 959,244 > 949,72 \text{ (OK)}$$

SNI 21.5.3.1 diperlukan hoops di sepanjang 2h (1400 mm) dari muka kolom

SNI 21.5.3.2 hoop pertama dipasang 50 mm berikutnya dipasang spasi terkecil diantara:

$$d/4 = 150,5 \text{ mm}$$

$$6d_b = 150 \text{ mm}$$

150mm

Tetapi tidak perlu kurang dari 100 mm, dengan demikian maka digunakan sengkang tertutup **D13 3 kaki** dengan jarak **100 mm** pada daerah sendi plastis.

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

$$= 301 \text{ mm}$$

Muka Kolom Kanan

Sama dengan muka kolom kiri digunakan sengkang tertutup **D13 3 kaki** dengan jarak **100 mm**

Ujung Zona Sendi Plastis

gaya geser maksimum di ujung sendi plastis 2h adalah 287 kN pada Zona ini kontribusi V_c diperhitungkan

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

coba sengkang 2 kaki D13

$$A_v = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$= 439 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 200 \text{ mm}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

$$= 319,45 \text{ Kn} > 287 \text{ kN (OK)}$$

jadi digunakan sengkang **2 kaki D13** jarak **200 mm**

(OK) dari hasil perhitungan diatas , untuk bentang diluar sendi plastis , gunakan sengkang **2 kaki D13** spasi **200 mm**

7.1.3 Lap Splicing untuk Bentang Menerus

SNI 21.5.2.1 setidaknya ada 2 baja tulangan yang di buat kontiu di bagian atas dan bawah penampang. Pasangan D25 harus disambung-lewatkan satu sama lain minimum sepanjang:

$$ld = \frac{fy \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \times \sqrt{f'c}} db = \frac{400 \cdot 1,3 \cdot 1}{1,7 \cdot 1 \cdot \sqrt{35}} 25 = 1292 \text{ mm}$$

Ambil ld 1300 mm

7.1.4 Aangkur Kait Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1 panjang penyaluran ldh (Gambar 7.1) untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah

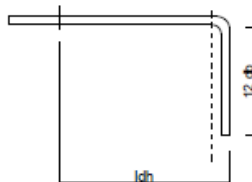
$$Ldh > 8db = 200 \text{ mm}$$

$$Ldh > 150 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$Ldh > ld = \frac{0,24 fy \psi_e}{\lambda \times \sqrt{f'c}} db = 405 \text{ mm}$$

$$\text{Maka dipakai } Ldh = 410 \text{ mm}$$

$$\text{Dengan panjang kait } 12db = 300 \text{ mm}$$



Gambar 7. 1 Panjang Penyaluran

7.1.5 Cut-off Points

dari diagram momen tulangan untuk momen negatif di ujung ujung balok dapat dipotong di titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi

a.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

jumlah tulangan terpasang 8D25

sisa tulangan 2D25

$$\begin{aligned} a &= 32,98 \text{ mm} \\ d &= 634,5 \text{ mm} \\ \phi M_n &= 218,3 \text{ kNm} \end{aligned}$$

dari etabs dapat diketahui lokasi Momen ultimate ketikam 218,3 kNm yaitu pada jarak **1800 mm**

maka, SNI 12.12.3 momen negatif tumpuan harus di tanam melewati titik belok tidak kurang dari:

$$\begin{aligned} x+d &= 2034,5 \text{ mm} \\ x+12db &= 1700 \text{ mm} \\ l_d (48D) &= 1200 \text{ mm} \\ x+l_n/16 &= 1831 \text{ mm} \\ \text{jadi dipakai} &= \mathbf{2035 \text{ mm}} \end{aligned}$$

b.) tulangan tegatif di muka kolom kanan sama dengan muka kolom kanan

c.) tulangan positif

penambahan ke kiri dan kanan sepanjang yang terbesar diantara :

$$\begin{aligned} d &= 634,4 \text{ mm} \\ 12db &= 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai **635 mm** kekiri dan kanan tulangan positif

7.1.5 Penulangan Torsi

$$\begin{aligned} T_u &= 99 \text{ kNm} \\ V_u &= 636 \text{ kN} \\ d &= 602 \text{ mm} \end{aligned}$$

a.) Perhitungan luas dan keliling penampang

- A_{cp} = Luas bruto penampang beton
 $= b \times h$
 $= 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2$
- P_{cp} = keliling luar penampang beton
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (400 + 700) = 2200 \text{ mm}$
- b_h = $(b - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{geser})$
 $= 307 \text{ mm}$
- h_h = $(h - 2 \cdot \text{cover} - \emptyset_{geser})$
 $= 647 \text{ mm}$

- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= bh x hh = 198629 mm²
- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= 2 x (bh + hh) = 1908 mm

b. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor Tu kurang dari perumusan berikut:

$$Tu < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

Dimana:

Acp = Luas penampang total

Pcp = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$Tu < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{fc} \left(\frac{Acp^2}{Pcp}\right)$$

$$Tu < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{280000^2}{2200}\right)$$

99000000 N.mm > 13124016 N.mm (Butuh tulangan torsi)

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bw \times d} + 0,66 \sqrt{fc}\right)$$

Dimana:

$$Vc = 0,17 \cdot \sqrt{fc} \cdot bw \cdot d = 242180,64 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\sqrt{\left(\frac{Vu}{bw \times d}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Poh}{1,7 \times Aoh^2}\right)^2} \\ &\sqrt{\left(\frac{636}{400 \times 602}\right)^2 + \left(\frac{99000000 \times 1908}{1,7 \times 198629^2}\right)^2} = 2,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- $\phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c} \right) = 3,68 \text{ MPa}$
- $2,6 \leq 3,68 \text{ (OK)}$

b. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 168834,65 \text{ mm}^2$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{S} \cdot \cot \Theta$$

$$V_c = 237432 \text{ N}$$

$$V_s = 848029,36 \text{ N}$$

berdasarkan SNI ps 11.9.9.1

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 3,5217 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan geser)}$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\begin{aligned} \phi T_n &= 0,75(99 \text{ kN}) \\ &= 13200000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y} = 0,97 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan torsi)}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2 \times \frac{A_t}{s} = 3,5217 + (2 \times 0,97) = 5,476 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Pilih tulangan sengkang D16 3kaki

$$A_{(v+t)} = 5,476 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 602,88 \text{ mm}^2$$

$$S = A/A_s$$

$$= 110 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai} = \mathbf{100 \text{ mm}}$$

- Di luar sendi plastis ($>2h = 1400 \text{ mm}$)

$$V_s = 145,23 \text{ kN}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 0,6 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{(v+t)} &= \frac{Av}{s} + 2x \frac{At}{s} \\
 &= 0,6 + 2(0,977) \\
 &= 2,557 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \text{pilih D13 3kaki } A_s &= 397,9 \text{ mm}^2 \\
 S &= A/A_s \\
 &= 155,6 \text{ mm} \\
 \text{Pakai} &= \mathbf{150 \text{ mm}}
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan logitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{At}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\
 &= 0,977 \cdot 1908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\
 &= 1864,66 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \\
 A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
 (\text{At/s}) \text{ luas tulangan 1 kaki maka } A_s \text{ D13/70} &= 1,895 \\
 &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{40} \cdot 280000}{400} - 1,895 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\
 &= -1285,1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

jika $A_{1\text{min}} < 0$, maka tidak menentukan

torsi didistribusikan ke sisi atas-bawah dan samping kiri-kanan balok. tulangan terpasangan

$$\text{atas} = 3925 \text{ mm}^2$$

$$A_{1/4} = 466 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 3181 + 466 = 3647 < 3925 \text{ (OK)}$$

$$\text{bawah} = 2453,125 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ perlu} = 1951 + 466,2 = 2417 < 2453 \text{ mm}^2$$

Di pasang 2 D25 (di kiri dan kanan balok)

$$A_s \text{ samping} = 490,625 > 466,2 \text{ (OK)}$$

7.1.6 Analisa Kapasitas Mn Berdasarkan Kompatibilitas Regangan

Langkah langkah:

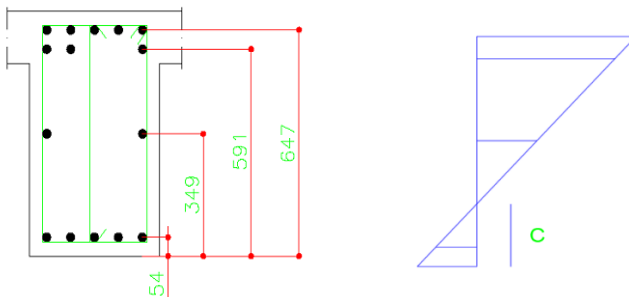
- 1) Asumsikan distribusi regangan dengan mengambil $\varepsilon = 0,003$ dan c sembarang (Gambar 7.2)
- 2) hitung $a = \beta_1 \cdot c$ dan tentukan pada masing masing lapis tulangan
- 3) hitung gaya tekan beton pada masing masing lapis tulangan
- 4) cek keseimbangan gaya aksial
- 5) jika belum seimbang , ambil harga c yang baru dan ulangi langkah 2 sampai 5 analisis dianggap selesai jika keseimbangan sudah tercapai . jumlahkan momen akibat gaya dalam yang bekerja

Tabel 7. 3 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Tumpuan

lapisan	y (mm)	ε	f_s (mpa)	A_s (mm ²)	F (kN)	C_c (kN)
tekan						1072.9
As1	54	0.0016	282.8	2453.125	693.65	
As2	349	-0.0063	-400.0	490.625	-196.3	
As3	591	-0.0127	-400.0	1471.875	-588.8	
As4	647	-0.0142	-400.0	2453.125	-981.3	
iterasi sampai $F + C_c = 0$					-1073	1073

Setelah dilakukan iterai didapatkan

$$\begin{aligned}
 a &= \beta_1 \times c \\
 &= 0.8 \times 126 \\
 &= 100,54 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



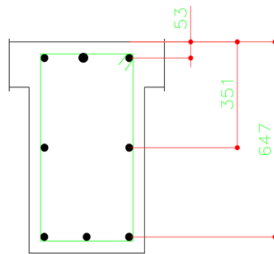
Gambar 7. 2 Penulangan Tumpuan Balok Induk

$$0,9M_n = \frac{1196 \times 50,3}{1000} + \frac{766,4 \times 54}{1000} + \frac{-392,5 \times 349}{1000} + \frac{-588 \times 591}{1000} + \frac{-981 \times 647}{1000} = 916,4 \text{ kNm}$$

setelah semua tulangan diperhitungkan $0,9M_n > M_u$ (**OK**)

Tabel 7. 4 Iterasi Perhitungan Gaya Dalam pada Lapangan

lapisan	y (mm)	e	fs (mpa)	As(mm ²)	F (kN)	Cc (kN)
tekan						1240
As1	35	0.0001	-42.0	1471.875	61.81	
As2	351	0.0277	-400.0	1471.875	588.8	
As3	647	0.0536	-400.0	1471.875	588.8	
iterasi sampai F + Cc = 0					1239	1240



Gambar 7. 3 Penulangan Balok Induk Lapangan

Sehingga penulangan untuk balok induk lapangan (Gambar 7.3) ϕM_n didapat dengan cara yang sama sebesar 519,53 kNm $> M_u$ (**OK**)

Tabel 7. 5 Rekapitulasi Penulangan Lentur Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	tumpuan		Lapangan	
			M-	M+	M-	M+
B30/50	5460	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	6250	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	5760	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B30/50	5500	Memanjang	5D25	4D25	3D25	3D25
B40/70	8535	Melintang	8D25	5D25	4D25	3D25

B40/70	6715	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	6900	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	7135	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	6215	Melintang	8D25	5D25	3D25	3D25
B40/70	3450	Melintang	10D25	6D25	10D25	6D25

Tabel 7. 6 Rekapitulasi Tulangan Torsi dan Sengkang

Nama Balok	Bentang (mm)	Arah	sengkang + torsi	
			sendi plastis	luar Sendi. Pls
B30/50	5460	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	6250	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	5760	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B30/50	5500	Memanjang	3D13-100	3D13-200
B40/70	8535	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6715	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6900	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	7135	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	6215	Melintang	3D16-100	3D13-150
B40/70	3450	Melintang	3D16-100	3D16-100

Tabel 7. 7 Rekapitulasi *Cut off Point* Balok Induk

Nama Balok	Bentang (mm)	Ldh mm	L kait mm	Cut off Point (mm)		Torsi Kiri,kanan
				Lap(M+)	Tmp(M-)	
B30/50	5460	410	300	436	1436	2D16
B30/50	6250	410	300	436	1436	2D16
B30/50	5760	410	300	436	1436	2D16
B30/50	5500	410	300	436	1436	2D16
B40/70	8535	410	300	635	2434	2D25
B40/70	6715	410	300	635	1979	2D25
B40/70	6900	410	300	635	2035	2D25
B40/70	7135	410	300	635	2084	2D25

B40/70	6215	410	300	635	1854	2D25
B40/70	3450					2D25

7.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K600x900 pada lantai 14 *Mezzanine*, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

7.2.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 900 mm
- B : 600 mm
- Mutu Beton : 45 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (\emptyset) : 16 mm

7.2.2 Syarat Komponen Struktur Kolom

SNI Pasal 21.6.1 mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c / 10$ (SNI2847:2013 pasal 21.6.1).

$$P_u = 6095 \text{ kN}$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 600 \times 900 \times \frac{45}{10} = 2430 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} = 6095 \text{ kN} > A_g \times \frac{f'_c}{10} = 2430 \text{ kN}$$

memenuhi syarat

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.1)
Ukuran penampang terpendek 600 mm > 300 mm (**OK**)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4 (SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.2)
Ratio b/h = 600/900 > 0,4 (**OK**)

7.2.3 Konfigurasi Penulangan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.6.3.1, luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ dan lebih dari $0,06 A_g$. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn

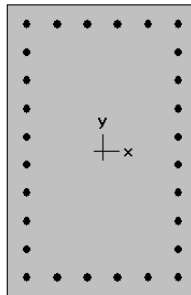
Dengan konfigurasi seperti terlihat pada gambar 7.4 kolom memiliki rasio tulangan, $\rho_g = 2,64 \%$ dengan konfigurasi penulangan seperti tabel berikut

Tabel 7. 8 Data Penulangan Kolom

Tulangan desain			
top-bpttom	6	D	25
sides	8	D	25
total	28	D	25
hoops	4	D	16

Tabel 7. 9 Gaya dan Momen untuk Dievaluasi dengan SpColumn

Lokasi	Pu(kN)	Mx(kN.m)	My(kN.m)
top	6025	422	-206
btm	6060	-472	207



600 x 900 mm
2.64% reinf.

Gambar 7. 4 Rasio Tulangan Kolom pada SP Column

7.2.4 Kontrol Spasi Tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.1)

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{\frac{600 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 6 \cdot 25}{6-1} = 67,6 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}}$$

Kontrol Strong Kolom Weak Beam

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join

Diagram interaksi kolom lantai desain (Gambar 7.5)

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 6060 \text{ kN} \\ \emptyset M_{nx} &= 2270 \text{ kNm} \\ \emptyset M_{ny} &= 1531 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mnb arah Y

$$\begin{aligned} \text{Mnb kiri} &= 757,4155 \text{ kN} \\ \text{Mnb kanan} &= 523,9 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 1,2(523,9 + 757,4155) = 1537,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mnb arah X

$$\begin{aligned} \text{Mnb kiri} &= 356 \text{ kN} \\ \text{Mnb kanan} &= 275,9 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 758,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol arah Y

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 5470 \text{ kN} \\ \emptyset M_n &= 2353 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$

$$2270 + 2232 = 4623 > 1537,5 \text{ kN (OK)}$$

Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\begin{aligned}\emptyset P_n &= 2232 \text{ kN} \\ \emptyset M_n &= 1677 \text{ kNm} \\ \Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g \\ 2270 + 2232 &= 4502 > 1537,5 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

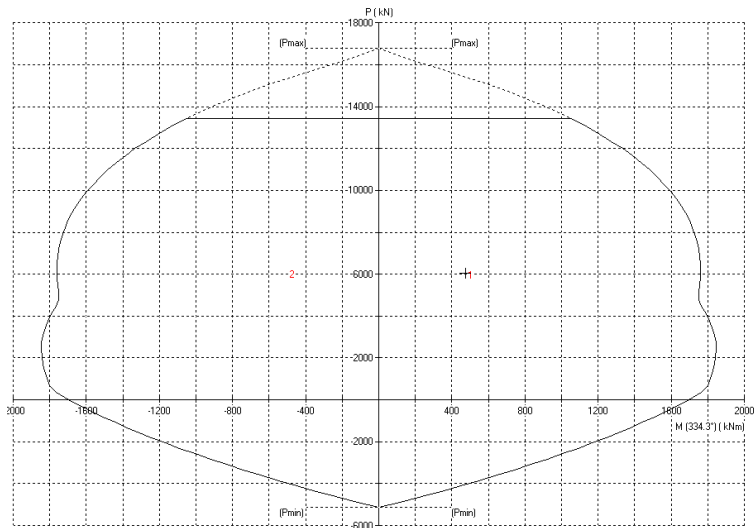
Kontrol arah X

Kolom lantai atas (Lt.15)

$$\begin{aligned}\emptyset P_n &= 5470 \text{ kN} \\ \emptyset M_n &= 1557 \text{ kNm} \\ \Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g \\ 1531 + 1557 &= 3088 > 758,3 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$

Kolom lantai bawah (Lt.14)

$$\begin{aligned}\emptyset P_n &= 6638 \text{ kN} \\ \emptyset M_n &= 1503 \text{ kNm} \\ \Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g \\ 1531 + 1503 &= 3034 > 758,3 \text{ kN (OK)}\end{aligned}$$



Gambar 7. 5 Diagram Interaksi Kolom Desain

7.2.5 Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton

Selain menahan gaya geser, tulangan transversal memiliki fungsi yang sangat penting untuk diperhitungkan, yaitu sebagai pengekang atau confinement. Ketika menerima gaya gempa, kolom mengalami momen maksimum pada bagian ujungnya. Deformasi non-linear dapat terjadi dan sebagai material yang getas, beton sangat rentan mengalami keruntuhan karena tidak memiliki daktilitas yang memadai.

luas penampang hoop tidak kurang dari

$$\begin{aligned} \text{lebar inti beton} &= 504 \text{ mm} \\ \text{luas inti beton} &= 426400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan, } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Dimana :

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 (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh1}/s = 0,3 \cdot \left(\frac{504 \times 45}{400} \right) \cdot \left(\frac{900 \times 600}{426400} - 1 \right) = 4,53 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$\begin{aligned} A_{sh2}/s &= 0,09 \cdot \left(\frac{504 \times 45}{400} \right) \\ &= 5,103 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

Besar spasi tulangan *convinement* tersebut harus memenuhi pertaruan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.3 seperti berikut :

Spasi tulangan maksimum adalah yang terkecil di antara :

1. $\frac{1}{4}$ dimensi penampang kolom terkecil = $\frac{1}{4} \times 600 = 150$ mm
2. 6 kali diameter tulangan longitudinal = $6 \times 25 = 150$ mm
3. S_o menurut persamaan

$$S_o \leq 100 + (350 - h_x)/3$$

dimana :

$$h_x = 2/3 (504) = 336 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350-336}{3}\right) = 105 \text{ mm}$$

Dengan demikian spasi yang digunakan yaitu **100 mm**.

Adapun Persyaratan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1 mengatur tinggi zona pemasangan tulangan. Tulangan *hoop* dengan spasi yang telah dihitung tersebut harus dipasang sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. l_o dipilih yang terbesar antara :

1. Tinggi elemen kolom di join, $h = 900$ mm
2. $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur, = $\frac{1}{6} \times (3000-700) = 500$ mm
3. 450 mm

Jadi panjang l_o sebesar 900 mm dari ujung-ujung kolom.

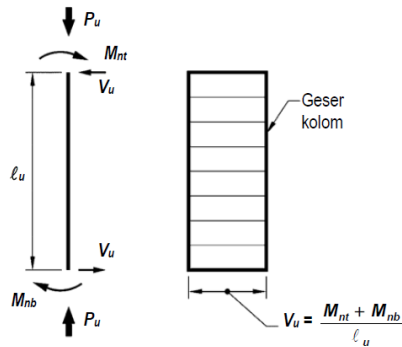
Disepanjang sisi kolom bersih (tinggi total dikurangi l_o) diberi hoop dengan spasi minimum:

1. 6db = 150 mm
2. 150 mm

Dipakai **150 mm**

7.2.6 Desain Tulangan Geser

SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1 mengatur pendetailan tulangan geser pada struktur rangka pemikul momen khusus. Sama seperti dalam mendesain komponen balok, momen probabilistik (M_{pr}) digunakan untuk memperoleh gaya geser desain (V_e).



Gambar 7. 6 Penentuan Gaya Geser pada Kolom

Gambar 7.6 menunjukkan perhitungan besar gaya geser desain yang harus diambil. Nilai M_{pr} pada ujung-ujung kolom diperoleh dari diagram interaksi dengan faktor kuat lebih pada material tulangan longitudinal sebesar **25%** ($f_s = 1,25f_y$). Momen nominal terfaktor paling besar dari semua kombinasi harus diambil sebagai M_{pr} . Dengan adanya faktor kuat lebih, tegangan leleh baja sebesar 400 MPa diperbesar 1,25% menjadi 500 MPa.

Arah Y:

- V_e tidak perlu lebih besar dari V_{sway} yang dihitung berdasarkan M_{pr} balok
- $$V_{sway} = \frac{M_{prc \text{ atas}(DC)} + M_{prbawah(DC)}}{l_u}$$
- Dengan DF adalah faktor distribusi momen di bagian atas dan bawah kolom yang didisain. Karena kekakuan kolom atas dan bawah sama maka $DF_{top} = DF_{bott} = 0,5$
 - $M_{pr \text{ top}}$ $M_{pr \text{ bott}}$ adalah penjumlahan M_{pr} untuk masing masing balok di lantai atas dan lantai bawah di muka kolom interior

$$V_{sway} = \frac{1265 (0,5) + 715 (0,5)}{3000} = 660,15 \text{ kN}$$

- Tetapi V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur sebesar 425 kN
- Ambil $V_e = 660,15 \text{ kN}$

- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
 - $d = 900 - 40 - 25 = 835 \text{ mm}$
 - $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{45} \cdot 600 \cdot 835 = 560 \text{ kN}$
- Cek apakah tulangan geser dibutuhkan

$$V_e / \emptyset = 660,15 / 0,75 \\ = 880 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 280 \text{ kN} < 880 \text{ (perlu tulangan geser)}$$

Karena sebelumnya telah dipasang confinement 4D16-100

$$A_s = 803,84 \text{ mm}^2 \text{ maka}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\emptyset} - V_c$$

$$V_s = 880 - 560 = 320 \text{ kN}$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$s = \frac{803,84 \times 400 \times 835}{320} = 839 \text{ mm} > 100 \text{ mm (OK)}$$

$$A_v \text{ min} = \frac{1}{3 f_y} \times b_w \times s$$

$$= \frac{1}{3 \times 400} \times 600 \times 100 = 50 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$$

(OK)

Arah X :

$$V_{\text{sway}} = \frac{606,2 (0,5) + 363 (0,5)}{3000} = 312,8 \text{ kN}$$

- Tetapi V_e tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor hasil analisa struktur sebesar 270 kN
- Ambil $V_e = 312,8 \text{ kN}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$
- $d = 600 - 40 - 25 = 535 \text{ mm}$
- $V_c = 0,17 \cdot \sqrt{45} \cdot 900 \cdot 535 = 538 \text{ kN}$

Cek apakah tulangan geser dibutuhkan

$$V_e / \emptyset = 312,8 / 0,75 \\ = 417 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} V_c = 269,1 \text{ kN} < 417 \text{ (perlu tulangan geser)}$$

Karena sebelumnya telah dipasang confinement 4D16-100

$$A_s = 803,84 \text{ mm}^2 \text{ maka}$$

$$V_e / \emptyset < v_c + \frac{1}{3} b_w \times d$$

$$417 \text{ kN} < 538 \frac{1}{3} 900 \times 535 = 698,5 \text{ kN}$$

Karena suku kiri lebih kecil dari pada kanan maka hanya diperlukan tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= \frac{1}{3f_y} \times b_w \times s \\ &= \frac{1}{3 \times 400} \times 900 \times 100 = 75 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

(OK)

7.2.7 Desain lap splices

lap splices hanya boleh dipasang di tengah tinggi kolom dan harus dikikat dengan *confinement* spasi tulangan tranversal dipasang sesuai spasi tulangan *confinement* yaitu **100 mm**

SNI 12.17.2.2.

digunakan class B lap splice jika semua tulangan di salurkan di lokasi yang sama . panjang lewatan kelas B 1,3ld. Untuk baja tulangan dengan diameter 25 mm ld = 48db (tabel SNI Beton Pasal 12.2.2)

$$ld = 48db = 1200 \text{ mm}$$

$$1,3ld = 1560 \text{ mm}$$

SNI 12.17.2.4 1,3ld dapat dikurangi dengan cara mengalikan 0,83 jika *confinement* sepanjang lewatan mempunyai area efektif yang tidak kurang dari $0,0015h \times s$, untuk $s = 150 \text{ mm}$, area efektif $0,0015 \times 900 \times 150 = 202,5 \text{ mm}^2 < 803,84 \text{ mm}^2$ Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,3ld = 0,83 \times 1560 = 1295 \text{ mm} \sim \mathbf{1300 \text{ mm}}$$

7.2.8 Cek torsi

$$A_g = 540000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 481600 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2680 \text{ mm}^2$$

$$N_u = 6095000 \text{ N}$$

$$T_u = 83000 \text{ N}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

83 < 238,422 kNm (Tulangan torsi diabaikan)

7.3 Desain Hubungan Balok Kolom

- a. Mengecek syarat panjang joint

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3, dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 600 \text{ mm}$$

$$H = 900 \text{ mm}$$

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

$$20 \times db = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm (OK)}$$

- b. Menentukan luas efektif joint

$$A_j = 600 \times 900 = 540000 \text{ mm}^2$$

- c. Penulangan Tranversal untuk confinement

pasal 21.7.3.2

$$0,5 \frac{Ash}{s} = 0,5 \frac{5,103}{100} = 2,5515 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Spasi hoop diijinkan diperbesar hingga **100 mm**

Jarak bersih tulangan tekan dan tarik 456 mm

$$\text{Area tulangan hoop yang dibutuhkan } 100 \times 2,5515 = 255,15 \text{ mm}^2$$

Dicoba digunakan 4D16 yang pertama **50 mm** dibawah tulangan atas .

$$Ash = 803,84 \text{ mm}^2 > 255,15 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Jadi digunakan **4D16–150 mm**

- d. Perhitungan geser di joint

$$M_{pr1} = 1265,42 \text{ kN}$$

$$M_{pr2} = 715 \text{ kN}$$

$$M_e = (M_{pr1} + M_{pr2}) \times DF = 990,226 \text{ kN}$$

$$V_{sway} \text{ (geser total pada kolom atas), } L_n = 2,3 \text{ m}$$

$$V_{sway} = (990,226 + 990,226)/2,3 \text{ m} \\ = 861 \text{ kN}$$

dibagian lapis atas balok dipakai tulangan dengan $A_s 3925 \text{ mm}^2$ gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kiri $T_1 = 1,25 A_s \cdot f_y = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tekan yang bekerja pada balok kiri $C_1 = T_1 = 1962,5 \text{ kN}$

gaya tarik yang terjadi di baja tulangan balok di bagaian kanan T2 = 1962,5 kN

gaya tekan yang bekerja pada balok kanan C2=T2 = 1962,5 kN

$$\begin{aligned} V_u &= V_i = V_{\text{sway}} - T1 - C2 \\ &= 861 - 1962,5 - 1962,5 \\ &= 3063,9 \text{ kN (ke arah Kiri)} \end{aligned}$$

kuat geser nominal ke empat sisi

$$\begin{aligned} V_n &= 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j \\ &= 5430,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n = 4073,22 \text{ kN} > 3063,9 \text{ kN (OK)}$$

Tabel 7. 10 Rekap Penulangan Logitudinal Kolom

Kolom	dimensi		logitudinal reinforcement			ratio	
	b (mm)	h (mm)	db(mm)	top-bott	side	n	1% - 6%
K1000/1500	1000	1500	32	8	12	40	2,18%
K900/1300	900	1300	29	8	10	36	1,98 %
K600/900	600	900	25	6	8	28	2,64%
K600/600	600	600	29	6	8	28	5,02%

Tabel 7. 11 Rekap *Confinement* Kolom

Kolom	<i>Confinement</i>			<i>Lap splices</i>
	Lo (mm)	sendi Plastis	Luar S.plastis	(mm)
K1000/1500	1500	6D16 - 100	6D16 - 150	1660
K900/1300	1300	4D16 - 100	4D16 - 150	1510
K600/900	900	4D16 - 100	4D16 - 150	1300
K600/600	600	4D16-100	4D16-150	1300

7.4 Perencanaan Dinding Geser

Seluruh dinding geser menahan 75% gaya gempa yang disalurkan ke struktur bangunan. Perencanaan dinding geser untuk menahan bidang geser dan momen lentur akibat gempa

7.4.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 400 mm
Panjang dinding	: 10000 mm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d	: 352 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 3000 mm
Tinggi total	: 101 m
δ	: 264 mm
I	: $3,333 \times 10^{13} \text{ mm}^4$
Y	: 5000 mm
Ac	: 4000000 mm^2

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu :

Gaya aksial	: 105655 KN
Momen	: 474315 KN.m
Gaya geser	: 14770 KN

7.4.2 kontrol ketebalan minimum dinding geser

menurut SNI 2847 : 2013 Psl. 14.5.3, Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $400 \text{ mm} \geq H / 25 = 3000 / 25 = 120 \text{ mm}$ (**OK**)
2. $400 \text{ mm} \geq L / 25 = 10000 / 25 = 400 \text{ mm}$ (**OK**)

7.4.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'_c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'_c}$$

$$14770 \text{ KN} < 0.83 (300 \times 4000) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$14770 \text{ KN} < 22271,2 \text{ KN (OK)}$$

7.4.4 Penulangan Geser Shearwall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 2847:2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu:

- a. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$Vu < 0.17 \times 300 \times 4000 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$14770 \text{ KN} > 4561,58 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- b. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
 $400 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$

Berdasarkan peraturan SNI 2847:2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Pasal 21.9.2.1 SNI beton 2847 2013 mengharuskan bahwa untuk dinding struktural , rasio tulangan logitudinal dan tranversal minimum adalah 0,0025 dan spasi maksimum 450 mm kecuali $V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$ dapat direduksi sesuai dengan ketentuan pasal 14.3

$$Vu < \emptyset Vn$$

$$Vn = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{61,4}{4} = 15,35 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 100 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 100} = 0,01006$$

$$V_n = 4000000 \times [0.17\sqrt{45} + 0.01596 \times 420]$$

$$0,75 V_n = 15489,8 \text{ KN} > V_u = 14770 \text{ KN (OK)}$$

Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{252 \times 100} = 0,01596 > 0,0025$$

Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{5} = 600 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$s \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{L_w}{3} = 3333,33 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$s \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'c$. SNI 2847:2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{y \cdot Mu}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{474315 \times 10^6 \cdot 5000}{\frac{1}{12} \times 400 \times 10000^3} + \frac{105655 \times 10^3}{4000000} > 0.2 \times 45$$

$$97,5 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa} \text{ (Butuh Komponen Batas)}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (Displacement Method) dimana element pembatas diperlukan apabila :

Nilai δ_u adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

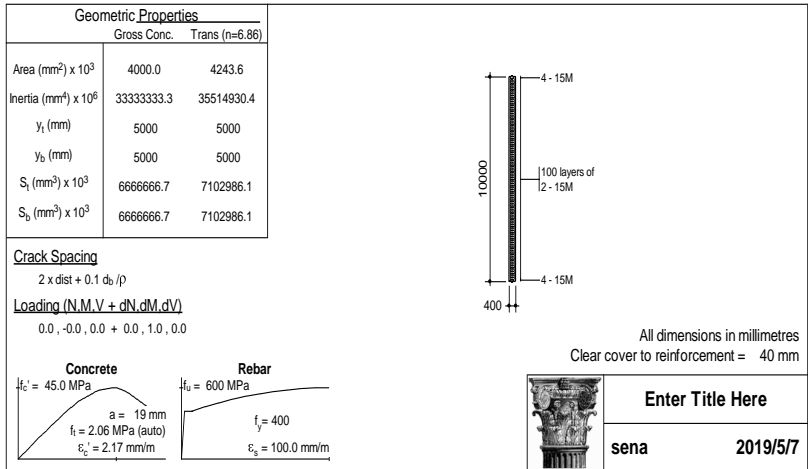
$$c > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta_u}{hw} \right)} ; \frac{\delta_u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{hw} = \frac{271}{101000} = 0.00107 < 0.007$$

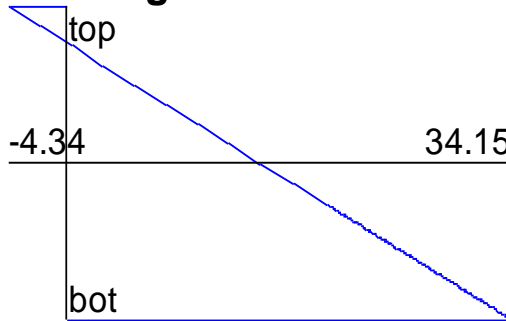
$$\frac{\delta_u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600 \left(\frac{\delta_u}{hw} \right)} = \frac{10000}{600 (0.007)} = 2380,95 \text{ mm}$$

Berdasarkan hasil dari *leg section analysis* dengan perangkat lunak Respon-2000 pada Gambar 7.7 diperoleh nilai $C = 1250 \text{ mm}$ dapat dilihat pada gambar dibawah maka dengan pendekatan regangan shear wall tidak membutuhkan *spesial boundary element* karena $2380,95 >$ dari 1250 mm .



