



TUGAS AKHIR (RC18 - 4803)

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
RUMAH SAKIT ARISANTHI MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM
GANDA**

I MADE KRISNADI KUMARA
NRP. 0311154000029

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, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020



TUGAS AKHIR – RC18-4803

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RUMAH
SAKIT ARISANTHI MENGGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA**

I MADE KRISNADI KUMARA
NRP 0311154000029

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, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2020



FINAL PROJECT – RC18-4803

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE
ARISANTHI HOSPITAL USING PRESTRESSED
CONCRETE BEAM SYSTEM AND DUAL SYSTEM**

I MADE KRISNADI KUMARA
NRP 0311154000029

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, Planning and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2020

**DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
RUMAH SAKIT ARISANTHI MENGGUNAKAN
SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM
GANDA**

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, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP. 0311154000029

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir.  (Pembimbing I)

2. Dr. techn. Pojo Aji, ST, MT, (Pembimbing II)



**SURABAYA
JANUARI, 2020**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

Nama Mahasiswa : I Made Krisnadi Kumara
NRP : 0311154000029
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Dosen Pembimbing II : Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

Abstrak

Perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi yang terletak di kabupaten Gianyar, Bali setinggi 4 lantai yang menggunakan sistem beton bertulang konvensional pada keseluruhan lantai akan dimodifikasi menjadi 15 lantai dan 1 basement yang dirancang dengan menggunakan beton bertulang pada keseluruhan lantai serta menggunakan beton prategang pada lantai 15 yang akan di desain menjadi ruang rapat dan seminar yang berukuran 22m x 21m. Pada perencanaan struktur 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.

Dari hasil analisa yang telah dilakukan didapatkan kesimpulan bahwa rangka utama gedung mampu menahan beban lateral arah X dan Y yang masing-masing arah sebesar 27% sehingga syarat Sistem Ganda terpenuhi. Gaya prategang pada balok prategang lantai atap didapat sebesar 3000 KN dengan kehilangan gaya prategang sebesar 25%

Kata Kunci— Beton Bertulang, Beton Prategang, Sistem Ganda

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF THE ARISANTHI HOSPITAL USING PRESTRESSED CONCRETE BEAM SYSTEM AND DUAL SYSTEM

Name : I Made Krisnadi Kumara
NRP : 0311154000029
Department : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Supervisor I : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA
Supervisor II : Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

Abstract

The Design of Arisanthi Hospital Building located in Gianyar Bali as high as 4 floors using a conventional reinforced concrete system on the whole floor. Arisanthi Hospital Building will be modified to 15 floors and 1 basement and designed using reinforced concrete on the entire floor and using prestressed concrete on the 15th floor that will designed to be a meeting and seminar room measuring 22m x 21m. The structural design of this building will be designed using a Dual System because the building is located in the Seismic Design Category D. The main frame is designed as a Special Moment Resisting Frame System and the structural walls are designed as Special Concrete structure walls.

From the results of the analysis it has been concluded that the main frame of the building is able to withstand lateral loads X and Y in each direction by 27% so that the Dual System requirements are met. Pre-stressed force on the roof beam prestressed beams is obtained by 3000 KN with loss of prestressed force by 25%

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 “ **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI MENGGUNAKAN SISTEM BALOK PRATEGANG DAN SISTEM GANDA** ”

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
4. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis

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.

Surabaya, Januari 2020

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	4
1.2.1 Umum.....	4
1.2.2 Khusus	4
1.3 Tujuan.....	5
1.3.1 Umum.....	5
1.3.2 Khusus	5
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat.....	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Konsep Struktur Beton Bertulang	7
2.2.1 Material Beton Bertulang	7
2.2.2 Prinsip Dasar Struktur Beton Bertulang	8
2.3 Sistem Beton Pratekan.....	8
2.3.1 Beton Pratekan metode Pratarik (Pretension).....	9
2.3.2 Beton Pratekan Metode Pascatarik (<i>Post tension</i>).....	10
2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan.....	11

2.4.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis	11
2.4.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton.....	13
2.4.3 Sistem Pratekan untuk Mencapai Kesetimbangan Beban.....	14
2.5 Tahap Pembebanan.....	14
2.5.1 Tahap Transfer	15
2.5.2 Tahap Service	15
2.6 Material Beton Prategang.....	15
2.6.1 Beton	15
2.6.2 Tendon Baja	15
2.6.3 Angkuran Beton Prategang.....	16
2.7 Balok Prategang Parsial.....	16
2.8 Efek Prategang Terhadap Kekangan Kolom	18
2.9 Sistem Ganda.....	19
2.10 Perencanaan Basemen	20
2.11 Perencanaan Pile Cap	20
2.12 Perencanaan Pondasi	21
BAB III METODOLOGI	23
3.1 Umum.....	23
3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir	23
3.3 Pengumpulan Data	24
3.3 Studi Literatur	25
3.4 Perencanaan Struktur Sekunder.....	26
3.4.1 Menentukan Tebal Minimum Pelat	26
3.4.2 Menentukan Lebar Efektif.....	28

3.4.3 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat	28
3.4.4 Perhitungan Tulangan Geser	29
3.4.5 Perhitungan Tulangan Susut.....	30
3.4.6 Perencanaan Dimensi Tangga	31
3.4.7 Perencanaan Balok Lift	31
3.4.8 Perencanaan Balok Anak.....	31
3.5 Preliminary Desain	31
3.5.1 Pembebanan.....	32
3.6 Permodelan Struktur	33
3.7 Analisa Struktur Utama Non Pratekan	33
3.7.1 Desain Balok Induk	33
3.7.2 Desain kolom.....	36
3.7.3 Dinding Geser.....	36
3.8 Analisa Struktur Utama Pratekan	38
3.8.1 Gaya Pratekan.....	38
3.8.2 Pemilihan Tendon Baja Pratekan	39
3.8.3 Kehilangan Pratekan.....	39
3.8.4 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan	43
3.8.5 Kontrol Lendutan	45
3.8.6 Daerah Limit Kabel	46
3.8.7 Pengangkuran	47
3.9 Sistem Hubungan Balok Kolom.....	48
3.10 Kontrol dengan Tinjauan Gempa	48
3.11 Perencanaan Basement	48
3.11.1 Dinding Basement	48
3.11.2 Lantai Basement.....	52

3.12 Perencanaan Pondasi	53
3.13 Output Gambar	59
3.14 Kesimpulan dan Saran.....	59
BAB IV PEMBAHASAN	61
4.1 Preliminary Design.....	61
4.1.1 Umum.....	61
4.1.2 Data Perencanaan	61
4.1.3 Pembebanan.....	61
4.1.4 Perencanaan Balok	62
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	65
4.1.6 Perencanaan Kolom.....	71
4.1.7 Perencanaan Dinding Geser	77
4.2 Perencanaan Struktur Sekunder.....	78
4.2.1 Umum.....	78
4.2.2 Perencanaan Tangga.....	78
4.2.3 Perhitungan Pelat.....	93
4.2.4 Perencanaan Balok Anak.....	101
4.2.5 Perencanaan Balok Lift	106
4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur.....	110
4.3.1 Umum.....	110
4.3.2 Permodelan Struktur.....	110
4.3.3 Data Perencanaan	112
4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis.....	114
4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan	128
4.4.1 Umum.....	128
4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan.....	128

4.4.3 Mencari Lebar Efektif	129
4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	129
4.4.5 Perhitungan Pembebanan	131
4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang	131
4.4.7 Daerah Limit Kabel	138
4.4.8 Perhitungan Kehilangan Gaya Prategang	142
4.4.9 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan	147
4.4.10 Kontrol Lendutan	151
4.4.11 Perencanaan Tulangan Lunak.....	153
4.4.12 Pengangkur Ujung	167
4.4.13 Metode Pelaksanaan	168
4.5 Struktur Utama Non Prategang	171
4.5.1 Perencanaan Balok Induk.....	171
4.5.2 Perencanaan Kolom.....	191
4.5.3 Desain Hubungan Balok Kolom.....	205
4.5.4 Perencanaan Dinding Geser	207
4.6 Perencanaan Struktur Bawah.....	214
4.6.1 Perencanaan Pondasi	214
4.6.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal.....	214
4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	221
4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang	222
4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang.....	225
4.6.6 Perencanaan Poer	227
BAB V KESIMPULAN	239
5.1 Kesimpulan.....	239
5.2 Saran.....	241

DAFTAR PUSTAKA.....	243
LAMPIRAN	245

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Area Kolom yang akan dihilangkan	3
Gambar 1. 2 Denah Modifikasi dengan Balok Pratekan	3
Gambar 2. 1 Proses Pratarik	9
Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik.....	10
Gambar 2. 3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis	12
Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas	12
Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang	13
Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang	13
Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban.....	14
Gambar 2. 8 Angkur hidup (a) dan angkur mati (b).....	16
Gambar 2. 9 Efek dari Reaksi Horizontal	18
Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir.....	24
Gambar 3. 2 Diagram Alir Penulangan Komponen Lentur.....	29
Gambar 3. 3 Kehilangan akibat Gesekan	40
Gambar 3. 4 Kehilangan akibat Kekangan Kolom.....	42
Gambar 3. 5 Daerah Limit Kabel	46

Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalokan Lantai 1	63
Gambar 4. 2 Ilustrasi Bentang Efektif.....	66
Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung RS Arisanthi	67
Gambar 4. 4 Denah pelat tipe SB 4 x 3 m	68
Gambar 4. 5 Cross Section Balok BI 3.....	68
Gambar 4. 6 Kolom yang di tinjau	72
Gambar 4. 7 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga	79
Gambar 4. 8 Ilustrasi Tampak Atas Tangga.....	79
Gambar 4. 9 Permodelan Struktur Tangga	81
Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga	83
Gambar 4. 11 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga	84
Gambar 4. 12 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga	84
Gambar 4. 13 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe SB	96
Gambar 4. 14 Ilustrasi potongan pelat rencana	96
Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penggantung Lift	108
Gambar 4. 16 Denah Struktur Lantai Atap.....	111
Gambar 4. 17 Tampak Struktur dari Elevation View A.....	111
Gambar 4. 18 Permodelan Struktur pada ETABS.....	112
Gambar 4. 19 Grafik Respon Spektrum Desain	117
Gambar 4. 20 Drift Ijin.....	127

Gambar 4. 21 Penampang Balok Pratekan	132
Gambar 4. 22 Tegangan Tengah Bentang saat Tranfer	134
Gambar 4. 23 Tegangan Tumpuan saat Tranfer	135
Gambar 4. 24 Tegangan di Tengah Bentang saat Beban Layan	136
Gambar 4. 25 Tegangan di Tumpuan saat Beban Layan.....	137
Gambar 4. 26 Limit Kabel dan Layout Tendon	141
Gambar 4. 27 Kehilangan akibat Gesekan	144
Gambar 4. 28 Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang	148
Gambar 4. 29 Tegangan di Tumpuan Setelah Kehilangan.....	149
Gambar 4. 30 Tegangan akibat Gempa D+L+Rs	150
Gambar 4. 31 Tegangan akibat Gempa 0,5 Beban Hidup	151
Gambar 4. 32 Lendutan akibat Tendon	151
Gambar 4. 33 Lendutan akibat Berat Sendiri	152
Gambar 4. 34 Lendutan akibat Tekanan Tendon saat Layan	152
Gambar 4. 35 Lendutan akibat Berat Sendiri saat Beban Layan	153
Gambar 4. 36 Penyaluran Tulangan dengan Kait.....	159
Gambar 4. 37 Pekerjaan Lantai 15 Selesai	169
Gambar 4. 38 Pekerjaan Kolom Lantai 15	169
Gambar 4. 39 Balok Pratekan Lantai Atap Selesai	171
Gambar 4. 40 Diagram Momen dan Geser Tumpuan	173

Gambar 4. 41 Diagram Momen dan Geser Lapangan.....	173
Gambar 4. 42 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column	192
Gambar 4. 43 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK.....	194
Gambar 4. 44 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan Balok	194
Gambar 4. 45 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1	196
Gambar 4. 46 Penentuan gaya geser pada kolom.....	200
Gambar 4. 47 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25 f_y$	201
Gambar 4. 48 Output SpColumn arah X ($\mu < \phi M_n$)	213
Gambar 4. 49 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman	218
Gambar 4. 50 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1	219
Gambar 4. 51 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3	220
Gambar 4. 52 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	228
Gambar 4. 53 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	230
Gambar 4. 54 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah.....	234
Gambar 4. 55 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	236

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior	26
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	63
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak	64
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Balok Pratekan.....	65
Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai	71
Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom atap – 11	73
Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 10 – 6.....	75
Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 5 – Basement.....	76
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Dimensi Kolom	77
Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga.....	93
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai RS.....	99
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai Workshop..	100
Tabel 4. 12 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap.....	101
Tabel 4. 13 Data Perencanaan Balok Anak	102
Tabel 4. 14 Konfigurasi Penulangan Momen Positif	103
Tabel 4. 15 Konfigurasi Penulangan Negatif	105
Tabel 4. 16 Kontrol Beban Struktur	113
Tabel 4. 17 Penentuan Kelas Situs Tanah	114