Longitudinal Strain



Gambar 7. 7 Pengecekan *Spesial Boundary Element*

Berdasarkan 2 syarat diatas salah satu syarat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.11w)$ dan $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 1250 - 0.1(10000) = 250 \text{ mm}$

- $C/2 = 1250/2 = 625$ mm (menentukan)

Dengan demikian dipilih panjang c adalah **625 mm** dari serat tekan terluar sehingga panjang boundary element **1875 mm**

7.4.5 Tulangan Logitudinal dan Tranversal di *Special Boundary Element*

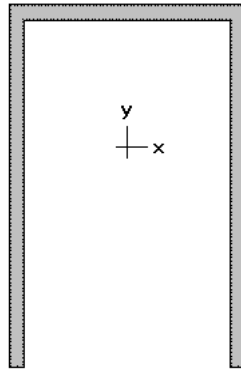
- Tulangan Logitudinal
Dipasang 12D25 dan 30D16, berdasarkan UBC rasio tulangan logitudinal minimum pada komponen batas kusus ditetapkan tidak kutang dari 0,5%.
Ratio tulangan 2,71% > 0,5% jadi tulangan logitudinal yang terpasang sudah memenuhi syarat
- Tulangan *confinement* pada *special boundary element*
Gunakan *hoop* D16
Spasi maksimum di tentukan oleh yang terkecil dari :

$\frac{1}{4}$ panjang sisi terpendek	: 100 mm
6 x db logitudinal	: 304 mm
Atau S_x , tidak lebih kecil dari 100	: 149 mm

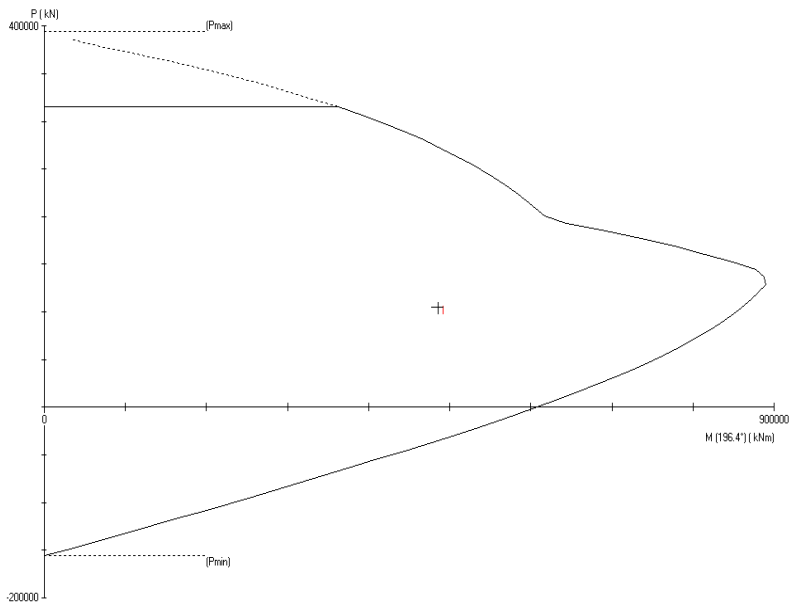
 Dipakai **D16 spasi 100**

7.4.6 Pengecekan Tulangan Dengan SpColumn

Dinding struktur berfungsi sama seperti kolom yaitu untuk menahan gaya-gaya yang bekerja secara lateral khususnya, maka dari itu dalam perhitungan dinding geser ini menggunakan program bantu spColumn (Gambar 7.8). Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Hasil dari analisa spColumn (Gambar 7.9) adalah sebagai berikut:



Gambar 7. 8 Potongan Melintang Shear Wall



Gambar 7. 9 Output SpColumn arah X ($M_u < \phi M_n$.)

BAB VIII

STRUKTUR UTAMA PRATEKAN

8.1 Umum

Perencanaan beton pratekan dilakukan pada lantai atap gedung. Sehingga jumlah balok pratekan yang terdapat dalam modifikasi perencanaan gedung ini adalah 3 balok bentang 20,75 m. Pada perencanaan ini metode yang digunakan pada balok pratekan adalah metode pasca tarik (*post-tension*). Dan metode pengecoran yang digunakan adalah monolit dengan kolom.

Berdasarkan SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, tendon prategang diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Maka konstruksi beton prategang ini didesain menerima gaya gravitasi dan 25% beban gempa.

8.2 Data dan Perencanaan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada ruang seminar :

- Panjang bentang = 20,75 meter
- Dimensi balok pratekan = 60/100 cm
- f_c = 45 MPa (beton pratekan)
- f_c = 45 MPa (pelat lantai)
- d' (jarak serat terluar tarik hingga titik berat tendon) = 10 cm

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) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6$ MPa
- $t_f = 14$ cm
- jarak antar balok pretekan = 5,5 m

8.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), maka digunakan bebearapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 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 :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{20,75}{4} = 5,1875 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,5(L - b) = 0,5(20,75 - 0,6) = 10,075 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 60 + (8 \times 14) = 1,72 \text{ cm} = 1,72 \text{ m}$$

8.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan 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 angkut. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0.70 f_{pu}$ (SNI 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 :

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :
 - Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 39,6 = 23,76 \text{ MPa}$$
 - Tegangan tarik terluar direncanakan untuk dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas C :

$$\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f'_c} \text{ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)}$$

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{39,6} = 3,15 \text{ MPa}$$
 - Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0.70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)

$$\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 39,6 = 27,72 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(1/2) \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)

$$\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 3,15 \text{ MPa}$$

b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)

$$\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 45 = 20,25 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)

$$\begin{aligned} \text{Kelas U} &= ft \leq 0,62\sqrt{f'_c} \\ &= ft \leq 0,62\sqrt{45} \\ &= ft \leq 4,16 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas T} &= 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c} \\ &= 0,62\sqrt{45} < ft \leq \sqrt{45} \\ &= 4,16 < ft \leq 6,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kelas C} &= ft > \sqrt{f'_c} \\ &= ft > \sqrt{45} \\ &= ft > 6,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

kali ini beton diijinkan tarik berdasarkan kelas T dengan tegangan ijin tarik sebesar $0,7\sqrt{f'_c} = 4.69 \text{ Mpa}$

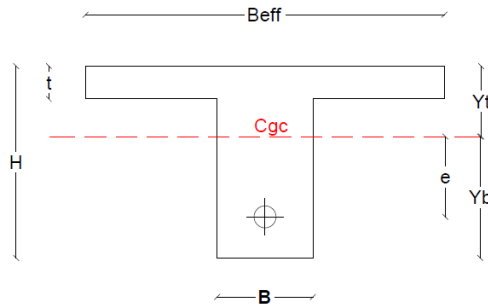
Dimana :

- 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 prtekan awal, MPa
- f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, Mpa

8.5 Analisa Penampang Global

Penampang balok pratekan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Pengecoran pelat selebar B efektif pada

Gambar 8.1 dilakukan secara bersamaan dengan balok prategang sehingga mutu bahan antara pelat dan balok pratekan sama,



Gambar 8. 1 Penampang Balok Pratekan

$$A_{pelat} = b_e \times t_f = 172 \times 11 = 2408 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = b \times (h-t_f) = 60 \times (100-14) = 5160 \text{ cm}^2 +$$

$$A_{total} = 7568 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang alok sebagai berikut :

$$c = (h-t_f)/2 + t_f = 57 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{pelat} \times \frac{t_f}{2} \right) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}}$$

$$y_t = 41,1 \text{ cm}$$

$$y_b = c_gc = 100 - 41,1 = 58,9 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - t_f/2 = 34,1 \text{ cm}$$

$$d_p = y_b - \frac{h-t_f}{2} = 58,9 - \frac{100-14}{2} = 15,9 \text{ cm}$$

Nilai I_t didapat sebagai berikut :

$$I = \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d b^2) + \frac{1}{12} \frac{b e}{n} t f^3 + (A_{pelat} \times d t^2)$$

$$= 7324156 \text{ cm}^4$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} \quad \text{dan} \quad K_b = \frac{W_t}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I}{y_t} \quad \text{dan} \quad W_b = \frac{I}{y_b}$$

Keterangan :

$$K_t = \text{kern atas} \quad I = \text{momen inersia}$$

$$K_b = \text{kern bawah}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{7324156 \text{ cm}^4}{41,1 \text{ cm}} = 178242,34 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{7324156 \text{ cm}^4}{58,9 \text{ cm}} = 124330 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{124330 \text{ cm}^3}{7568 \text{ cm}^2} = 16,428 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{65042,53 \text{ cm}^3}{7568 \text{ cm}^2} = 23,552 \text{ cm}$$

8.6 Kontrol Gaya Prategang

Pada perencanaan struktur balok pratekan gedung 88 avenue ini, gaya pratekan awal (F_0) direncanakan sebesar 3000 kN. Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan

Direncanakan eksentrisitas sebagai berikut :

Eksentrisitas di tumpuan = 150 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas di tengah bentang = 470 mm (dibawah cgc)

Ada pun output hasil analisa struktu dengan kombinasi 1D

Momen tumpuan kiri = -740 kN m

Momen lapangan = 994 kN m

Momen tumpuan kanan = -740 kNm

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah bentang)

- Serat atas

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$3,15 \geq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times 470}{178242340} - \frac{994000000}{178242340}$$

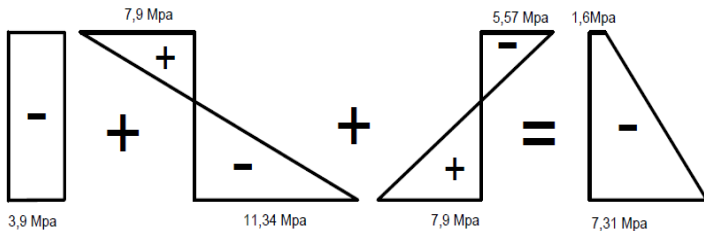
$$3,15 \text{ Mpa} \geq -1,6 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000 \times 470}{124330000} + \frac{994000000}{124330000}$$

$$-23,76 \text{ Mpa} \leq -7,13 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 2 Tegangan Tengah Bentang saat Transfer

Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_g}{W_t}$$

$$-27,72 \leq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000(150)}{178242340} + \frac{740000000}{178242340}$$

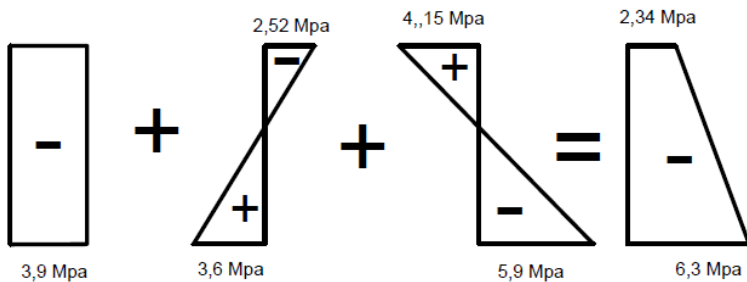
$$-27,72 \leq -2,34 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times (150)}{124330000} - \frac{740000000}{124330000}$$

$$3,15 \geq -6,3 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 3 Tegangan Tumpuan saat Tranfer

Output analisa struktur dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -929 kNm

Momen lapangan = 1246 kNm

Momen tumpuan kanan = -929 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah bentang)

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan prategang (asumsi kehilangan sebesar 20%)

- Serat atas

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2400000}{756800} + \frac{2400000 \times 470}{178242340} - \frac{1246000000}{178242340}$$

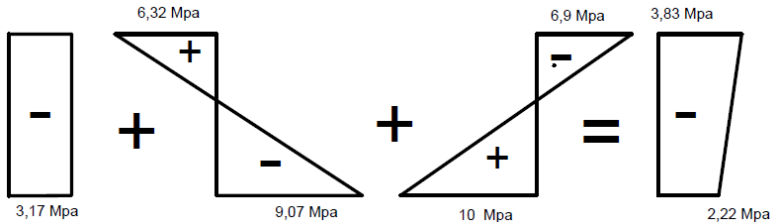
$$-20,25 \text{ Mpa} \leq -3,83 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$4,69 \geq -\frac{3000000}{756800} - \frac{3000000 \times 470}{124330000} + \frac{1246000000}{124330000}$$

$$4,69 \text{ Mpa} \geq -2,22 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 4 Tegangan di Tengah Bentang saat Beban Layan

Kondisi saat beban layan gaya prategang (Tumpuan)

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan prategang (asumsi kehilangan sebesar 20%)

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_a} + \frac{M_g}{W_a}$$

$$4,69 \geq -\frac{2400000}{756800} - \frac{2400000(150)}{178242340} + \frac{929000000}{178242340}$$

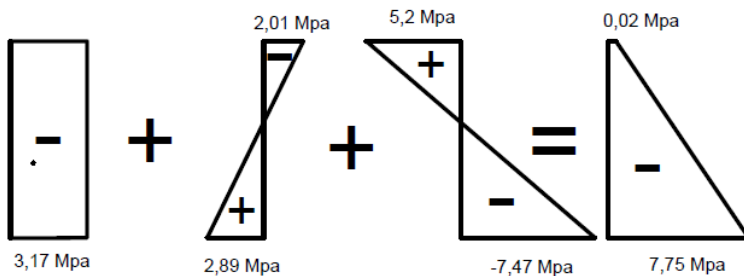
$$4,69 \geq 0,021 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$20,25 \leq -\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times (150)}{124330000} - \frac{929000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -7,75 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 5 Tegangan di Tumpuan saat Beban Layan

8.7 Penentuan Tendon Yang Digunakan

Pada lantai atap digunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved).

$$f_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{pertu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{3000000}{1395} = 2150,54 \text{ mm}^2$$

Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-19
- Jumlah strand : 18
- *Minimum breaking load* : 3310 kN
- Diameter strand : 12,7 mm

- Jumlah tendon : 1

Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = 1/4 \pi d^2 n = 1/4 \pi 12,7^2 \times 18 = 2280 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena

$$A_{pakai} > A_{perlu} \text{ (OK)}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2280} = 1315,69 \text{ Mpa}$$

8.8 Daerah Limit Kabel

Diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton. Tegangan tarik diperbolehkan sebesar tegangan ijin beton prategang sehingga terdapat perluasan daerah limit kabel dengan menaikkan atau menurunkan daerah limit sesuai dengan rumus di bawah ini:

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{F_o}$$

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

ft' = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

fb' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban kerja

F = gaya prategang efektif

F_o = gaya prategang awal

kt = kern atas

kb = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel. Layout tendon dan limit kabel dapat di lihat pada Gambar 8.6

Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (F_e).

Data :

L	= 20,75 m
Fo	= 3000 kN
Fe	= 2278 kN
e tumpuan	= 15 cm
e lapangan	= 47 cm
fokus	= 62 cm
yt	= 41 cm
yb	= 58,9 cm

Momen pada koordinat x=0 pada balok arah memanjang

$$a1 \text{ (atas)} = \frac{M \text{ max}}{Fe} = \frac{-855}{2278} = -0,375 \text{ m} = -375 \text{ mm}$$

$$kt = \frac{Wb}{A} = 16,428 \text{ mm}$$

$$fb' = 4,96 \text{ MPa}$$

$$et = \frac{fb' \times A \times kt}{F} = 255,5 \text{ mm}$$

Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (Fo).

Momen pada koordinat x=0 pada balok arah memanjang

$$a2 \text{ (bawah)} = \frac{M \text{ min}}{Fo} = \frac{-722}{3000} = 0,24 \text{ m} = 240 \text{ mm}$$

$$kb = \frac{Wb}{A} = 23,552 \text{ mm}$$

$$ft' = 3,15 \text{ MPa}$$

$$eb = \frac{ft' \times A \times kb}{Fo} = 186 \text{ mm}$$

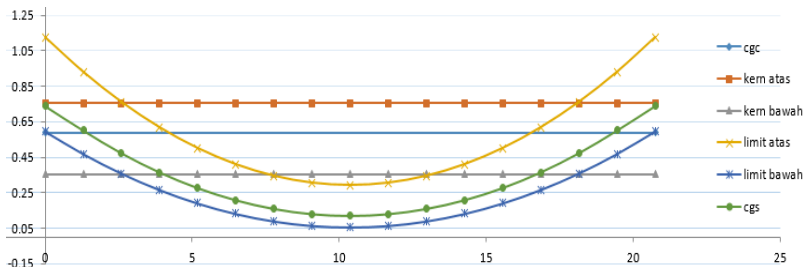
Tabel 8. 1 Perhitungan Limit Kabel

x	Mg	M total	a2	a1
(m)	(kNm)	(kNm)	Mg/f	(Mt/F)
	1D	1D+1L		
0.00	-740.79	-929.849	-0.2469	-0.4087
1.30	-334.141	-419.134	-0.1114	-0.1842
2.59	18.2866	23.4845	0.0061	0.0103
3.89	316.4942	398.0075	0.1055	0.1749
5.19	560.4814	704.4346	0.1868	0.3096
6.48	750.2483	942.7657	0.2501	0.4144
7.78	885.7947	1113.001	0.2953	0.4892

9.08	967.1208	1215.14	0.3224	0.5341
10.38	994.2264	1246	0.3314	0.5477
11.67	967.1117	1215.131	0.3224	0.5341
12.97	885.7766	1112.982	0.2953	0.4892
14.27	750.2211	942.7376	0.2501	0.4144
15.56	560.4452	704.3972	0.1868	0.3096
16.86	316.449	397.9608	0.1055	0.1749
18.16	18.2323	23.4285	0.0061	0.0103
19.45	-334.205	-419.2	-0.111	-0.1843
20.75	-740.862	-929.92	-0.247	-0.4087

Tabel 8. 2 Perhitungan Layout Tendon

Ka	Kb	Limit	Limit		y cgs		x
(m)	(m)	atas	bawah	cgs	act	cgc	(m)
0.753	0.354	1.162	0.600	0.000	0.739	0.589	0.00
0.753	0.354	0.938	0.465	0.145	0.601	0.589	1.30
0.753	0.354	0.743	0.347	0.271	0.473	0.589	2.59
0.753	0.354	0.578	0.248	0.378	0.365	0.589	3.89
0.753	0.354	0.444	0.167	0.465	0.277	0.589	5.19
0.753	0.354	0.339	0.103	0.533	0.208	0.589	6.48
0.753	0.354	0.264	0.058	0.581	0.159	0.589	7.78
0.753	0.354	0.219	0.031	0.610	0.129	0.589	9.08
0.753	0.354	0.206	0.022	0.620	0.119	0.589	10.38
0.753	0.354	0.219	0.031	0.610	0.129	0.589	11.67
0.753	0.354	0.264	0.058	0.581	0.159	0.589	12.97
0.753	0.354	0.339	0.103	0.533	0.208	0.589	14.27
0.753	0.354	0.444	0.167	0.465	0.277	0.589	15.56
0.753	0.354	0.578	0.248	0.378	0.365	0.589	16.86
0.753	0.354	0.743	0.347	0.271	0.473	0.589	18.16
0.753	0.354	0.938	0.465	0.145	0.601	0.589	19.45
0.753	0.354	1.162	0.601	0.000	0.739	0.589	20.75



Gambar 8. 6 Limit Kabel dan *Layout* Tendon

8.9 Perhitungan Kehilangan Gaya Pratekan

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

8.9.1 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 :

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengankuran/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya pratekan dialihkan ke anker.

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat pengankuran. Cek apakah kehilangan pratekan akibat pengankuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000$ MPa

$g = 2,5$ mm

$f_{pakai} = 1315,69$ MPa

$\mu = 0,15$ (wire strand tendon)

$K = 0,0016$ (wire strand tendon)

$f = 620$ mm

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8f/L$) = 0,239

$L = 10750$ mm

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 239,91$ mm . Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan $x < L/2$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 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 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 :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$F_{pf} = 3000 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0,15$ (wire strand tendon)

$K = 0,0016$ (wire strand tendon)

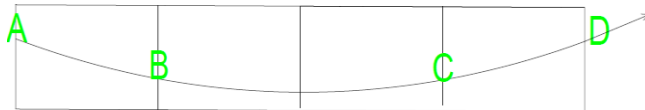
$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) = 0,239

$L = 20750$ mm

Tabel 8. 3 Koefisien Wobble Effect

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheathing: -Wire tendon -7-wires strand -High-strength bars	0.0010-0.0015 0.0005-0.0020 0.0001-0.0006	0.0033-0.0049 0.0016-0.0066 0.0003-0.0020	0.15-0.25 0.15-0.25 0.08-0.30
Tendon in Rigid Metal Duct 7-wires strand	0.0002	0.00066	0.15-0.25
Pregreased tendons Wire tendons and 7-wire strand	0.0003-0.0020	0.0010-0.0066	0.05-0.15
Mastic-Coated Tendons Wire tendons and 7-wire strand	0.0010-0.0020	0.0033-0.0066	0.05-0.15

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan dari A ke D seperti Gambar 8.7



Gambar 8. 7 Kehilangan akibat Gesekan

Tabel 8. 4 Perhitungan Kehilangan akibat Gesekan

Segmen	L	KL	α	$m\alpha$	$KL+m\alpha$	$e^{-(KL+m\alpha)}$	Tegangan	
AB	5.2	0,008 3	0	0	0,0083	0,9917	0.9917	Fo
BC	10. 4	0,016 6	0.23 9	0,035	0.5245	0.9489	0.9410	Fo
CD	5.2	0,008 3	0	0	0,0083	0,9917	0.9332	Fo

$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan akibat gesekan} &= 100\% - 0,933 \times 100\% \\ &= 6,67\% \end{aligned}$$

4. Kehilangan akibat Kekangan Kolom

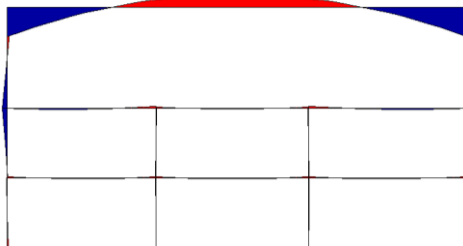
Konstruksi beton pratekan dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan pratekan akibat kekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom

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 (Gambar 8.8) 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.

Dapat di hitung kehilangan yang terjadi akibat gaya prategang ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h}$$



Gambar 8. 8 Gambar Momen pada Kolom akibat Gaya Prategang

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

$$M_B = 100,9 \text{ KNm}$$

$$M_A = -100,35 \text{ KNm}$$

$$\Delta P = \frac{(100,9 - (-100,35))}{4,3} = 46802 \text{ N}$$

$$\Delta f_p = \frac{46802}{2280,18} = 20,53 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_p = \frac{20,53}{1315,69} = 1,56\%$$

8.9.2 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 sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat rangkai :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 2$ untuk metode pra-tarik

$= 1.6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal pratekan

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e_{lap} \times e_{lap}}{W_b \times y} \right)$$

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{3000000}{756800} + \frac{3000000 \times 470 \times 470}{124330000 \times 589} \right) = 13 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{M_g \times e}{W_b \times y} \right) = \left(\frac{994226400 \times 470}{124330000 \times 589} \right) = 5,72 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 73,99 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{82,52}{1315,69} = 5,62\%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,06(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Surabaya)

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{756800}{5440} = 13,91 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,343$$

$$SH = 1,9 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{1,9}{1105,18} = 0,14 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$K_{re} = 138 \text{ MPa}$ (*strand stress relieved*)

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1315,69}{1860} = 0,7, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai}$$

berikut

$$C = 1$$

$$RE = [138 - 0,15(1,9 + 5,62 + 0)] \times 1 = 126,62 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah:

$$\Delta f_{re} = \frac{126,62}{1315,69} = 9,62\%$$

Total kehilangan pratekan ialah

$$6,67 + 1,56 + 5,62 + 0,13 + 9,62 = 23,61 = 24\%$$

Gaya efektif

$$F = (100 - 23,61)\% \times 3000 \text{ kN} \\ = 2291 \text{ kN}$$

8.10 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan Kontrol Akibat Beban Layan

a. Kontrol akibat beban layan

Ada output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -929 kNm

Momen lapangan = 1246 kNm

Momen tumpuan kanan = -929 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times 470}{178242340} - \frac{1246000000}{178242340}$$

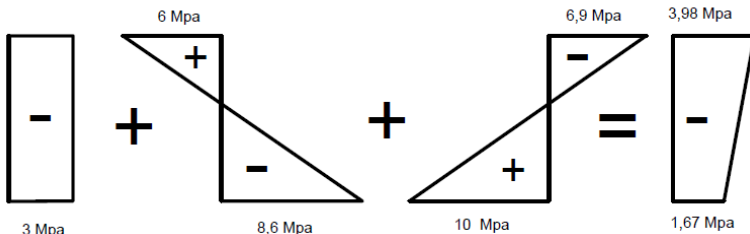
$$-20,25 \leq -3,98 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 470}{124330000} + \frac{1246000000}{124330000}$$

$$4,696 \geq -1,67, \text{MPa (OK)}$$



Gambar 8. 9 Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{929000000}{178242340}$$

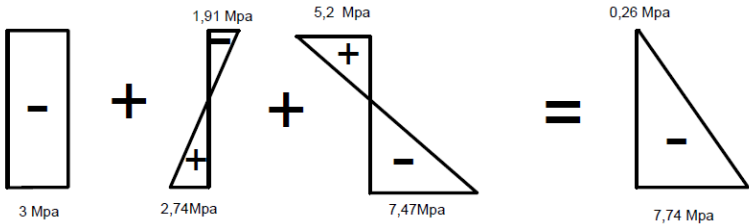
$$4,696 \geq 0,26 \text{ Mpa (OK)}$$

• Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times 150}{124330000} - \frac{855000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -7,74 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 8. 10 Tegangan di Tumpuan Setelah Kehilangan

b. Kontrol terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5 yaitu

(a) Prategang rata-rata, f_{pc} , yang dihitung untuk luas yang sama dengan dimensi penampang komponen struktur terkecil yang dikalikan dengan dimensi penampang tegak lurus

tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari **3,5 MPa dan $\frac{f'_c}{10}$** .

Dimana:

$\frac{f'_c}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ MPa}$ dan 3,5 MPa, maka diambil nilai 3,5 MPa

Dengan didapatkan f_{pc} sebesar $-3,01 \text{ MPa} < -3,5 \text{ MPa}$

(OK).

c. Kontrol Gaya Pratekan Akibat Gempa

Ketika terjadi gempa dan beban hidup maksimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L+ 1 Rs Y

Momen tumpuan (-) = -1357 kNm

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{1357700000}{178242340}$$

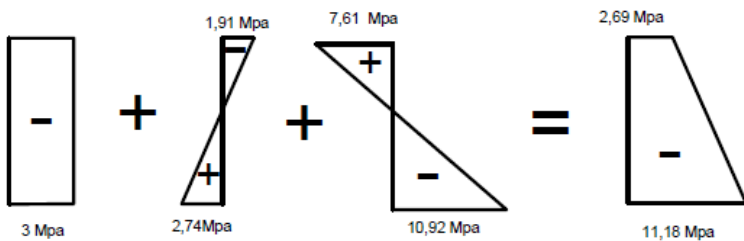
$$4,696 \geq 2,69 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times (150)}{124330000} - \frac{1357700000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -11,18 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 11 Tegangan akibat Gempa D+L+Rs

Ketika terjadi gempa dan beban hidup minimum output dari ETABS dengan kombinasi 1D+0,5L+ 1 Rs Y
Momen Tumpuan (-508 kNm)

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{508000000}{178242340}$$

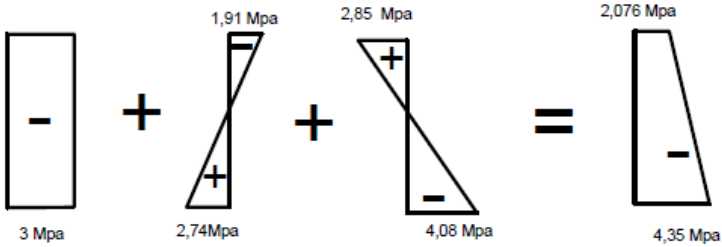
$$4,696 \geq -2,1 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2291628}{756800} + \frac{2291628 \times (150)}{124330000} - \frac{508000000}{124330000}$$

$$-20,25 \leq -4,35 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 8. 12 Tegangan akibat Gempa 0,5 Beban Hidup

Kontrol lentur yang dilakukan terhadap beton pratekan sudah memenuhi syarat, baik saat sebelum atau sesudah kehilangan pratekan dengan F_o sebesar 3000 kN

8.11 Kontrol Lentutan

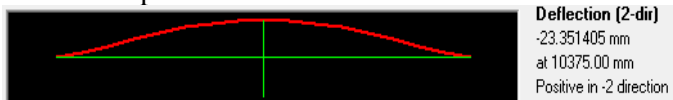
Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lendutan yang diijinkan menurut SNI adalah sebagai berikut (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{20750}{480} = 43,22 \text{ mm}$$

8.11.1 Lendutan saat Jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon (T)

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

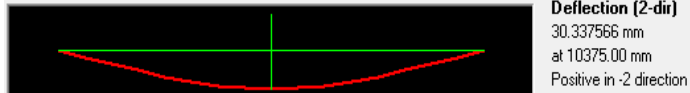


Gambar 8. 13 Lendutan akibat Tendon

$$\Delta l_{po} = 23,3 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat berat sendiri (D)

Dalam perhitungan lendutan saat transfer/jacking pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, dan pelat, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar



Gambar 8. 14 Lendutan akibat Berat Sendiri

$$\Delta l_{qt} = 30,3 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = - 23,3 + 30,3 = 7 \text{ mm} (\downarrow)$$

$$f < f_{ijin}$$

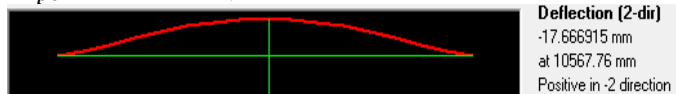
$$7 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm (OK)}$$

8.11.2 Lendutan saat Beban Layan

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{po} = 17,67 \text{ mm } (\uparrow)$$

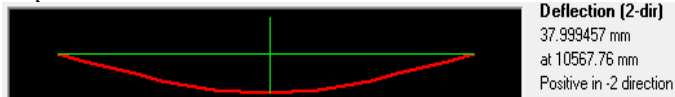


Gambar 8. 15 Lendutan akibat Tekanan Tendon saat Layan

2. Lendutan akibat berat sendiri

Dalam perhitungan lendutan saat beban layan pada portal merupakan akibat berat sendiri balok pratekan, pelat, dan beban hidup, maka analisa lendutan yang dilakukan ialah sebagai kesatuan portal sehingga nilai lendutan didapat langsung dari analisa SAP2000. Berdasarkan output SAP 2000 lendutan akibat tendon didapatkan sebesar

$$\Delta l_{qt} = 37,9 \text{ mm } (\downarrow)$$



Gambar 8. 16 Lendutan akibat Berat Sendiri saat Beban Layan

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = -17,6 + 37,9 = 20,3 \text{ mm} (\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 20,3 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm (OK)}$$

Dengan kontrol lendutan di lantai atap maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

8.12 Perencanaan Tulangan Lunak

Selain itu telah dijelaskan bahwa menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari seperempat kekuatan lentur positif atau negatif di penampang kritis pada daerah sendi plastis dan harus diangkur pada atau melewati muka eksterior joint.

Tumpuan

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 2280,18 \text{ mm}^2$$

$$d = 739 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 45 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_p = 0,55$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,729$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$ dapat diambil tidak kurang dari 0,17

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} = 1621,3 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2280,18 \times 1621,3 = 3696896 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3696896}{0,85 \cdot 45 \cdot 6000} = 161 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 3696896 \times (739 - 161/2) \times 10^{-6} \\ = 2434558785 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 2191 \text{ kNm}$$

$$25\% \phi M_n = 25\% \times 2191 \text{ kNm} = 548 \text{ kNm}$$

$$\text{Mu akibat gempa maks} = 1490 \text{ kNm}$$

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak

$$\text{Mu-}25\% \phi M_n = 1490 - 548 = 942 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 942 kNm

8.12.1 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mu = 942 kNm
- Mutu beton : 45 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 60/100 cm
- Dimensi kolom : 60/60 cm
- Panjang balok : 20,75 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm
- $d = 1000 - 40 - 13 - 25/2 = 934,5 \text{ mm}$

8.12.2 Penulangan Lentur

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,729$$

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{Mu}{\emptyset f_y x j d} = \frac{942000000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 934,5} \\ &= 3294,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dicoba 8 D25, $A_s = 3925 \text{ mm}^2$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d = 934,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{2943 \times 400}{0,85 \times 35 \times 600} = 68 \text{ mm}$$

$$0,9M_n = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a}$$

$$= \frac{0,9 \times 2943 \times 400}{934,5 - 0,5 \times 51} = 1272 \text{ kNm} > Mu \text{ (OK)}$$

b.) Cek A_s minimum

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \sqrt{f'c} \frac{bw \times d}{4f_y} = \sqrt{35} \frac{400 \times 934,5}{4 \times 400} \\ &= 2350,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tapi tidak boleh kurang dari $\frac{1,4 \cdot bw \times d}{f_y} = 1962 \text{ mm}^2$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

c.) Cek ratio tulangan $\rho = \frac{A_s}{bw \times d} = 0,007$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,729 \times 45}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,041$$

$$0,75 \rho_b = 0,031$$

Batas tulangan maksimum SNI pasal 21.5.2.1 adalah 0,025

(OK) $\rho < \rho_b$ dan $\rho < 0,025$ syarat tulangan maksimum terpenuhi

d.) cek apakah penampang *tension controlled*

$$d_t = 1000 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$d_t = 934,5 \text{ mm}$$

$$a/d_t = \frac{68}{934,5} = 0,073$$

$$a_{tcl}/d_t = 0,375 \beta_1$$

$$= 0,27$$

(OK) $a/d_t < a_{tcl}/d_t$, desain tulangan *under-reinforced*

e.) Digunakan 8 D25 dipasang 1 lapis dengan spasi bersih 40 mm (>25mm) dan tulangan bawah digunakan 5D25

OK, syarat spasi bersih minimum terpenuhi

Perhitungan Tulangan lentur di lapangan digunakan 2D25 pada atas dan bawah balok

8.12.3 Penulangan Geser

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

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.3 : gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e 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:

$$M_{pr} = A_s (1,25x f_y) x \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 8. 5 Momen Probable

Gempa	Tanda	Tulangan (n)	Diameter (mm)
gempa kanan	+	6	25

	-	3	25
gempa kiri	+	6	25
	-	3	25

Hitung Mpr

a.) kapasitas momen ujung ujung balok bila struktur bergoyang ke kanan

karena detailing panampang di kedua ujung balok identik maka,

Kondisi 1 = kondisi 2

$$\begin{aligned} Apr &= \frac{(As) \cdot fy \cdot 1,25}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{3925 \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 45.600} = 85,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr_1 &= (As \times 1,25fy) (d - a/2) \\ &= 1750 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kanan)

Kondisi 3 = kondisi 4

$$\begin{aligned} Apr &= \frac{As \cdot fy \cdot 1,25}{0,85 \cdot fc' \cdot b} \\ &= \frac{(2453) \cdot 400 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 45.600} = 53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mpr_3 &= (As \times 1,25fy) (d - a/2) \\ &= 1113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

(Searah jarum jam di muka kolom kiri)

Diagram geser $V_u = 506 \text{ kN}$

a.) Struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (Mpr_1 + Mpr_3) / l_n \\ &= (1750 + 1113) / 20,75 \\ &= 137 \text{ kN} \end{aligned}$$

b.) Struktur bergoyang ke kiri

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (Mpr_2 + Mpr_4) / l_n \\ &= (1750 + 1113) / 20,75 \\ &= 137 \text{ kN} \end{aligned}$$

total reaksi geser di ujung kanan balok = $V_u + 137 = 643,9 \text{ kN}$

total reaksi geser di ujung kiri balok = $V_u - 137 = 368 \text{ kN}$

Muka kolom kiri

$$V_u \text{ maks} = 643,9 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{45} \times 600 \times 934,5 \\
 &= 626 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

0,75 (faktor reduksi beban torsi)

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u / 0,75 - V_c \\
 &= 858,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ maks} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{45} \times 600 \times 934,5 \\
 &= 2507,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_s < V_s \text{ maks}$ (**OK**)

Coba sengkang D16 3 kaki

$$A_v = 402,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$S = 175 \text{ mm (Dipakia 100 mm)}$$

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

$$= 1503 \text{ kN} > 858,5 \text{ kN (OK)}$$

SNI 21.5.3.1 diperlukan hoops di sepanjang 2h (2000 mm) dari muka kolom

SNI 21.5.3.2 hoop pertama dipasang 50 mm

berikutnya dipasang spasi terkecil diantara:

$$d/4 = 150,5 \text{ mm}$$

$$6d_b = 150 \text{ mm}$$

150mm

Tetapi tidak perlu kurang dari 100 mm, dengan demikian maka digunakan sengkang tertutup **D16 2 kaki** dengan jarak **100 mm** pada daerah sendi plastis.

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

$$= 301 \text{ mm}$$

Muka kolom kanan

Sama dengan muka kolom kiri digunakan sengkang tertutup **D16 2kaki** dengan jarak **100 mm**

Ujung Zona sendi plastis

gaya geser maksimum di ujung sendi plastis 2h adalah 455 kN pada Zona ini kontribusi V_c diperhitungkan

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\
 &= 626 \text{ kN} > 455 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beton cukup menahan geser untuk praktisnya digunakan sengkang **2 kaki D16** jarak **200 mm**

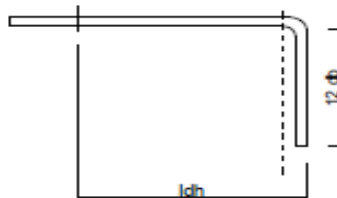
Lap splicing untuk bentang menerus

SNI 21.5.2.1 setidaknya ada 2 baja tulangan yang di buat kontiu di bagian atas dan bawah penampang

Panjang Penyaluran Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.5.1 panjang penyaluran l_{dh} Gambar 8.17 untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah

$$\begin{aligned}
 l_{dh} > 8d_b &= 200 \text{ mm} \\
 l_{dh} > 150 \text{ mm} &= 150 \text{ mm} \\
 l_{dh} > 0,24 \times f_y \times d_b / \sqrt{f_c} &= 405 \text{ mm} \\
 \text{Maka dipakai } l_{dh} &= 410 \text{ mm} \\
 \text{Dengan panjang kait } 12d_b &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 8. 17 Penyaluran Tulangan dengan Kait

Cut-off Points

dari diagram momen tulangan untuk momen negatif di ujung ujung balok dapat dipotong di titik dimana tulangan sudah tidak diperlukan lagi

a.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

jumlah tulangan terpasang 8D25

sisa tulangan 2D25

$$a = 17 \text{ mm}$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 327 \text{ kNm}$$

dari etabs dapat diketahui lokasi Momen ultimate ketika 327 kNm yaitu pada jarak 4,2 m

maka, SNI 12.12.3 momen negatif tumpuan harus di tanam melewati titik belok tidak kurang dari:

$$x+d = 5134 \text{ mm}$$

$$x+12db = 4500 \text{ mm}$$

$$l_d (48D) = 1200 \text{ mm}$$

$$x+l_n/16 = 5497 \text{ mm}$$

$$\text{jadi dipakai} = \mathbf{5500 \text{ mm}}$$

b.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

sama dengan muka kolom kanan

c.) tulangan positif

8.12.4 Penulangan Torsi

$$T_u = 88 \text{ kNm}$$

$$V_u = 643 \text{ kN}$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

a.) Perhitungan luas dan keliling penampang

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{cp} &= \text{Luas bruto penampang beton} \\ &= b \times h \end{aligned}$$

$$= 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ } P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$$

$$= 2 \times (b + h)$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \phi_{\text{geser}})$$

$$= 507 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \phi_{\text{geser}})$$

$$= 947 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$$

$$= b_h \times h_h = 480129 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ } P_{oh} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$$

$$= 2 \times (bh + hh) = 2908 \text{ mm}$$

b. Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Perencanaan tulangan torsi berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.1, yaitu pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

ϕ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{600000^2}{2098}\right)$$

$$46000000 \text{ N.mm} < 88000000 \text{ N.mm} \text{ (**Butuh tulangan torsi**)}$$

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 639419 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} &\text{➤ } \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \\ &\quad \sqrt{\left(\frac{643}{600 \times 934,4}\right)^2 + \left(\frac{88000000 \times 2908}{1,7 \times 480129^2}\right)^2} = 1,1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } \phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right) = 4,17 \text{ MPa}$$

$$\text{➤ } 1,1 \leq 4,17 \text{ (OK)}$$

d. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 pada perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 480109 \text{ mm}^2$$

$$\frac{T_u}{\emptyset} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$V_c = 616881 \text{ N}$$

$$V_s = 858666 \text{ N}$$

berdasarkan SNI ps 11.9.9.1

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 2,29 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan geser)}$$

$$\emptyset T_n \geq T_u$$

$$\emptyset T_n = 0,75(88\text{kN})$$

$$= 117333333\text{Nmm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y} = 0,362 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan torsi)}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2 \times \frac{A_t}{s} = 2,29 + (2 \times 0,362) = 3,022 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Pilih tulangan sengkang D16 2kaki

$$A_{(v+t)} = 3,022 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s = 401,92 \text{ mm}^2$$

$$S = A/A_s$$

$$= 132 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai} = 100 \text{ mm}$$

Jadi digunakan **D16 2kaki** sejarak **100**

e. Perhitungan tulangan logitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{A_t}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0,359 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\ &= 1045 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$A_{1\text{min}} = \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right)$$

(A_t/s) luas tulangan 1 kaki maka A_s D13/70 = 0.88

$$= \frac{0,42 \cdot \sqrt{45} \cdot 600000}{400} - 1,327 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right)$$

$$= 368 \text{ mm}^2$$

jika $A_{min} < 0$, maka tidak menentukan torsi didistribusikan ke sisi atas-bawah dan samping kiri-kanan balok. tulangan terpasang

$$\text{atas} = 3925 \text{ mm}^2$$

$$A1/4 = 209 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = 3295 + 209 = 3504 < 3925 \text{ (OK)}$$

$$\text{bawah} = 2453,125 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = 2217 + 209 = 2426 < 2453 \text{ mm}^2$$

Di pasang 1 D25 di kiri dan kanan balok

$$\text{As samping} = 490 > 209 \text{ (OK)}$$

8.12.5 Kontrol Momen Nominal Setelah Adanya Tulangan

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja 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 :

$$C = T$$

$$Eps = 200000 \text{ MPa}$$

$$Fpu = 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Losses} = 24\% F_o = 720 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = (0,74 F_{pu} - \text{losses}) / Eps$$

$$\varepsilon = (0,74 \times 1860 - 729) / 200000$$

$$\varepsilon = 0,0032$$

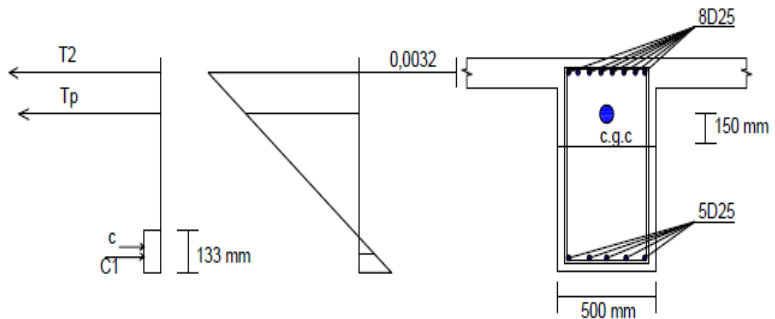
Langkah langkah:

- 1) Asumsikan distribusi regangan dengan mengambil $\varepsilon = 0,003$ dan c sembarang

- 2) hitung $a = \beta_1 \cdot c$ dan tentukan pada masing masing lapis tulangan
- 3) hitung gaya tekan beton pada masing masing lapis tulangan
- 4) cek keseimbangan gaya aksial
- 5) jika belum seimbang , ambil harga c yang baru dan ulangi langkah 2 sampai 5 analisis dianggap selesai jika keseimbangan sudah tercapai . jumlahkan momen akibat gaya dalam yang bekerja

Tumpuan

Dengan iterasi sampai mencapai keseimbangan $C=T$ sehingga didapatkan nilai $c = 183$ maka $a = \beta_1 \cdot c = 133$ mm (Gambar 8.18)



Gambar 8. 18 Penampang Balok Tumpuan

Tabel 8. 6 Iterasi Keseimbangan Gaya Tumpuan

lapisan	y (mm)	ϵ	f_s (mpa)	A_s (mm ²)	F(kN)	C(kN)
tekan						3054
As1	65.5	0.0019	346.6	2453.125	850.27	
AsP	739	-0.006	-1024	2280	-2335	
As2	934.5	-0.012	-400.0	3925	-1570	
total					-3054	3054

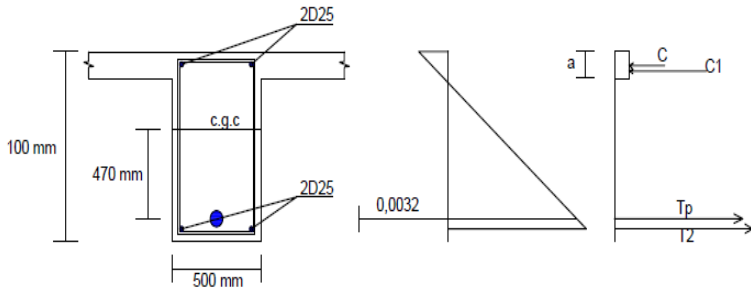
$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 3054\right) + (65,5 \times 850,27) + (-2335 \times 739) \\ + (934,5 \times -1570)$$

$$M_n = 2933 \text{ kNm}$$

$$0,9M_n = 2640 \text{ kNm} > M_u 1490 \text{ kNm (OK)}$$

Lapangan

Dengan iterasi sampai mencapai keseimbangan C=T sehingga didapatkan nilai $c = 91 \text{ mm}$ maka $a = \beta_1 \cdot c = 66,154 \text{ mm}$ (Gambar 8.19)



Gambar 8. 19 Penampang Balok Lapangan

Tabel 8. 7 Iterasi Keseimbangan Gaya pada Lapangan

lapisan	y (mm)	ϵ	f_s (mpa)	A_s (mm ²)	F (kN)	C_c (kN)
tekan						4352
As1	65.5	0.0008	128.9	981.25	126.51	
AsP	900	-0.023	-1792	2280	-4086	
As2	934.5	-0.027	-400	981.25	-392.5	
Total					-4352	4552

$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 4352\right) + (65,5 \times 126,5) + (900 \times -4086) \\ + (934,5 \times -392,5)$$

$$0,9M_n = 3502 \text{ kNm} > M_u 1482 \text{ kNm (OK)}$$

8.12.6 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton pratekan harus memenuhi persyaratan SNI 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 $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik)

Tumpuan

Untuk serat atas tumpuan mengalami tarik

$$\begin{aligned}
 F &= 2277 \text{ kN} \\
 Kb &= 235,5 \text{ mm} \\
 e &= 150 \text{ mm} \\
 wt &= 178242340 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 4,16 \text{ MPa} \\
 \\
 M1 &= F(e+Kb) \\
 &= 2277 (150 +235,5) \\
 &= 878030392 \text{ Nmm} \\
 M2 &= f_r \times Wt \\
 &= 4,16 \times 178242340 \\
 &= 741488134 \text{ Nmm} \\
 M_{cr} &= M1 + M2 \\
 M_{cr} &= 1619518526 \text{ Nmm} \\
 1,2 M_{cr} &= 1943 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &> 1,2 M_{cr} \\
 2640 &> 1943 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lapangan

Untuk serat bawah lapangan mengalami tarik

$$F = 2277 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 K_t &= 164,28 \text{ mm} \\
 e &= 470 \text{ mm} \\
 w_b &= 124330000 \text{ mm}^3 \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} = 4,16 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F(e + K_b) \\
 &= 2277 (470 + 164,28) \\
 &= 1444586836 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_b \\
 &= 4,16 \times 124330000 \\
 &= 517212800 \text{ Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 = 1961799636 \text{ Nmm} \\
 1,2M_{cr} &= 2354,15
 \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 \phi M_u &> 1,2M_{cr} \\
 3502 &> 2354,15 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak di daerah tumpuan dan lapangan maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

8.13 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 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 perhitungan 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 angkut. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkutan global sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal sebagai berikut :

$$\begin{aligned} F_o &= 3000000 \text{ N} \\ P_u &= 1,2 \times F_o \\ &= 1,2 \times 3000000 \text{ N} \\ &= 3600000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkut atau kelompok angkut yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkut atau kelompok angkut yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 265 mm (angkut dengan strand 5-7, VSL tabel)

e = 150 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \left(1 - \frac{265}{1000} \right) = 661500 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1000 - 2 \times 150) = 350 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{661500}{400} = 1653,75 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4 ϕ 13 ($A_v = 265,46 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1653,75}{265,46} = 3,11 \approx 4 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENGAR}}{n} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ mm, diambil } 80 \text{ mm}$$

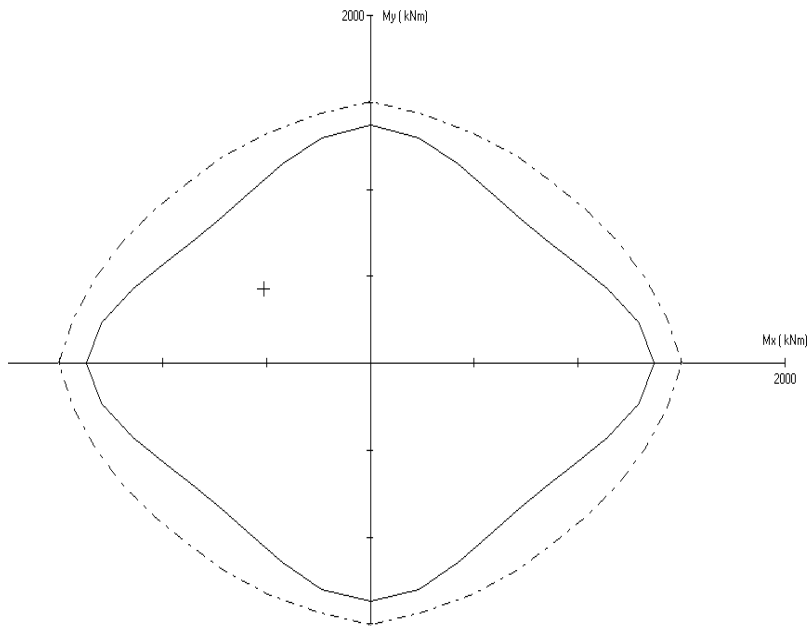
Sehingga dipasang **4D13**, dengan jarak **80 mm**

8.14 Pengecekan Kapasiats Kolom pada Balok Pratekan

Diketahui data perencanaan kolom berdasarkan perhitungan sebelumnya dan beban yang bekerja pada kolom dengan balok pratekan adalah:

Dimensi	:	600 x 600
Tul Longitudinal	:	24 D 25
Tul Transversal	:	4 D 16 – 150 mm
Pu	:	626 kN
Mu + (maks)	:	692 kNm
Mu – (min)	:	-1069 kNm
Mu Tendon +	:	555 kNm
Mu Tendon -	:	-262 kNm
Mu Total	:	-514 kNm dan 430 kNm

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan pengecekan kapasitas kolom menggunakan program bantu Sp collumn dapat dilihat pada Gambar 8.20



Gambar 8. 20 Pengecekan Kapasitas Kolom

Dengan dimensi 600 x 600 kapasitas kolom mampu menahan gaya aksial dan momen akibat balok pratekan .

Kontrol Kuat Storing Kolom Weak Beam

ΣM_c : Jumlah momen nominal (M_{nc}) kolom-kolom yang bertemu di join

ΣM_g : Jumlah momen nominal (M_{nb}) balok-balok yang bertemu di join

Kolom lantai desain

$$\phi P_n = 626 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 1624 \text{ kNm}$$

M_{nb} arah Y

$$\begin{aligned} M_{nb} &= 1216 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 1,2(1216) = 1459 \text{ kN} \\ M_{nb} \text{ arah X} & \\ M_{nb} \text{ kiri} &= 356 \text{ kN} \\ M_{nb} \text{ kanan} &= 275,9 \text{ kN} \\ 1,2 \Sigma M_g &= 758,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kontrol arah Y
Kolom lantai pratekan
 $\emptyset P_n = 626 \text{ kN}$
 $\emptyset M_n = 1624 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$
 $1624 > 1459 \text{ kN (OK)}$

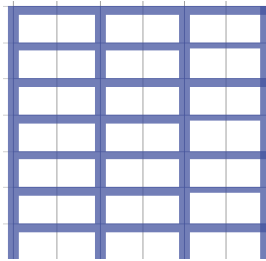
Kontrol arah X
Kolom lantai pratekan
 $\emptyset P_n = 626 \text{ kN}$
 $\emptyset M_n = 1624 \text{ kNm}$
 $\Sigma M_c > 1,2 \Sigma M_g$
 $1624 > 758,3 \text{ kN (OK)}$

Setelah di cek syarat strong kolom weak beam dengan konfigurasi penulangan kolom desain sudah memenuhi

8.15 Metode Pelaksanaan

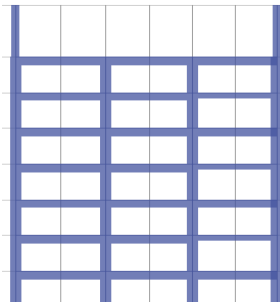
Metode pelaksanaan beton prategang sistem monolit adalah sebagai berikut :

1. Pekerjaan kolom , struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung, karena itu pekerjaan balok prategang dapat dikerjakan setelah kolom berdiri. Dimulai setelah struktur lantai 20 selesai, lalu dilanjutkan dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 20 (*Day 1*)



Gambar 8. 21 Pekerjaan Lantai 20 Selesai

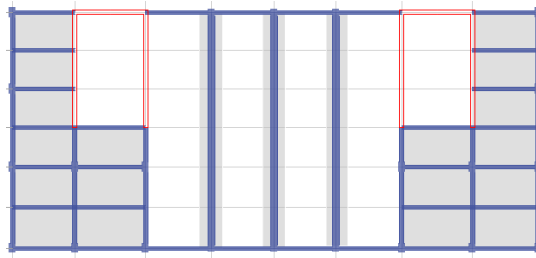
2. Setelah Tulangan Siap dilanjutkan dengan proses pengecoran kolom lantai 20 (*Day2*)



Gambar 8. 22 Pekerjaan Kolom Lantai 20

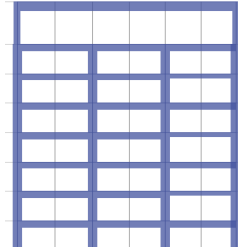
3. Pemasangan bekisting beton pratekan dibuat agak melendut ke atas agar dapat mengimbangi berat beton basah pada saat pengecoran
4. Setelah beton di cor dan cukup umur (*7hari*) dilanjutkan dengan penulangan lunak balok beton prategang berupa penulangan longitudinal dan transversal serta torsi. (*Day9*)
5. Setelah tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan duckting dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan (*Day9*)
6. Dilanjutkan dengan pengecoran balok beton prategang dengan mutu beton $f'c$ 45Mpa. Curing pada beton

prategang dilakukan selama 7hari (*Day10*). karena pekerjaannya dilakukan dengan metode monolit cor ditempat , maka beton langsung di cor, pengecoran ini dapat dilakukan sekaligus dengan pengecoran pelat lantai selebar lebar efektif . Pada saat pengecoran posisi pipa selongsong tendon harus tetap pada posisi yang direncanakan



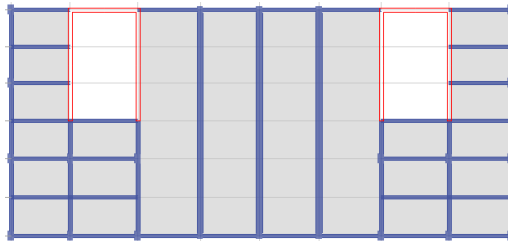
Gambar 8. 23 Pengecoran Balok Pratekan

7. Setelah itu, tendon dimasukkan ke dalam pipa selongsong yang sudah disiapkan.
8. Setelah beton berumur 14 Hari, dilanjutkan dengan pemberian gaya prategang pada balok prategang dimana angkur hidup diletakkan di muka join antara balok-kolom (*Day23*)
9. Kemudian diangkurkan, fungsi angkur untuk menahan tendon agar tidak terjadi slip (penggelinciran) dalam rangka upaya agar beban atau tegangan tarikan tetap bertahan pada tendon.
10. Setelah dilakukan pemberian prategang celah pada ducting tendon prategang di grouting sesuai kebutuhan (*Day23*)



Gambar 8. 24 Balok Pratekan Lantai Atap Selesai

11. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran struktur lainnya seperti pelat dan balok non prategang (*Day 24*)



Gambar 8. 25 Pekerjaan Struktur Lainnya

Estimasi waktu yang dibutuhkan untuk pekerjaan beton prategang lantai atap adalah 24 Hari

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *prestressed concrete spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).

9.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. Beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75 (0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari *joint reaction* ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan

P_{ijin} 1 tiang. Berikut ini adalah output dari joint reaction pada pondasi.

Tabel 9. 1 Beban Pada *Shear Wall* (Tipe 1)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0.82056	2.81171	6728.613	49.7958	0.38389
D+0,7Ey	1.13072	2.82973	7876.169	66.91034	0.50563
D+0,7Ex	1.05319	2.82523	7589.28	62.6317	0.47518
D+0,75L+0,525 Ey	3.9606	446.2155	7236.225	359.5205	4.11049
D+0,75L+0,525 Ex	3.63237	447.3402	4544.78	379.4389	4.26405
D+0,75L	313.2987	162.603	3857.824	185.0857	285.7854
D	218.6005	115.4664	7463.739	171.2775	199.7358
0,6D+0,7Ey	3.25121	311.4938	7944.608	223.8897	2.67088
0,6D+0,7Ex	312.9704	163.7277	6549.269	205.004	285.6318

Tabel 9. 2 Beban Pada Kolom Tepi (Tipe 2)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	1.10285	3.01921	194.2031	0.57067	1.44199
D+0,7Ey	1.42354	3.64409	213.9307	0.10382	1.85298
D+0,7Ex	1.34337	3.48787	208.9988	0.22053	1.75023
D+0,75L+0,525 Ey	1.38659	7.54132	212.6261	35.18668	3.02883
D+0,75L+0,525 Ex	0.94545	6.33364	134.9449	34.95841	2.45203
D+0,75L	3.94108	0.51096	84.89291	21.79638	28.40659
D	1.87859	1.86213	186.8585	15.27661	18.74002
0,6D+0,7Ey	1.54198	6.65335	221.8949	24.45174	2.86102
0,6D+0,7Ex	3.49994	0.69672	162.5742	21.56811	27.8298

Tabel 9. 3 Beban Pada Kolom Tengah (Tipe 3)

Kombinasi	Hx	Hy	P	Mx	My
	ton	ton	ton	ton.m	ton.m
D+L	0.00036	0.02042	1261.895	3.29627	0.01546
D+0,7Ey	0.00036	0.03832	1538.209	4.5926	0.02505
D+0,7Ex	0.00036	0.03384	1469.13	4.26852	0.02265

D+0,75L+0,525 Ey	0.28423	6.2683	1225.081	40.44991	2.15538
D+0,75L+0,525 Ex	0.28409	6.27647	720.3234	41.76841	2.1492
D+0,75L	6.30778	0.01354	757.1956	1.96204	39.81969
D	4.41566	0.03474	1469.171	4.25751	27.88994
0,6D+0,7Ey	0.19907	4.36826	1443.361	26.35381	1.52059
0,6D+0,7Ex	6.30793	0.0217	1261.954	3.28055	39.82587

9.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang $F_c' = 52$ Mpa (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- Diameter tiang : 600 mm
- Tebal tiang : 100 mm
- Klasifikasi : C
- *Concrete cross section* : 1570 cm²
- Berat : 393 kg/m
- Panjang : 6 – 20 m
- *Bending moment crack* : 29 t.m
- *Bending momen ultimate* : 58 t.m
- *Allowable axial load* : 229,5 ton

9.4 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung 88 Avenue

adalah data dari Bantaran Kalimas Surabaya. hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

9.5 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
- b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 30 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m², untuk tanah lempung

= 20 t/m², untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m², untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m², untuk tanah pasir

= 40 t/m², untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,45^2 = 0,158 \text{ m}^2$$

q_p = tegangan di ujung tiang

- $Q_s = q_s \cdot A_s$
- = $\left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

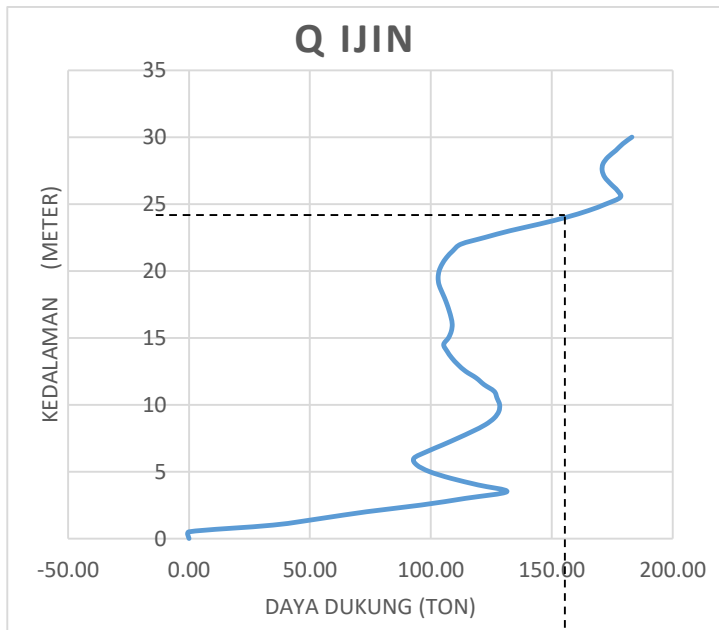
N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{\text{ijin 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana : $SF = \text{safety factor} = 3$



Gambar 9. 1 Grafik Daya Dukung Tiang D60

Daya dukung ijin tiang pancang diameter 600 mm disajikan dalam Gambar 9.1 diatas dipakai pada kedalaman **20 meter** dengan daya dukung sebesar **155 ton**

9.6 Pondasi Dengan Tumpuan Elastis

Untuk menganalisis gaya-gaya dalam (momen lentur, gaya lintang, dan gaya normal), penurunan arah vertikal (*settlement*), serta geseran pada arah horisontal dari atau pondasi tiang, dapat dilakukan dengan menggunakan model tumpuan pegas elastis. Besarnya reaksi yang dapat didukung oleh tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan pegas elastis, tergantung dari besarnya gaya pegas dari tumpuan yang bersangkutan. Untuk tanah yang dimodelkan sebagai tumpuan elastis, kemampuan untuk mendukung beban, tergantung dari besarnya *modulus of subgrade reaction* (k_s) dari tanah. Besarnya k_s berlainan untuk setiap jenis tanah.

Menurut Bowles (1974), besarnya *modulus of subgrade reaction* kearah vertikal (k_{sv}) dapat ditentukan dari besarnya daya dukung tanah yang diijinkan (qa), yaitu :

$$k_{sv} = 120 qa \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

dimana qa dalam satuan kPa. Perkiraan besarnya harga k_{sv} untuk beberapa jenis tanah, dapat dilihat pada Tabel di bawah (diambil dari Tabel 9-1, buku : *Foundation Analysis And Design* – J.E. Bowles, hal. 269)

Tabel 9. 4 Korelasi Nilai k_s

Jenis tanah	Kisaran harga k_{sv} (kN/m^3)
Sand :	
Loose sand (pasir lepas)	4500 - 15000
Medium sand (pasir kepadatan sedang)	9000 - 75000
Dense sand (pasir padat)	60000 - 120000
Clayey sand (pasir campur lempung)	30000 - 75000
Silty sand (pasir campur lanau)	22500 - 45000

Clay :	
$q_u < 4 \text{ kPa}$	11250 - 22500
$4 \text{ kPa} < q_u < 8 \text{ kPa}$	22500 - 45000
$8 \text{ kPa} < q_u$	> 45000

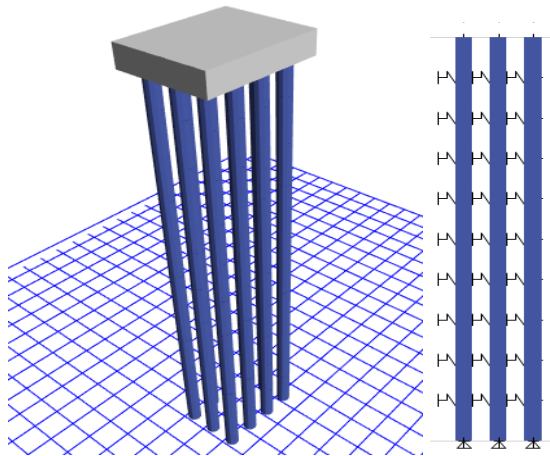
Besarnya *modulus of subgrade reaction* kearah horisontal (k_{sh}) pada umumnya lebih besar dibandingkan dengan harga k_{sv} . Untuk perhitungan praktis, besarnya k_{sh} dapat diambil dua kali dari harga k_{sv} .

Modulus of subgrade reaction arah horisontal (k_{sh}) diperhitungkan sebesar dua kali k_{sv} , sehingga besarnya masing-masing konstanta pegas arah horisontal untuk setiap lapisan tanah dalam hal ini ditinjau setiap kedalam 2 m , karena dari data tanah jenis tanah relatif sama yaitu pasir lempung (30000 – 75000) kN/m^3 maka perhitungan *Modulus of subgrade reaction* seperti berikut :

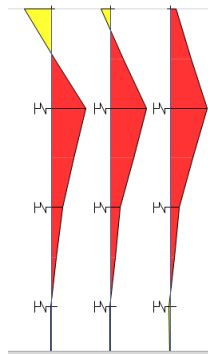
$$\begin{aligned} K_h &= (0.6 \times 3.14 \times 1) \cdot (40000) \\ &= 75360 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Karena tiang pancang dianggap telah mencapai tanah keras maka K_v di modelkan sebagai sendi

Setelah dihitung besarnya konstanta pegas arah vertikal dan arah horisontal serta disusun model struktur pondasi tiang pancang yang akan dianalisis, maka proses perhitungan selanjutnya dapat menggunakan *software* ETABS seperti Gambar 9.2 dan hasil dari perhitungan pada Gambar 9.3



Gambar 9. 2 Permodelan *Spun Pile* dengan *Spring* Sebagai Tanah



Gambar 9. 3 Hasil Bidang Momen pada ETABS

didapatkan pergeseran horisontal (δh) yang terjadi pada ujung atas tiang pancang adalah : 1,7 mm

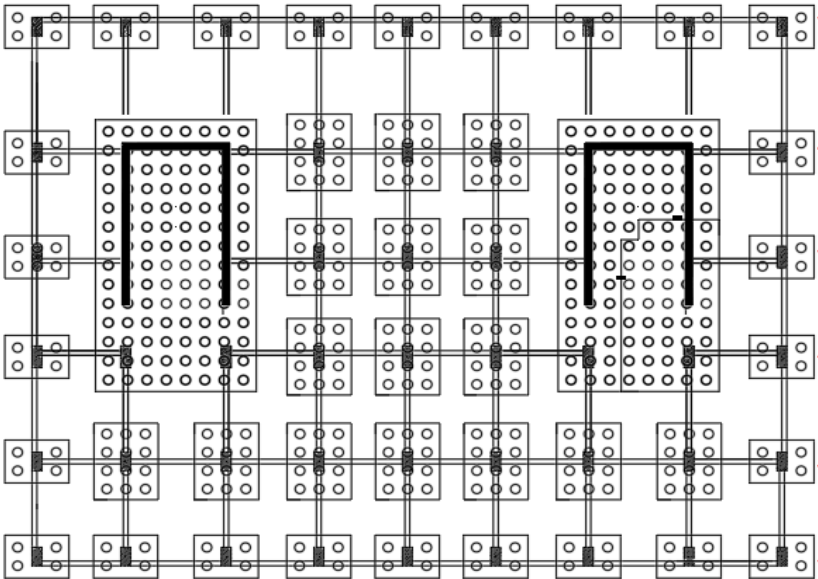
Berdasarkan diagram diatas didapatkan nilai momen maksimum pada spun pile akibat gaya gempa sebesar 5t.m.

Bending Moment Crack Spun Pile / (SF=2) > M max
 14,5 t.m > 5t.m (OK).