Tabel 4. 18 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral	115
Tabel 4. 19 Respon Spektrum Desain	116
Tabel 4. 20 Nilai Parameter Perioda Pendekatan	118
Tabel 4. 21 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda yang Dihitung	119
Tabel 4. 22 Modal Periode dan Frekuensi	119
Tabel 4. 23 Berat Efektif Struktur	121
Tabel 4. 24 Reaksi Beban Gempa Respon Spektrum Arah X dan Y	121
Tabel 4. 25 Gaya Geser Akibat Gempa Arah X dan Y	122
Tabel 4. 26 Faktor Skala Perbaikan.....	122
Tabel 4. 27 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah Scale Factor	123
Tabel 4. 28 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon.....	123
Tabel 4. 29 Kategori Risiko	125
Tabel 4. 30 Drift Arah X	125
Tabel 4. 31 Arah Y	126
Tabel 4. 32 Persentase Gaya Geser yang Dipikul Sistem Struktur	127
Tabel 4. 33 Perhitungan Limit Kabel	140
Tabel 4. 34 Koefisien Wobble Effect.....	143

Tabel 4. 35 Perhitungan Kehilangan akibat Gesekan.....	144
Tabel 4. 36 Momen Probable	157
Tabel 4. 37 Iterasi Keseimbangan Gaya Tumpuan	164
Tabel 4. 38 Iterasi Keseimbangan Gaya pada Lapangan	165
Tabel 4. 39 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk.....	171
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk	190
Tabel 4. 41 ϕM_n kolom lantai 1	197
Tabel 4. 42 Output program sp Column, ujung bawah dan atas kolom lt.1	201
Tabel 4. 43 Luas Joint Efektif	205
Tabel 4. 44 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Shearwall.....	213
Tabel 4. 45 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 40 m	217
Tabel 4. 46 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1	219
Tabel 4. 47 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3	220
Tabel 4. 48 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1	224
Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1	225
Tabel 4. 50 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1	226
Tabel 4. 51 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3	227

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Gedung rumah sakit Arisanthi yang terletak di Gianyar Bali ini dirancang memiliki 4 lantai. Ketinggian gedung tersebut akan dimodifikasi menjadi 15 lantai dan 1 basemen serta balok beton prategang diperlukan pada lantai atap yang akan digunakan sebagai ruang *workshop* dan seminar. Ruang rapat dan seminar berukuran 22 m x 21 m diperlukan sebagai tempat rapat evaluasi, konferensi, seminar, dan *workshop*. Ruangan ini harus memiliki pandangan yang luas dan nyaman tanpa terhalang kolom bangunan sehingga diperlukan balok beton prategang dalam konstruksi ruang seminar tersebut.

Pada gedung ini penempatan ruang rapat dan seminar pada lantai atas gedung, sehingga sangat perlu dipertimbangkan karena ruangan memiliki luasan yang besar, hal ini tentu saja diperlukan adanya kolom ditengah sebagai pendukung berdirinya suatu struktur. Akan tetapi kolom tersebut akan mengurangi fungsi dan estetika ruangan, karena banyaknya kolom yang berdiri yang masing-masing akan terhubung dengan balok. Sehingga penempatan ruang seminar ini sangat perlu diperhitungkan, apalagi gedung tersebut termasuk kedalam kelompok bangunan tinggi (*High Rise Building*). Oleh karena itu dalam pembangunannya harus memperhatikan aspek-aspek tertentu, salah satunya yaitu pemilihan material. Pemilihan material yang tepat sangat mempengaruhi stabilitas dan kekuatan struktur, terutama terhadap pengaruh gempa.

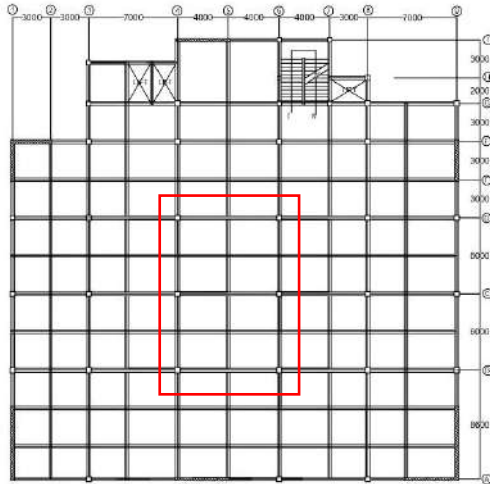
Saat ini perkembangan beton prategang sudah sangat pesat, hal ini dibuktikan dengan penggunaan beton prategang pada berbagai jenis struktur, diantaranya pada gedung tinggi, struktur bawah tanah, menara TV, struktur lepas pantai dan gudang apung, stasiun – stasiun pembangkit, cerobong reaktor nuklir, dan berbagai jenis sistem jembatan termasuk jembatan segmental dan *cabre – stayed* (Edward G. Nawy, 2001).

Beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan cara “aktif”. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi aktif ini menghasilkan perilaku yang lebih baik dibandingkan dengan beton bertulang. Baja adalah bahan yang dibuat untuk bekerja dengan kekuatan tarik yang tinggi oleh prategang. Beton adalah bahan yang getas dan kemampuannya menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekan tidak dikurangi. (T.Y.Lin dan Ned. H. Burns, 2000).

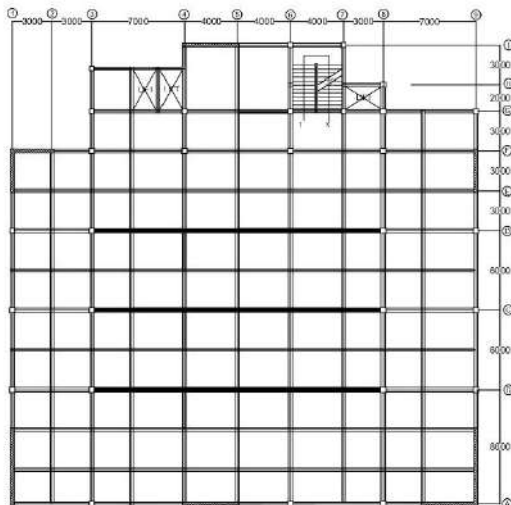
Selain mempunyai kekuatan yang tinggi, beton prategang juga mempunyai struktur yang ramping, sehingga diperoleh ruang bebas yang dapat digunakan sesuai dengan kebutuhan dan fungsinya. Komponen struktur beton prategang berkisar antara 65 sampai 80% dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35% banyaknya tulangan. (Edward G. Nawy, 2001).

Terdapat dua jenis metode pada beton prategang, diantaranya metode pra tarik (*Pre Tension*) dan metode pasca tarik (*Post Tension*). Istilah pra tarik digunakan untuk menggambarkan metode prategang dimana beton akan dicor setelah penarikan tendon baja dilakukan. Kebalikan dari metode pra tarik, metode pasca tarik adalah metode prategang dimana tendon baja ditarik setelah beton mengeras.

Kolom yang akan dihilangkan pada lantai 15 modifikasi ini ditunjukkan oleh Gambar 1.1 dan denah balok pratekan yang direncanakan ditunjukkan oleh Gambar 1.2



Gambar 1. 1 Area Kolom yang akan dihilangkan



Gambar 1. 2 Denah Modifikasi dengan Balok Pratekan

Dalam tugas akhir ini perencanaan gedung rumah sakit Arisanthi ini menggunakan sistem ganda. Sistem ganda adalah salah satu sistem struktur yang beban gravitasinya dipikul bersama oleh rangka utama sedangkan beban lateralnya dipikul bersama oleh rangka utama dan dinding struktur. Rangka utama dan dinding struktur didesain sebagai Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Dinding Geser. 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 (Tavio & Kusuma, 2009). Sistem Ganda pada umumnya digunakan untuk perancangan gedung tingkat tinggi yang dibangun didaerah zona gempa sedang sampai kuat.

Pedoman peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2013 tentang tata cara perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 03-1726-2018 tentang perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 03-1727-2013 mengenai pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung serta peraturan tentang desain balok prategang yang memenuhi syarat bangunan tahan gempa.

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Permasalahan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi adalah kebutuhan ruang *workshop* dan seminar dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15.

1.2.2 Khusus

Permasalahan yang ditinjau dari modifikasi perencanaan gedung rumah sakit Arisanthi ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* struktur primer dan sekunder pada struktur gedung rumah sakit Arisanthi?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada struktur gedung rumah sakit Arisanthi?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur gedung rumah sakit Arisanthi dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP2000?
4. Bagaimana merencanakan balok beton prategang yang memenuhi kriteria perancangan struktur?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
6. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung rumah sakit Arisanthi ke dalam gambar teknik sesuai standar?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi adalah terdapat ruang rapat dan seminar dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15.

1.3.2 Khusus

Tujuan dari modifikasi perencanaan struktur gedung rumah sakit Arisanthi ini yaitu:

1. Menentukan *preliminary design* struktur primer dan sekunder pada struktur gedung rumah sakit Arisanthi
2. Menghitung pembebanan pada struktur gedung rumah sakit Arisanthi
3. Memodelkan dan menganalisa struktur gedung rumah sakit Arisanthi dengan menggunakan program bantu ETABS/SAP2000

4. Merencanakan dimensi beton prategang 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 rumah sakit Arisanthi ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan tidak menghitung manajemen kontruksi dan analisis biaya
2. Meninjau metode pelaksanaan yang hanya berkaitan dengan perhitungan struktur
3. Analisa struktur dengan menggunakan program bantuan ETABS/SAP2000
4. Tidak merencanakan utilitas bangunan, sanitasi, *plumbing*, *mechanical*, instalasi listrik, dan *finishing*.
5. Tidak menghitung *retaining wall* pada *basement*

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

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas mengenai pengertian beton pratekan, *shearwall*, dan *strong column weak beam*, terdapat beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam desain modifikasi Gedung Rumah Sakit Arisanthi diantaranya: beton bertulang, beton pratekan, *shearwall* dan *basement*.

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal (ACI 318M-14, 2014) dan beton pratekan adalah beton bertulang dimana telah ditimbulkan tegangan-tegangan intern dengan nilai dan pembagian yang sedemikian rupa hingga tegangan-tegangan akibat beton-beton dapat dinetralkan sampai suatu taraf yang diinginkan (PBI – 1971)

Shear wall (dinding geser) adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser, gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya *Shear Wall* / dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

2.2 Konsep Struktur Beton Bertulang

2.2.1 Material Beton Bertulang

Material beton bertulang pada dasarnya merupakan gabungan material beton dan baja tulangan. Penggabungan ini bertujuan untuk mengatasi kelemahan material beton dalam menahan tarik. Penggabungan ini hanya akan berhasil bila baja tulangan yang digunakan memiliki karakteristik lekatan yang baik pada material beton dan diberi panjang pengangkuran yang memadai dalam beton.

Material beton bertulang banyak digunakan pada konstruksi bangunan di Indonesia. Material ini mempunyai banyak kelebihan dibandingkan material bangunan lainnya, diantaranya :

1. Lebih murah
2. Mudah dibentuk (terkait dengan fungsi arsitektur)
3. Ketahanan terhadap api yang tinggi
4. Mempunyai kekakuan yang tinggi
5. Biaya perawatan yang rendah
6. Material pembentuknya mudah diperoleh

Namun ada kekurangan material beton dibandingkan material bangunan lainnya, yaitu dalam hal :

1. Kekuatan tariknya rendah
 2. Membutuhkan bekisting atau cetakan serta penutup sementara selama konstruksi
 3. Rasio lekatan terhadap berat yang rendah
- Stabilitas volumenya relatif rendah

2.2.2 Prinsip Dasar Struktur Beton Bertulang

Beton merupakan material yang kuat dalam menahan tekan, namun lemah dalam menahan tarik. Oleh karena itu, beton dapat mengalami retak jika beban yang dipikulnya menimbulkan tegangan tarik yang melebihi kuat tarik materialnya

Pada struktur balok beton tanpa tulangan, momen yang timbul akibat beban luar pada dasarnya ditahan oleh kopel gaya-gaya dalam tarik dan tekan. Balok tersebut dapat runtuh secara tiba-tiba dan total jika retak terbentuk pada zona tarik penampang.

Pada balok beton bertulang, tulangan baja ditanam di dalam beton sedemikian rupa sehingga gaya tarik yang dibutuhkan untuk menahan momen pada penampang retak dapat dikembangkan pada tulangan baja.

Jadi, dapat dikatakan teori disini bahwa untuk mengatasi kelemahan beton dalam menahan tarik maka ditambahkan tulangan baja pada bagian penampang balok beton yang berpotensi mengalami tarik saat balok menahan beban.

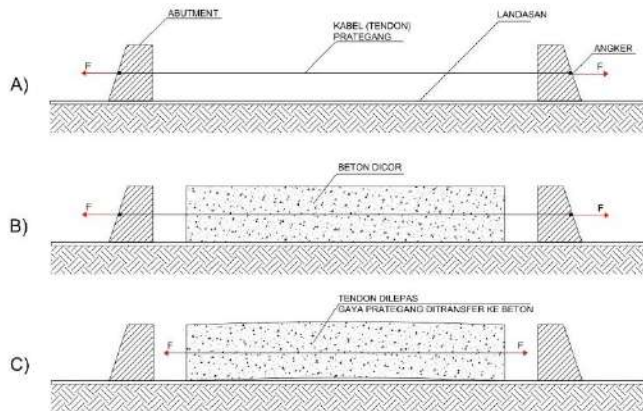
2.3 Sistem Beton Pratekan

Beton pratekan adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan benar dan distribusi sedemikian rupa sehingga

dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu, (Ables dan Bardhah, 1976). Menurut SNI 2847:2013, tendon pada beton pratekan tidak boleh sama sekali memikul beban gempa, bahkan tidak dianjurkan digunakan pada zona gempa tinggi. Tetapi jika ada gempa maka beban tersebut dipikul oleh tulangan lunak. Sedangkan menurut ACI 318-2008 Pasal. 21.5.2.5 tendon pratekan diperbolehkan menerima 25% momen positif atau negatif. Jenis Beton pratekan dibagi menjadi dua, yaitu:

2.3.1 Beton Pratekan metode Pratarik (Pretension)

Beton pratekan metode pratarik adalah beton prategang yang dihasilkan dengan memberi tegangan awal pada tendon baja sebelum proses pengecoran. Berikut metode pengerjaan beton pratarik dijelaskan pada Gambar 2.1:



Gambar 2. 1 Proses Pratarik

Tahap 1: Tendon prategang ditarik atau diberi gaya prategang lalu diangker pada suatu abutment tetap (Gambar A).