9.7 Pengaturan Jarak Antar Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 600 mm. Gambar 9.4 merupakan perencanaan penempatan tiang pancang . Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Jarak antar tiang :
 - $2 D \leq S \leq 2,5 D$
 - $2 \times 60 \leq S \leq 2,5 \times 60$
 - $120 \text{ cm} \leq S \leq 150 \text{ cm}$
 - Digunakan jarak antar tiang = 120 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
 - $1 D \leq S_1 \leq 1,5 D$
 - $1 \times 60 \leq S_1 \leq 1,5 \times 60$
 - $60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 90 \text{ cm}$
 - Digunakan jarak tiang ke tepi = 70 cm dan 80 cm



Gambar 9. 4 Konfigurasi Tiang Pancang

9.8 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

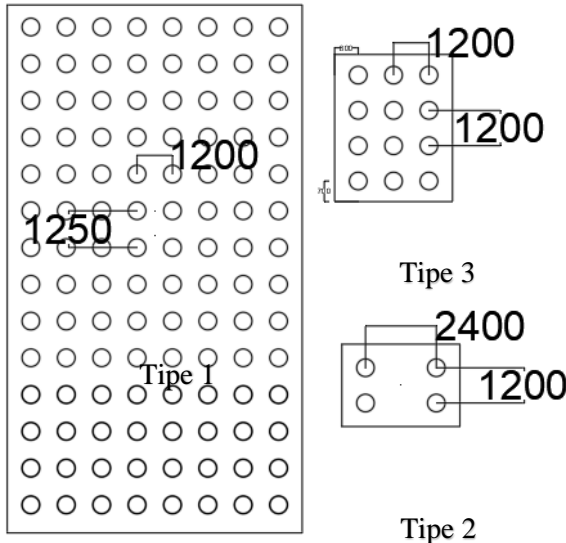
Terdapat 3 tipe rencana *pile cap* seperti Gambar 9.5. Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Contoh Perhitungan Tipe 2

$$P_{max} = \frac{188,9}{4} + \frac{-1,3 \times 1,2}{2,88} + \frac{-5,5 \times 0,6}{7,2} = 60,4 \text{ t}$$

$60,4 \text{ t} \leq 155,9 \text{ t}$ (1 tiang) (OK)



Gambar 9. 5 Tipe Rencana *Pile Cap*

Tabel 9. 5 Tipe 1 (SW)

Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax	Ymax	My . Xmax	Σx^2	Mx . Ymax	Σy^2	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
1D	112	60	4.2	9.17	1.61	60.48	-457	370.533	58.87	155.90	OK
1D+1L	112	70	4.2	9.17	2.12	60.48	-614	370.533	68.70	155.90	OK
1D+0.75L	112	68	4.2	9.17	2.00	60.48	-574	370.533	66.24	155.90	OK
1D+0.7EY	112	65	4.2	9.17	-17.26	60.48	3297	370.533	73.22	155.90	OK
0.6D+0.7EY	112	41	4.2	9.17	-17.91	60.48	3479	370.533	49.67	155.90	OK
0.6D+0.7EX	112	34	4.2	9.17	-1200.30	60.48	-1697	370.533	10.02	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EX)	112	67	4.2	9.17	-838.89	60.48	-1571	370.533	48.53	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EY)	112	71	4.2	9.17	-11.22	60.48	2053	370.533	76.29	155.90	OK
1D+0.7EX	112	58	4.2	9.17	-1199.65	60.48	-1880	370.533	33.57	155.90	OK

Tabel 9. 6 Tipe 2 (Kolom Tepi)

Kombinasi	Kebutan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax (m)	Ymax (m)	My . Xmax	Σx^2 (m ²)	Mx . Ymax (ton)	Σy^2 (m ²)	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
1D	4	60.079	1.2	0.6	0.3713	2.88	0.568	2.88	60.406	155.90	OK
1D+1L	4	65.031	1.2	0.6	-0.123	2.88	0.2505	2.88	65.075	155.90	OK
1D+0.75L	4	63.793	1.2	0.6	0.0007	2.88	0.3299	2.88	63.908	155.90	OK
1D+0.7EY	4	65.579	1.2	0.6	2.3165	2.88	22.572	2.88	74.22	155.90	OK
0.6D+0.7EY	4	41.547	1.2	0.6	2.168	2.88	22.345	2.88	50.058	155.90	OK
0.6D+0.7EX	4	32.305	1.2	0.6	-35.56	1.44	-9.865	2.88	4.1866	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EX)	4	61.173	1.2	0.6	-25.05	2.88	-6.814	2.88	50.111	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EY)	4	67.642	1.2	0.6	1.3624	2.88	15.733	2.88	73.578	155.90	OK
1D+0.7EX	4	56.337	1.2	0.6	-35.41	2.88	-9.638	2.88	40.696	155.90	OK

Tabel 9. 7 Tipe 3 (KolomTengah)

Kombinasi	Kebutuhan tiang (buah)	P/n (ton)	Xmax (m)	Ymax (m)	My . Xmax	Σx^2 (m2)	Mx . Ymax (ton)	Σy^2 (m2)	P max (ton)	P ijin tanah (ton)	P max <Pijin
1D	12	105.16	1.2	1.8	-0.019	2.88	-5.933	7.2	104.33	155.90	OK
1D+1L	12	128.18	1.2	1.8	-0.03	2.88	-8.267	7.2	127.03	155.90	OK
1D+0.75L	12	122.43	1.2	1.8	-0.027	2.88	-7.683	7.2	121.35	155.90	OK
1D+0.7EY	12	102.09	1.2	1.8	-2.586	2.88	72.81	7.2	111.3	155.90	OK
0.6D+0.7EY	12	60.027	1.2	1.8	-2.579	2.88	75.183	7.2	69.574	155.90	OK
0.6D+0.7EX	12	63.1	1.2	1.8	-47.78	2.88	-3.532	7.2	46.018	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EX)	12	122.43	1.2	1.8	-33.47	2.88	-7.664	7.2	109.75	155.90	OK
D+0.75L+0.75(0.7EY)	12	120.28	1.2	1.8	-1.825	2.88	47.437	7.2	126.23	155.90	OK
1D+0.7EX	12	105.16	1.2	1.8	-47.79	2.88	-5.905	7.2	87.749	155.90	OK

9.9 Kontrol Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times S}{(75 \times S^2 - 7)} \times \left(\frac{m+n-2}{m+n-1} \right) \right) + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Dimana Q_L (group) harus lebih besar dari P yang terjadi.

Tabel 9. 8 Kontrol Tiang Pancang Kelompok Tipe 1 (Shear Wall)

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	QI (ton)	P ijin tiang (ton)	QI (group) > P ijin
0	1D	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	6594	OK
0	1D+1L	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	7695	OK
0	1D+0.75L	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	7419	OK
0	1D+0.7EY	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	8201	OK
0	0.6D+0.7EY	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	5563	OK
0	0.6D+0.7EX	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	1122	OK
0	D+0.75L+0.75(0.7EX)	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	5435	OK
0	D+0.75L+0.75(0.7EY)	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	8544	OK
0	1D+0.7EX	155.90	112	14	8	1200	1.042	18198	3759	OK

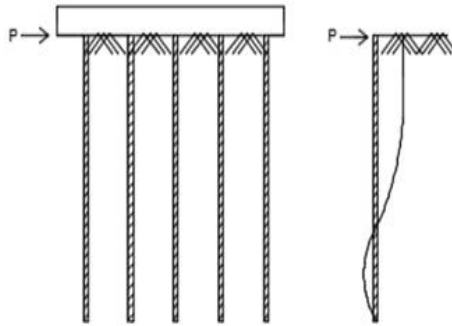
Tabel 9. 9 Kontrol Tiang Pancang Kelompok Tipe 2 (Kolom Tepi)

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	QI (ton)	P ijin tiang (ton)	QI (group) > P ijin
1	1D	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	242	OK
1	1D+1L	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	260	OK
1	1D+0.75L	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	256	OK
1	1D+0.7EY	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	297	OK
1	0.6D+0.7EY	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	200	OK
1	0.6D+0.7EX	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	16.7	OK
1	D+0.75L+0.75(0.7EX)	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	200	OK
1	D+0.75L+0.75(0.7EY)	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	294	OK
1	1D+0.7EX	155.9	4	2	2	1200	1.1	683	163	OK

Tabel 9. 10 Kontrol Tiang Pancang Kelompok Tipe 3 (Kolom Tengah)

Tipe	Kombinasi	P ijin tanah (ton)	Jumlah tiang	m (kolom)	n (baris)	S (mm)	η	QI (ton)	P ijin tiang (ton)	QI (group) > P ijin
1	1D	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1252	OK
1	1D+1L	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1524	OK
1	1D+0.75L	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1456	OK
1	1D+0.7EY	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1336	OK
1	0.6D+0.7EY	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	835	OK
1	0.6D+0.7EX	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	552	OK
1	D+0.75L+0.75(0.7EX)	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1317	OK
1	D+0.75L+0.75(0.7EY)	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1515	OK
1	1D+0.7EX	155.9	12	3	4	1200	1.07	1998	1053	OK

9.10 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9. 6 Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang (Gambar 9.6) dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

Keterangan:

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 3

Jumlah tiang = 12

Mutu Beton = 52 MPa

Hmax = 6,3 t

Hmax 1 tiang = 0,525 t

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{3}}$$

f (soil modulus of elacticity coefficient) = 0,35 kg/cm³

E = 338921,8 kg/cm²

$$I = 510508 \text{ cm}^4$$

$$F_d = 0,89 \text{ (deflection coefficient)}$$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{510508 \times 338921,8}{0,35}\right)^{\frac{1}{5}} = 218 \text{ cm}$$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,9 \left(\frac{0,52 \times 218^3}{338921,8 \times 510508}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,02 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \mathbf{OK}$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 14,5 \text{ tm (tabel spesifikasi tiang pancang / (SF=2))}$$

$$L/T = 9$$

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$M = F_m(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$M = 0,88 \times (0,525 \times 218) \leq 14,5 \text{ tm}$$

$$M = 1 \text{ tm} \leq 14,5 \text{ tm} \quad (\mathbf{Ok})$$

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kontrol gaya lateral berdasarkan kombinasi yang terjadi,

Tabel 9. 11 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 1

Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
112	1D	0.025	0.0013	OK	0.0482	14.5	OK
112	1D+1L	0.025	0.0013	OK	0.0485	14.5	OK
112	1D+0.75L	0.025	0.0013	OK	0.0484	14.5	OK
112	1D+0.7EY	3.984	0.2128	OK	7.6492	14.5	OK
112	0.6D+0.7EY	3.994	0.2134	OK	7.6685	14.5	OK
112	0.6D+0.7EX	2.797	0.1494	OK	5.3707	14.5	OK
112	D+0.75L+0.75(0.7EX)	1.952	0.1043	OK	3.7473	14.5	OK
112	D+0.75L+0.75(0.7EY)	2.781	0.1486	OK	5.3397	14.5	OK
112	1D+0.7EX	2.794	0.1493	OK	5.3651	14.5	OK

Tabel 9. 12 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 2

Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
4	1D	0.755	0.0403	OK	1.4492	14.5	OK
4	1D+1L	0.911	0.0487	OK	1.7491	14.5	OK
4	1D+0.75L	0.872	0.0466	OK	1.6741	14.5	OK
4	1D+0.7EY	1.885	0.1007	OK	3.6197	14.5	OK
4	0.6D+0.7EY	1.583	0.0846	OK	3.0401	14.5	OK
4	0.6D+0.7EX	0.985	0.0526	OK	1.8917	14.5	OK
4	D+0.75L+0.75(0.7EX)	0.47	0.0251	OK	0.9017	14.5	OK
4	D+0.75L+0.75(0.7EY)	1.663	0.0889	OK	3.1935	14.5	OK
4	1D+0.7EX	0.875	0.0467	OK	1.6799	14.5	OK

Tabel 9. 13 Rekapitulasi Kontrol Gaya Lateral Tipe 3

Jumlah tiang	Kombinasi	H max (ton)	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	Mmax (t.m)	Mcrack (t.m) / (SF=2)	Mmax < Mcrack
12	1D	0.001702	9.09E-05	OK	0.003267	14.5	OK
12	1D+1L	0.003193	0.000171	OK	0.006131	14.5	OK
12	1D+0.75L	0.00282	0.000151	OK	0.005414	14.5	OK
12	1D+0.7EY	0.522358	0.027905	OK	1.002901	14.5	OK
12	0.6D+0.7EY	0.523039	0.027941	OK	1.004208	14.5	OK
12	0.6D+0.7EX	0.525648	0.02808	OK	1.009217	14.5	OK
12	75L+0.75(0	0.367972	0.019657	OK	0.706486	14.5	OK
12	75L+0.75(0	0.364022	0.019446	OK	0.698903	14.5	OK
12	1D+0.7EX	0.525661	0.028081	OK	1.009241	14.5	OK

9.11 Perencanaan Pile Cap

Data perancangan pile cap :

$$P_u = 1538 \text{ ton}$$

$$P_{\max} \text{ (1 tiang)} = 127 \text{ ton}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 12$$

$$\text{Tinggi pile cap} = 2D+100\text{cm} = 1300 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 4 \times 3 \times 1,3 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton (} f'_c \text{)} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (} f_y \text{)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter pile ,} d = 600 \text{ mm}$$

Tinggi efektif (d) :

$$d = 1300 - 80 - \frac{1}{2} \times 25 = 1207,5 \text{ mm}$$

9.11.1 Kontrol Geser Pons

Column Bearing Stress

$$A_{\text{kolom}} = 1500000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Poer}} = 20000000 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 0,33 \left(\frac{\sqrt{A_{\text{poer}}}}{\sqrt{A_{\text{kolom}}}} - 1 \right), \alpha \leq 1$$

$$\alpha = 0,87$$

$$\beta = 0,33 \left(\frac{2d}{\sqrt{A_{\text{kolom}}}} - 1 \right), \beta \leq 1$$

$$\beta = 0,32$$

$$\phi_c = 0,65$$

$$\text{Tegangan ijin, } fb = \phi_c \left(0,6f'_c + 6\alpha\beta\sqrt{f'_c} \right)$$

$$fb = 15,6 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan Kolom } fcb = Pu / (Bc \times Hc)$$

$$fcb = 10,25 \text{ MPa} < fb \text{ (OK)}$$

Pile Bearing Stress

$$A_{\text{pile}} = 282600 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{poer}} = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$\alpha = 0,33 \left(\frac{\sqrt{A_{\text{poer}}}}{\sqrt{A_{\text{pile}}}} - 1 \right), \alpha \leq 1$$

$$\alpha = 0,41$$

$$\beta = 0,33 \left(\frac{d}{dp} - 1 \right), \beta \leq 1$$

$$\beta = 0,33$$

$$\phi_c = 0,65$$

$$\text{Tegangan ijin, } fb = \phi_c \left(0,6f'_c + 6\alpha\beta\sqrt{f'_c} \right)$$

$$fb = 19 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan Pile } fpb = P / (\pi \times dp^2 \times 1/4)$$

$$fpb = 1,1 \text{ MPa} < fb \text{ (OK)}$$

1. Akibat Kolom

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi akibat kolom (Gambar 9.7). Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana V_c harus yang terkecil diantara :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 3,78

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

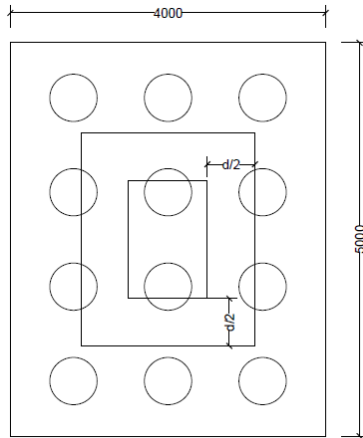
$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut, $\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi, $\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif *pile cap*



Gambar 9. 7 Geser Akibat Kolom

Kontrol geser pons pada tiang pancang

$$b_o = 2 (1000 + 1207,5) + 2 (1500 + 1207,5) \\ = 9830 \text{ mm}$$

Batas geser pons 1

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1,25} \right) 1 \sqrt{40} \times 9830 \times 1207,5$$

$$V_c = 33181263,7 \text{ N}$$

Batas geser pons 2

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \times 1207,5}{9830} + 2 \right) 1 \sqrt{40} \times 9830 \times 1207,5$$

$$V_c = 43077312 \text{ N}$$

Batas geser pons 3

$$V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$V_c = 0,33\lambda\sqrt{40} \times 9830 \times 1207,5$$

$$V_c = 24998553 \text{ N}$$

Jadi V_c yang dipakai adalah $V_c = 24998553 \text{ N}$

$$\phi V_c = 0,75 \times \frac{24998553}{10000} = 1874 \text{ ton}$$

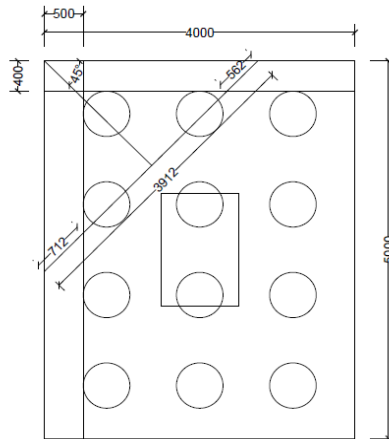
$$\phi V_c = 1874 \text{ ton} > P_u - P_{\text{pile}}$$

$$\phi V_c = 1874 \text{ ton} > 1538 - (127 \times 1)$$

$$= 1874 \text{ ton} > 1411 \text{ ton (OK)}$$

2. Akibat Pancang

corner one way shear



Gambar 9. 8 corner one way shear

Garis kritis geser tidak memotong kolom (Gambar 9.8), maka *one way Shear* harus di cek

$$\beta = \left(\frac{230}{1000+d} \right)$$

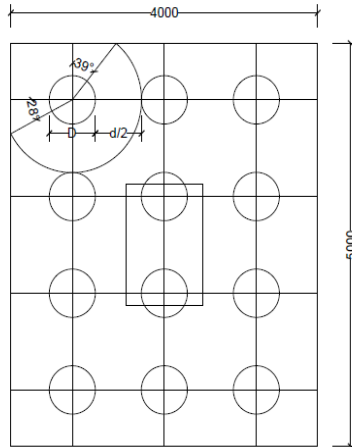
$$\beta = 0,1$$

Jika dianggap kontribusi tulangan tidak menahan geser, maka

$$V_c = 0,75 \lambda x \beta x \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 2334,56 \text{ kN} > 1270 \text{ kN (OK)}$$

Corner two way shear



Gambar 9. 9 corner two way shear

$$b_o = \pi(d + dp)(270 - \alpha)/360$$

$$b_o = \pi(1207,5 + 600)(270 - 28 - 39)/360 = 3200 \text{ mm}^2$$

$\alpha_s = 2$ untuk pile

$\beta_c = 1$ untuk pile

$$V_{c1} = 0,19 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times \phi$$

$$= 0,19 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{40} \times 0,75$$

$$= 2,7 \text{ MPa}$$

$$V_{c2} = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} \times \phi$$

$$= 4,4 \text{ MPa}$$

$$V_{c3} = 0,38 \lambda \sqrt{f'c} \times \phi$$

$$= 0,38 \times 1 \times \sqrt{40} \times 0,75$$

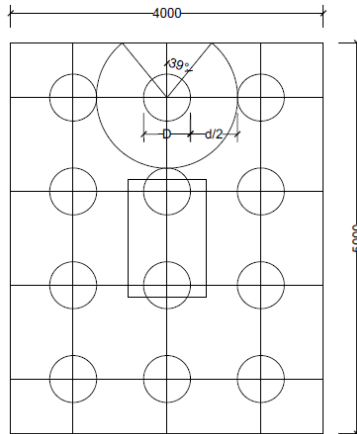
$$= 1,8 \text{ MPa}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$V_c = v_c \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,8 \times 3200 \times 1207,5 \\
 &= 6965 \text{ kN} \\
 V_c &= 6965 > P_{\text{mak}} \\
 &= 6965 \text{ kN} > 1270 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

Edge Pile 2 Way Shear



Gambar 9. 10 Edge Pile 2 Way Shear

$$\begin{aligned}
 \alpha &= 39 \text{ derajat} \\
 b_o &= \pi(d + dp)(270 - 2\alpha)/360 \\
 b_o &= 4445 \text{ mm} \\
 V_c &= v_c \times b_o \times d \\
 &= 1,8 \times 4445 \times 1207,5 \\
 &= 9675 \text{ kN} > 1270 \text{ kN (OK)}
 \end{aligned}$$

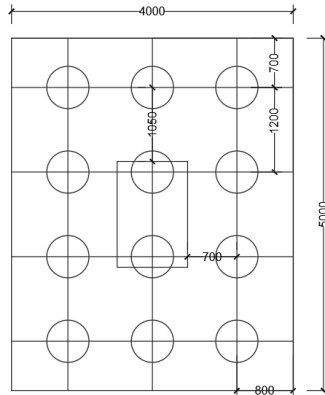
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang. (Gambar 9.9 dan 9.10)

9.11.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis

tertentu. Pile cap yang lebih dari 5 pile grup (Gambar 9.11 dan Gambar 9.12) akan di disain dengan *beam method* . bending momen dihitung dari muka kolom

1. Penulangan Arah X



Gambar 9. 11 Pembelian Poer Kolom Tipe 3 (Arah Sumbu X)

$$P_{\max} = 127 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 127 = 381 \text{ ton}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_u &= P \cdot L \\ &= 381 \cdot 1,05 \\ &= 400.130228 \text{ t.m} \\ &= 4001302279 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1300 - 80 - \frac{1}{2} 25 = 1195 \text{ mm}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,0039 \text{ (Pakai)}$$

tidak lebih kecil dari

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

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_{c}} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4001302279}{5000 \times 1195^2} = 0,56$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,56}{400}} \right) = 0,0014$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0039 \times 1000 \times 1195 = 4723,65 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D25 ($A_s = 491 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{4723,65}{491} = 10 \text{ buah}$$

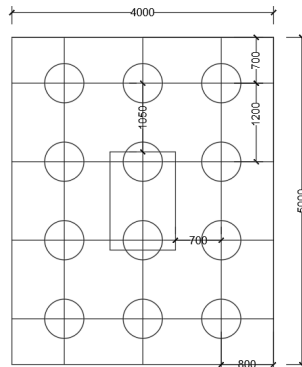
$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik **D25–100 mm**

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100}$$

$$= 4910,7 \text{ mm}^2 > 4723,65 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

2. Penulangan Arah Y



Gambar 9. 12 Pembebanan Poer Kolom Tipe 3

$$P_{\max} = 127 \text{ ton}$$

$$P = 4 \times 127 = 508,1 \text{ ton}$$

Momen yang bekerja :

$$M_u = P \cdot L$$

$$= 508,1 \cdot 0,7$$

$$= 3556713137 \text{ N.mm}$$

$$d_y = 1300 - 80 - \frac{1}{2} 25 - 25 = 1170 \text{ mm}$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,0039 \text{ (Pakai)}$$

tidak lebih kecil dari

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

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{5722822520}{5000 \times 925,5^2} = 0,63$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,63}{400}} \right) = 0,0016$$

$$\rho < \rho_{\min} \rightarrow \rho = \rho_{\min} = 0,0039$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0,0039 \times 1000 \times 1195 = 4723,65 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D25 ($A_s = 491 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{4723,65}{491} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik **D25–100 mm**

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100}$$

$$= 4910,7 \text{ mm}^2 > 4723,65 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

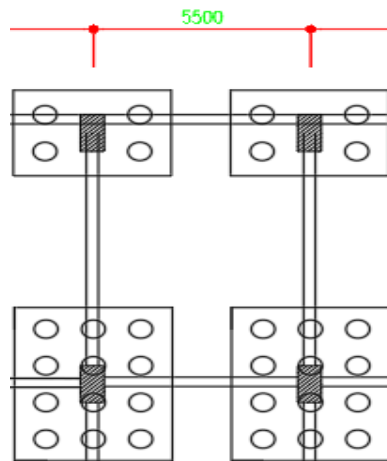
Selanjutnya untuk penulangan pile cap tipe 1 dan 2 didapatkan hasil yang tipikal yaitu **D25–100** mm arah X dan Y

9.12 Perencanaan *Tie Beam*

9.12.1 Data Perencanaan :

Tie beam direncanakan menerima tekan dan lentur , Gambar 9.13 merupakan rencana tie beam yang di tinjau dengan data sebagai berikut:

f'_c	=	30 MPa
f_y	=	400 MPa
b	=	300 mm
h	=	400 mm
D tulangan lentur	=	25mm
Diameter sengkang	=	12 mm
Cover	=	40 mm
L	=	8500 mm



Gambar 9. 13 Rencana Tie Beam

Gaya dalam pada sloof (aksial tekan dan lentur) :

Pu Tekan sloof maks :

$$P_{u\text{sloof}} = 10\% P_{u\text{kolom}}$$

$$P_{u\text{sloof}} = 10\% \times 15382 \text{ kN} = 1538,2 \text{ kN}$$

Berat Sendiri Sloof :

$$W_u = 2400 \times 0,4 \times 0,3 \times 1,4 = 403,2 \text{ kg/m}$$

$$M_u = (1/8 q L^2)$$

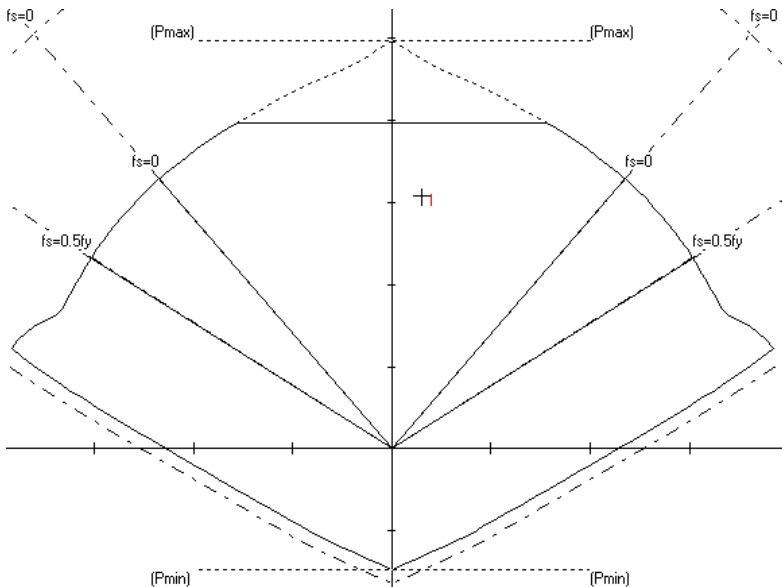
$$= (1/8 \times 403,2 \times (5,5^2))$$

$$= 1524,6 \text{ kgm}$$

$$= 15,246 \text{ kNm}$$

9.12.2 Untuk Penulangan Lentur

Penulangan Lentur digunakan bantuan program SPcol, didapat tulangan sebanyak 4D25 sudah memenuhi pada Gambar 9.14



Gambar 9. 14 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof

9.12.3 Penulangan Geser Tie Beam

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 403,2 \times 5,5 = 1108 \text{ kg} = 11088 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 13 - 25/2 = 324,5$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 \times 324,5 \times \sqrt{30}}{6} = 88867,98 \text{ N}$$

$0,75 V_c > V_u$ (tidak perlu tulangan Geser)

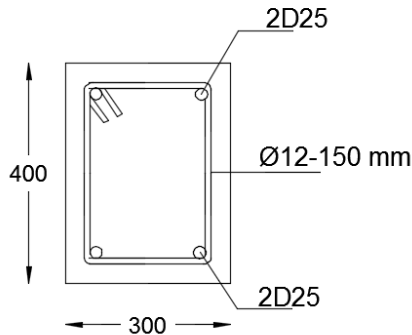
Jadi dipasang tulangan geser min

$S_{maks} = d/2$ atau 300 mm

$$d/2 = 324,5/2 = 162,25 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{b_w \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 162,25}{3(400)} = 40,56 \text{ mm}$$

Dipasang Sengkang **2Ø13 – 150 mm** (Gambar 9.15)



Gambar 9. 15 Penampang Melintang Tie Beam

9.13 Perencanaan Pelat Basement

Beban yang bekerja pada pelat basement juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L). Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan serta pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air.

9.13.1 Beban Desain Akibat beban parkir

- Beban Mati

$$\begin{array}{l} \text{Pelat basement} = 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (t = 2 cm)} = 21 \times 1 = 21 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{qDT} = 621 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

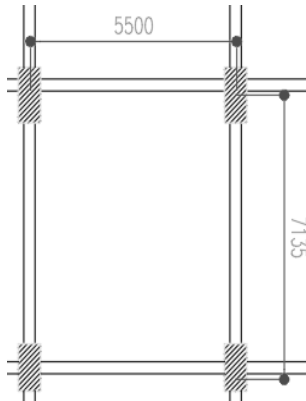
- Beban Hidup
qLT = 800 kg/m² (Lantai Basement)
- Kombinasi
Lantai basement = 1,2 qDT + 1,6 qLT
= 2025 kg/m²

Akibat beban uplift

- Beban uplift air
Elevasi Muka Air Tanah = -1,5m
Elevasi Basement = -4,3 m
Beban uplift = 2,0 x 1000
= 2800 kg/m²

9.13.2 Tulangan Pelat Basement

Data perencanaan pelat basement Gambar 9.16



Gambar 9. 16 Tampak Atas Pelat Basement

$$\begin{aligned}
 \text{Dimensi pelat} & : 5500 \text{ mm} \times 7135 \text{ mm} \\
 \text{Tebal pelat} & : 250 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} & : 50 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tul. Arah X} & : D 16 \\
 \text{Diameter tul. Arah Y} & : D 16 \\
 dx & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2) \\
 & : 250 - 50 - (16/2) \\
 & : 192 \text{ mm} \\
 dy & : t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2) \\
 & : 250 - 50 - 16 - (16/2) \\
 & : 176 \text{ mm} \\
 \rho_{\min} & : \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\
 & : 0,0035 \\
 \rho_{\min} & : \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 & : 0,00395 \text{ (dipakai)} \\
 \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(f_{c'} - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times f_{40}}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 & : 0,039 \\
 \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292 \\
 m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764 \\
 L_x & : 840 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 810 \text{ cm} \\
 L_y & : 620 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 590 \text{ cm} \\
 \beta & : \frac{L_y}{L_x} = \frac{810}{590} = 1,4 < 2 \text{ (2 arah)}
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ($L_y/L_x = 1.6$)

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

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

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

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

Dimana: M_{lx} = Momen lapangan arah x

M_{ly} = Momen lapangan arah y

M_{tx} = Momen tumpuan arah x

M_{ty} = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan L_y/L_x

a. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

$\beta = 1.4$ (terjepit penuh)

$$M_{lx} (+) = X_1 = 37$$

$$M_{tx} (-) = X_2 = 73 \text{ (PBI 1971 Tabel 13.3.1)}$$

$$M_{lx} = (-) M_{tx}$$

$$= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X$$

$$= 0.001 \times 3379 \times 5,9^2 \times 73$$

$$= 8880 \text{ kg.m}$$

$$= 88.800.120 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{88.800.120}{0,9 \times 1000 \times 192^2} = 2,68 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,68}{400}} \right)$$

$$= 0,007 \text{ (} \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \text{)}$$

Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,007$

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,007 \times 1000 \times 192 = 1339,7 \text{ mm}^2$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)}$$

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

$$= \frac{1339,7}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 7 \text{ (per meter)}$$

Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/7 = 142 \text{ mm}$

As pasang = $n \times A_s = 10 \times 201,06 = 2010 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D16-100**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$\beta = 1,2$ (terjepit penuh)

Muly (+) = $X1 = 18$

Muty (-) = $X2 = 57$ (PBI 1971 Tabel 13.3.1)

$M_{lx} = (-) M_{tx}$

= $0.001 \times q_u \times Lx^2 \times X$

= $0.001 \times 3379 \times 5,9^2 \times 57$

= 6934 kg.m

= $69.337.080 \text{ Nmm}$

$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{69.337.080}{0,9 \times 1000 \times 176^2} = 2,48 \text{ N/mm}^2$

$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$

= $\frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 2,48}{400}} \right)$

= $0,0065 < (\rho_{\max} < \rho < \rho_{\min})$

Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,0065$

As perlu = $\rho \cdot b \cdot d$

= $0,0065 \times 1000 \times 176 = 1138 \text{ mm}^2$

$S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)

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

= $\frac{1138}{\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2} = 6 \text{ (per meter)}$

Jarak tulangan (s) = $1000/n = 1000/6 = 166 \text{ mm}$

➤ As pasang = $n \times A_s = 10 \times 201,06 = 2010 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D16-100**

Tabel 9. 14 Rekapitulasi Perhitungan Pelat basement

tipe	Lx (m)	Ly (m)	jenis	h (mm)	tul. X	tul. Y
S25	5.46	8.535	2 arah	250	D16-100	D16-100

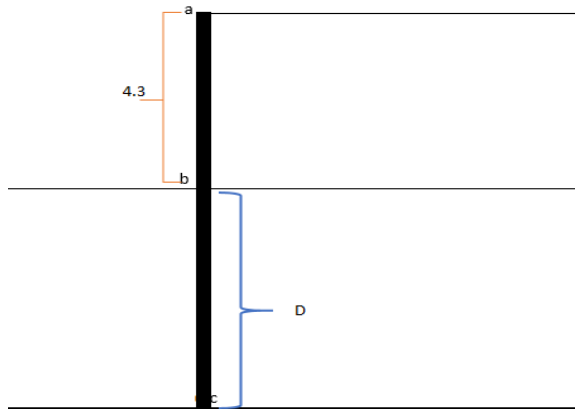
S25	6.25	8.535	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.76	8.535	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.5	8.535	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.46	6.715	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	6.25	6.715	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.76	6.715	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.5	6.715	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.46	6.9	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	6.25	6.9	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.76	6.9	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.5	6.9	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.46	7.135	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	6.25	7.135	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.76	7.135	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.5	7.135	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.46	6.215	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	6.25	6.215	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.76	6.215	2 arah	250	D16-100	D16-100
S25	5.5	6.215	2 arah	250	D16-100	D16-100

9.14 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang direncanakan untuk menahan beban akibat tanah pada basement. Dinding penahan tanah direncanakan hanya sebagai penahan tanah, dan tidak berhubungan dengan struktur gedung.

9.14.1 Data Tanah

Pada perencanaan ini basement berada pada kedalaman hingga 4,3 m dibawah tanah. sehingga terdapat 1 jenis Tanah, seperti pada Gambar 9.17 berikut.