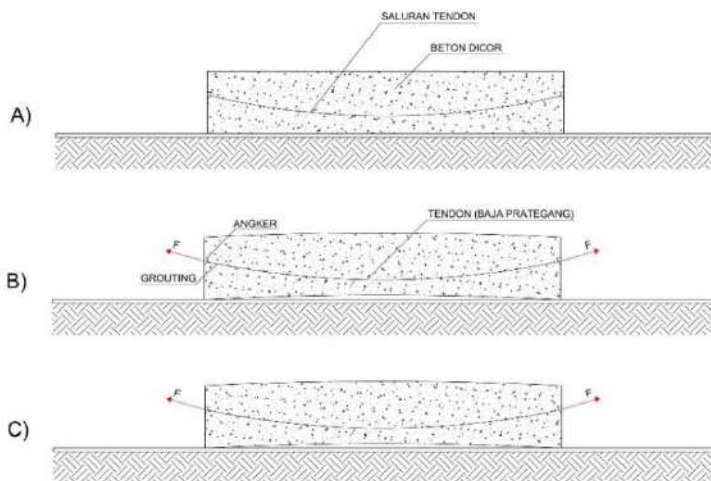
Tahap 2: Beton dicor pada cetakan (formwork) dan landasan yang telah disediakan sehingga mencakup tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering (Gambar B).

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

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

2.3.2 Beton Pratekan Metode Pascatarik (*Post tension*)

Merupakan beton pratekan yang dihasilkan dengan memberikan tegangan pada tendon baja setelah proses pengecoran beton (dimana beton telah mengeras mencapai sebagian kekuatannya). Berikut merupakan metode pengerjaan pasca tarik (Gambar 2.2):



Gambar 2. 2 Proses Pasca-Tarik

Tahap 1: Dengan cetakan (formwork) yang telah disediakan lengkap dengan selongsong kabel prategang (tendon duct) yang dipasang dengan bentuk 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). Dapat juga dengan menarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. (Gambar B).

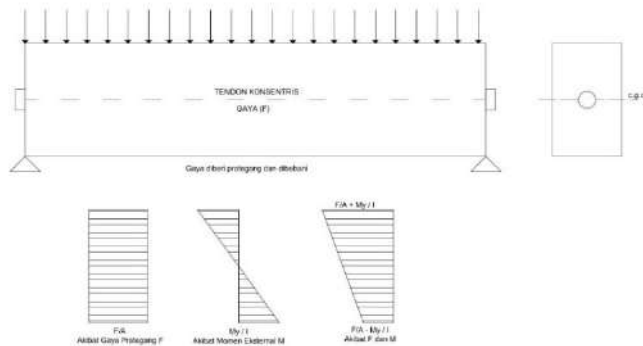
Tahap 3 : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, sehingga balok melengkung keatas (Gambar C).

2.4 Prinsip Dasar Beton Pratekan

Terdapat prinsip-prinsip dasar pada beton pratekan yang perlu diketahui yaitu sebagai berikut.

2.4.1 Sistem Pratekan untuk Mengubah Beton menjadi Bahan yang Elastis

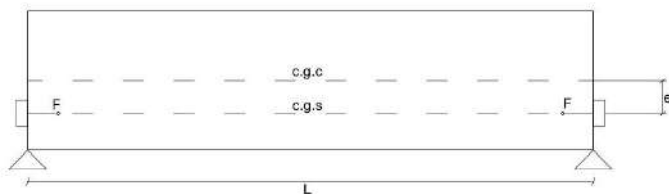
Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastis dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Beton tidak mampu menahan tarikan dan kuat menahan tekanan, namun beton yang elastis dapat memikul tegangan tarik. (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.3).



Gambar 2. 3 Konsep Beton Pratekan sebagai Bahan yang Elastis
(*Lin and Burns, 2000*)

Akibat gaya tekan yang diberikan, gaya F yang bekerja akan memberikan tegangan tekan secara merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang. Akibat dari beban merata yang memberikan tegangan tarik di bawah garis netral dan tegangan tekan di atas garis netral, maka perumusan sebagai berikut :

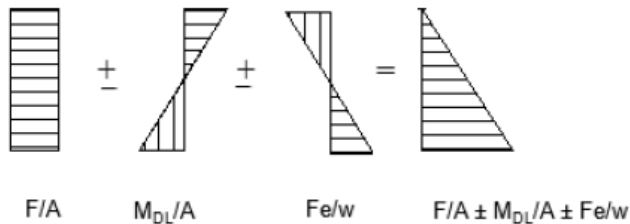
Agar kemampuan beton pratekan meningkat, dapat ditambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton, gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Tendon dengan Eksentrisitas

Karena adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap garis pusat, maka terjadi tegangan sebesar $F.e/W$ dimana e merupakan

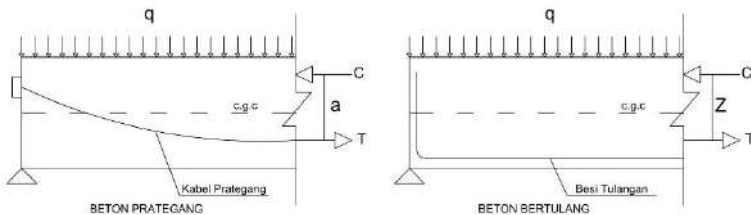
eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y) (Gambar 2.5).



Gambar 2. 5 Diagram Tegangan Beton Prategang

2.4.2 Sistem Pratekan untuk Kombinasi Baja Mutu Tinggi dengan Beton

Konsep ini mempertimbangkan beton pratekan sebagai kombinasi dari baja dan beton, dimana baja menahan tarikan dan beton menahan tekanan, dengan demikian kedua bahan membentuk kopel penahan untuk melawan momen eksternal (Lin & Burns, 2000) (Gambar 2.6).

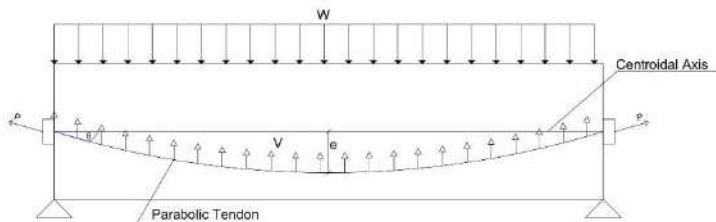


Gambar 2. 6 Perbandingan Penulangan Prategang dan Beton Bertulang

Pada beton prategang, baja prategang ditarik dengan gaya prategang (T) yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. $M_{dalam} = C \times a$ (beton prategang).

Pada beton bertulang biasa, tulangan akan menahan gaya tarik (T) akibat beban luar, yang akan membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton (C) untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai $C=T$ dan $M_{max}=M_{dalam}$, dimana nilai $M_{dalam} = C \times Z$ (beton bertulang).

2.4.3 Sistem Pratekan untuk Mencapai Kesetimbangan Beban



Gambar 2. 7 Konsep Beton Pratekan Mencapai Keseimbangan Beban

Pada Gambar 2.7 menerangkan konsep ini untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada sebuah batang. Pada desain beton pratekan, pengaruh pratekan dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi (Lin & Burns, 2000).

Balok beton yang terletak diatas dua perletakan yang diberi gaya prategang (P) dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya prategang terdistribusi secara merata kearah atas. Beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang.

2.5 Tahap Pembebanan

Pada beton prategang terdapat dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan harus dilakukan pengecekan kondisi beton baik pada bagian yang tertekan maupun yang tertarik untuk setiap penampang. Tahapan yang terdapat dalam beton pratekan diantaranya :

2.5.1 Tahap Transfer

Pada metode pratarik, tahap transfer terjadi saat anker dilepas dan gaya prategang di transfer ke beton. Sedangkan untuk metode paskatarik, tahap transfer terjadi saat beton telah cukup umur dan dilakukan penarikan beton prategang. Pada saat ini beban layan belum bekerja.

2.5.2 Tahap Service

Tahap ini terjadi setelah beton prategang digunakan / berfungsi sebagai komponen struktur. Pada saat ini semua beban layan sudah bekerja, sehingga pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

2.6 Material Beton Prategang

2.6.1 Beton

Beton yang digunakan pada beton prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, workability tinggi, dapat mencapai kekuatan tertentu dalam waktu singkat dan kehilangan prategang (loss of prestressed) kecil. Tegangan ijin pada beton prategang dibagi menjadi dua, yaitu pertama tegangan ijin saat transfer dan tegangan ijin saat service (Lin & Burns,2000)

2.6.2 Tendon Baja

Dalam struktur beton prategang terdapat 2 jenis baja didalamnya yaitu baja bermutu tinggi yang mengalami gaya prategang sebagai tulangan aktif dan baja nonprategang sebagai tulangan pasif yang terbuat dari mild steels dan cold-worked steels. Macam-macam baja prategang yang digunakan adalah (Sulendra, 2011):

- Wire : kawat baja pejal dalam gulungan
- Bar : kawat baja pejal dalam lonjoran. Batang baja (Bar) : diameter 20 mm
- Strand : sekelompok kawat digabung dan dipintal pada arah longitudinal.

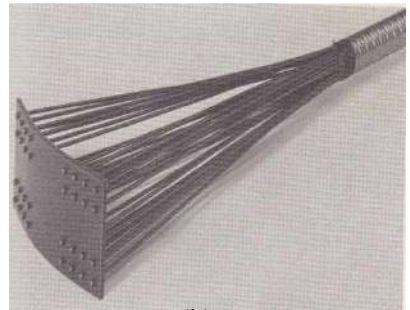
2.6.3 Angkuran Beton Prategang

Kegagalan beton pratekan dapat diakibatkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah dibelakang ankur tendon. Kegagalan ini diperhitungkan saat transfer yang merupakan kondisi ekstrim, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2 dan 18.13.1.2. Jenis-jenis ankur adalah sebagai berikut:

1. Angkur hidup: Angkur ini dapat ditarik lagi setelah penegangan tendon Pratekan. Pegankuran ini sering dijumpai dalam pratekan dengan sistem paskatarik (**Gambar 2.8(a)**).
2. Angkur mati : Angkur ini tidak bisa dilakukan lagi penarikan setelah penegangan tendon dilakukan. Angkur jenis ini sering digunakan dalam pratekan dengan sistem pratarik (**Gambar 2.8(b)**).



(a)



(b)

Gambar 2. 8 Angkur hidup (a) dan ankur mati (b)

(Hurst, 2003)

2.7 Balok Prategang Parsial

Balok beton pratekan parsial biasanya digunakan di gedung bertingkat yang memerlukan rentang panjang antar kolom dan secara fungsional atau estetis memerlukan balok dangkal. Balok-balok pratekan parsial ini cocok untuk diterapkan dalam gedung

bertingkat yang didominasi beban seismik daripada sistem balok pratekan penuh yang biasanya digunakan untuk jembatan. Dalam penerapan sistem pratekan penuh, tendon prategang dianggap bekerja penuh tanpa memperhitungkan kontribusi baja tulangan ringan dalam menahan beban. Dalam perhitungan analitis seperti itu, baja tulangan dianggap secara praktis disediakan sedemikian rupa sehingga desain struktur akan menjadi tidak ekonomis karena kontribusi baja tulangan dalam menahan beban lentur diabaikan. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015)

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

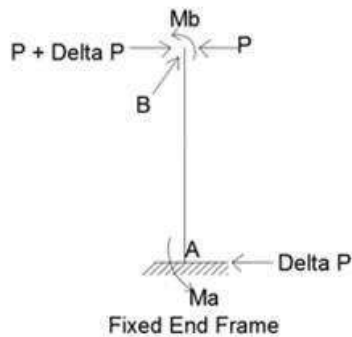
- Retak yang lebih dini

- 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

2.8 Efek Prategang Terhadap Kekangan Kolom

Rangka pemikul momen terdiri dari kolom dan balok yang terhubung dengan kaku. Untuk memenuhi persyaratan stabilitas struktur karena beban siklik lateral, dianjurkan untuk meningkatkan area tulangan kompresi (A_s') pada tumpuan balok atau dekat hubungan balok – kolom. (Astawa, Tavio, dan Raka, 2015).

Dampak prategang terhadap sistem monolit yaitu momen akibat perpendekan longitudinal disebabkan oleh gaya prategang yang memberikan reaksi horizontal pada bagian bawah kolom.



Gambar 2. 9 Efek dari Reaksi Horizontal

Sumber: (Ables, Bardhah dan Turner, 1976)

Pada gambar 2.1 dapat dilihat bahwa untuk menghasilkan gaya prategang P pada arah longitudinal, gaya $P + \Delta P$, dimana ΔP adalah reaksi horizontal. (Abeles, Bardhah, dan Turner, 1976)

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

2.9 Sistem Ganda

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).