Gambar 9. 17 Lapisan Tanah

Data tanah per lapisan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Phi &= 33 \\ \gamma &= 167 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_w &= 9,8 \text{ kN/m}^3 \\ C_u &= 0 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

9.14.2 Gaya yang Bekerja Pada dinding

Metode yang digunakan dalam menentukan dinding penahan tanah adalah *free earth support* (Gambar 9.18). Asumsi dari metode ini adalah:

1. Struktur penahan tanah dianggap benar-benar kaku dibandingkan dengan tanah sekitarnya.
2. Struktur penahan tanah dapat bergerak dengan cukup untuk membangkitkan minimum dari gaya-gaya aktif dan pasif tanah.
3. Diasumsikan muka air pada saat banjir (kondisi extrem)
4. Beban *surchage* 10 kN/m

Perumusannya adalah sebagai berikut :

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_a = 0,29$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$K_p = 3,44$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

$$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2C K_a^{0.5}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \cdot K_p + 2C K_p^{0.5}$$

sehingga perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 9. 15 Tegangan Tanah Aktif

titik	tekanan H (kN/m ²)	tekanan Air (kN/m ²)
a	2.9	0
b	8.6043	42.14
c	2.001 D	10 D

Tabel 9. 16 Gaya Tanah Aktif

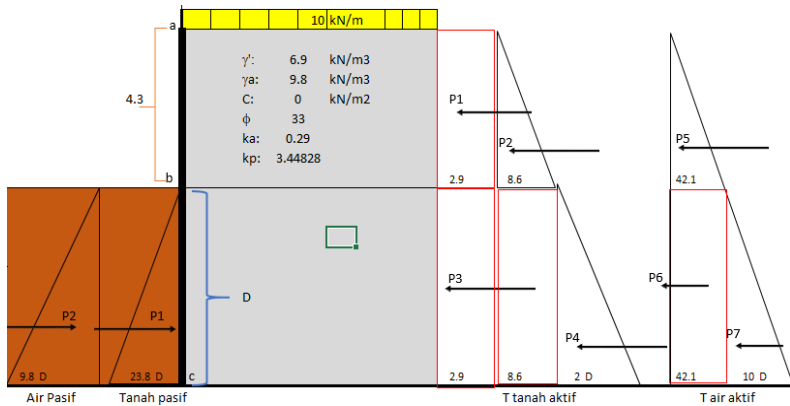
	P(kN)	L(m)
P1	12.47	2.15 (+) D
P2	18.50	1.43 (+)D
P3	11.50 D	0.50 D
P4	1.00 D x D	0.33 D
P5	90.60	1.43 (+)D
P6	42.14 D	0.50 D
P7	5.00 D x D	0.33 D

Tabel 9. 17 Tegangan Tanah Pasif

titik	tekanan H (kN/m ²)	Tekanan Air(kN/m ²)
b	0	0
c	23.793103 D	9.8 D

Tabel 9. 18 Gaya Tanah Aktif

	P (kN)	L(m)
P1	11.896552 D x D	0.333333 D
P2	4.9 D x D	0.333333 D



Gambar 9. 18 Diagram Tegangan Tanah

Mencari Kedalaman (D) dengan keseimbangan Gaya

$$\sum M = 0$$

Persamaan Momen Tekanan Tanah aktif

$$40.57d + 26.82d^2 + 1.98d^3 + 66.993$$

Persamaan Momen Tekanan Tanah aktif

$$-(11.89d^2 \cdot 0.33d) - (4.9d^2 \cdot 0.33d) \rightarrow -1.617d^3 + -3.9237d^3$$

Maktif + Mpasif = 0

$$-1.617d^3 + -3.9237d^3 + (40.57d + 26.82d^2 + 1.98d^3 + 66.993)$$

Sehingga nilai D adalah yang memenuhi persamaan :

$$9.025584244501455061 \text{ m}$$

$$-0.74667871758310599541 - 1.2357455945606504405i$$

$$-0.74667871758310599541 + 1.2357455945606504405i$$

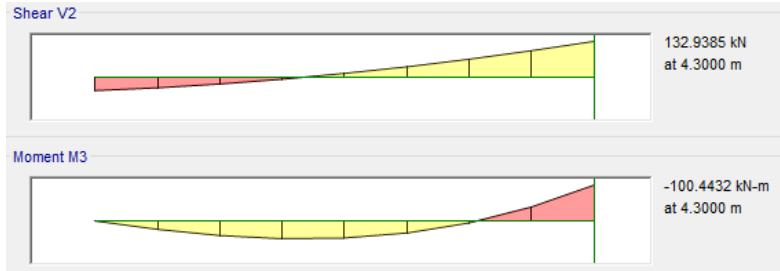
Digunakan kedalaman dinding penahan tanah sebesar **D = 9 m**

Sehingga kedalam dinding penahan tanah dari muka tanah sebesar

$$: 4,3 + 9 = \mathbf{13,3 \text{ m}}$$

9.14.3 Penulangan Diaphragm Wall

Perencanaan perhitungan kebutuhan tulangan untuk dinding penahan tanah *diaphragm wall* ini menggunakan program bantu ETABS untuk memodelkan dinding dan gaya-gaya yang bekerja untuk kemudian mencari momen yang terjadi pada *diaphragm wall* dapat dilihat pada Gambr 9.19



Gambar 9. 19 Output Hasil Gaya Dalam pada ETABS

Data Perencanaan:

Tebal = 300 mm

Cover = 60

d = 240 mm

f'_c = 28 MPa

f_y = 400 MPa

V_u = 132000 N

M_u = 100443200 Nmm

1. Penulangan Vertikal

- Menentukan harga β_1
 $\beta_1 = 0,85$
- Mencari ρ balance

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,765 \times 28}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,03$$

- Mencari ρ maksimum
 $\rho_{\max} = 0,75\rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$
 $\rho_{\max} = 0,025$, $\rho_{\max \text{ pakai}} = 0,025$
- Mencari ρ minimum = 0,002

- Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 28} = 16,8$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{100443200}{0,75 \times 1000 \times 240^2} = 2,325$$

$$\rho = \frac{1}{16,8} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,325 \times 16,8}{400}} \right) = 0,006$$

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

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,006 \times 1000 \times 240 \\ &= 1471 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{\pi D^2}{4}} = \frac{1471}{\frac{\pi \times 13^2}{4}} = 11 \text{ buah}$$

$$s = \frac{L}{n} = \frac{1000}{11} = 90, \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan vertikal yaitu D13 – 90

2. Penulangan Horizontal

penulangan horizontal Dinding penahan tanah dengan deformasi satu arah tidak memerlukan penulangan horizontal (Chang Yu-Ou, 2006). Namun tetap direncanakan tulangan horizontal dengan A_s perlu 50% dari tulangan vertikal (lentur). Sehingga diperoleh konfigurasi penulangan

Dipakai tulangan horizontal **D13-150**

3. Penulangan Geser

Secara teori, apabila nilai gaya geser (V_u) lebih kecil dari gaya geser nominal (V_c), maka penulangan geser tidak perlu direncanakan. Namun pada prakteknya tulangan geser tetap harus dipasang untuk mengikat tulangan vertikal agar tetap pada posisinya (Chang Yu-Ou, 2006).

$$V_c := \frac{1}{6} \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'c}$$

$$V_c = 2.117 \cdot 10^5$$

$$V_u = 1.32 \cdot 10^5$$

$$V_c < V_u \quad (\text{penulangan geser tidak perlu})$$

BAB X

KESIMPULAN

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung 88 Avenue Surabaya menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap yang berfungsi sebagai *Ballroom* lantai ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak:
 - BA memanjang : 30/50 cm
 - Balok penggantung lift : WF 500x200x11x19
- Tebal pelat:
 - SOHO, Ballrooom ,dan Atap : 140 mm
 - Basement : 250 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - Memanjang : 30/50 cm
 - Melintang : 40/70 cm
- Balok prategang:
 - Lantai Atap : 60/100 cm
- Kolom:
 - Lantai Basement – 7 : 100/150 cm
 - Lantai 8 – 14 : 90/1300 cm
 - Lantai 14 mezz -20 : 60/90 cm
 - Lantai 20 : 60/90 cm dan 60/60 cm
- Dinding geser : 400 mm
- Dimensi Poer :
 - Tipe 1 : 4m x 2,6 m x 1,3m
 - Tipe 2 : 4m x 5m x 1,3m

- Tipe 3 : 10m x 17,75m x 1,3m
 - Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT. Wijaya Karya Beton)
 - Tipe 1 : 112 buah
 - Tipe 2 : 4 buah
 - Tipe 3 : 12 buah
 - Dinding basement:
 - Menggunakan *Diaphragm Wall*
 - Tebal : 30 cm
 - Kedalaman *basement* : 4,3 m
 - Kedalam tertanam : 9 m
 - Total kedalaman *Diaphragm Wall* : 13,3 m
2. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS dan SAP 2000.
 3. Perencanaan dengan menggunakan sistem balok prategang berdasarakan karena kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan balok prategang sangat tepat untuk memenuhi kebutuhan tersebut.
 4. Penggunaan prategang efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan pada umumnya, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi beton bertulang
 5. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung 88 Avenue menggunakan analisa respon spectrum di daerah Surabaya, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
 6. Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda.
 7. Pondasi direncanakan dengan pondasi dalam sesuai dengan ketentuan yang berlaku dan menerima beban melalui poer.
 8. Pondasi dimodelkan sebagai pondasi dengan tumpuan elastis menggunakan spring sebagai koefisien tanah horizontal dan vertikal

9. Hasil analisa struktur telah dilakukan pada perencanaan Gedung 88 Avenue Surabaya dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini diantaranya:

1. Perencanaan menggunakan balok prategang sebaiknya memperhatikan dimensi balok dengan gaya prategang yang terjadi, disesuaikan dengan panjang dan dimensi angkur yang akan dipasang nantinya pada tumpuan.
2. Rasio dimensi kolom terhadap hubungan balok-kolom yang diijinkan sebaiknya lebih diperhatikan dari awal perencanaan.
3. Pemilihan jenis hubungan balok prategang dengan kolom pada gedung sebaiknya diperhitungkan lebih jauh agar tidak terjadi momen negatif yang besar pada tumpuan
4. Perencanaan gedung yang dilakukan harus pada zona gempa yang sebenarnya agar ketepatan perhitungan dalam perencanaan lebih efisien dan efektif.
5. Pada perencanaan bangunan harus dipikirkan kemudahan dalam aplikasi di lapangan sehingga pelaksanaan dapat berjalan dengan baik, lancar, dan sesuai dengan perencanaan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan**.Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)**. Jakarta: BSNI
- Das, Braja M. 2011. **Principle of Foundation Engineering 7th Edition**. Stamford: Cengage Learning.
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)**
- Hasan A.R, Sudrajat dkk. 2005. **Kajian Struktur Gedung Bertingkat Balok Beton Prategang Akibat Beban Lateral**. Bandung.
- Kelvin., dan Taringan, Johannes.2013.**Perencanaan Portal Bangunan Bertingkat 10 Dengan Menggunakan Prestressed Concrete Sesuai Dengan Aci 318-05**. Medan:Repository.usu Departement Teknik Sipil Universitas Sumatra Utara
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H.2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition**. New Jersey: Prentice Hall
- Purwono, R., dkk., 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya. ITS Press.
- Soleman, Yoppy. 2011.**Teknologi Beton Pratekan**. Sulawesi: Sintuwu Maroso
- Tavio., dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press
- Triwiyono,Andreas.1998.**Pengaruh Kekakuan Kolom Terhadap Pemindahan Gaya Balok Beton Prategang**

Pada Gedung Bertingkat Tinggi. Yogyakarta: Universitas Gajah Mada

Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam.** Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Xiao-Han Wu; Shunsuke Otani; Hitoshi Shiohara, 2001. **Tendon Model for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures**

LAMPIRAN



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88
AVENUE SURABAYA
DENGAN METODE BALOK
BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena
Bramarta
03111540000027

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST, MT

NAMA GAMBAR

Gambar Tampak
Depan dan Samping

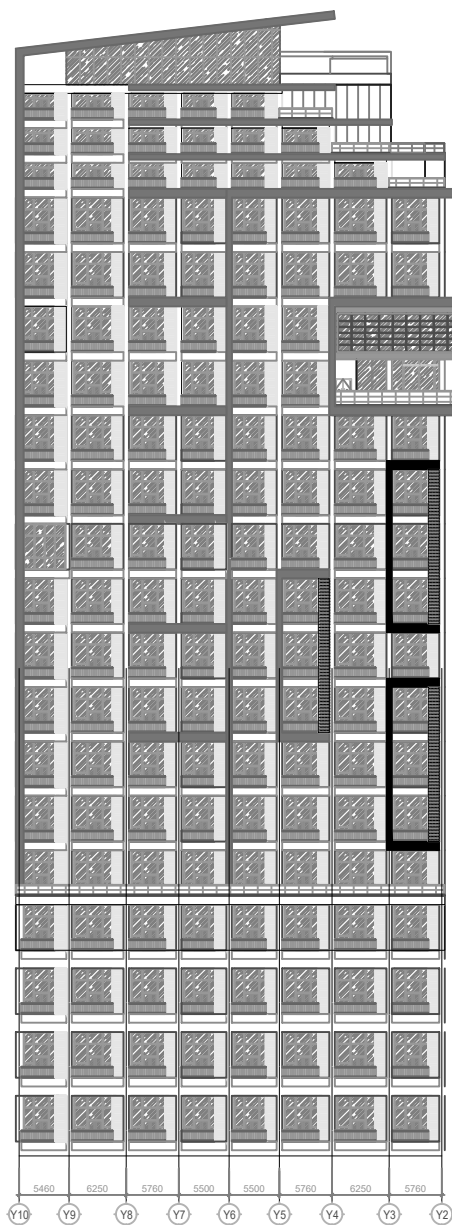
CATATAN


SKALA 1: 1200

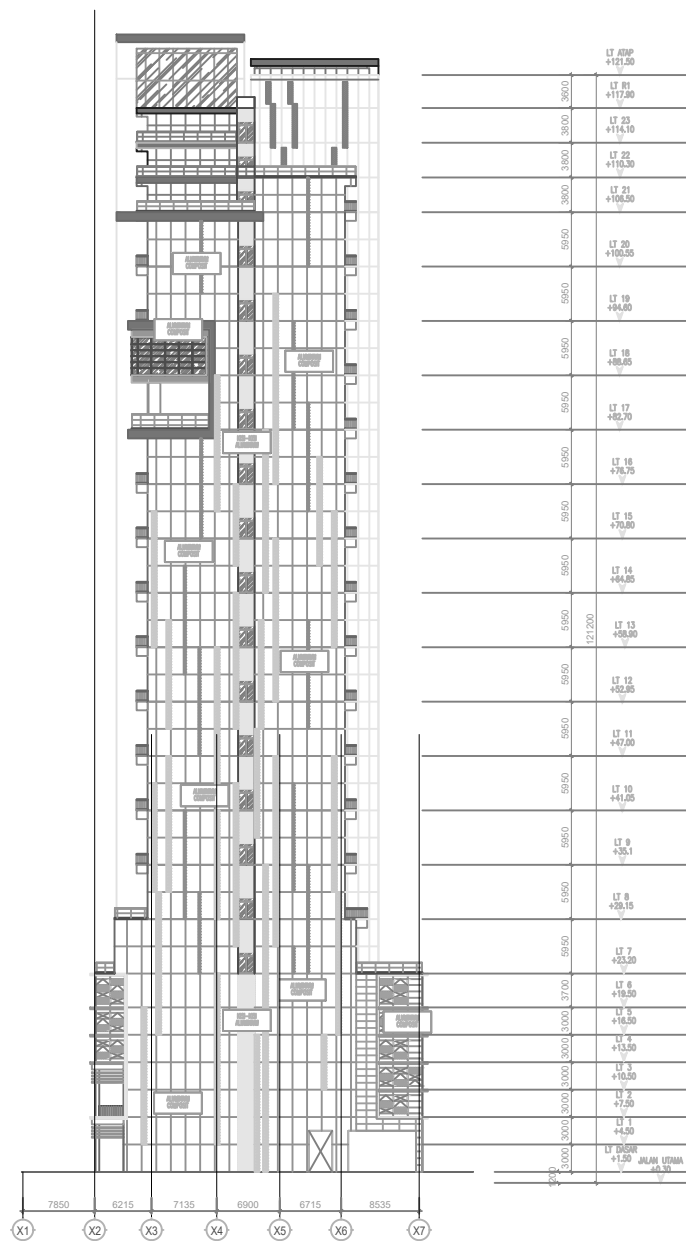
No. Lembar Jlm. Lembar


1

31



 Tampak Depan



 Tampak Samping



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta
0311154000027

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

NAMA GAMBAR

Potongan melintang

CATATAN

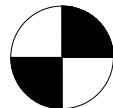
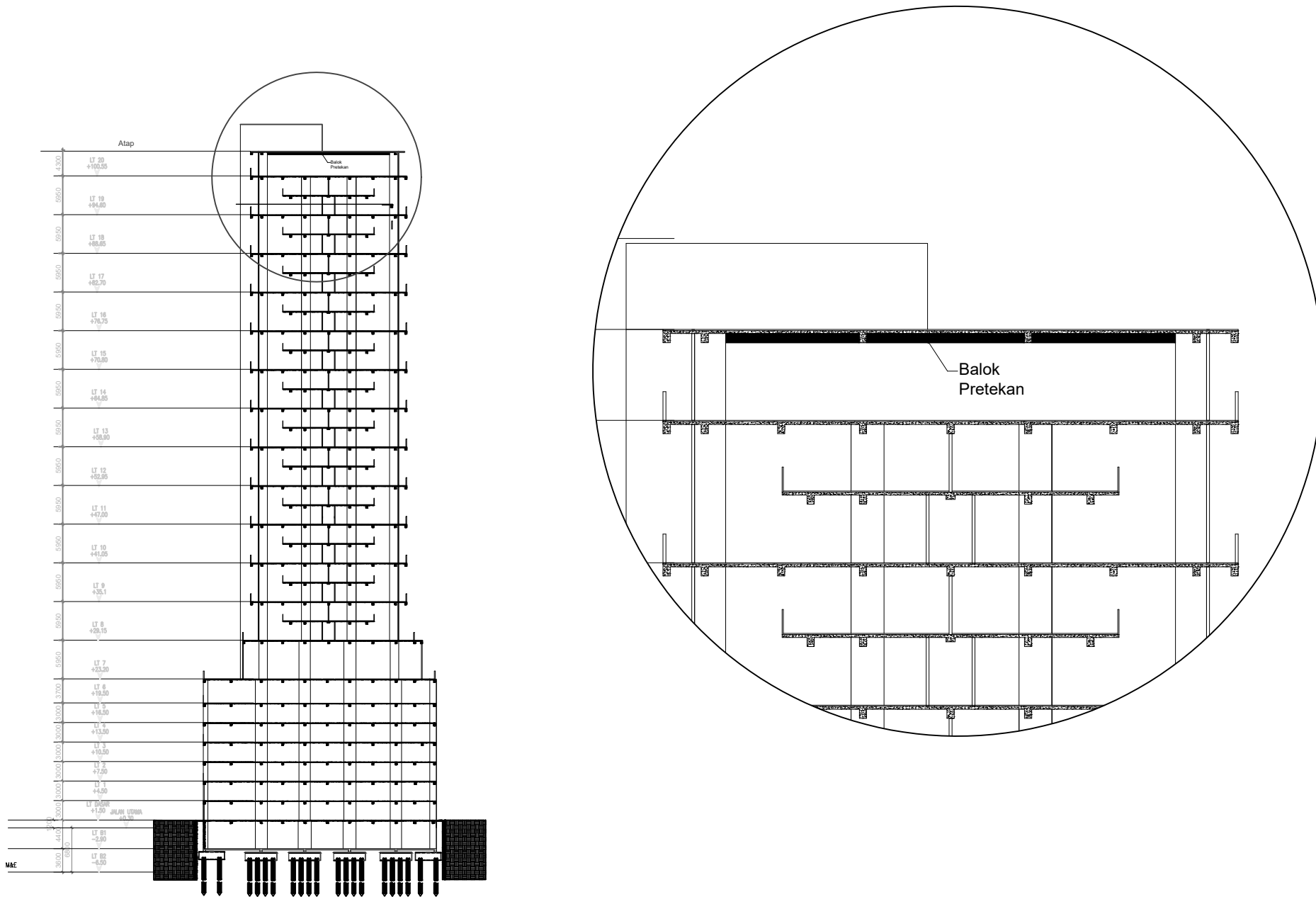
SKALA 1: 1200

No. Lembar

Jlm. Lembar

2

31



Gambar Tampak Potongan Melintang



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER

FAKULTAS TEKNIK SIPIL,
LINGKUNGAN DAN KEBUMIHAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifa Sena Bramarta
0311154000027

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

NAMA GAMBAR

Potongan memanjang

CATATAN

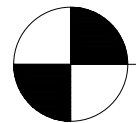
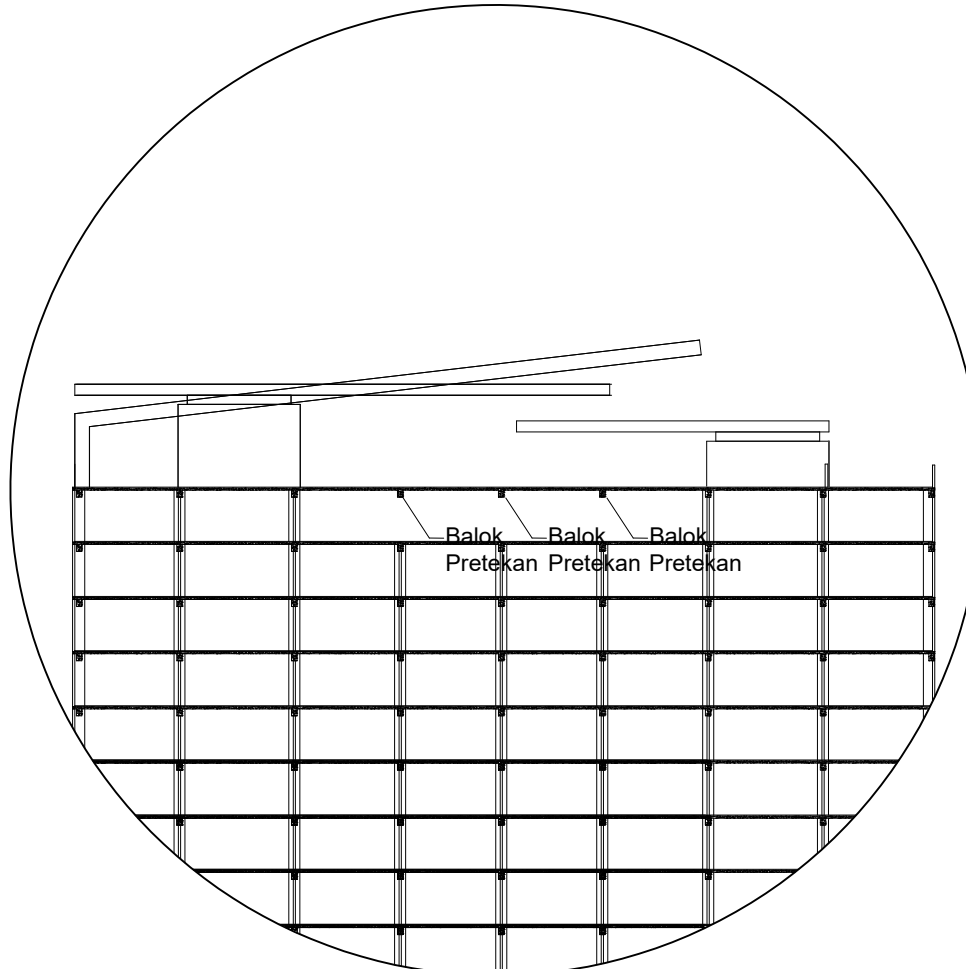
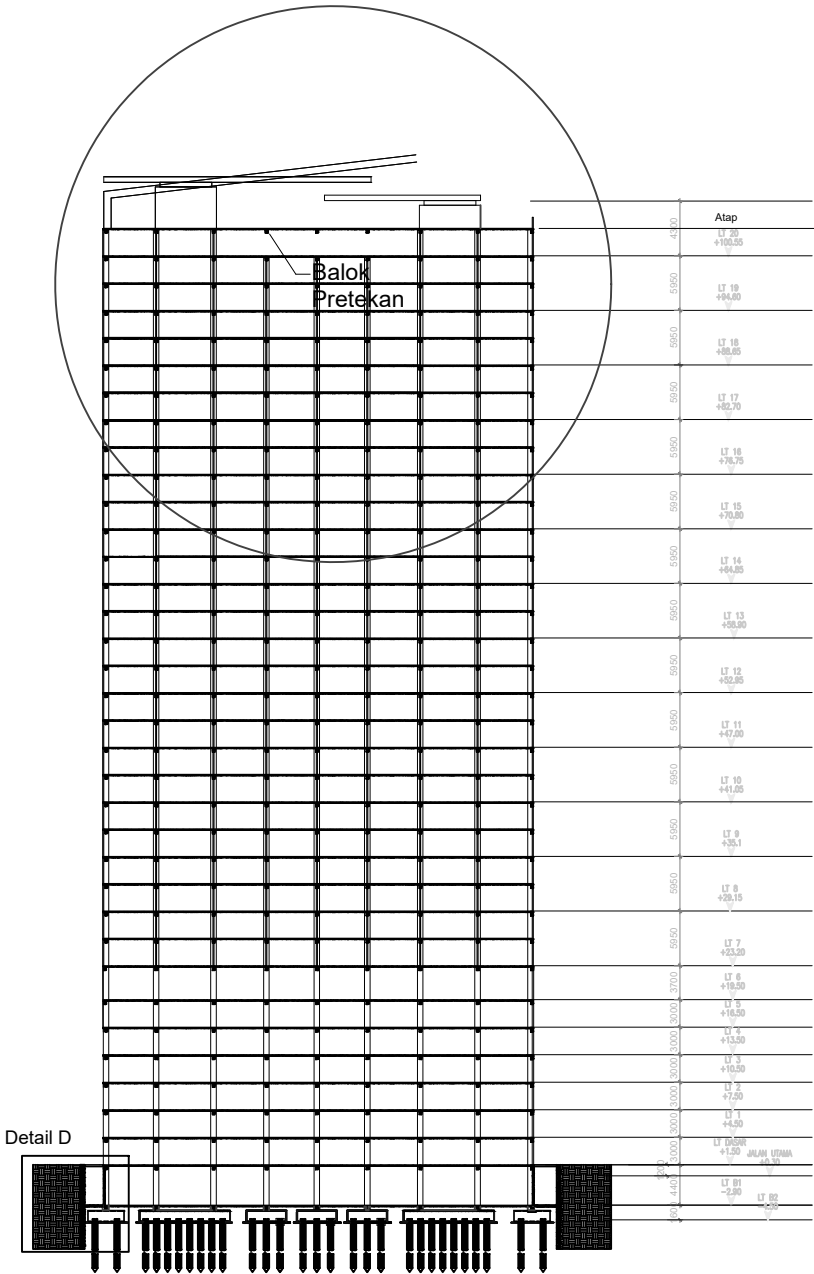
SKALA 1: 1200

No. Lembar

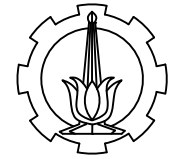
Jlm. Lembar

3

31



Gambar Potongan Memanjang



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

0311154000027

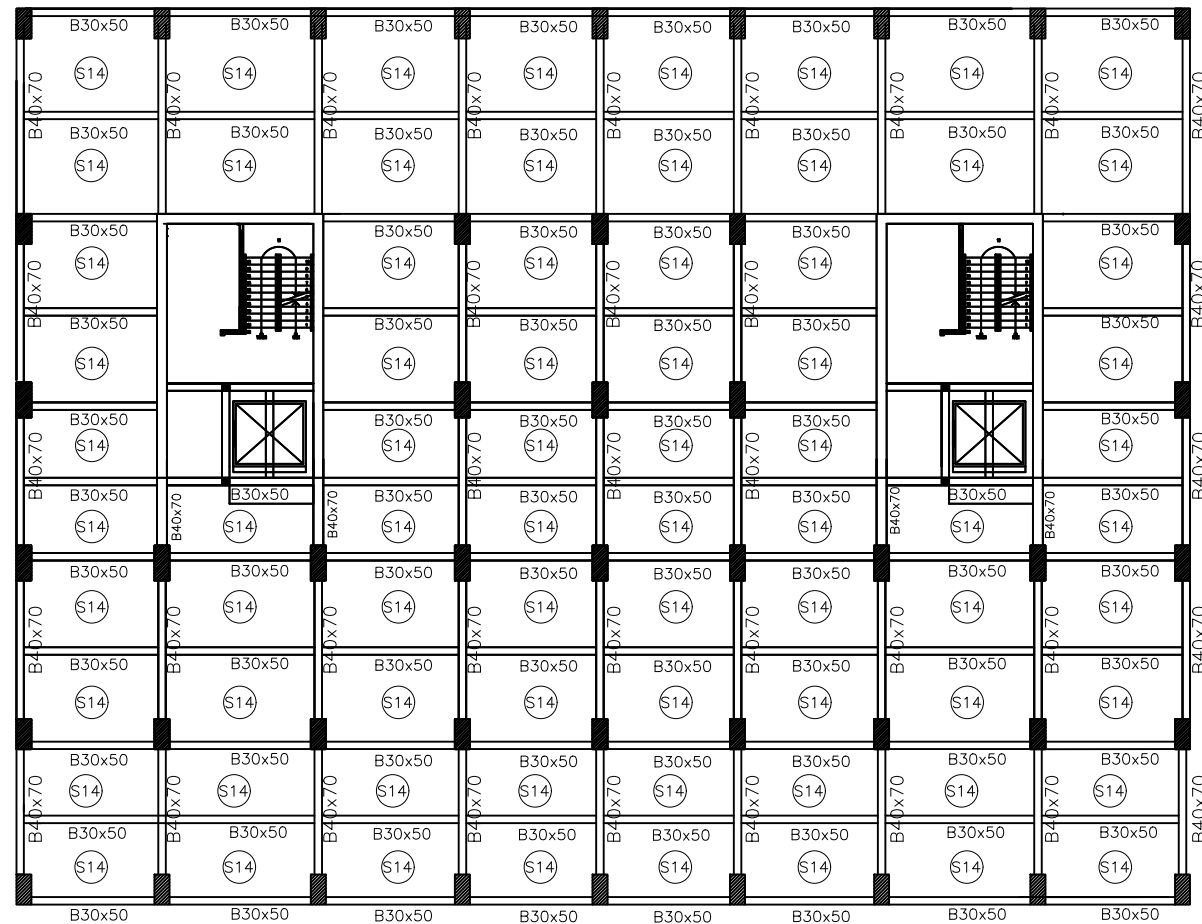
JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 1-7

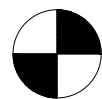
NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
4	1 : 300	31

Y10 Y9 Y8 Y7 Y6 Y5 Y4 Y3 Y2

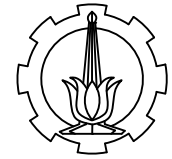
5460 6250 5760 5500 5500 5760 6250 5760



X7
8535
X6
6715
X5
6900
X4
7135
X3
6215
X2



Denah Lantai 1-7



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

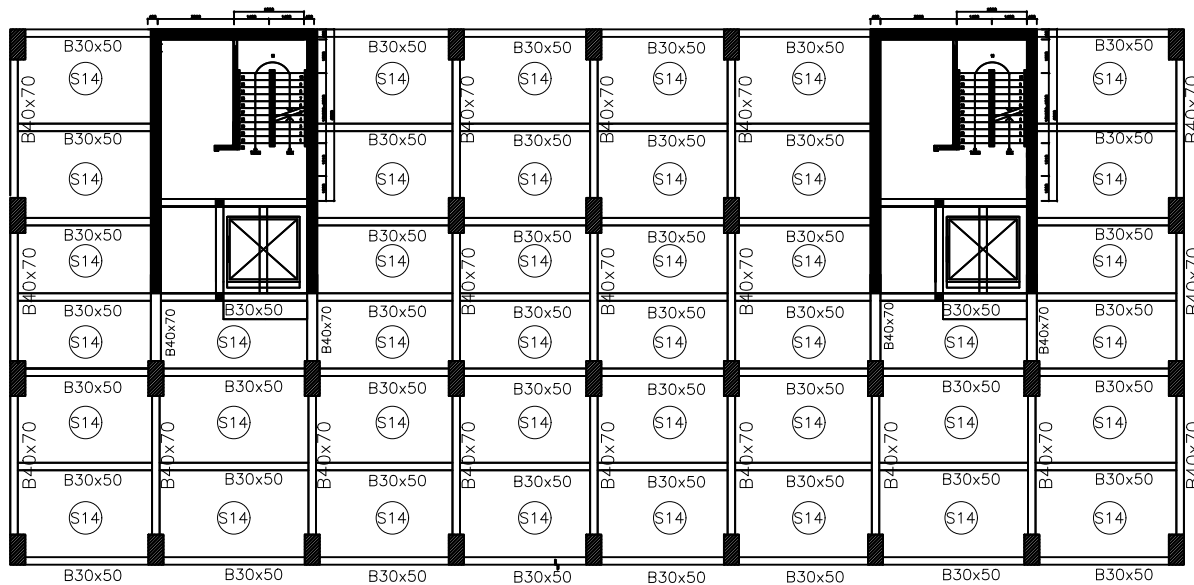
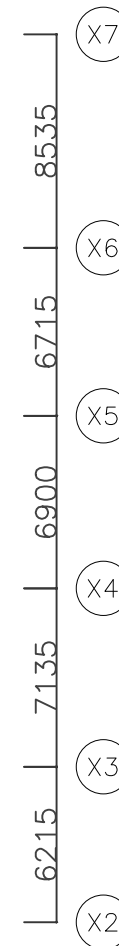
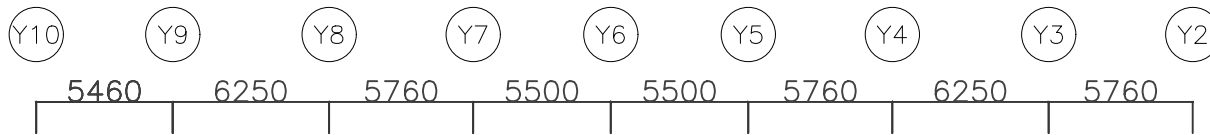
NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Denah Lt.8-20

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
5	1 : 300	31



Denah Lantai 8-20



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Denah Lt.8 mezz-19 mezz

NO. GMB

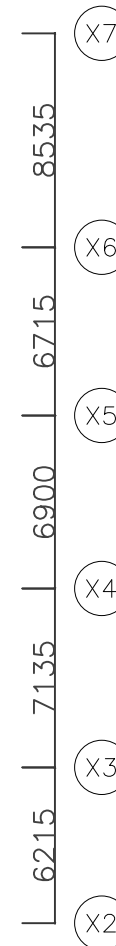
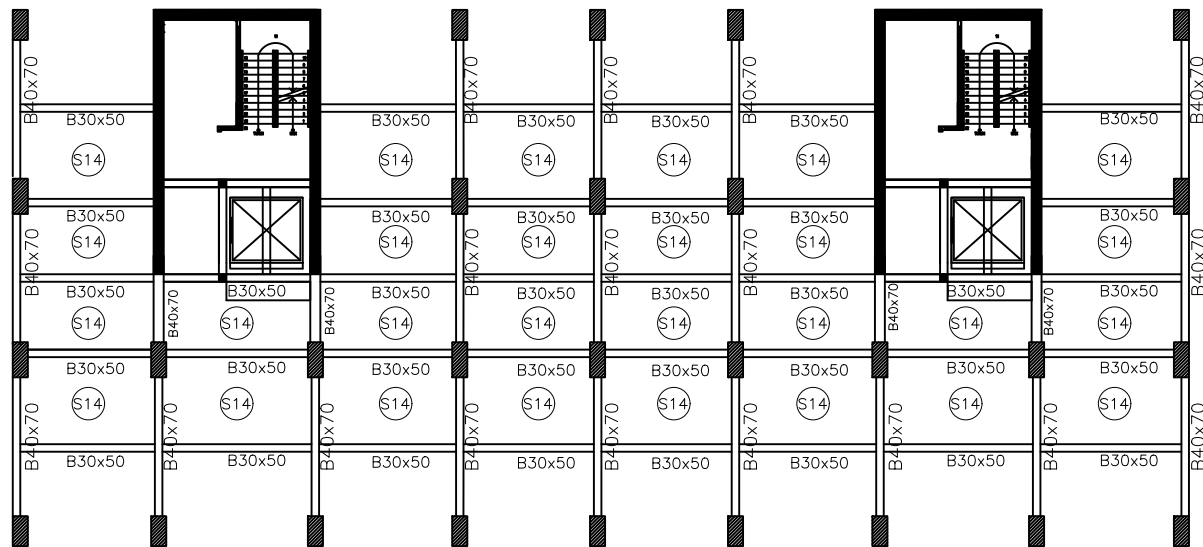
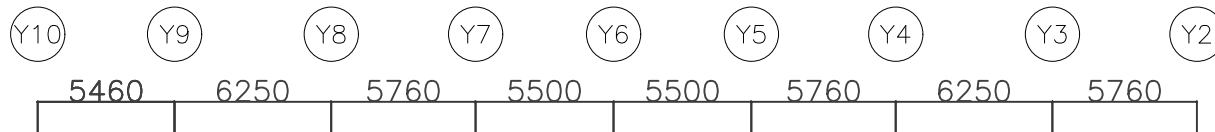
SKALA

JLM. GMB

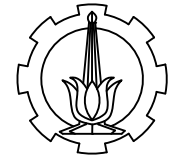
6

1 : 300

31



Denah Lt. 8-19 Mezz



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

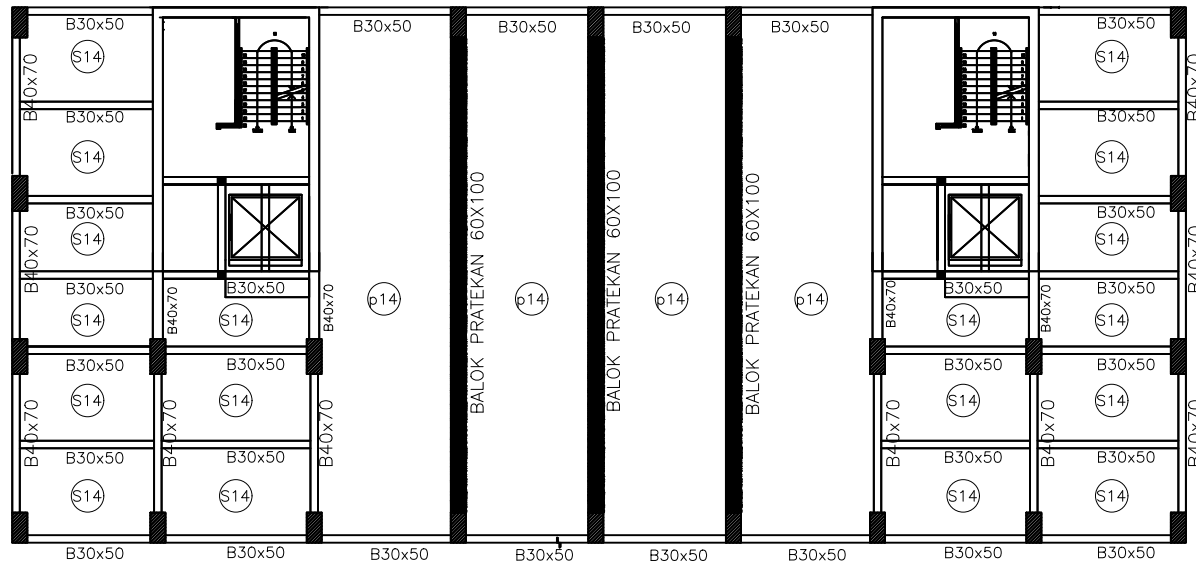
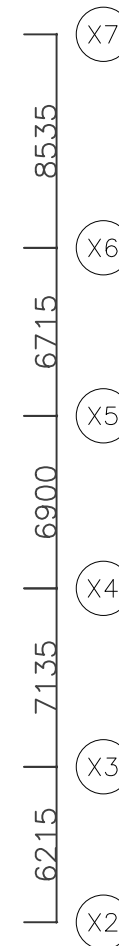
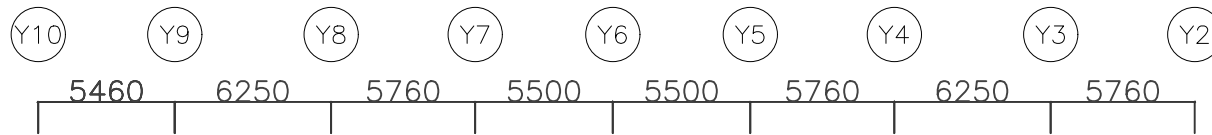
NRP

0311154000027

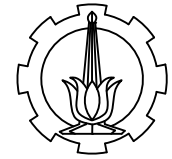
JUDUL GAMBAR

Denah lokasi Balok pratekan

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
7	1 : 300	31



Denah Balok Prategang Lt. Atap



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Denah Tangga

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
8	1 : 50	31

1350 mm

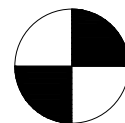
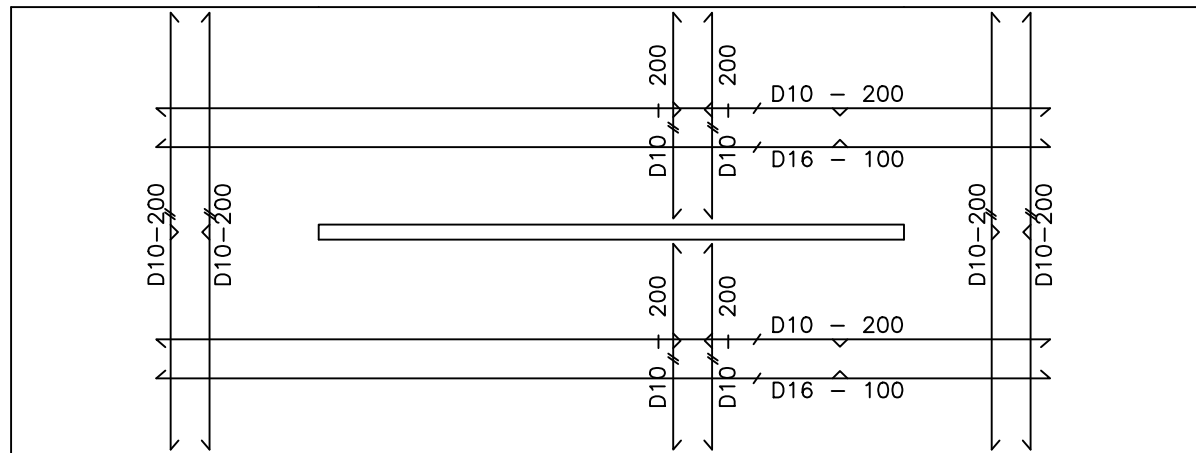
2800 mm

1350 mm

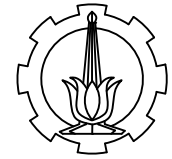
2800 mm

A

A



Penulangan Tangga



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Potongan A-A

NO. GMB

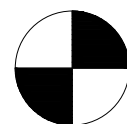
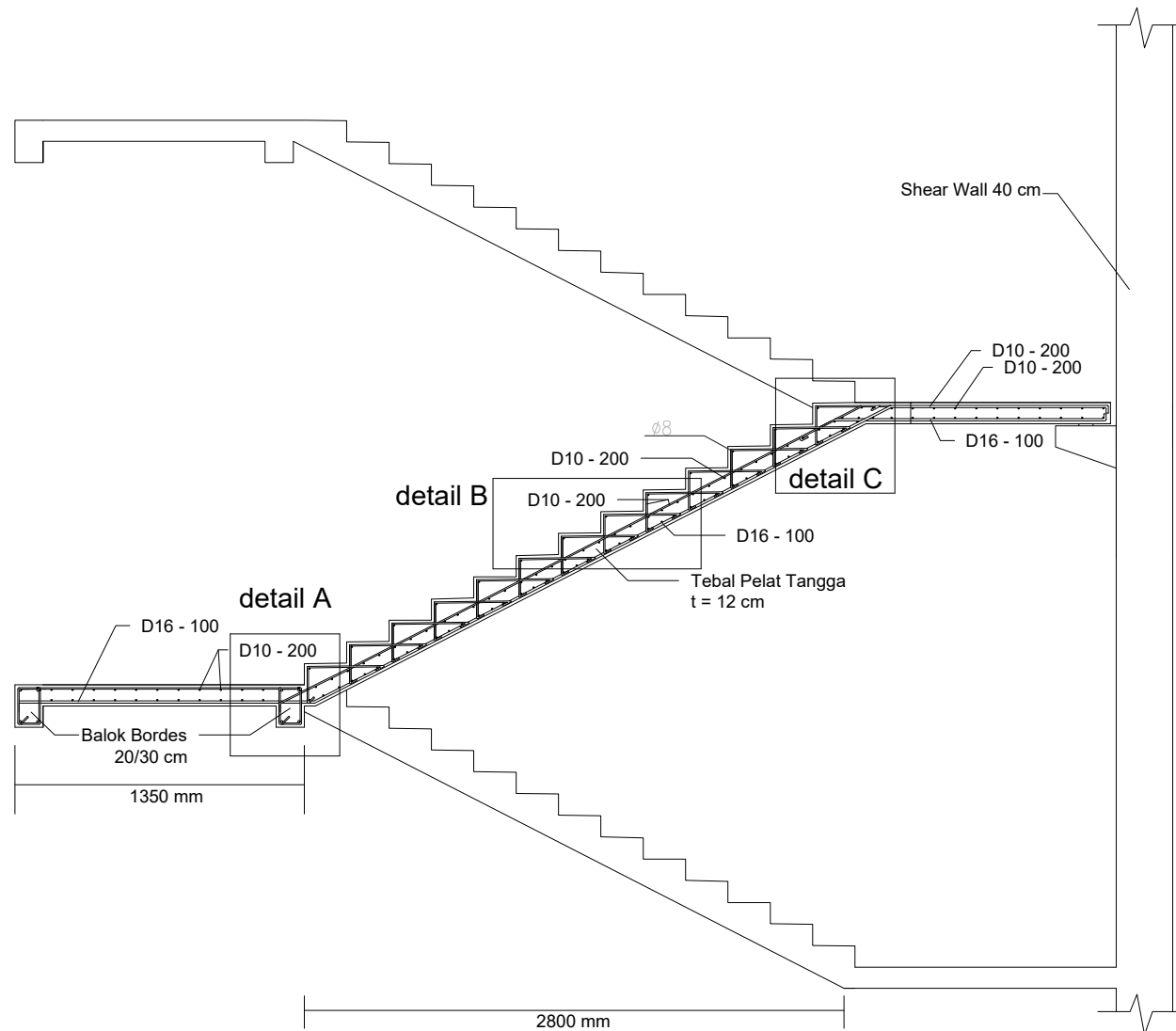
SKALA

JLM. GMB

9

1 : 50

31



Potongan A-A



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

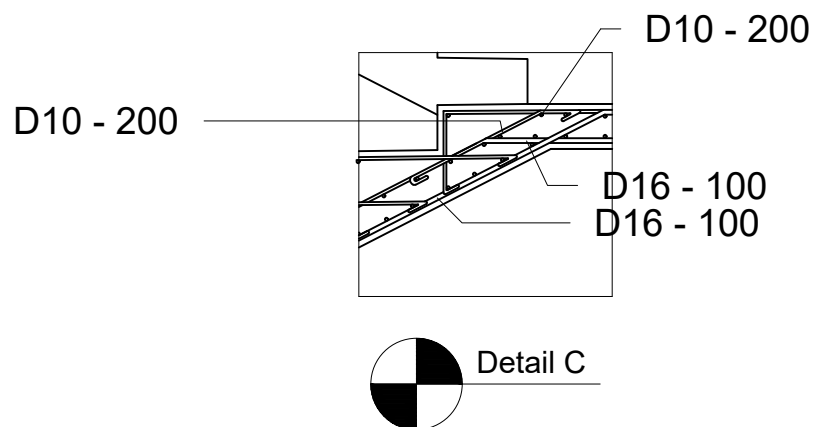
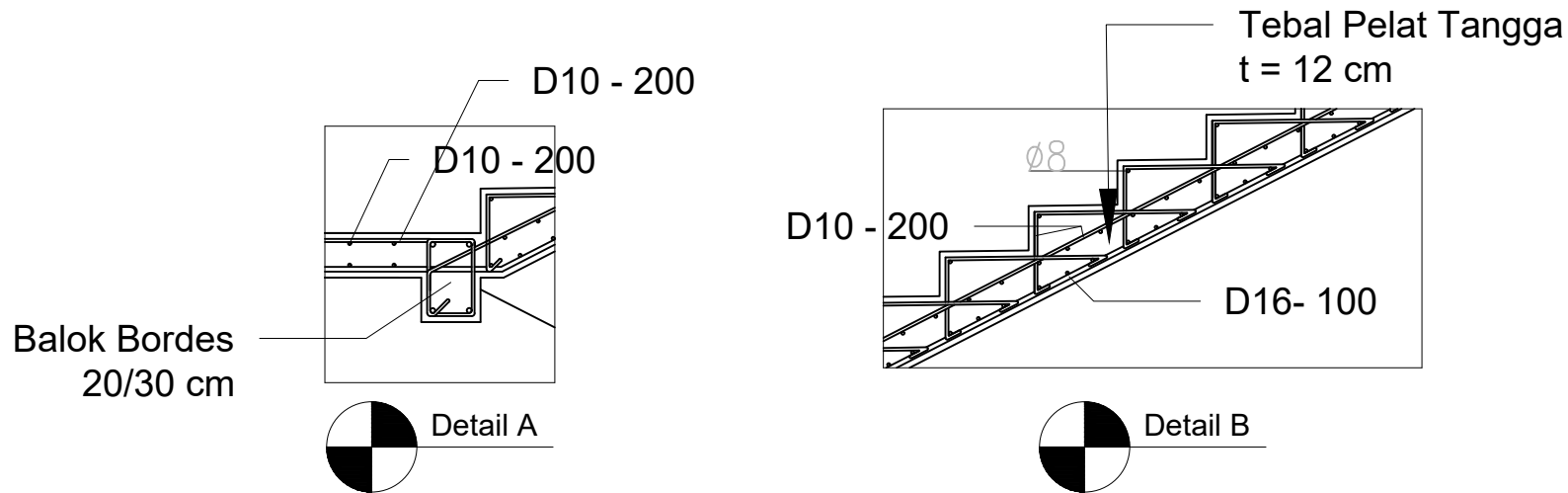
0311154000027

JUDUL GAMBAR

Detail Potongan Tangga

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

10	1 : 25	31
----	--------	----





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

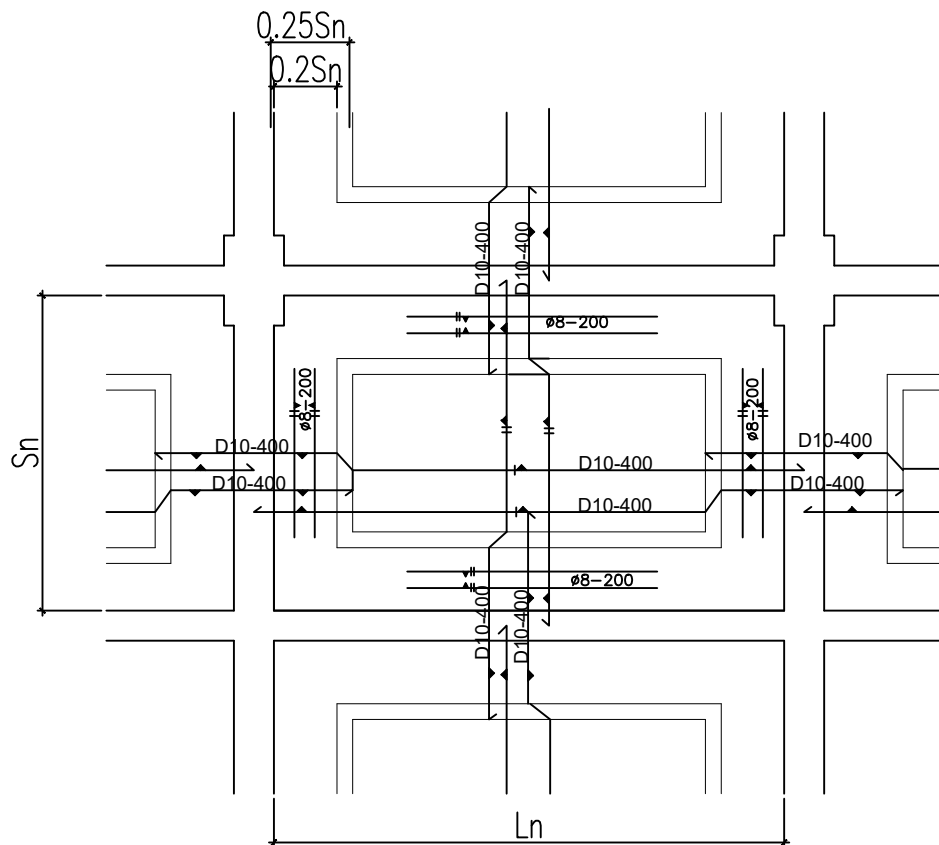
NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat 2 Arah

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
11	1 : 75	31



Penulangan Tipikal Pelat 2
arah



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Pelat Basement

NO. GMB

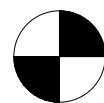
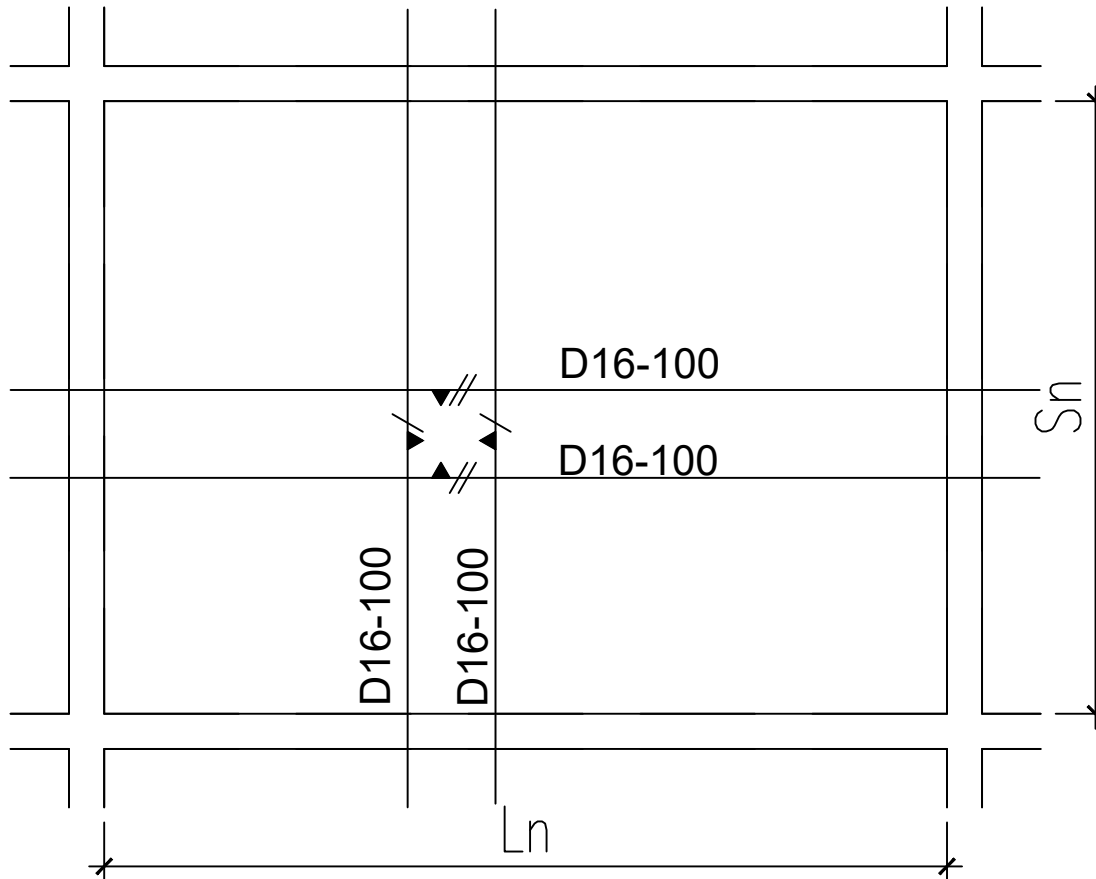
SKALA

JLM. GMB

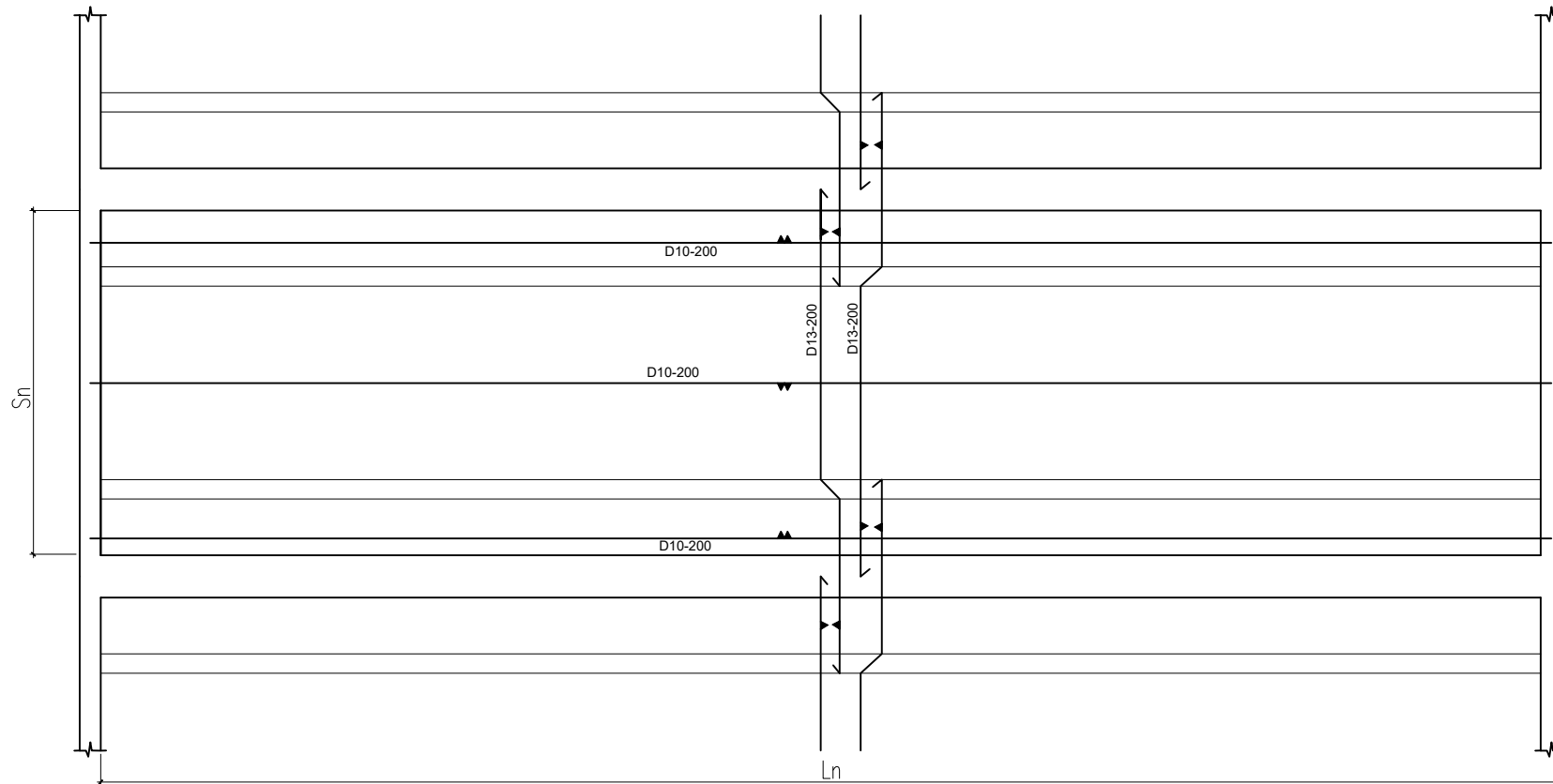
12

1 : 25

31



Penulangan Pelat
Basement



Penulangan Tipikal Pelat 1 arah



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, INGGUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas	Nama Gambar	Skala	No. Lembar	Jml.Lembar	Dosen Pembimbing	Nama & Nrp Mahasiswa
Tugas Akhir	Penulangan Tipikal Pelat 1 arah	1 : 100	13	31	Prof. Dr. Ir I G.P.Raka Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT	Putu Ardifta Sena Bramarta 0311154000027



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok induk

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

14

1 : 25

31

BENTANG BALOK	6900 mm Melintang		5460 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
COVER	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	8D25	2D25	5D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	3D25	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200
BENTANG BALOK	6715 mm Memanjang		6250 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 X 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	6D25	3D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok induk

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

15

1 : 25

31

BENTANG BALOK	7135 mm Melintang		5760 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
COVER	40 mm	40 mm	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	8D25	2D25	5D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	3D25	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200
BENTANG BALOK	6215 mm Melintang		5500 mm Memanjang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		300 X 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D22	5D22	6D25	3D25
TUL. BAWAH	5D22	5D22	4D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D22	2D22	2D16	2D16
SENGKANG	3D16-100	3D13-150	3D13-100	3D13-200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok induk

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
16	1 : 25	31

BENTANG BALOK	8535 mm Melintang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
COVER	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	8D25	3D25
TUL. BAWAH	5D25	4D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D16-100	3D13-150
BENTANG BALOK	3450 mm Melintang	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
COVER	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	10D25	10D25
TUL. BAWAH	6D25	6D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	3D16-100	3D16-100

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 35 \text{ MPa}$



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

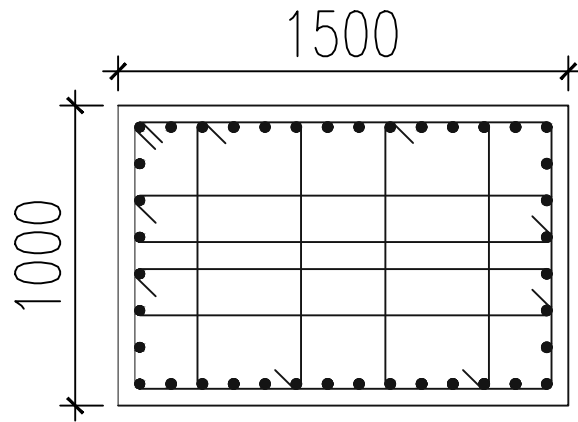
Penulangan Balok Anak
dan Tie Beam

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

17	1 : 25	31
----	--------	----

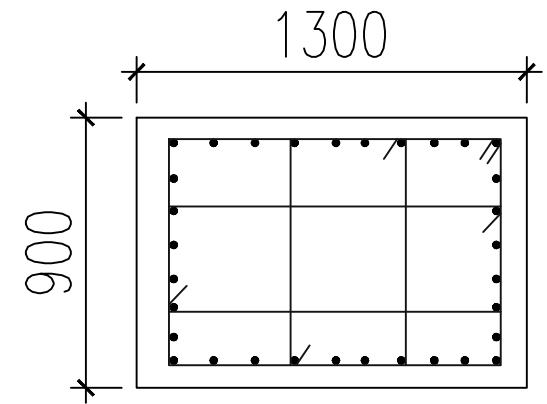
JENIS BALOK	BALOK ANAK		JENIS BALOK	TIE BEAM	
DIMENSI BXH(mm)	300 x 500		DIMENSI BXH(mm)	300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN			POTONGAN		
COVER	40 mm	40 mm	COVER	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	4D16	2D16	TUL. ATAS	2D25	2D25
TUL. BAWAH	2D16	3D61	TUL. BAWAH	2D25	2D25
TUL. PINGGANG	D13	D13	TUL. PINGGANG	D13	D13
SENGKANG	2D10-200	2D10-200	SENGKANG	2D13-150	2D13-150

LOKASI
Lt. base -8
DIMENSI
1000 X 1500
Ld
D32
LAP SPLICES
1660 mm
S. PLASTIS
6D16-100
LUAR S. PLASTIS
6D16-150



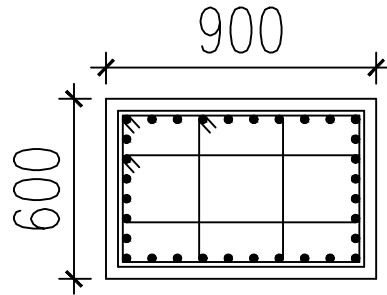
NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 45 \text{ MPa}$

LOKASI
Lt.7-14
DIMENSI
900 X 1300
Ld
D29
LAP SPLICES
1660 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150



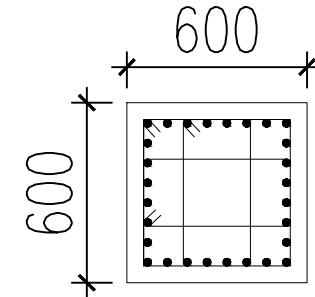
NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 45 \text{ MPa}$

LOKASI
Lt.14 mezz- atap
DIMENSI
600 x 900
Ld
D25
LAP SPLICES
1300 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150



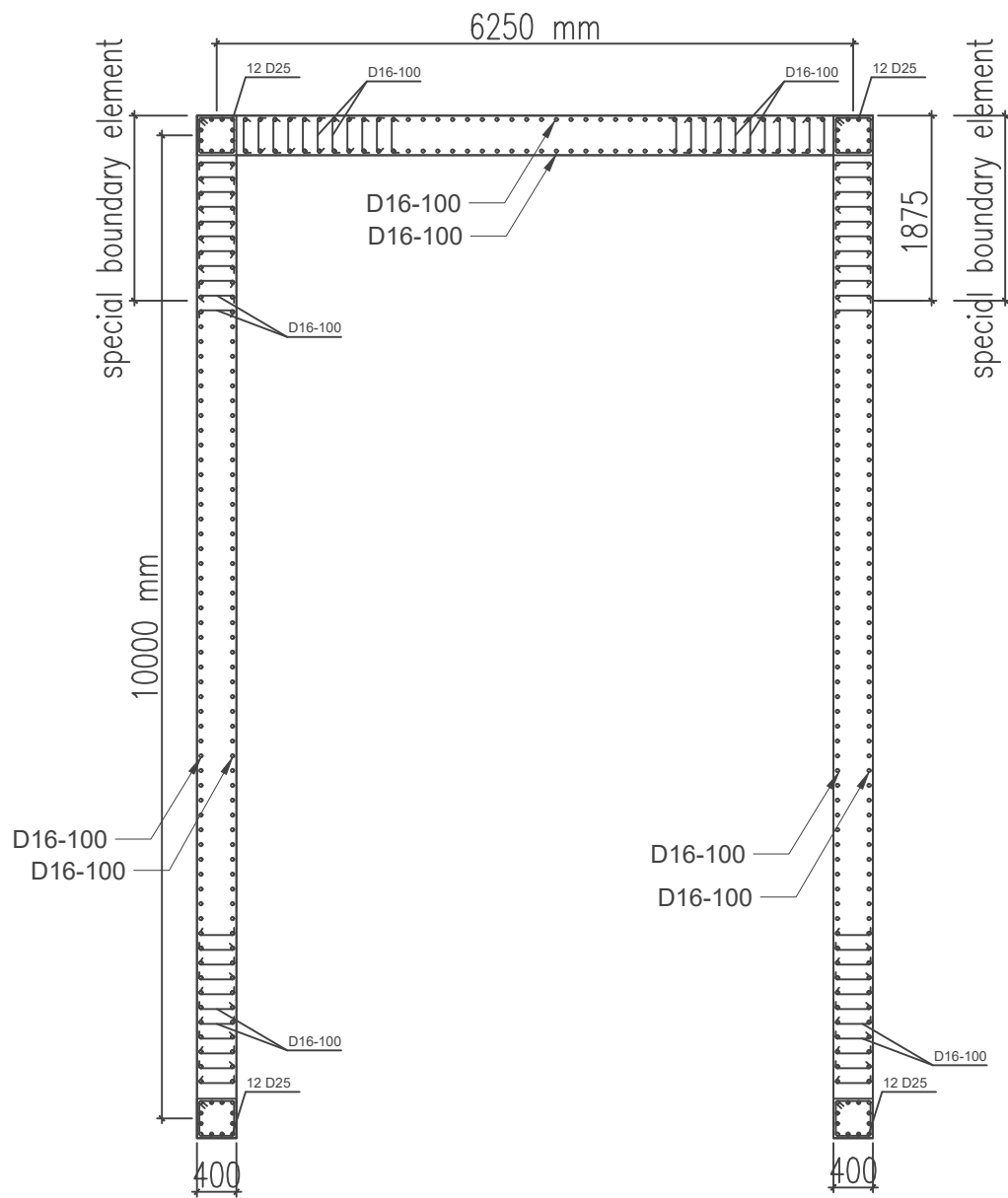
NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 45 \text{ MPa}$

LOKASI
Lt.20-atap
DIMENSI
600 x 600
Ld
D29
LAP SPLICES
1300 mm
S. PLASTIS
4D16-100
LUAR S. PLASTIS
4D16-150



NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f'_c = 45 \text{ MPa}$





Penulangan Tipikal
Shearwall

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 45 \text{ MPa}$



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
 Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
 STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
 SURABAYA DENGAN METODE
 BALOK BETON PRATEKAN
 MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