2.10 Perencanaan Basemen

- a. Penulangan dinding basemen
Penulangan dinding basemen dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.
- b. Kontrol Ketebalan Dinding Basemen
Ketebalan dinding basemen dikontrol sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 22.6.6.3.
- c. Penulangan Pelat Lantai Basemen
Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai basement dihitung sesuai dengan yang telah diatur dalam SNI 2847:2013.

2.11 Perencanaan Pile Cap

Dalam perencanaan ini digunakan pile cap untuk merencanakan tiang pancang dengan meninjau gaya geser pon dan penulangan momen lentur.

- a. Kontrol Tebal Minimum Pile Cap
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 15.7 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150mm untuk pondasi di atas tanah, atau kurang dari 300mm untuk pondasi tapak diatas tiang pondasi.
- b. Kontrol Geser Pons
Pile cap harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons, untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beban harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

Perencanaan geser pons pada pile cap sesuai dengan SNI 2847 2013 pasal 22.7.6.2, dalam perencanaan tebal pile cap syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

c. Penulangan Pile Cap

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

2.12 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan salah satu bagian struktural pada bangunan. Pondasi berfungsi untuk menahan beban-beban yang disalurkan oleh kolom dan menjaga agar bangunan tetap berdiri tegak. Tiang pancang dikategorikan sebagai displacement pile di mana di dalam pelaksanaannya, tiang mendesak tanah di sekitarnya sehingga daya dukung pondasi sangat dipengaruhi oleh tegangan lateral yang bekerja di sekeliling tiang termasuk bagian ujung pondasi. Tiang pancang beton memiliki berbagai macam variasi pembuatan. Salah satu cara pembuatan tiang pancang beton adalah dengan cara diputar. Tiang pancang seperti ini disebut dengan spun pile. Spun pile sendiri memiliki kekuatan yang cukup tinggi. Di Indonesia, sebagian besar spun pile yang ada di pasaran memiliki kekuatan K600. Kualitas dari spun pile cukup tinggi karena quality control yang baik. Spun pile dibuat di pabrik sehingga material-material penyusun spun pile jugadapat dijaga kualitasnya. Pemancangan spun pile juga sangat fleksibel. Spun pile dapat dimasukkan ke dalam tanah dengan berbagai cara. (Widjaja, 2006)

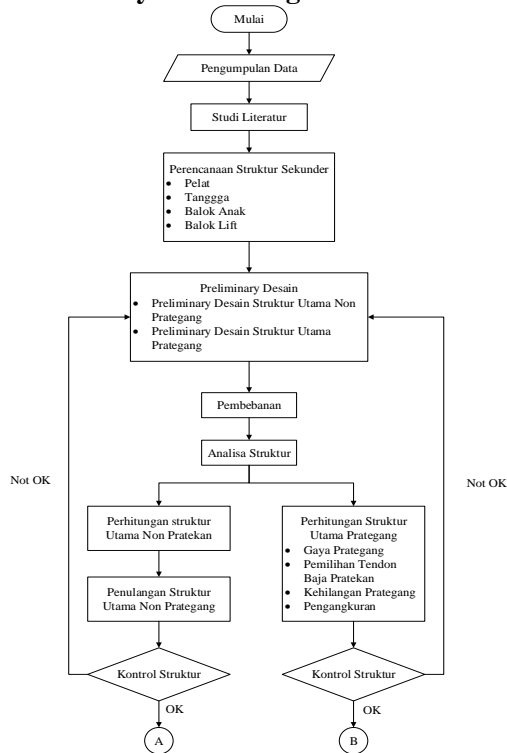
“Halaman ini sengaja dikosongkan”

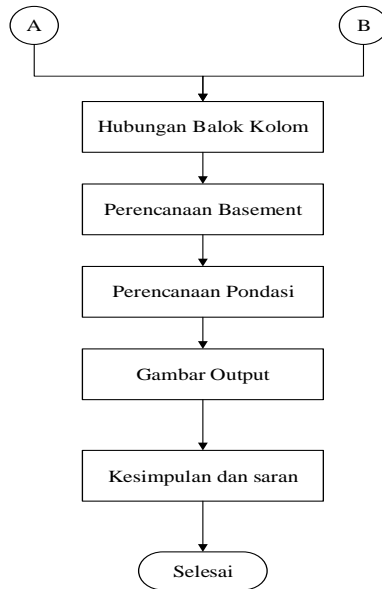
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Dalam penyusunan Tugas Akhir, diperlukan langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan data, pedoman perancangan, dan sampai tujuan akhir dari analisa struktur yang akan disajikan. Hal ini bertujuan agar penyusunan tugas akhir inidapat berjalan dengan baik.

3.2 Diagram Alir Penyusunan Tugas Akhir





Gambar 3. 1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir yaitu :

1. Data Umum

- Nama gedung : Gedung Rumah Sakit Arisanthi
- Lokasi : Jalan Raya Mas No.88x, MAS, Ubud, MAS, Ubud, Kabupaten Gianyar, Bali
- Fungsi : Rumah Sakit
- Jumlah lantai : 4
- Tinggi bangunan : ± 19.6 m
- Jenis Bangunan : Struktur Beton Bertulang

2. Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton (f'_c) : 30 MPa
- Tegangan leleh baja (f_y) : 400 MPa
- Data Tanah : (Lampiran)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton prategang dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

1. Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Rumah Sakit Arisanthi
- Lokasi : Jalan Raya Mas No.88x, MAS, Ubud, MAS, Ubud,
- Kabupaten Gianyar, Bali
- Fungsi : Rumah Sakit
- Jumlah lantai : 15
- Tinggi bangunan : $\pm 57,2$ m
- Jenis Bangunan : Struktur Beton bertulang dengan sebagian balok prategang

2. Data Bahan :

- Mutu beton (f'_c) kolom : 45 MPa
- Mutu beton (f'_c) pelat, balok : 35 MPa
- Tegangan leleh baja (f_y) : 420 MPa
- Data Tanah : (Lampiran)

3.3 Studi Literatur

Studi literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka mengenai perancang beton pratekan dan struktur gedung secara umum, diantaranya :

1. Beton Prategang (T.Y.Lin,2000)
2. Beton Prategang (Edward G. Nawy)

Dalam perencanaan, digunakan juga beberapa peraturan perencanaan terbaru, yaitu :

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726:2018 Struktur Gedung Tahan Gempa.
3. SNI 1727:2013 Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain.
4. ACI 2008 (American Concrete Institute) khusus untuk pendetailan beton pratekan.

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	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

[†]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 dibenarkan 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:

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

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

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

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

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 pada persamaan 3.1 atau 3.2 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.

$$\alpha_{fm} = \frac{E_{balok} \times I_{balok}}{E_{pelat} \times I_{pelat}}$$

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

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

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

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

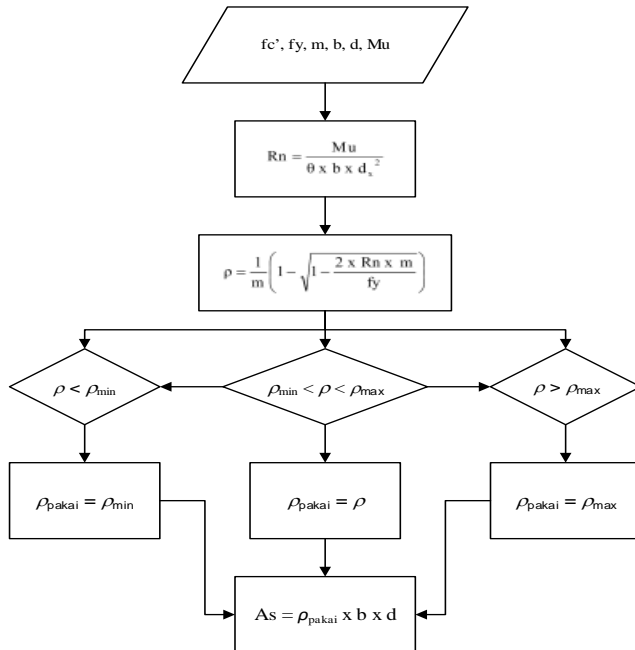
L = panjang bentang balok

t = tebal slab

S = jarak bersih ke badan di sebelahnya

3.4.3 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat

Langkah langkad 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.

- Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan
- Cek apakah $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$. Apabila tidak memenuhi maka diperlukan perbesaran penampang.
- 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.
 - $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d$
 - V_s adalah kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser, dengan rumus sebagai berikut.
 - $V_s = \sqrt{\frac{f'c'}{3}} \cdot bw \cdot d$
 - 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..... $0.0018 \left(\frac{420}{f_y} \right)$

3.4.6 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).

3.4.7 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

3.4.8 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 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. Pembebanan menggunakan beban gempa dinamik agar memenuhi ketentuan SNI 1726:2018

3.7 Analisa Struktur Utama Non Pratekan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 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:

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

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

- c. 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):

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d$$

dan \geq dari

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

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 R_n (SNI 2847:2013 pasal (9.3.2.7))

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

f. Menghitung rasio tulangan yang dibutuhkan:

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

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

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

h. Menentukan jumlah dan jarak tulangan

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

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

dimana:

b = lebar pelat per satuan meter

d = tinggi pelat

ρ = rasio tulangan

As = 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 $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} . b w . d \right)$

2. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

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

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

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

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

dimana :

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

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

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

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- 030 2847-2013 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

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

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:

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

Dimana:

A_{cv} = luas penampang total dinding struktural

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

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

ρ_n = rasio penulangan arah horizontal

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

Spasi maksimum *hoops* ditentukan oleh yang terkecil diantara :

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

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 pratgang 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 melampaui 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 :

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

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

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

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

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- Tegangan ijin pada saat penarikan kabel (*Jacking*):
- Tegangan ijin pada saat segera setelah peralihan gaya pratekan :

$$0.94 f_{py} \text{ atau } < 0.8 f_{pu}$$

$$0.70 f_{pu}$$

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 ankur

σ = tegangan pada beton

E_s = modulus elastisitas baja prategang

L = panjang kabel

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

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

$$ES = K_{es} \times n \times F_{c1r}$$

Dimana :

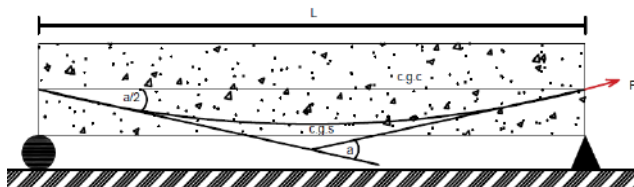
K_{es} = koefisien perpendekan
(untuk pasca-tarik $K_{es} = 0.5$)

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)

Ilustrasi kehilangan gaya prategang akibat gesekan dapat dilihat pada Gambar 3.1



Gambar 3. 3 Kehilangan akibat Gesekan

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

Dimana :

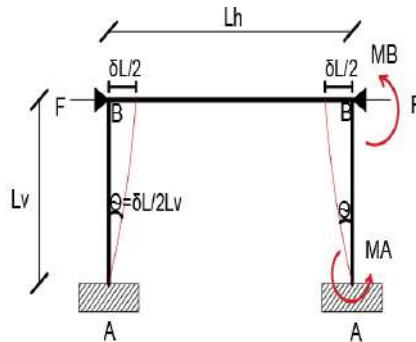
F_2 = gaya prategang pada titik 1

- 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 = Koefuisien 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 kekauan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi.(Gambar 3.2). 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 :

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



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 rangkai (SNI 03-2847-2013 pasal 18.6.1.3)

Perhitungan rangkai pada *bonded tendon*

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

Dimana :

CR = kehilangan prategang akibat rangkai

Kcr = koefisien rangkai ; pratarik (2.0)

; pascatarik (1.6)

Es = Modulus elastisitas baja

Ec = 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 *unbonded tendon*

$$CR = Kcr * (Es/Ec) * f_{cpa}$$

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)

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

Dimana :

SH = kehilangan tegangan pada tendon akibat penyusutan

Es = 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)

$$RE = [Kre-J(SH+CR+ES)]*C$$

Dimana :

RE = Kehilangan tegangan

C = factor relaksasi yang tergantung jenis kawat

Kre = 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 :

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

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

Dimana :

M_n	= Momen nominal
M_u	= Momen <i>ultimate</i> (1.2Md + 1.6MI)
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 :

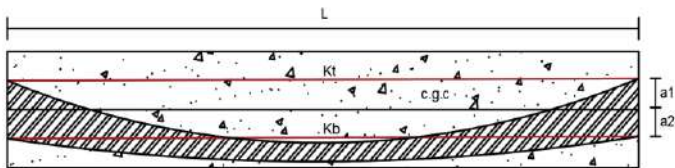
- a) Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tepi balok

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 3.3). 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

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

$$a2(\text{bawah}) = \frac{Mmin}{Fo}$$

3.8.7 Pengankuran

Dalam perancangan gedung Rumah Sakit Arisanthi 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 hidrostatis 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_p 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 = $0,75 \rho_b$

f'_c = mutu beton (kg/m^2)

f_y = mutu tulangan (kg/m^2)

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 $280 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Jadi rumusan untuk mendapatkan harga β_1 adalah:

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

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 :

$$A_{S1} = \rho_1 b d$$

$$T = A f$$

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

- 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 gesern

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 plat 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 (*spacing*)

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 :

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

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
 = 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

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

$\alpha_s = 20$ 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

- 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 sipil AutoCAD sesuai standar yang ada.