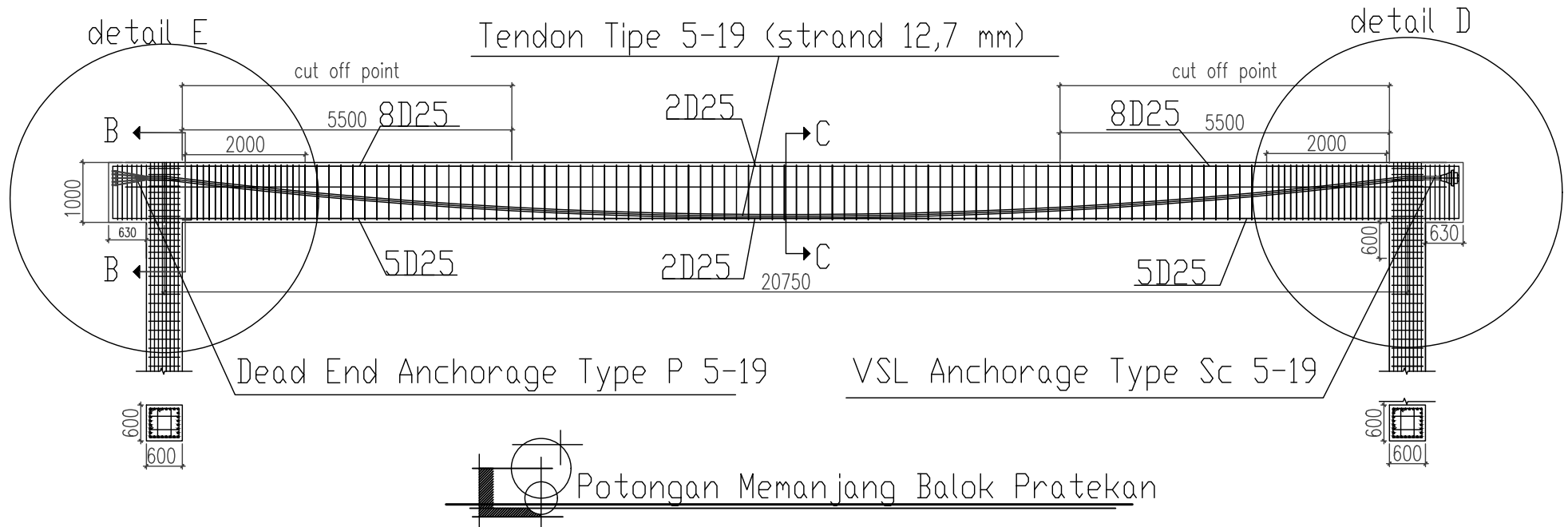
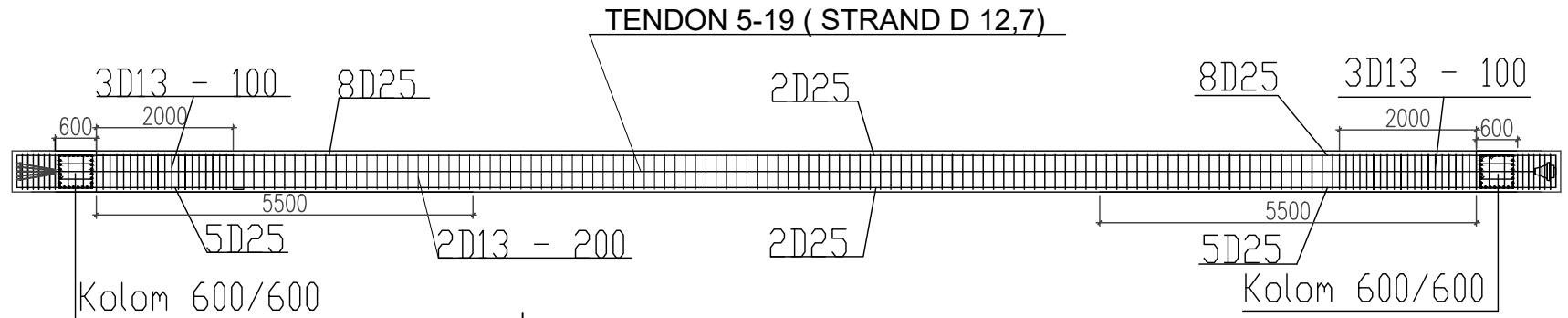
NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Shear Wall

NO. GMB	SKALA	JIM. GMB
19	1 : 75	31



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL, INGGUNGAN DAN KEBUMIHAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

Nama Tugas

Tugas Akhir

Nama Gambar

Potongan Atas dan Memanjang
Balok Pratekan

Skala

1 : 100

No. Lembar

20

Jml.Lembar

31

Dosen Pembimbing

Prof. Dr. Ir I G.P.Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

Nama & Nrp Mahasiswa

Putu Ardita Sena Bramarta
0311154000027



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN STRUKTUR
GEDUNG 88 AVENUE SURABAYA DENGAN
METODE BALOKN BETON PRATEGAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

NRP

03111540000027

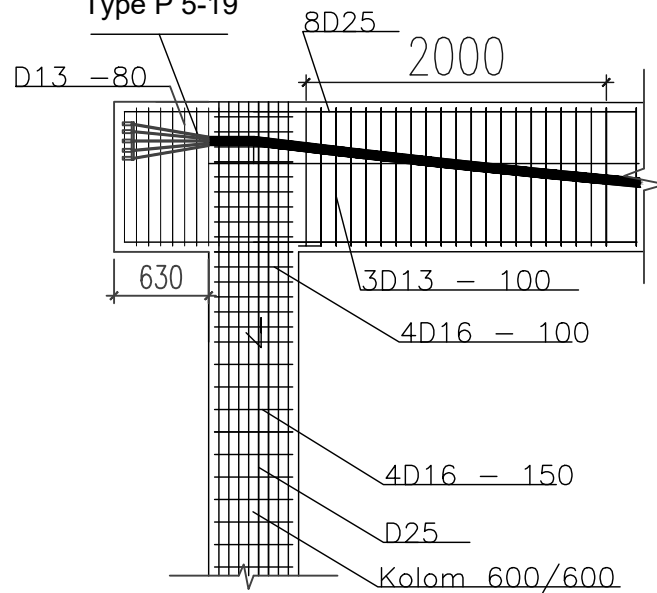
JUDUL GAMBAR

Detail Balok Pratekan

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

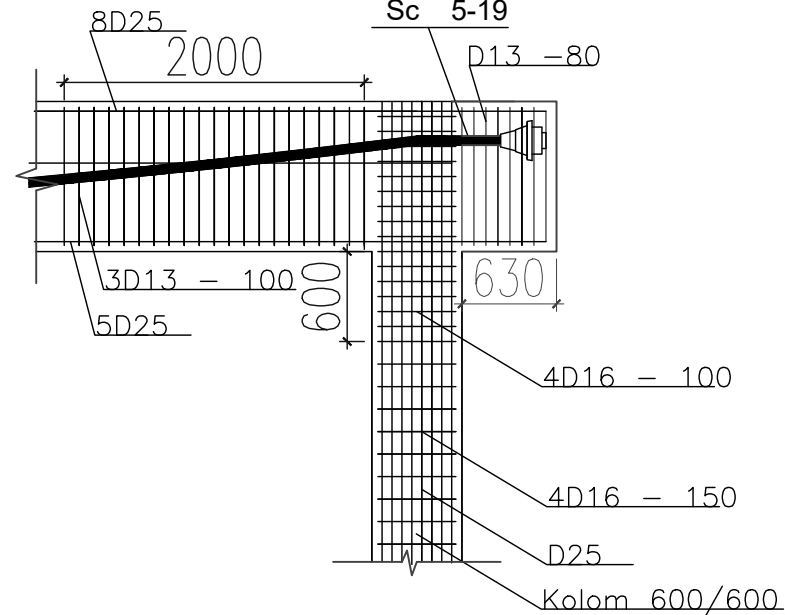
21	1 : 50	31
----	--------	----

Dead End Anchorage
Type P 5-19



detail E
1 : 50

VSL Anchorage Type
Sc 5-19



detail D
1 : 50

NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 45 \text{ MPa}$



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

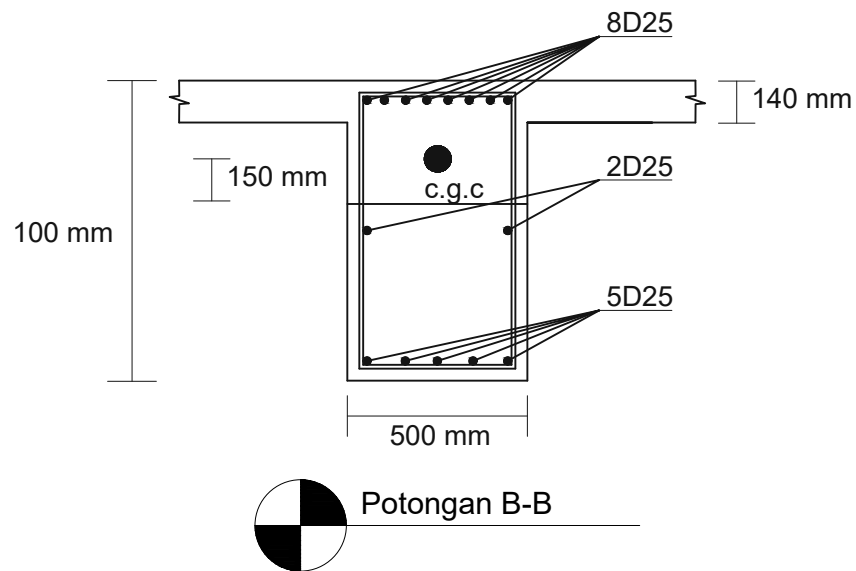
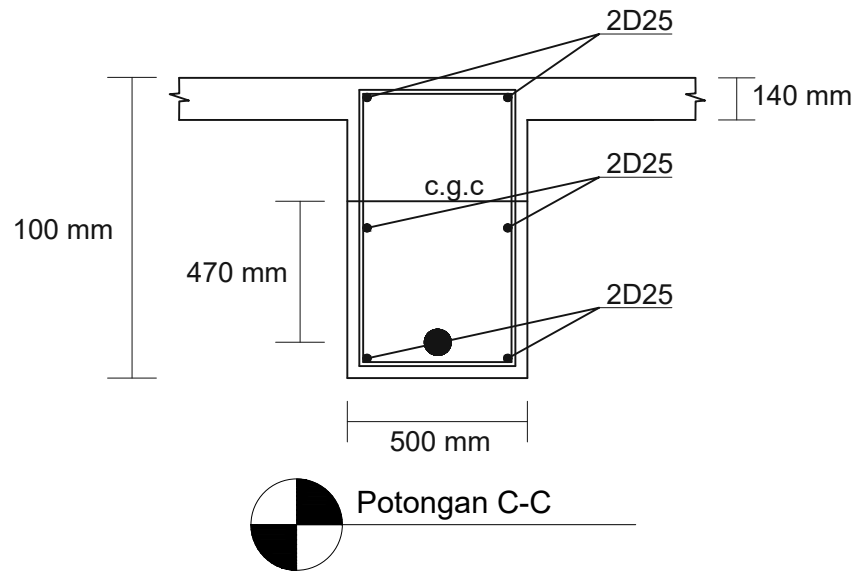
Potongan Balok
Prategang Lantai Atap

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

22

1 : 25

31





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

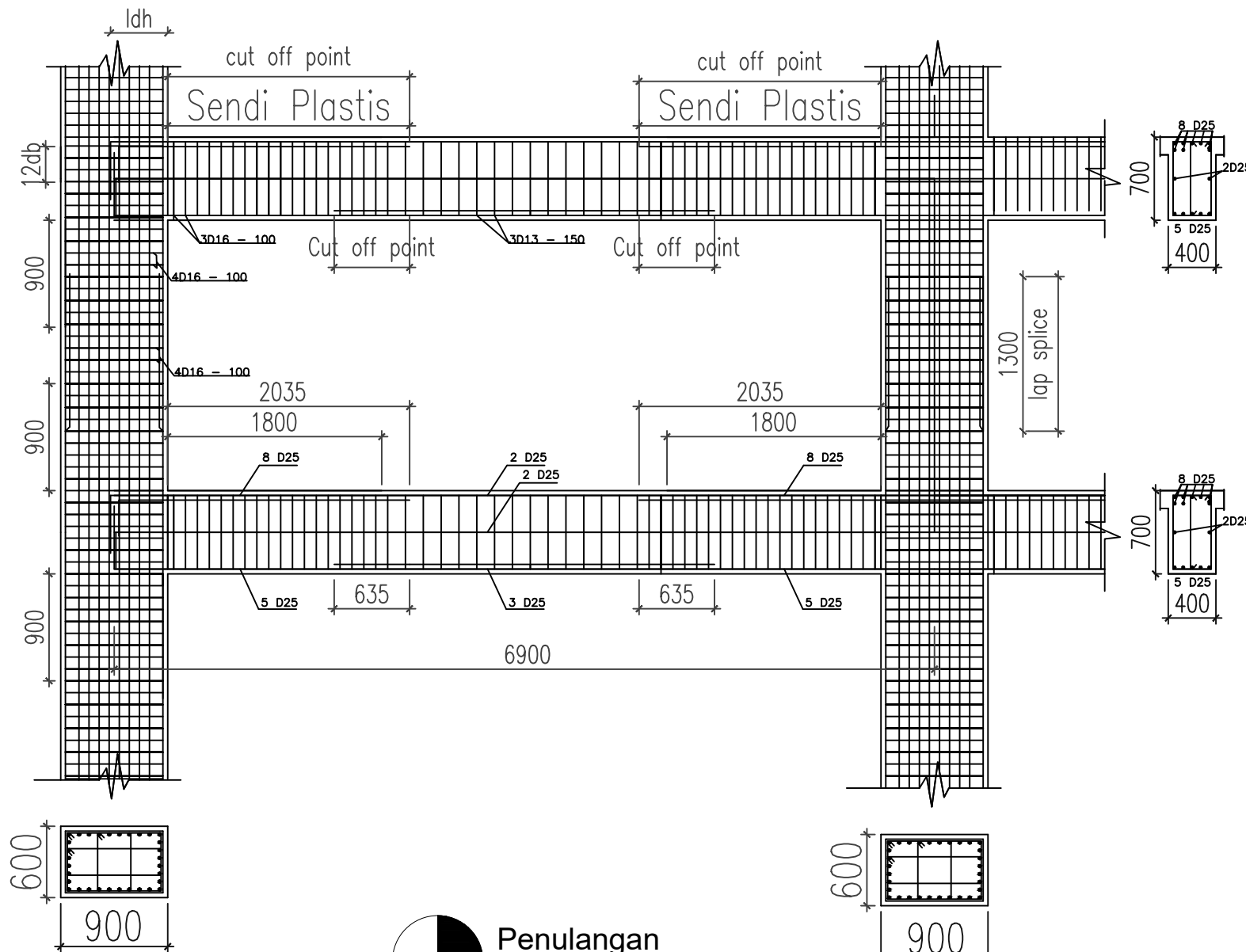
0311154000027

JUDUL GAMBAR

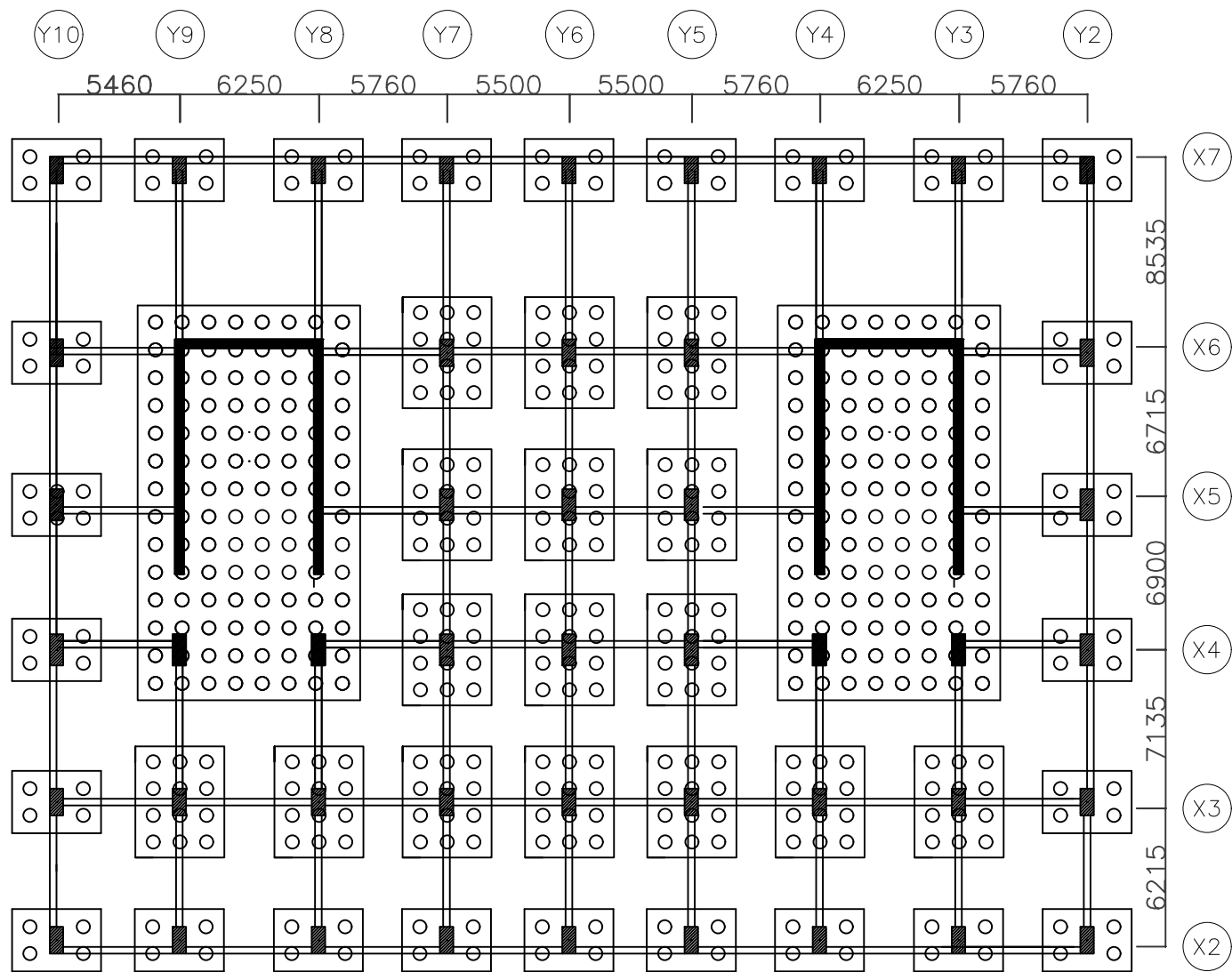
Portal Penulangan
Balok Kolom

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

23	1 : 50	31
----	--------	----



Penulangan
Balok-Kolom



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

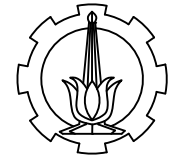
NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Denah Pondasi

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
24	1 : 300	31



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

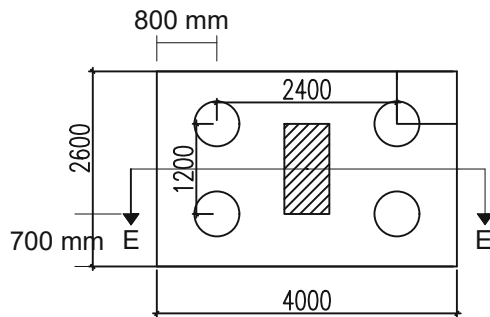
NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

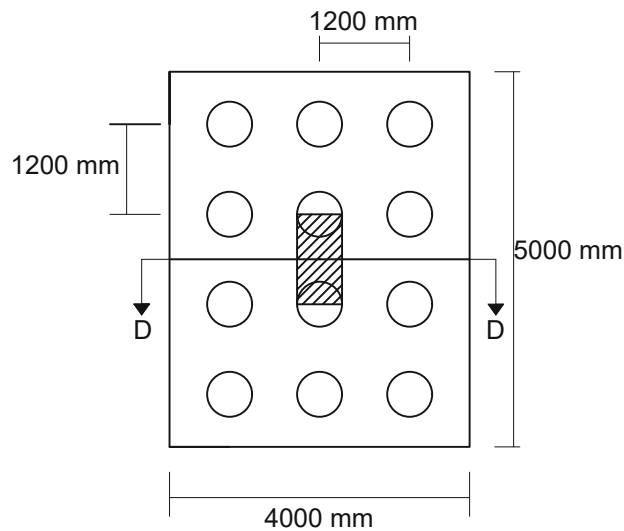
Grup Tiang
Tipe 1, 2 dan 3

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
25	1 : 100	31



Grup Tiang Tipe 2

Skala 1: 100

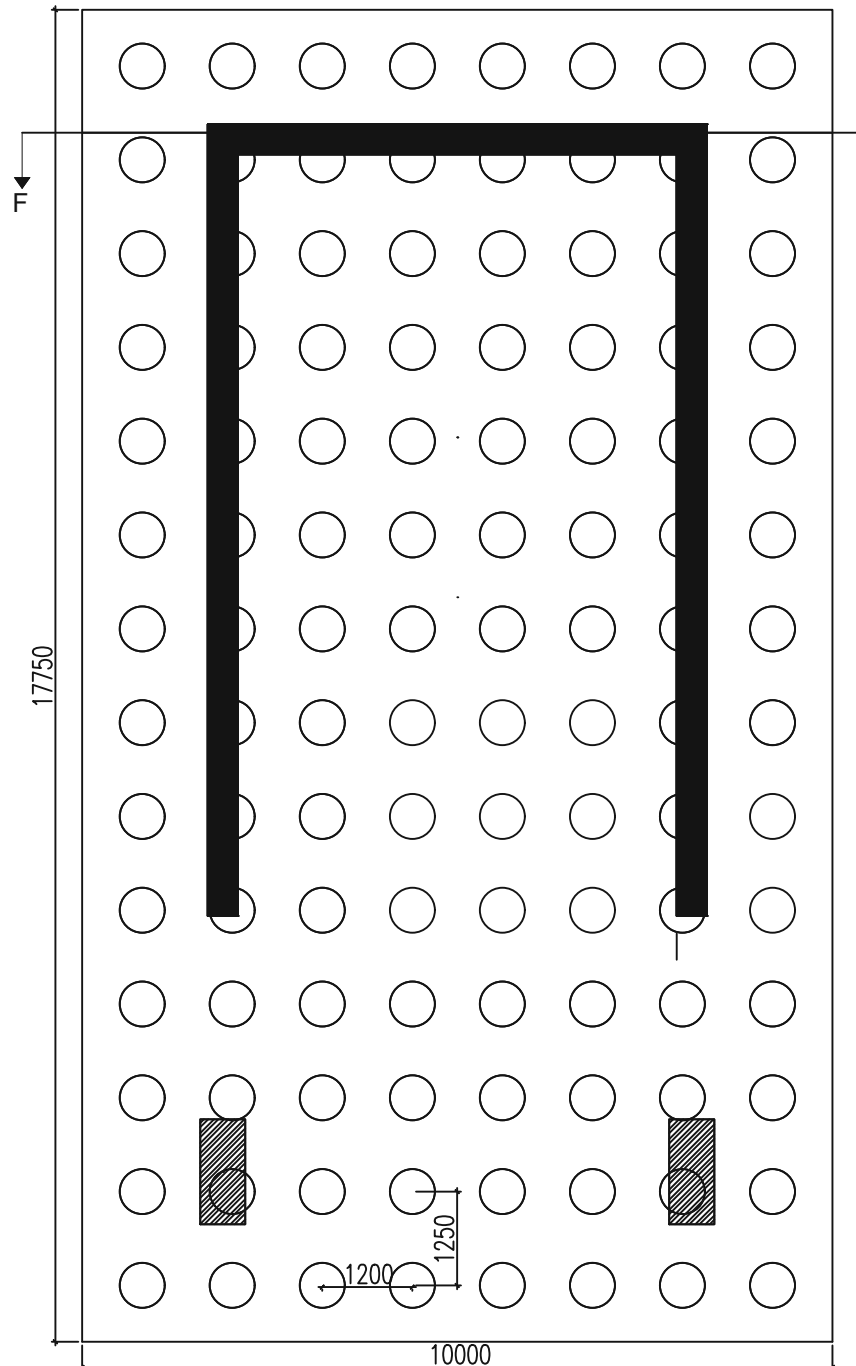


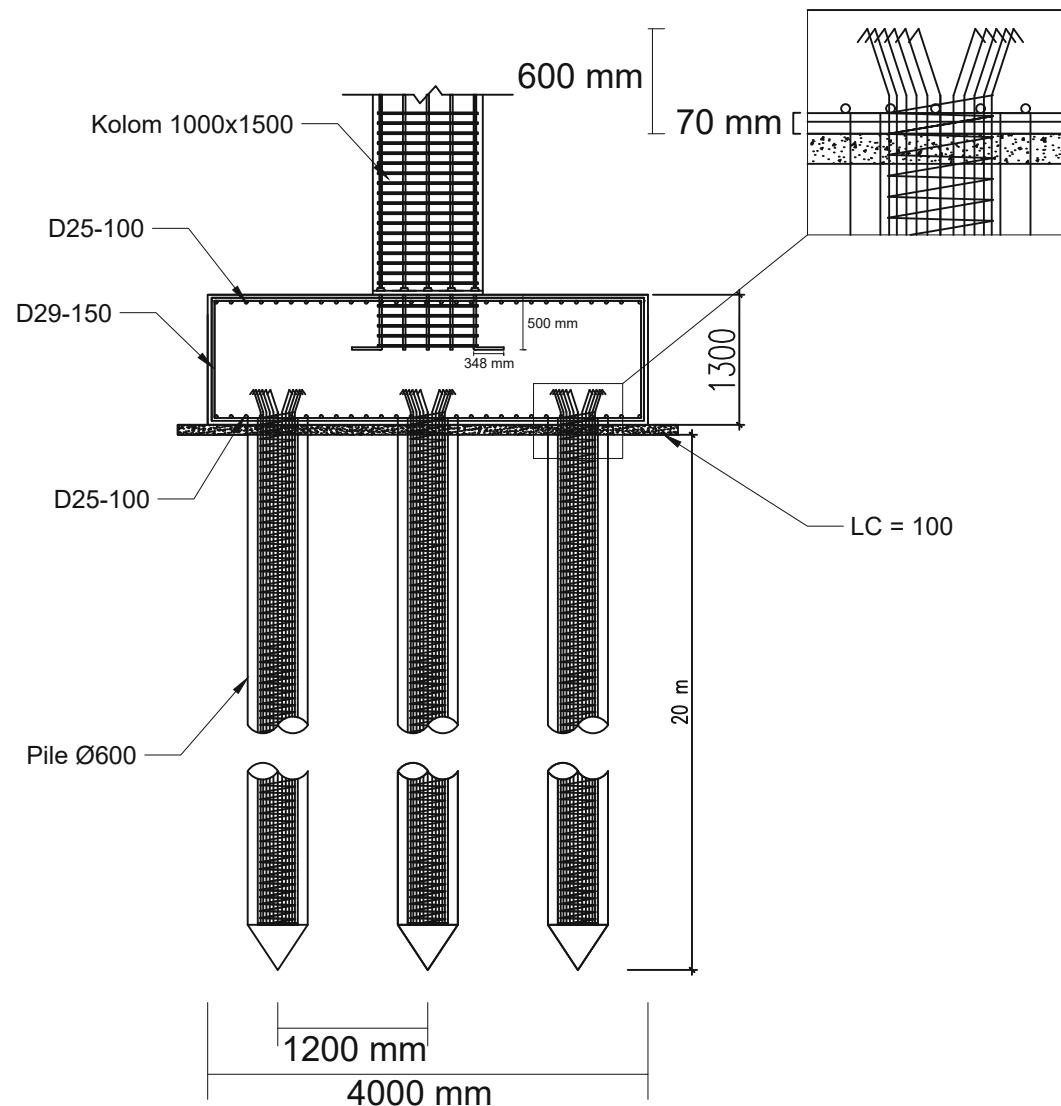
Grup Tiang Tipe 3

Skala 1: 100

Grup Tiang Tipe 1

Skala 1: 100






 Potongan D-D



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Potongan D-D
Pondasi

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
26	1 : 75	31



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

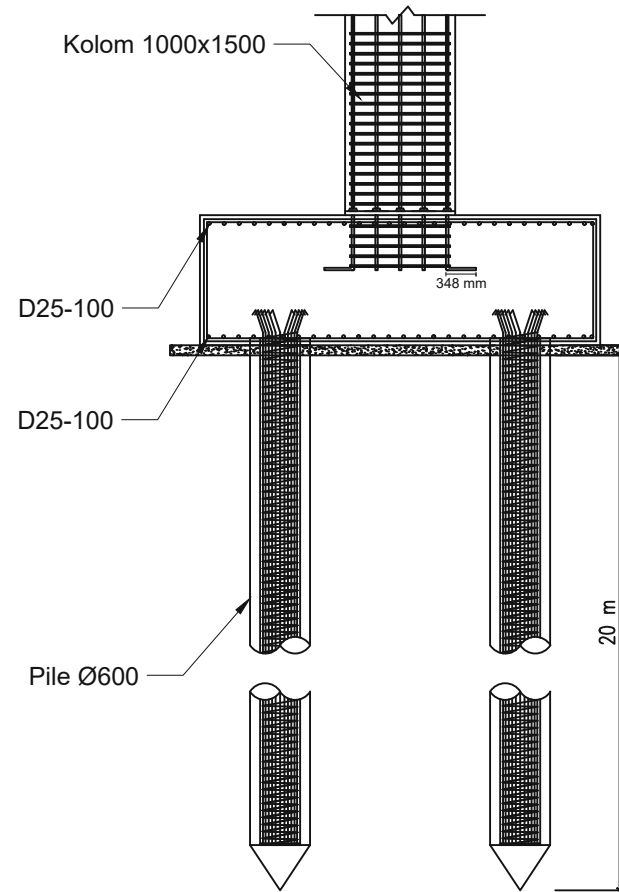
NRP

03111540000027

JUDUL GAMBAR

Potongan E-E
Pondasi

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
27	1 : 75	31



Potongan E-E



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifita Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Potongan F-F
Pondasi

NO. GMB

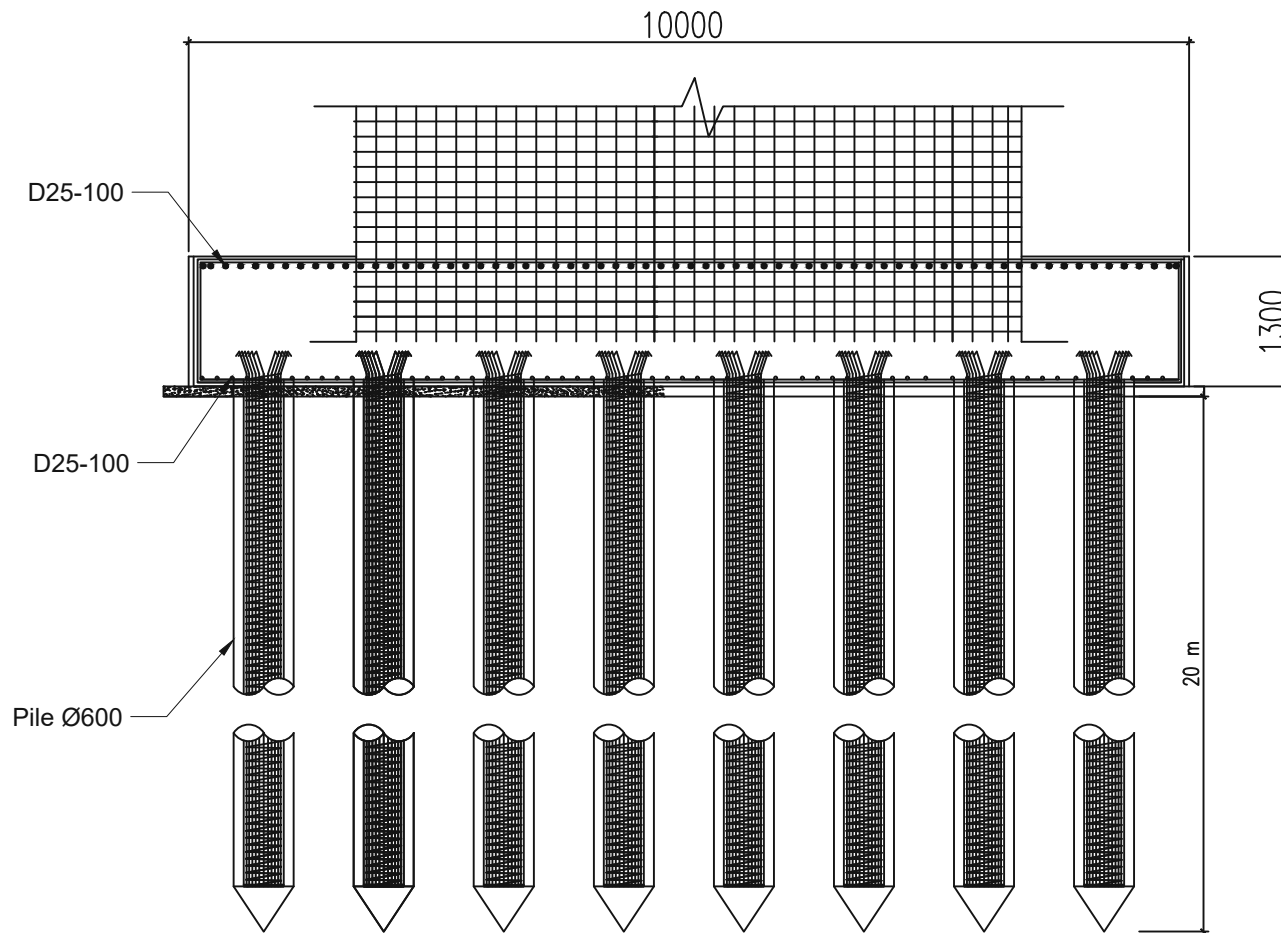
SKALA

JLM. GMB

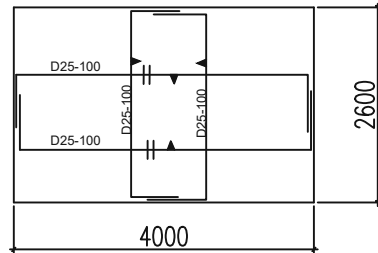
28

1 : 75

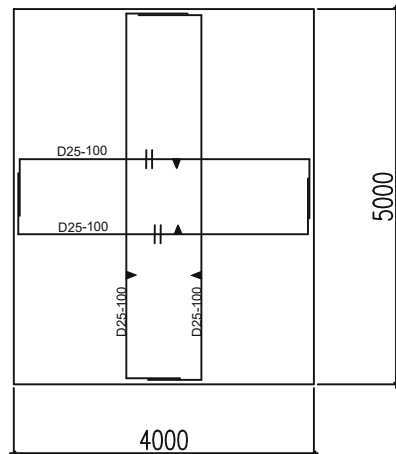
31



Potongan F-F

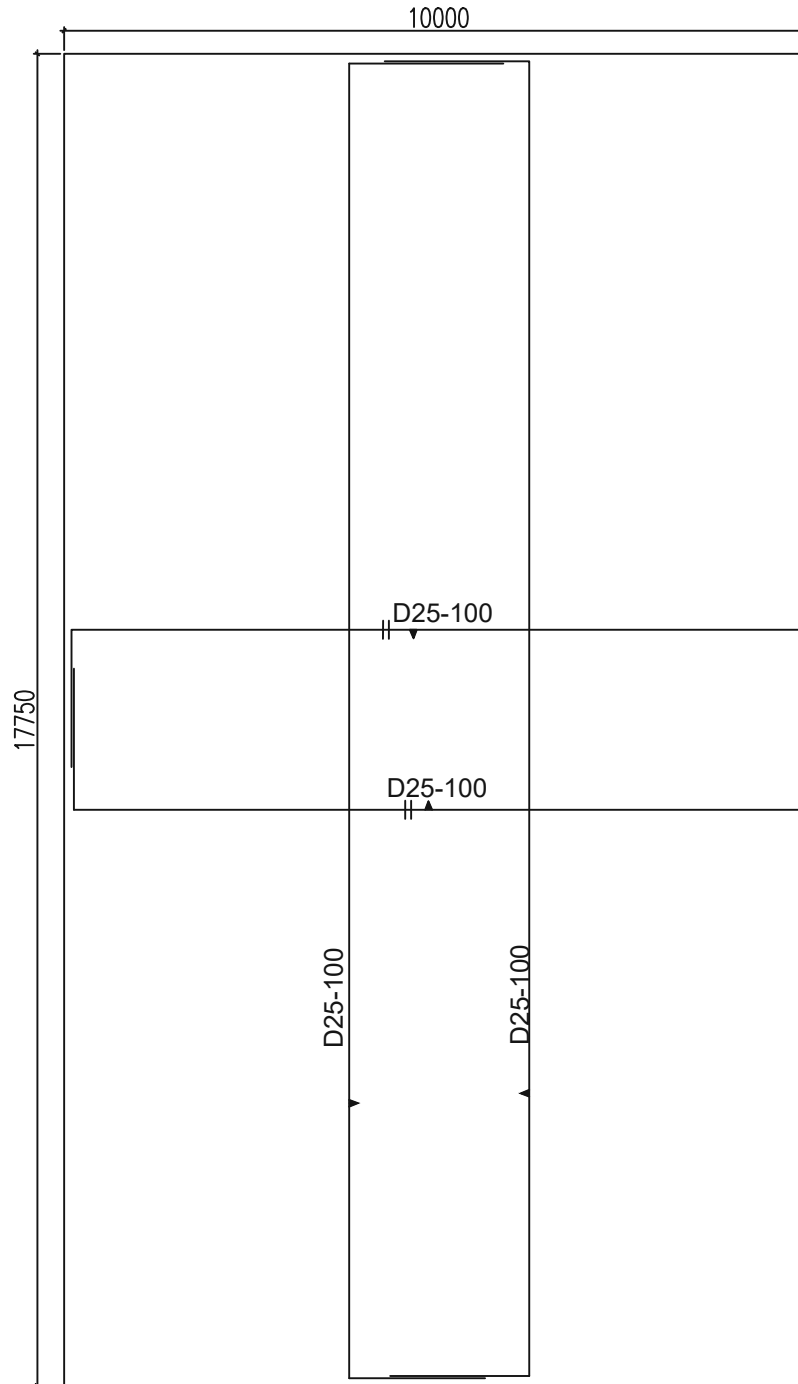


Grup Tiang Tipe 2
Skala 1: 100



Grup Tiang Tipe 3
Skala 1: 100

Grup Tiang Tipe 1
Skala 1: 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

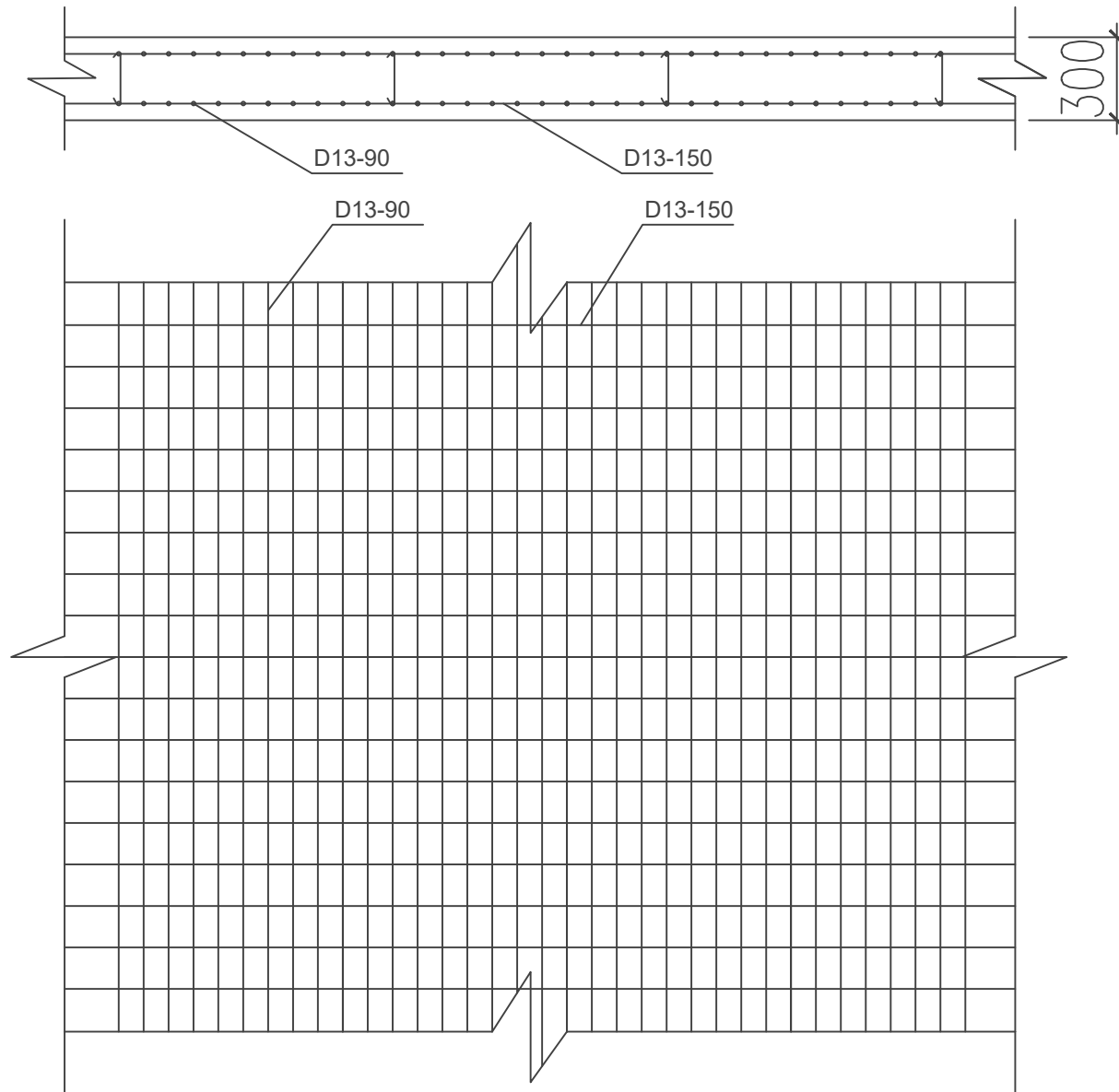
NRP

03111540000027

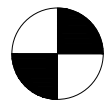
JUDUL GAMBAR

Penulangan Grup Tiang
Tipe 1, 2 dan 3

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
29	1 : 100	31



NOTE:
 $f_y = 400 \text{ MPa}$
 $f_c = 28 \text{ MPa}$



Penulangan Difragm wall



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
 Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
 STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
 SURABAYA DENGAN METODE
 BALOK BETON PRATEKAN
 MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

0311154000027

JUDUL GAMBAR

Penulangan Difragm wall

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
30	1 : 25	31



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERANCANGAN
STRUKTUR GEDUNG 88 AVENUE
SURABAYA DENGAN METODE
BALOK BETON PRATEKAN
MONOLIT POST-TENSION

NAMA MAHASISWA

Putu Ardifta Sena Bramarta

NRP

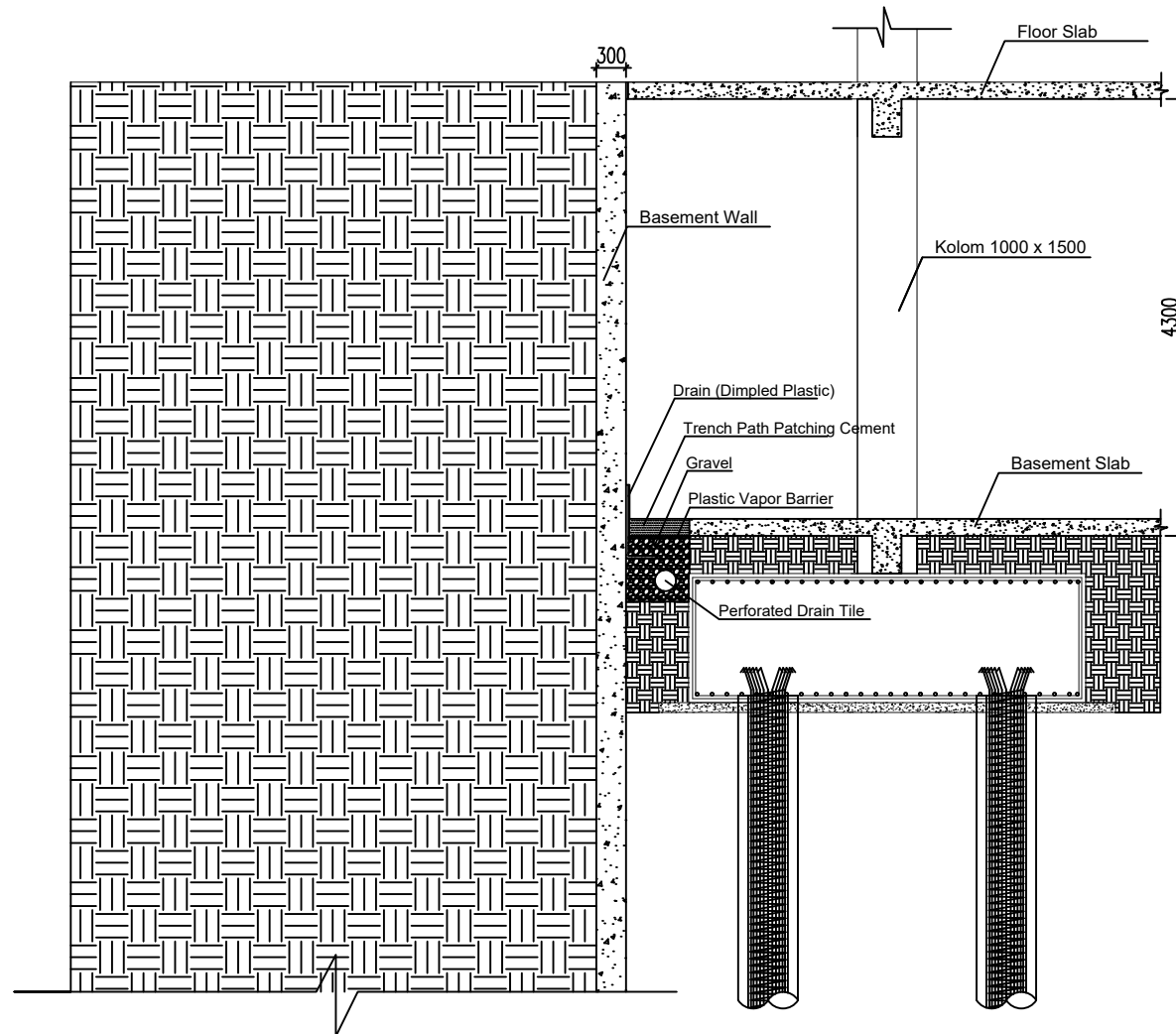
0311154000027

JUDUL GAMBAR

Detail D (Dinding Basement)

NO. GMB	SKALA	JLM. GMB
---------	-------	----------

31	1 : 75	31
----	--------	----



Detail D (Dinding Basement)



DRILLING LOG

KLIEN = PT. BANGUN KONSTRUKSI PERSADA	BORE TYPE = ROTARY DRILLING	Remarks. UD = Undisturb Sample CS = Core Sample SPT = SPT Test
NAMA PROYEK = PERKUATAN BANTARAN SUNGAI KALIMAS	START OF DATE = April 15, 2016	
TTIK BOR = BH-1	FINISH OF DATE = April 18, 2016	
MUKA AIR TANAH = -1,50 METER	BORE MASTER = OSIAS	
LOKASI PROYEK = BANTARAN KALIMAS SURABAYA		

Scale in m	Ground Water Level in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test			N - Value	
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			
														15 cm	15 cm		15 cm
0.00	0.00				START OF BORING												
1.00	-1.00	-1.00			TIMBUNAN SIRTU	COKLAT TERANG	MEDIUM	SPT = 23			-2.00	SPT 1	23	5	9	14	23
2.00	-2.00	-2.00			LEMPUNG PASIR	ABU-ABU TERANG	STIFF	SPT = 13			-2.50						
3.00	-3.00	-3.00			PASIR	ABU-ABU TERANG	MEDIUM	SPT 13 s/d 15			-4.00	SPT 2	13	3	5	8	13
4.00	-4.00	-4.00									-4.50						
5.00	-5.00	-5.00									-6.00	SPT 3	15	4	6	9	15
6.00	-6.00	-6.00									-6.50						
7.00	-7.00	-7.00									-7.50	UD 01					
8.00	-8.00	-8.00			LEMPUNG PASIR	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT = 23			-8.00	SPT 4	23	7	10	13	23
9.00	-9.00	-9.00									-8.50						
10.00	-10.00	-10.00									-10.00	SPT 5	23	6	9	14	23
11.00	-11.00	-11.00									-10.50						
12.00	-12.00	-12.00									-12.00	SPT 6	19	4	7	12	19
13.00	-13.00	-13.00									-12.50						
14.00	-14.00	-14.00									-14.00	SPT 7	26	7	10	16	26
15.00	-15.00	-15.00									-14.50						
16.00	-16.00	-16.00			PASIR	ABU-ABU TERANG	MEDIUM	SPT 19 s/d 26			-15.00	UD 02					
17.00	-17.00	-17.00									-15.50						
18.00	-18.00	-18.00									-16.00	SPT 8	26	8	11	15	26
19.00	-19.00	-19.00									-16.50						
20.00	-20.00	-20.00									-18.00	SPT 9	22	5	9	13	22
21.00	-21.00	-21.00									-18.50						
22.00	-22.00	-22.00			PASIR BERLANAU	ABU-ABU TERANG	MEDIUM	SPT = 27			-20.00	SPT 10	20	4	8	12	20
23.00	-23.00	-23.00									-20.50						
24.00	-24.00	-24.00									-22.00	SPT 11	27	7	12	15	27
25.00	-25.00	-25.00			LEMPUNG BERLANAU	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF TO HARD	SPT 27 s/d 36			-22.50	UD 03					
26.00	-26.00	-26.00									-23.00						
27.00	-27.00	-27.00									-24.00	SPT 12	36	8	15	21	36
28.00	-28.00	-28.00									-24.50						
29.00	-29.00	-29.00			LEMPUNG	ABU-ABU TERANG	VERY STIFF	SPT 22 s/d 28			-26.00	SPT 13	27	6	11	16	27
30.00	-30.00	-30.00									-26.50						
											-28.00	SPT 14	22	5	9	13	22
											-28.50						
											-30.00	SPT 10	28	7	12	16	28
											-30.50	UD 04					
					END OF BORING												



REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. BANGUN KONSTRUKSI PERSADA
PROYEK : PERKUATAN BANTARAN SUNGAI KALIMAS
LOKASI : BANTARAN KALIMAS SURABAYA

BORE POINT : BH-1
BORE MASTER : HARNO CS

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.611	1.395	100.00	53.43	58.25	16.727	10.902	16.727	*	*	*
-15.00	2.601	0.914	100.00	35.14	47.75	18.365	13.589	18.365	*	*	*
-22.50	2.628	1.144	100.00	43.53	53.36	17.593	12.257	17.593	*	*	*
-30.00	2.583	1.209	100.00	46.81	54.73	17.166	11.693	17.166	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST		TRIAXIAL UU		TRIAXIAL CD		PERMEABILITY
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	ϕ	C _u	ϕ_u	C _d	ϕ_d	k (cm/sec)
-7.50	0.00	26.77	73.23	56.17	28.35	27.82	*	*	112.14	0	*	*	*
-15.00	0.00	89.14	10.86	NP	NP	NP	0	33	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	80.49	19.51	NP	NP	NP	0.17	32	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	10.84	89.16	56.34	31.48	24.86	*	*	135.29	0	*	*	*

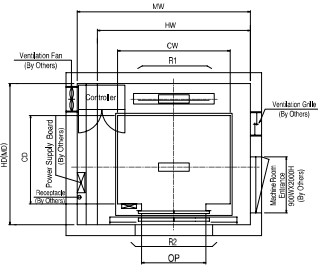
REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)
M+ Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)
e	= Void ratio	Cc	= Compression Index
Gs	= Specific Gravity	Cv	= Compression of Consolidation (cm ² /sec)
n	= Porosity (%)	Pp	= Coefficient of Consolidation (kPa)
Sr	= Degree of saturation (%)	*	= Not test
W _c	= Water content (%)	k	= Coefficient of permeability (cm/sec)
γ_t	= Moisture density (kN/m ³)		
γ_{sat}	= Saturated density (kN/m ³)		
γ_d	= Dry density (kN/m ³)		
C	= Cohesion direct shear (kPa)		
C _d	= Drained cohesion triaxial test(kPa)		
C _u	= Undrained cohesion triaxial test(kPa)		
ϕ	= Angle of internal friction direct shear test (degree)		
ϕ_d	= Angle of internal friction drained triaxial test (degree)		
ϕ_u	= Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)		

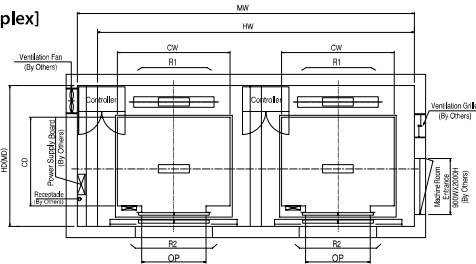
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

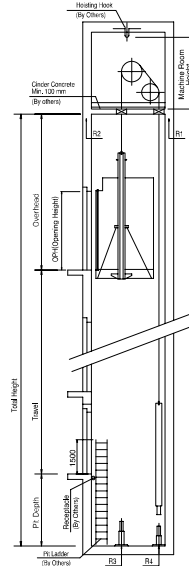
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450-1000	Travels:100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels:100	4300			4500
		1150/1600	Travels:80	4300			
		80<Travels:100	4650				
	1.5	450-1000	Travels:100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travels:100	4400			4500
		1150/1600	Travels:80	4400			
		80<Travels:100	4750				
	1.75	450-1000	Travels:100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travels:100	4500			4500
		1150/1600	Travels:80	4500			
		80<Travels:100	4850				
MS2021	1	410-1025	Travels:100	4200	1400	2400	3000
		1365	Travels:100	4300			4500
		1160/1365	Travels:80	4300			
		80<Travels:100	4650				
	1.5	410-1025	Travels:100	4400	1450	2400	3000
		1365	Travels:100	4400			4500
		1160/1365	Travels:80	4400			
		80<Travels:100	4750				
	1.75	410-1025	Travels:100	4500	1600	2400	3000
		1365	Travels:100	4500			4500
		1160/1365	Travels:80	4500			
		80<Travels:100	4850				
Standard / EN	2			5100	1900	2300	4500
	2.5	800-1600	Travels:130	5300	2200		

Technical Data

| Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
	Person	Load(kg)		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
	2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300					

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450	10200	7000	10950	8700
	2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300					

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450				
	20	1365	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

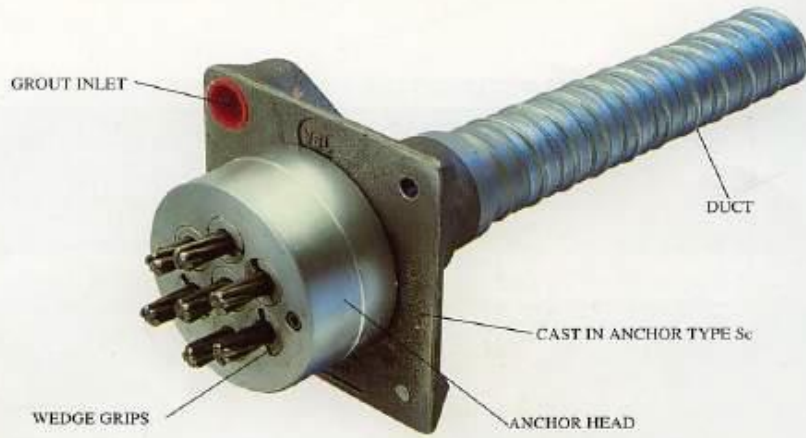
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ¹

TENDON PROPERTIES

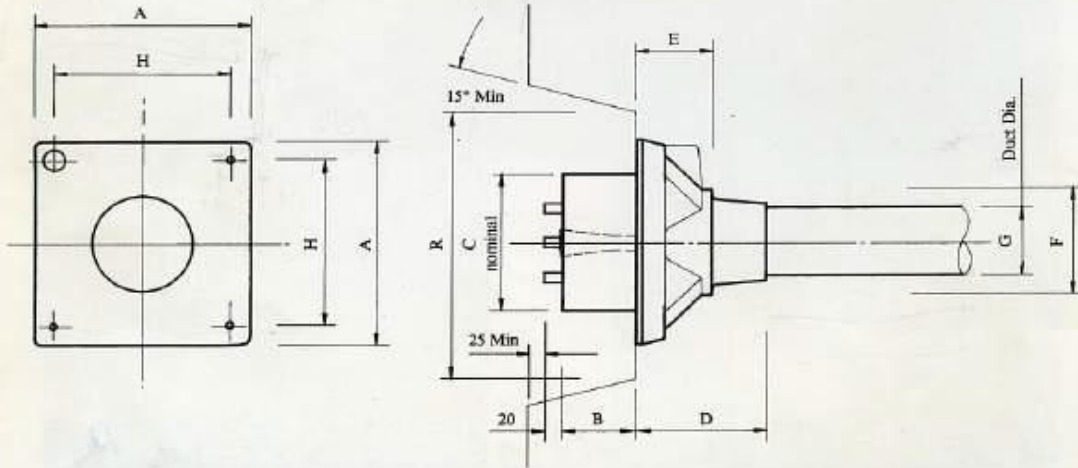
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	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
33		8250	127
34		8500	127
35		8750	127
6-42		36	9000
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
6-48	42	10500	135
	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
6-55	48	12000	144
	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13230	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. = 1. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-PlusTM duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



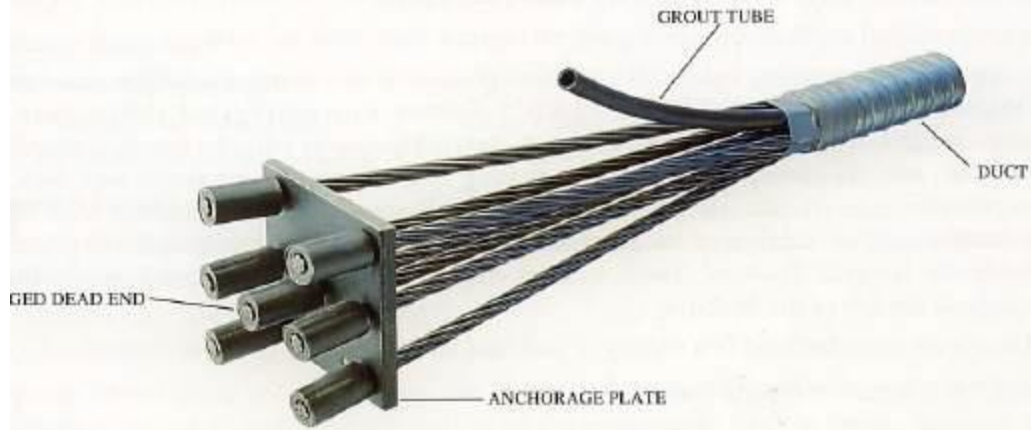
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



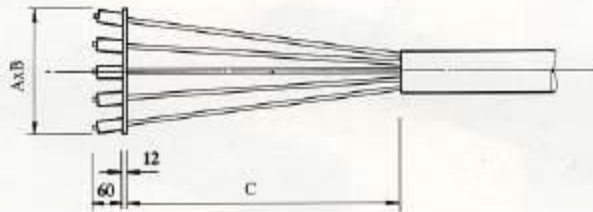
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	213	64	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	64	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	64	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	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900	
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900	

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE P



STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
5-3	100	100	100
5-4	120	120	150
5-7	150	150	250
5-12	200	200	350
5-19	250	250	500
5-22	300	250	500
5-27	300	300	650
5-31	350	300	650
5-37	375	350	850
5-42	375	375	850
5-48	400	400	1000
5-55	425	425	1000

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	A	B	C
	Dimensions (mm)		
6-3	150	150	250
6-4	150	150	250
6-7	200	200	350
6-12	250	250	500
6-19	300	300	500
6-22	300	300	500
6-27	350	350	650
6-31	350	350	650
6-37	400	350	850
6-42	400	350	850
6-48	475	475	1000
6-55	550	475	1000



BROCHURE

THE PRECAST CONCRETE MANUFACTURER



Innovation and Trust



PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

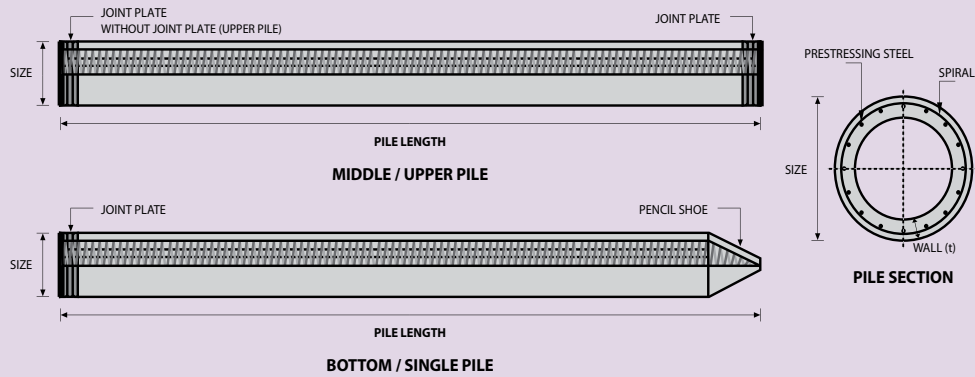
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
	SNI 2847 - 2013	Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BjTS 40 (Deformed) Steel Class : BjTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



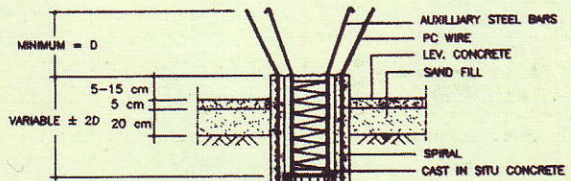
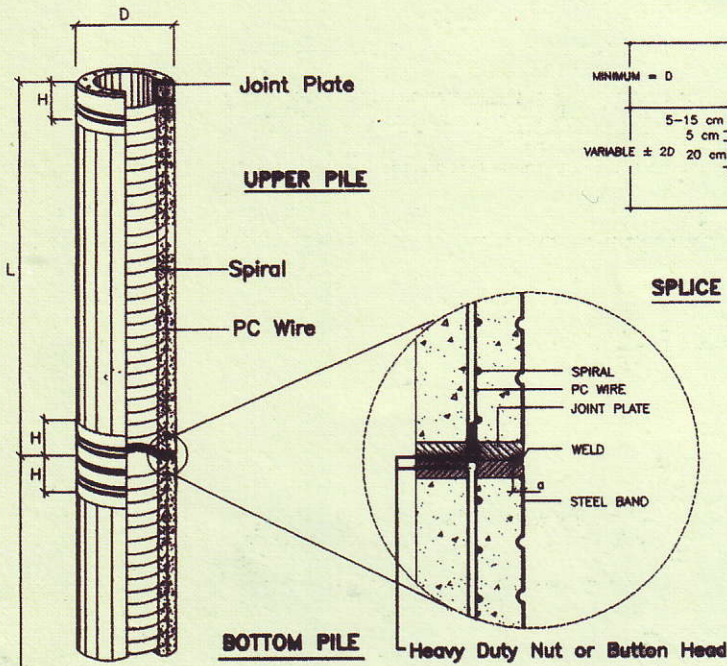
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

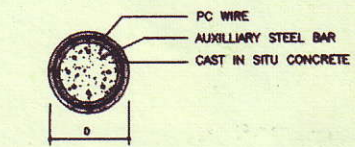
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

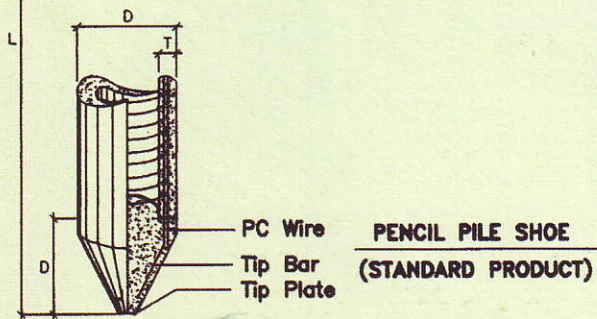
Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe



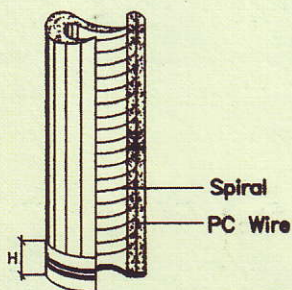
SPLICE



PILE CAP CONNECTION DETAIL



**PENCIL PILE SHOE
(STANDARD PRODUCT)**



**MAMIRA PILE SHOE
(SPECIAL ORDER)**

Mamira Pile Shoe (Special design)			Thickness of Weld
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10



NAMA PEMBIMBING	: Dr. techn Puyo Aji, ST.MT
NAMA MAHASISWA	: Putu Ardifita Seng Bramarta
NRP	: 63111590900027
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perancangan Struktur Gedung 80 Avenue Surabaya dengan Metode Balok Beton Pratekan Monolit Post Tension
TANGGAL PROPOSAL	: 7 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15162

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1)	$\frac{22}{3}$ 19	Preliminary desain		
2)	$\frac{26}{3}$ 19	Permodelan struktur kontrol drift, Base shear, dual system		
3)	$\frac{9}{4}$ 19	Struktur sekunder : - pelat kontrol lendutan - Balok anak, tangga tumpuan diganti sendi-roll		



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
NAMA MAHASISWA	: Putu Ardita Sena Bramarta
NRP	: 0311154000027
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung 88 Avenue Surabaya dengan metode Balok Beton Pratekan Menolit Post-Tension
TANGGAL PROPOSAL	: 7 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 15162 /ITS.VI.9.1 /PP.05.02.00 /2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	2/3/19	Prelim : Dkk, Kolor Pilot		Raka
2	29/3/19	Ters ke San Schuder.		Raka
3	10/4/19	Tulpa pelat, dan penerahan tegas.		Raka
4	27/4/19	Penulangan Balok Wulak & kolom		Raka
5	30/4/19	Jajar And Pratekan.		Raka
6	4/5/19	-Jumlahin pratekan - limit kabel.		Raka
7	8/5/19	Shear wall & Boundary element.		Raka
8	17/5/19	TP trail dikawal by asisteny.		Raka


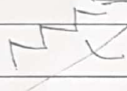



(Signature)

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
 SEMINAR DAN LISAN
 TUGAS AKHIR**

Pada hari ini **Kamis** tanggal **4 Juli 2019** jam **09:00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
0311154000027	Putu Ardifta Sena Bramarta	Modifikasi Perancangan Struktur Gedung 88 Avenue Surabaya dengan Metode Balok Beton Pratekan Monolit Post-Tension

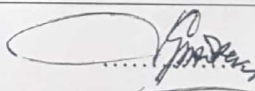
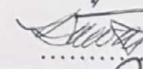
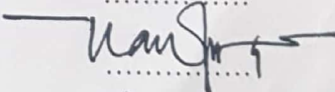
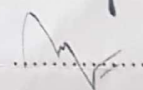
1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :

- metodologi diperbaiki (penjelasan flowchart), editorial tulisan diperbaiki.
-  sendi jangam menggunakan spring
-  beban tangga termasuk   gambar tulangan harus beda, garis ukuran
- aturan penulisan FONITS diperketat
- kolom penyal balok prestressed check!
-  perhitungan dilakukan

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E

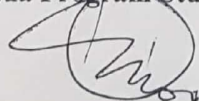
3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka (Pembimbing 1)	
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT (Pembimbing 2)	
Dr. Ir. Djoko Irawan, MS	
Ir. Faimun, MSc. PhD	

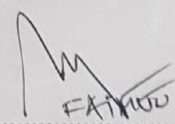
Surabaya, 4 Juli 2019

Mengetahui,
 Ketua Program Studi S1



Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
 NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang



(.....
 Nama terang

BIODATA PENULIS



Putu Ardifta Sena Bramarta

Lahir di Gianyar, pada tanggal 27 Februari 1997, merupakan anak pertama dari 2 bersaudara pasangan I Ketut Sudiarsana SE dan Ni Wayan Seriani. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD 2 Sepang Kelod , SMPN 2 Singaraja , dan SMAN 1 Singaraja. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSLK-ITS) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP. 03111540000027. Selama menempuh studi, penulis aktif di organisasi kerohanian yaitu Tim Pembina Kerohanian Hindu ITS dan Hipunan Mahasiswa Sipil ITS. Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir **“Modifikasi Perancangan Struktur Gedung 88 Avenue Surabaya Dengan Metode Balok Beton Pratekan Monolit Post-Tension”**

Narahubung

Email : senaardifta@gmail.com