3.14 Kesimpulan dan Saran

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

4.1.1 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.

4.1.2 Data Perencanaan

Gedung Rumah Sakit Arisanthi menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe bangunan : Gedung Rumah Sakit
- Lokasi : Jalan Raya Mas No.88x, MAS, Ubud, MAS, Ubud, Kabupaten Gianyar, Bali
- Ketinggian Total : $\pm 57,2$ m
- Ketinggian perlantai : 3 m (lantai basement)
: 3,8 m (lantai 1-2)
: 3.6 m (lantai 2-15)
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu Beton (f'_c) : 35 MPa (balok)
: 45 MPa (shear wall)
: 35 MPa (pelat)
: 45 MPa (kolom)

4.1.3 Pembebanan

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (SNI 1727:2013)
 - Berat sendiri beton bertulang : 24 kN/m^3

- 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 *workshop* : 4,79 kN/m²
 - Lantai rumah sakit : 2,87 kN/m²

2. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa berdasarkan SNI 1726:2018

4.1.4 Perencanaan Balok

4.1.4.1 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:

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

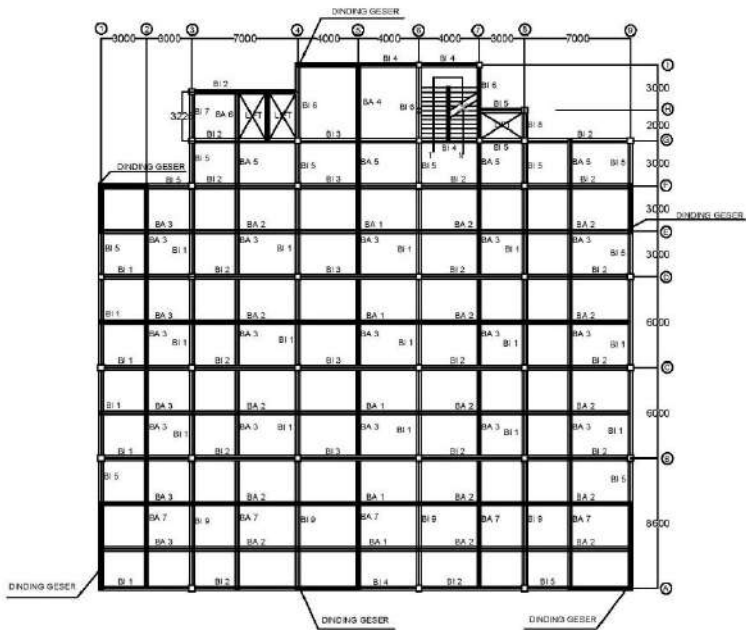
dimana:

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



Gambar 4. 1 Gambar Denah Pembalok Lantai 1

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BI 1	6000	Memanjang	364	243	700	400
BI 2	7000	Memanjang	425	283	700	400
BI 3	8000	Memanjang	486	324	700	400
BI 4	4000	Memanjang	243	162	700	400
BI 5	3000	Memanjang	182	121	700	400
BI 6	5000	Melintang	304	202	700	400
BI 7	3225	Melintang	196	131	700	400
BI 8	2000	Melintang	121	81	700	400
BI 9	8600	Melintang	522	348	700	400

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

4.1.4.2 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

Kode Balok	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BA 1	8000	Memanjang	370	247	500	300
BA 2	7000	Memanjang	324	216	500	300
BA3	6000	Memanjang	278	185	500	300
BA 4	5000	Melintang	231	154	500	300
BA 5	3000	Melintang	139	93	500	300
BA 6	4700	Melintang	217	145	500	300

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

4.1.4.3 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

Kode	Bentang (mm)	Arah	h min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BP1	22000	Memanjang	1068.571	712.381	1200	750

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

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

Perencanaan ini 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.

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

Perhitungan dimensi 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

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

- 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:

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

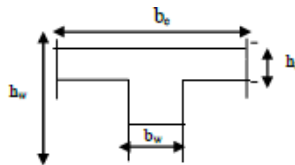
$$I_{balok} = 1/12 \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = L_n / S_n$$

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

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

Balok tengah:



Gambar 4. 2 Ilustrasi Bentang Efektif

Nilai $be_1 = 1/4 \times L$

$be_2 = bw + 8t$

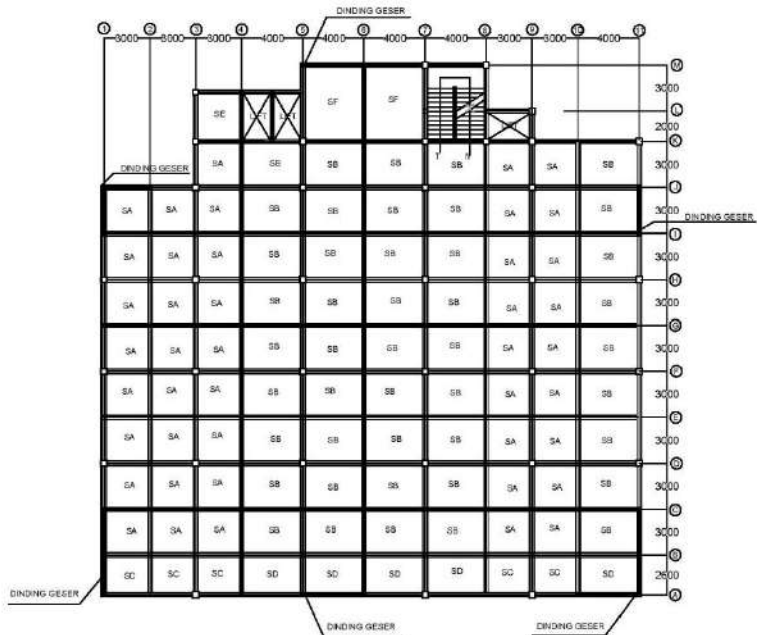
$be_2 = bw + 1/2 S$

Dari ketiga nilai be tersebut diambil yang terkecil.

4.1.5.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan pada bangunan ini memiliki spesifikasi sebagai berikut:

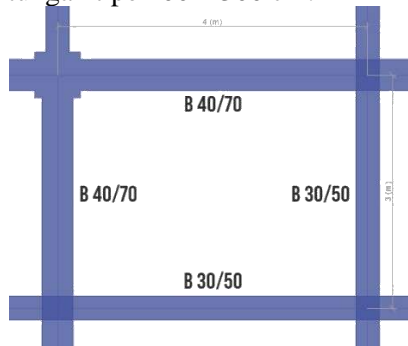
- Mutu beton
 - Pelat lantai : 35 Mpa
 - Pelat atap : 35 Mpa
 - Pelat basement : 35 MPa
- Mutu baja : 400 Mpa
- Rencana tebal pelat lantai : 12 cm
- Rencana tebal pelat atap : 12 cm
- Rencana tebal pelat basement : 40 cm



Gambar 4. 3 Variasi Pelat Lantai Pada Gedung RS Arisanthi

Perhitungan Tebal Pelat

1. Contoh perhitungan tipe 400 x 300 cm:



Gambar 4. 4 Denah pelat tipe SB 4 x 3 m

Direncanakan $h_f = 12 \text{ mm}$

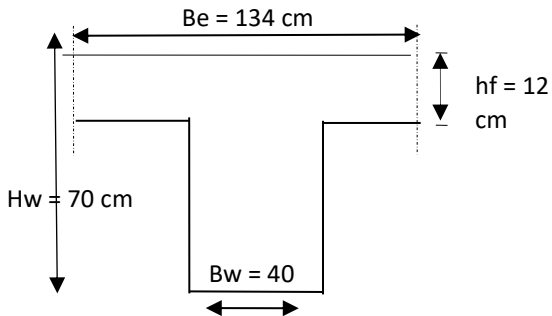
$$L_n = 400 - (40+30) / 2$$

$$L_n = 365 \text{ cm}$$

$$S_n = 300 - (40+30) / 2$$

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

$$\beta = L_n / S_n = 365 / 265 = 0.726027 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$



Gambar 4. 5 Cross Section Balok BI 3

Balok BI 3

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 40 + 2 \times (70 - 12)$
 $be = 156 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 40 + 8 \times 12$
 $be = 136$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 365$
 $be = 91,25 \text{ cm (menentukan)}$

 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

$$= \frac{1 + \left(\frac{91,25}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{70}\right) + 4 \left(\frac{12}{70}\right)^2 + \left(\frac{91,25}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{91,25}{40} - 1\right) \left(\frac{12}{70}\right)}$$

$$k = 1,38$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,38 \times 40 \times 70^3$$

$$I_{\text{balok}} = 1574784,2 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 400$$

$$I_{\text{pelat}} = 57600 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1574784,2}{57600} = 27,34$$

Balok BA 1

Perhitungan lebar efektif :

- $be = bw + 2 \times (hw - hf)$
 $be = 30 + 2 \times (50 - 12)$
 $be = 106 \text{ cm}$
- $be = bw + 8 \times hf$
 $be = 30 + 8 \times 12$
 $be = 126$
- $be = \frac{1}{4} \times L$
 $be = \frac{1}{4} \times 265$
 $be = 66,25 \text{ cm (menentukan)}$

 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

$$= \frac{1 + \left(\frac{66,25}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{50}\right) + 4 \left(\frac{12}{50}\right)^2 + \left(\frac{66,25}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{66,25}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{50}\right)}$$

$$k = 1,406$$

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

$$I_{\text{balok}} = \frac{1}{12} \times 1,406 \times 30 \times 50^3$$

$$I_{\text{balok}} = 439452.6 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{t^3}{12} \times bs$$

$$I_{\text{pelat}} = \frac{12^3}{12} \times 300$$

$$I_{\text{pelat}} = 43200 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_m = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{439452.6}{43200} = 10.17$$

Jadi α_m rata-rata adalah

$$\alpha_m = \frac{27,34+27,34+10,17+10,17}{4} = 18.756 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$h_{min} = \frac{Ln \times \left(0,8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$$

$$= \frac{365 \times \left(0,8 + \frac{400}{1400}\right)}{36 + 9(0.73)} = 9,32 \text{ cm}$$

Preliminary desain pelat lantai memenuhi persyaratan sehingga dipakai tebal pelat lantai 12 cm. Berikut merupakan rekapitulasi preliminary pelat lantai.

Tabel 4. 4 Rekapitulasi Preliminary Desain Pelat Lantai

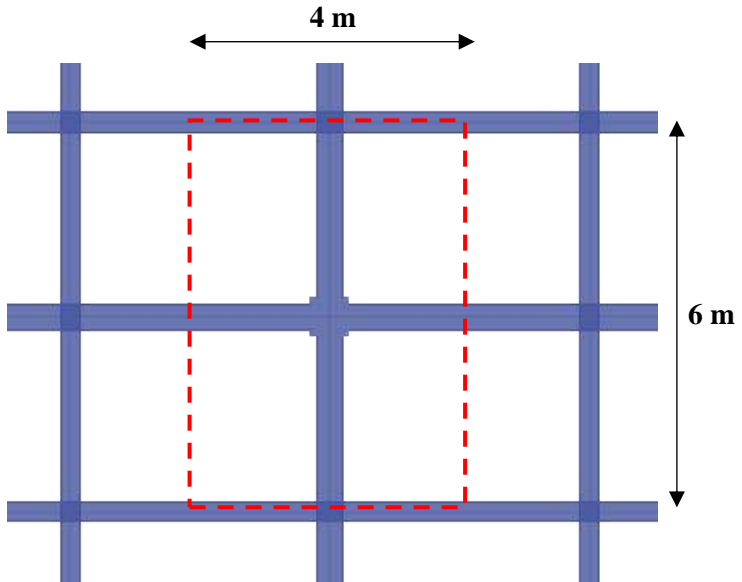
Nama Pelat	panjang (mm)	lebar (mm)	Ly (mm)	Lx (mm)	β	Arah	t min (cm)	t rencana	Keterangan
SA	3000	3000	2700	2650	1.0	2	6.41742	12	OK
SB	4000	3000	3650	2650	0.7	2	9.31686	12	OK
SC	3000	2600	2650	2250	0.8	2	6.17413	12	OK
SD	4000	2600	3650	2250	0.6	2	7.83173	12	OK
SE	3225	3000	2925	2600	0.9	2	6.88502	12	OK
SF	5000	4000	4700	3500	0.7	2	10.612	12	OK
SG	6000	4000	5250	3650	0.7	2	11.6457	15	OK
SH	6000	3000	5250	2650	0.5	2	10.5889	15	OK

4.1.6 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 4.6



Gambar 4. 6 Kolom yang di tinjau

Pembebanan pada kolom berdasarkan SNI 1727:2013 untuk beban mati dan SNI 1727:2013 untuk beban hidup, yang diberikan di tiap lantai sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 5 tingkatnya.

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

$$AT = (4 \times 6) \text{ m} = 24 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} = 4$$

$$K_{LL} \times A_T = 4 \times 24 \text{ m}^2 = 96 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2 \text{ (OK)}$$

- Reduksi beban hidup pelat lantai atap

$$R_1 = 1,2 - (0,011 \times 24) = 0,936 \text{ (untuk } 18,58 \text{ m}^2 \geq A_T \geq 55,74 \text{ m}^2)$$

$$R_2 = 1$$

$$L_o = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

$$L_r = L_o \cdot R_1 \cdot R_2 = 0,899 \text{ kN/m}^2$$

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

- Reduksi beban hidup pelat lantai kelas

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

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

$$L = 4,79 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{192}} \right) \geq 0,4 \times L_o$$

$$L = 3,43 \text{ kN/m}^2 \geq 1,9 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 4. 5 Beban yang diterima kolom atap – 11

KOLOM LANTAI ATAP							
PELAT ATAP							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai Atap	2400	4	6	0.15	1	8640	kg
Plafon + Penggantung	18	4	6	-	1	432	kg
Spesi (2 cm)	42	4	6	-	1	1008	kg
Aspal	14	4	6	-	1	336	kg
Balok prategang	2400	0.75	11.00	1.20	1	23760	kg
Balok BI 3	2400	0.4	4.00	0.70	1	2688	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	1	1440	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	1	1440	kg
<i>Ducting + Plumbing</i>	30	4	6	-	1	720	kg

WD						40464	kg
Beban Hidup							
Lantai Atap	89.856	4	6	-	1	2156.54	Kg
Air Hujan	20	4	6	-	1	480	Kg
WL						2636.54	Kg
Pelat Lantai 15(WORKSHOP)-11							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	4	6	0.12	5	34560	kg
Plafon + Penggantung	18	4	6	-	5	2160	kg
Tegel	24	4	6	-	5	2880	kg
Spesi (2 cm)	42	4	6	-	5	5040	kg
Dinding Batu Bata	250	10	-	3.6	5	45000	kg
<i>Ducting + Plumbing</i>	30	4	6	-	5	3600	kg
Balok BI 3	2400	0.4	4.00	0.70	5	13440	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	5	7200	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	5	7200	kg
WD						121080	kg
Beban Hidup							
<i>Workshop</i>	343.17	4	6	-	1	8236.01	
Lantai	205.61	4	6	-	4	19738.9	kg
WL						27974.9	kg
WD Total						161544	kg
WL Total						30611.5	kg

Jadi berat total yang diterima satu kolom:

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

$$= 242831,12 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 45 \text{ MPa} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

Dimensi: $A = 3 \times P / Fc' = 3 \times (242831,12 / 450) = 1618,87 \text{ cm}^2$

Direncanakan:

$b = h$

$$= \sqrt{1618,87} = 40,24 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai atap – 11 adalah 50/50 cm.

Tabel 4. 6 Beban yang diterima kolom lantai 10 – 6

Pelat Lantai 10 – 6							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	4	6	0.12	5	34560	kg
Plafon + Penggantung	18	4	6	-	5	2160	kg
Tegel	24	4	6	-	5	2880	kg
Spesi (2 cm)	42	4	6	-	5	5040	kg
Dinding Batu Bata	250	10	-	3.6	5	45000	kg
<i>Ducting + Plumbing</i>	30	4	6	-	5	3600	kg
Balok BI 3	2400	0.4	4.00	0.70	5	13440	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	5	7200	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	5	7200	kg
WD						121080	kg
Beban Hidup							
Lantai	205.6	4	6	-	5	24674	kg
WL						24674	kg
WD Total						282624	kg
WL Total						55285	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 427604,9 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 45 \text{ MPa} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: } A = 3 \times P / f_c' = 3 \times (427604.9 \text{ kg} / 40) = 2850,7 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{2850,7} = 53,4 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 10-6 adalah 60/60 cm.

Tabel 4. 7 Beban yang diterima kolom lantai 5 – Basement

Pelat Lantai 5 – Basement							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	l	t	Lantai	Berat	Satuan
Pelat Lantai	2400	4	6	0.12	6	41472	kg
Plafon + Penggantung	18	4	6	-	6	2592	kg
Tegel	24	4	6	-	6	3456	kg
Spesi (2 cm)	42	4	6	-	6	6048	kg
Dinding Batu Bata	250	10	-	3.6	6	54000	kg
Ducting + Plumbing	30	4	6	-	6	4320	kg
Balok BI 3	2400	0.4	4.00	0.70	6	16128	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	6	8640	kg
Balok BA 1	2400	0.3	4.00	0.50	6	8640	kg
WD						145296	kg
Beban Hidup							
Lantai	205.6	4	6	-	6	29608	kg
WL						29608	kg
WD Total						427920	kg
WL Total						84893	kg

Jadi berat total yang diterima kolom yang ditinjau:

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

$$= 649333,5 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu Beton} = 45 \text{ MPa} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (1 Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi: A} = 3 \times P / f_c' = 3 \times (649333,5 / 450) = 4328,9 \text{ cm}^2$$

Direncanakan:

$$b = h$$

$$= \sqrt{4328,9} = 65,8 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi dimensi kolom yang digunakan untuk lantai 5 - *basement* adalah 70/70 cm.

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Dimensi Kolom

Lantai	Dimensi
Atap – 11	50/50 cm
10 – 6	60/60 cm
5 – basement	70/70 cm

4.1.7 Perencanaan Dinding Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1), ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang lebih pendek atau kurang dari 100 mm.

Direncanakan:

- Tebal dinding geser : 30 cm (arah y) dan 30 cm (arah x)
- Panjang Bentang : 5600 mm
- Tinggi : 3600 mm
- $30 \text{ cm} \geq \frac{H}{25} = \frac{360}{25} = 14,4 \text{ cm (OK)}$
- $30 \text{ cm} \geq \frac{L}{25} = \frac{560}{25} = 22,4 \text{ cm (OK)}$
- Tidak boleh kurang dari 100 mm

Jadi, tebal shearwall sebesar 30 cm telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.(1)5.1 Umum

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 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.

4.2.2 Perencanaan Tangga

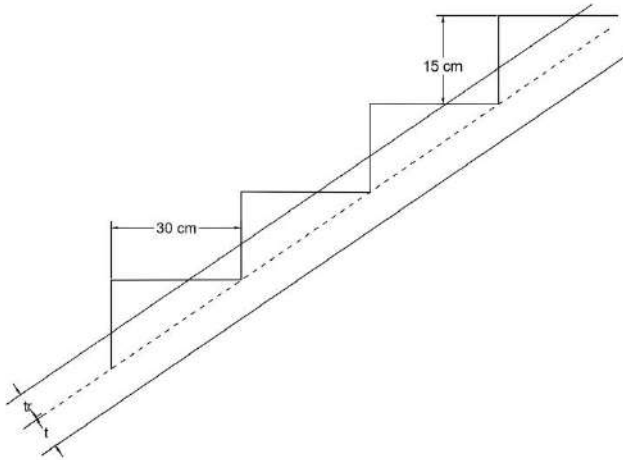
4.2.2.1 Data Perencanaan Tangga Tipe 1

- Tinggi lantai : 360 cm
- Tinggi tahanan (t) : 15 cm
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tebal pelat tangga : 17 cm
- Tebal pelat bordes : 15 cm
- Elevasi bordes : 180 cm
- Lebar bordes : 360 cm
- Panjang bordes : 150 cm
- Lebar tangga : 180 cm
- Panjang horizontal tangga: 350 cm
- Kemiringan tangga : $\text{arc tan} \left(\frac{180}{350} \right) = 27,22^\circ$
- Panjang total : 500 cm

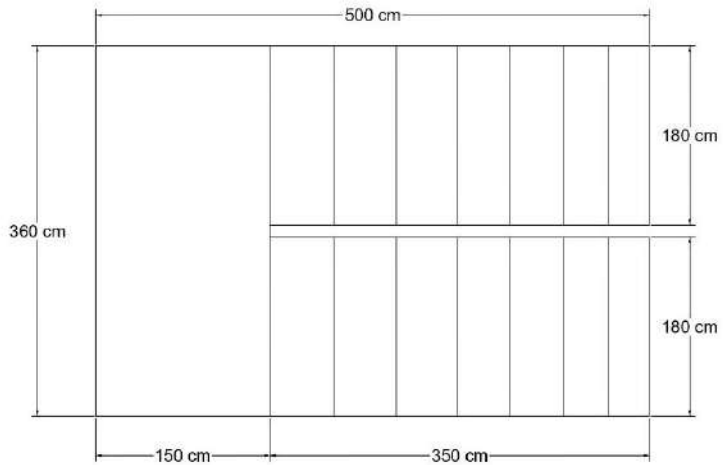
Cek Syarat

- $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
 $25^\circ \leq 27,22^\circ \leq 40^\circ$ (OK)
- Tebal pelat anak tangga rata-rata

$$\frac{i}{2} x \sin \alpha = \frac{30}{2} x \sin 27,22 = 6,9 \text{ cm}$$



Gambar 4. 7 Ilustrasi Tebal Pelat Tangga



Gambar 4. 8 Ilustrasi Tampak Atas Tangga

- Tebal Pelat rata-rata
 $T_r = 17 + 6,9 = 23,9 \text{ cm}$

4.2.2.2 Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

• Beban Mati

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Pelat tangga} & : \frac{0,17 \times 2400}{27,22} & = 458,79 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Tegel (t=1)} & : 24 \times 1 & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t=2)} & : 21 \times 2 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Sandaran/railing} & : & 30 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{qd} & : & \underline{554,79 \text{ kg/m}^2}
 \end{array}$$

• Beban hidup

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

• Kombinasi

$$\begin{array}{l}
 q \\
 q
 \end{array}
 : 1,2 \times q_d + 1,6 \times q_l \\
 : (1,2 \times 554,79 + 1,6 \times 300) \times 1,8 \\
 = 2062,36 \text{ kg/m}^2$$

b. Pembebanan Bordes

• Beban Mati

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Pelat tangga} & : 2400 \times 0,15 & = 360 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Tegel (t=1)} & : 24 \times 1 & = 24 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t=2)} & : 21 \times 2 & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{qd} & : & \underline{426 \text{ kg/m}^2}
 \end{array}$$

• Beban Hidup

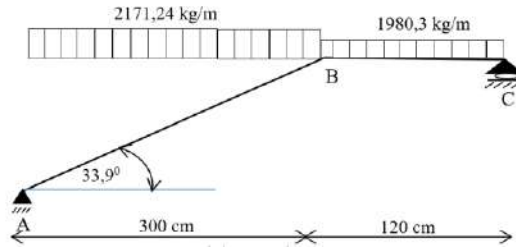
$$q_l : 300 \text{ kg/m}^2$$

• Kombinasi

$$\begin{array}{l}
 q \\
 q
 \end{array}
 = 1,2 \times q_d + 1,6 \times q_l \\
 : (1,2 \times 426 + 1,6 \times 300) \times 3,6 \\
 = 1784,16 \text{ kg/m}$$

4.2.2.3 Perhitungan Gaya pada Tangga

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



Gambar 4. 9 Permodelan Struktur Tangga

4.2.2.4 Perhitungan Reaksi pada Tangga

a. Perhitungan Reaksi pada Tangga

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

- $\Sigma M_a = 0$

$$R_c \times 5 - \{(q_{\text{bordes}} \times 1,5)((0,5 \times 1,5) + 3,6)\} - \{(q_{\text{tangga}} \times 3,6)(0,5 \times 3,6)\} = 0$$

$$R_c \times 5 - \{(1784,16 \times 1,2)((0,5 \times 1,2) + 3)\} - \{(2062,36 \times 3)(0,5 \times 3)\} = 0$$

$$R_c = 4801.19 \text{ kg } (\uparrow)$$

- $\Sigma M_c = 0$

$$R_a \times 5 - \{(q_{\text{tangga}} \times 3,6)((0,5 \times 3,6) + 1,5)\} - \{(q_{\text{bordes}} \times 1,5)(0,5 \times 1,5)\} = 0$$

$$R_a \times 5 - \{(2062,36 \times 3)((0,5 \times 3) + 1,2)\} - \{(1784,16 \times 1,2)(0,5 \times 1,2)\} = 0$$

$$R_a = 5093.29 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol:

$$\Sigma V = 0$$

$$4801.19 + 5093.29 - (2062,36 \times 3,5) - (1784,16 \times 1,5) = 0$$

(OK)

b. Perhitungan Gaya dalam pada Tangga

• Pada Bordes ($0 < x < 1,5 \text{ m}$)

- Gaya Normal

$$N = 0 \text{ kg}$$

- Gaya Lintang

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

$$\begin{aligned} D_c &= -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x \\ &= -4801,18 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} D_{b_{kn}} &= -R_c + q_{\text{bordes}} \cdot x \\ &= -2124,95 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya Momen

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

$$\begin{aligned} M_c &= R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2 \\ &= 0 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{b_{kn}} &= R_c \cdot x - 0,5 \cdot q_{\text{bordes}} \cdot x^2 \\ &= 4801,19 \cdot 1,5 - 0,5 \cdot 1784,16 \cdot 1,5^2 \\ &= 5194,60 \text{ kgm} \end{aligned}$$

• Pada Tangga ($0 < x < 3,5 \text{ m}$)

- Gaya Normal

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

$$\begin{aligned} N_a &= -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x \\ &= -5093,29 \cdot \sin (27,22^\circ) \\ &= -2329,41 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} N_{b_{kr}} &= -R_a \cdot \sin \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot \sin \alpha \cdot x \\ &= -5093,29 \cdot \sin 27,22^\circ + 2062,36 \cdot \sin 27,22^\circ \cdot 3,5 \\ &= 971,84 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Gaya Lintang

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

$$D_a = -R_a \cdot \cos \alpha + q_{\text{tangga}} \cdot x \cdot \cos \alpha$$

$$= -5093,29 \cdot \cos (27,22^0)$$

$$= 4529.40 \text{ kg}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$Db_{kr} = -Ra \cdot \cos \alpha + q_{tangga} \cdot x \cdot \cos \alpha$$

$$= -5093,29 \cdot \cos 27,22^0 + 2062,36 \cdot 3,5 \cdot \cos 27,22$$

$$= -1889.6914 \text{ kg}$$

- Gaya Momen

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

$$Ma = Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{tangga} \cdot x^2$$

$$= 0 \text{ kgm}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$Mb_{kr} = Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{tangga} \cdot x^2$$

$$= 5093,29 \cdot 3,5 - 0,5 \cdot 2062,36 \cdot 3,5^2$$

$$= 5194.6038 \text{ kgm}$$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat:

$$Dx = 0$$

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

$$x = Ra / q_{tangga}$$

$$= 5093,29 / 2062,36$$

$$= 2.47 \text{ meter}$$

$$M_{max} = Ra \cdot x - 0,5 \cdot q_{tangga} \cdot x^2$$

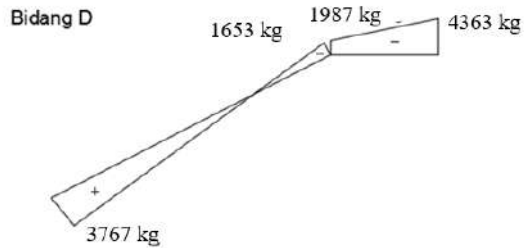
$$= 5093,29 \cdot 2.47 - 0,5 \cdot 2062,36 \cdot 2,47^2$$

$$= 6289.325 \text{ kgm}$$

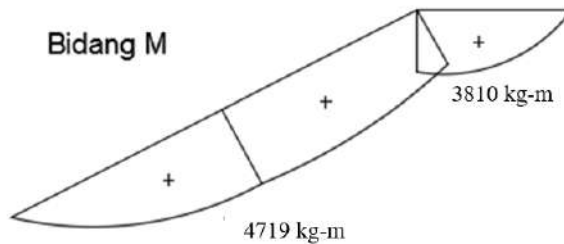
Berikut merupakan diagram bidang N, D, dan M dari hasil perhitungan gaya dalam struktur tangga di atas.



Gambar 4. 10 Gaya Dalam Bidang N pada Tangga



Gambar 4. 11 Gaya Dalam Bidang D pada Tangga



Gambar 4. 12 Gaya Dalam Bidang M pada Tangga

4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga

a) Anak Tangga

❖ Data Perencanaan Penulangan Tangga

- f_c' : 40 Mpa
- f_y : 400 Mpa
- Tulangan (D) : D 16
- dx : $t_{\text{tangga}} - \text{cover} - (D/2)$
: $150 - 20 - (16/2)$
: 122 mm
- ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
: 0,0035
- ρ_{min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$

$$\begin{aligned}
 & : \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} \\
 & : 0,00395 \text{ (dipakai)} \\
 - \beta_1 & : 0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7} \\
 & : 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} \\
 & : 0,764 \\
 - \rho_b & : \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 & : \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 & : 0,0389 \\
 - \rho_{\max} & : 0,75 \times \rho_b \\
 & : 0,75 \times 0,0389 \\
 & : 0,0292 \\
 - m & : \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,765
 \end{aligned}$$

❖ Penulangan Lentur

$$\text{Mu} = 6289,325 \text{ kgm}$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6289,325 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 122^2} = 3,898 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho & = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times \text{Rn}}{f_y}} \right) \\
 & = \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 3,898}{400}} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 0,01038 \text{ } (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

$$\begin{aligned}
 \text{As Perlu} & = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d \\
 & = 0,01038 \times 1000 \times 122 \\
 & = 1474,11 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As (D16)} & = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 & = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 & = 201,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1474.11 \text{ mm}^2}{201.06 \text{ mm}^2}$$

$$= 7,3 \text{ buah}$$

$$\approx 8 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-120 mm

$$A_{s \text{ pakai}} = n_{\text{tulangan}} \times A_s \text{ (D 16)}$$

$$= 8 \times 201,06$$

$$= 1608,48 \text{ mm}^2$$

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

$$= 20\% \times 1608,48$$

$$= 321,7 \text{ mm}^2$$

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

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

$$n_{\text{tul. bagi}} = \frac{A_{s \text{ tul. bagi}}}{A_s \text{ (D10)}}$$

$$= \frac{321,7 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2}$$

$$= 5 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{5}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D 10 – 200 mm

❖ Penulangan Susut

$$\rho_{\text{min}} = 0.002$$

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

$$= 0,002 \times 1000 \times 142$$

$$= 284 \text{ mm}^2$$

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

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

$$= 78,54 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{284 \text{ mm}^2}{78,54 \text{ mm}^2}$$

$$= 3,6 \approx 4 \text{ buah}$$

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

$$= 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan susut D10-200 mm

b) Pelat Bordes

❖ Data Perencanaan Penulangan Pelat Bordes

- f_c'	: 40 Mpa
- f_y	: 400 Mpa
- Tulangan (D)	: D 16
- d_x	: $t_{\text{bordes}} - \text{cover} - (D/2)$
	: $150 - 20 - (16/2)$
	: 122 mm
- ρ_{min}	: $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
	: 0,0035
- ρ_{min}	: $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
	: $\frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$
	: 0,00395 (dipakai)
- β_1	: $0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7}$
	: $0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
	: 0,764
- ρ_b	: $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
	: $\frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$
	: 0,039
- ρ_{max}	: $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,0292$
- m	: $\frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,764$

❖ **Penulangan Lentur**

$$Mu = 5194,60 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{5194 \times 10^4}{0,75 \times 1000 \times 122^2} = 4,65 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 4,65}{400}} \right)$$

$$= 0,01256 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai})$$

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

$$= 0,01256 \times 1000 \times 122$$

$$= 1532,53 \text{ mm}^2$$

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

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

$$= 201,06 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1532,53 \text{ mm}^2}{201,06 \text{ mm}^2}$$

$$= 7,6$$

$$\approx 8 \text{ buah}$$

$$S = \frac{1000}{8}$$

$$= 125 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan Tulangan Lentur D16-120 mm

$$As_{\text{pakai}} = n_{\text{tulangan}} \times As(D16)$$

$$= 8 \times 201,06$$

$$= 1608,48 \text{ mm}^2$$

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

$$= 20\% \times 1608,48$$

$$= 321,7 \text{ mm}^2$$

$$As(D10) = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2$$

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

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{321,7 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 5 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{5} \\
 &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D 10 – 200 mm

❖ Penulangan Susut

$$\begin{aligned}
 \rho \text{ min} &= 0,002 \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b_w \times d \\
 &= 0,002 \times 1000 \times 122 \\
 &= 244 \text{ mm}^2 \\
 A_s (D 10) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \\
 &= 78,57 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s (D 10)} \\
 &= \frac{244 \text{ mm}^2}{78,57 \text{ mm}^2} \\
 &= 3,1 \\
 &= 4 \text{ buah} \\
 S &= \frac{1000}{4} \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan susut D10-200 mm

c) Perhitungan Balok Bordes

❖ Perencanaan Dimensi Balok Bordes

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{1}{16} \times L = \frac{1}{16} \times 360 = 19,375 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm} \\
 b &= \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \\
 &\text{Dipakai dimensi balok bordes } 20/30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

❖ Pembebanan Balok Bordes

- Beban Mati (DL)

Pelat Bordes	= 2400 x 1,5 x 0,15	= 540 kg/m
Berat Balok	= 0,2 x 0,3 x 2400	= 144 kg/m
q_{DT}		= 684 kg/m

- Beban Hidup(LL)

q_{LT}	= 300 x 3,6	= 1080 kg/m
----------	-------------	-------------

- Kombinasi

q_u	= 1,2(DL) + 1,6(LL)	
q_u	= 1,2 (684) + 1,6 (1080)	= 2548.8 kg/m
- ❖ **Data Perencanaan Penulangan Balok Bordes**
 - f_c' : 40 Mpa
 - f_y : 400 Mpa
 - Tulangan (D) : D 13
 - d_x : $h_{balok} - cover - (D/2)$
 $: 300 - 20 - 8 - (13/2)$
 $: 265,5 \text{ mm}$
 - ρ_{min} : $\frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400}$
 $: 0,0035$
 - ρ_{min} : $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y}$
 $: \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400}$
 $: 0,00395 \text{ (dipakai)}$
 - β_1 : $0,85 - 0,05 \frac{(F_c' - 28)}{7}$
 $: 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7}$
 $: 0,764$
 - ρ_b : $\frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$
 $: \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$
 $: 0,0389$
 - ρ_{max} : $0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0389 = 0,0292$

$$- m \quad : \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,765$$

❖ Penulangan Lentur Balok Bordes

• Tulangan Negatif Tumpuan

$$Mu = \frac{1}{16} \times q \times L^2 = \frac{1}{16} \times 2548,8 \times 3,6^2 = 2064,53 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2064,53 \times 10000}{0.75 \times 200 \times 265,5^2} = 1.953 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,765} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,765 \times 1,953}{400}} \right) \\ &= 0,005030 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\max}, \text{ dipakai}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005030 \times 200 \times 265,5 \\ &= 267,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As (D 13)}} \\ &= \frac{267,1 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\ &= 2,1 \\ &\approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan Tulangan lentur di tumpuan 3D13

• Tulangan Positif Lapangan

$$Mu = \frac{1}{11} \times q \times L^2 = \frac{1}{11} \times 2548,8 \times 3,6^2 = 3002,95 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3002,95 \times 10000}{0.75 \times 200 \times 265,5^2} = 2.663 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 2,663}{400}} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,00694 \quad (\rho_{\min} \leq \rho_{\text{pakai}} \leq \rho_{\min}, \text{ dipakai}) \\
 A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00694 \times 200 \times 265,5 \\
 &= 368,50 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ (D13)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\
 &= 132,73 \text{ mm}^2 \\
 n \text{ tulangan} &= \frac{A_s \text{ Perlu}}{A_s \text{ (D16)}} \\
 &= \frac{368,50 \text{ mm}^2}{132,73 \text{ mm}^2} \\
 &= 2,78 \\
 &\approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur di lapangan 3D13

❖ Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b_w \times d \\
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{40} \times 200 \times 265,5 = 57091,76 \text{ N} \\
 0,5 \phi \cdot V_c &= 0,5 \times 0,6 \times 57091,76 \text{ N} \\
 &= 17128 \text{ N} \\
 V_u &= q_u \times L/2 \\
 &= 2548,8 \times 3,6/2 \\
 &= 4587,8 \text{ kg} \\
 &= 45878 \text{ N} \\
 0,5 \phi \cdot V_c &< V_u < V_c \text{ (diperlukan tulangan minimum)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{V_u}{\phi} \\
 V_s \text{ min} &= \frac{45878}{0,9} = 50976 \text{ N} \\
 A_s \text{ D8} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 A_s \text{ D8} &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$Av = 2 \times As \text{ D8}$$

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

$$S \text{ maks} = \frac{Av \times fy \times dx}{Vs}$$

$$S \text{ maks} = \frac{100,53 \times 400 \times 265,5}{50976} = 209,44 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan geser 2D8-200 mm

Tabel 4. 9 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Tangga

Tulangan Pelat Tangga		Tulangan Pelat Bordes		Balok Nordes	
Lentur	D16 – 125	Lentur	D16 – 125	Tumpuan	3 D13
Pembagi	D10 – 200	Pembagi	D10 – 200	Lapangan	3 D13
Susut	D10 – 250	Susut	D10 – 250	Geser	2D8-150
Geser	Tidak Perlu	Geser	Tidak perlu		

4.2.3 Perhitungan Pelat

4.2.3.1 Data Perencanaan Pelat

Tinggi per lantai	: 360 cm
Tebal pelat lantai	: 12 cm
Tebal pelat atap	: 15 cm
Tebal pelat basement	: 40 cm
Mutu beton	: 35 MPa
Mutu baja	: 400 Mpa

4.2.3.2 Pembebanan Pelat

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

a. Pelat atap

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

- **Beban Mati:**

Pelat lantai	$= 0.12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Penggantung		$= 7 \text{ kg/m}^2$
Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = 21×2		$= 42 \text{ kg/m}^2$
Aspal ($t = 1 \text{ cm}$)		$= 14 \text{ kg/m}^2$
Plumbing & Ducting		$= 15 \text{ kg/m}^2$
	q_{DT}	$= 377 \text{ kg/m}^2$

- **Beban Hidup**

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

- **Kombinasi (q_u)** = $1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$
 $= (1,2 \times 377 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 96 \text{ kg/m}^2)$
 $= 606 \text{ kg/m}^2$

b. Pelat Lantai

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

- **Beban Mati**

Pelat lantai	$= 0.12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Penggantung		$= 7 \text{ kg/m}^2$
Plafond		$= 11 \text{ kg/m}^2$
Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = 21×2		$= 42 \text{ kg/m}^2$
Tegel ($t = 1 \text{ cm}$)		$= 24 \text{ kg/m}^2$
Ducting & Plumbing		$= 30 \text{ kg/m}^2$
	q_{DT}	$= 402 \text{ kg/m}^2$

- **Beban Hidup**

$$q_{LT} = 287 \text{ kg/m}^2 \text{ (Lantai Rumah Sakit)}$$

$$q_{LT} = 479 \text{ kg/m}^2 \text{ (Lantai Ruang workshop)}$$

$$\text{Lantai Rumah Sakit} = 1,2 q_{DT} + 1,6 q_{LT}$$

$$= 941,6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Lantai Ruang Workshop} = 1248,8 \text{ kg/m}^2$$

c. 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.

Akibat beban parkir

- Beban Mati

$$\begin{array}{l} \text{Pelat basement} \\ \text{Spesi (t = 2 cm)} \end{array} \begin{array}{l} = 0.40 \times 2400 \\ = 21 \times 2 \end{array} \begin{array}{l} = 960 \text{ kg/m}^2 \\ = 42 \text{ kg/m}^2 \end{array} \begin{array}{l} \\ \hline \text{qDT} \end{array} \begin{array}{l} \\ \\ \hline = 1002 \text{ kg/m}^2 \end{array}$$

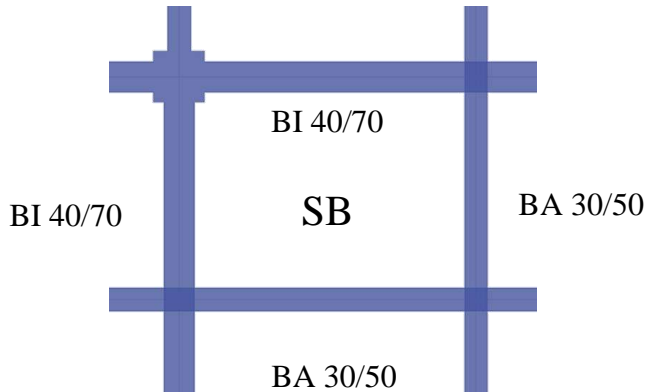
- Beban Hidup
 $q_{LT} = 800 \text{ kg/m}^2$ (Lantai Basement)
- Kombinasi
Lantai basement $= 1,2 \text{ qDT} + 1,6 \text{ qLT}$
 $= 2482,4 \text{ kg/m}^2$

Akibat beban uplift

- Beban Mati
Pelat basement $= 0.4 \times 2400 = 960 \text{ kg/m}^2$
Spesi (t = 2 cm) $= \frac{21 \times 2}{\text{qDT}} = 42 \text{ kg/m}^2$
 $\text{qDT} = 1002 \text{ kg/m}^2$
- Beban uplift air
Elevasi Muka Air Tanah = 0 m
Elevasi Basement = -3 m
Beban uplift $= 3 \times 1000$
 $= 3000 \text{ kg/m}^2$
- Kombinasi $= \text{Beban uplift} - \text{beban mati}$
 $= 3000 \text{ kg/m}^2 - 1002 \text{ kg/m}^2$
 $= 1998 \text{ kg/m}^2$

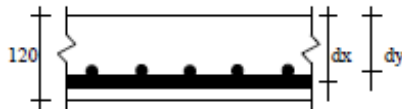
4.2.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Dua Arah - Pelat Lantai

Data Perencanaan Pelat Lantai Tipe SB



Gambar 4. 13 Tampak Atas Pelat Lantai Tipe SB

Dimensi pelat	: 3650 mm x 2650 mm
Tebal pelat	: 120 mm
Selimut beton	: 25 mm
Diameter tul. Arah X	: D 10
Diameter tul. Arah Y	: D 10
Lx/Ly	: 1,38



Gambar 4. 14 Ilustrasi potongan pelat rencana

dx	: $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - (D_{\text{tul.bawah}}/2)$
	: $120 - 25 - (10/2)$
	: 90 mm
dy	: $t_{\text{pelat}} - \text{cover} - D_{\text{tul.bawah}} - (D_{\text{tul.atas}}/2)$
	: $120 - 25 - 10 - (10/2)$
	: 80 mm

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &: \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} \\
 &: 0,0035 \\
 \rho_{\min} &: \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} \\
 &: \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} \\
 &: 0,0037 \text{ (pakai)} \\
 \beta_1 &: 0,85 - 0,05 \frac{(F'c' - 28)}{7} \\
 &: 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &: 0,800 \\
 \rho_b &: \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &: \frac{0,85 \times 0,800 \times 35}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &: 0,0357 \\
 \rho_{\max} &: 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,0357 = 0,02677 \\
 m &: \frac{f_y}{0,85 \times f'c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45 \\
 L_x &: 265 \text{ cm} \\
 L_y &: 365 \text{ cm} \\
 \beta &: \frac{L_y}{L_x} = \frac{365}{265} = 1,4 < 2 \text{ (2 arah)} \\
 q_u &: 941,6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut: ($L_y/L_x = 1.4$)

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

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

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

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

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

$$\beta = 1.4 \text{ (terjepit penuh)}$$

$$M_{lx} (+) = X1 = 34$$

$$M_{lx} (-) = X2 = 73 \text{ (PBI Tabel 13.3.1)}$$

$$\begin{aligned} M_{lx} &= (-) M_{tx} \\ &= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0.001 \times 941,6 \times 2,65^2 \times 73 \\ &= 482,704 \text{ kg.m} \\ &= 4827042 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{4827042}{0,9 \times 1000 \times 90} = 0,7946 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,7946}{400}} \right) \\ &= 0,00201 < \rho_{\min} = 0,0037 \end{aligned}$$

$$\text{Maka dipakai } \rho_{\text{pakai}} = 0,0037$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0037 \times 1000 \times 90 = 332,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} \\ &= \frac{332,78}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 4,24 \approx 5 \text{ (per meter)} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 1000/n = 1000/5 = 200 \text{ mm}$$

$$\text{As pasang} = n \times \text{As} = 5 \times 78,54 = 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As perlu}$$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

b. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$$\beta = 1,4 \text{ (terjepit penuh)}$$

$$M_{ly} (+) = X1 = 18$$

$$M_{ly} (-) = X2 = 57 \text{ (PBI Tabel 13.3.1)}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= (-) M_{ty} \\ &= 0.001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ &= 0.001 \times 941,6 \times 2,65^2 \times 57 \\ &= 376,9 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- $= 3.769.060 \text{ Nmm}$
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3769060}{0.75 \times 1000 \times 90^2} = 0,62 \text{ N/mm}^2$
 - $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$
 $= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,62}{400}} \right)$
 $= 0,0016 < \rho_{\min} = 0,0037$
 - Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = 0,0037$
 - $As \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0.0037 \times 1000 \times 90 = 332,78 \text{ mm}^2$
 - $S_{\max} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal 7.6.5)
 - Jumlah tulangan $= \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2}$
 $= \frac{332,78}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 4,24 \approx 5 \text{ (per meter)}$
 - Jarak tulangan (s) $= 1000/n = 1000/5 = 200 \text{ mm}$
 - $As \text{ pasang} = n \times As = 5 \times 78,54 = 392,7 \text{ mm}^2 > As \text{ perlu}$

Jadi digunakan tulangan lentur **D10-200**

Berikut merupakan rekapitulasi penulangan pelat lantai rumah sakit, ruang *workshop*, dan atap.

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai RS

Tipe Pelat	Ly (mm)	Lx (mm)	Ly/Lx	Jenis Pelat (Arah)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	2700	2650	1.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
B	3650	2650	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
C	2650	2250	1.2	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
D	3650	2250	1.6	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200

E	2925	2600	1.1	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
F	4700	3600	1.3	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
G	5250	3650	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
H	5250	2650	2.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Lantai Workshop

Tipe Pelat	Lx (mm)	Ly (mm)	Ly/Lx	Jenis Pelat (Arah)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	2650	2700	1.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
B	2650	3650	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
C	2250	2650	1.2	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
D	2250	3650	1.6	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
E	2600	2925	1.1	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
F	3600	4700	1.3	2	Ø10 – 150	Ø10 – 200
G	3650	5250	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
H	2650	5250	2.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200

Tabel 4. 12 Rekapitulasi Perhitungan Pelat Atap

Tipe Pelat	Lx (mm)	Ly (mm)	Ly/Lx	Jenis Pelat (Arah)	Tulangan Arah X	Tulangan Arah Y
A	2650	2700	1.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
B	2650	3650	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
C	2250	2650	1.2	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
D	2250	3650	1.6	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
E	2600	2925	1.1	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
F	3600	4700	1.3	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
G	3650	5250	1.4	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200
H	2650	5250	2.0	2	Ø10 – 200	Ø10 – 200

4.2.4 Perencanaan Balok Anak

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

4.2.4.1 Perhitungan Penulangan Balok Anak

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

- a. Data perencanaan:

Tabel 4. 13 Data Perencanaan Balok Anak

BAHAN STRUKTUR		
Kuat tekan beton,	$f'_c =$	35 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

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

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \\
 &= 0.85 - 0.05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &= 0.81 \\
 \blacktriangleright \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right)
 \end{aligned}$$

- $= 0.036$
- $\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.039 = 0.027$
- $\rho_{\max} = 0.025$ (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
- $Mn = Mu / 0,9$
 $= 72,95$ kNm

- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{72,95 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 437^2} = 1,27$ N/mm²
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right)$
- $= 0,00325$
- Maka dipakai $\rho = 0,0037$ ($\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$)
- As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,0037 \times 300 \times 437 = 485$ mm²
 $= \frac{485}{As D16} \approx 3$ buah
- Dipakai **3D16** ($As = 603$ mm²)

Tabel 4. 14 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

$$\begin{aligned}
 d' &= S [n_i * y_i] / n = 58 \text{ mm} \\
 d &= h - d' = 442 \text{ mm} \\
 a &= A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b) \\
 &= 27 \text{ mm} \\
 Mn &= A_s \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2}) \\
 &= 103 \text{ kNm} \\
 &= 0,9 \times 103 \\
 &= 93 \text{ kNm} > Mu (65,6 \text{ kNm})
 \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan momen negative

$$\begin{aligned}
 \blacktriangleright \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\
 &= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7} \\
 &= 0,81 \\
 \blacktriangleright \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \times 0,764 \times 40}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,036 \\
 \blacktriangleright \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,039 = 0,027 \\
 \blacktriangleright \rho_{\max} &= 0,025 \text{ (menentukan)} \\
 \blacktriangleright \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{400} = 0,0037 \text{ (menentukan)} \\
 \blacktriangleright \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
 \blacktriangleright m &= \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,4 \\
 \blacktriangleright &\text{diperkirakan } d' = 63 \text{ mm} \\
 \blacktriangleright d &= h - d' = 437 \text{ mm} \\
 \blacktriangleright Mn &= Mu / 0,9 \\
 &= 106,112 \text{ kNm} \\
 \blacktriangleright Rn &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{106,112 \times 10^6}{0,9 \times 300 \times 437^2} = 1,85 \text{ N/mm}^2 \\
 \blacktriangleright \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right)
 \end{aligned}$$

- $= 0,00478$
- Maka dipakai $\rho = 0,00478$
 - As perlu $= \rho \cdot b \cdot d$
 $= 0,00478 \times 300 \times 437 = 627 \text{ mm}^2$
 $= \frac{627}{A_{s D16}} \approx 4 \text{ buah}$
 - Dipakai **4 D16** ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)

Tabel 4. 15 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

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

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

$$a = A_s \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$= 36 \text{ mm}$$

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

$$= 136,4 \text{ kNm}$$

$$= 0,9 \times 136,4$$

$$= 122,7 \text{ kNm} > M_u (95,5 \text{ kNm})$$

- d. Perhitungan tulangan geser
- Gaya geser ultimit rencana (v_u)
 $= 101,011 \text{ kN}$
 - Faktor reduksi kekuatan geser,
 $= 0,75$
 - Tegangan leleh tulangan geser,
 $= 240 \text{ MPa}$
 - Kuat geser beton,

$$= \frac{\sqrt{f'c}}{6} bxd$$

$$= 129,4 \text{ kN}$$

- Tahanan geser beton,
 - = $\emptyset \cdot Vc$
 - = 97 kN
- Tahanan geser sengkang,
 - $\emptyset \cdot Vs = Vu - \emptyset \cdot Vc$
- Kuat geser sengkang (Vs)
 - = 5,265 kN
- Digunakan sengkang berpenampang 2 D 10
- Luas tulangan geser sengkang (Av)
 - = $2 \times \frac{3,14 \times 10^2}{4}$
 - = 157 mm²
- Jarak sengkang yang diperlukan (s)
 - = $Av \times \frac{fy \times d}{Vs \times 10^3}$
 - = 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**

4.2.5 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*.

4.2.5.1 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
Car size	= 2000x1350 mm ²
Hostway size	= 2550x2050 mm ²
Beban reaksi ruang mesin	
R1 = 8000 kg, R2 = 5200 kg	

4.2.5.2 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

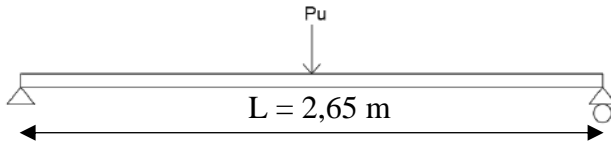
1. Perhitungan pembebanan

- Beban merata
 - Beban mati
 - Berat profil balok penggantung *lift* = 103 kg/m
 - Berat sambungan (10%) = $\frac{10,3 \text{ kg/m}}{10}$
 - Total (q_D) = 113,3 kg/m
 - Beban berfaktor
 - q_U = 1,4q_D = 1,4x113,3 = 158,62 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.

$$PU_1 = R_1 \cdot (1 + 50\%) = 8000 (1+0.5) = 12000 \text{ kg}$$

$$PU_2 = R_2 \cdot (1 + 50\%) = 5200 (1+0.5) = 7800 \text{ kg}$$



Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penggantung Lift

2. Gaya dalam pada balok penggantung

- Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} x q_U x L^2 + \frac{1}{4} x P_u x L =$$

$$Mu = \frac{1}{8} x 113,3 x 2,65^2 + \frac{1}{4} x 12000 x 2,65$$

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

- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} x q_U x L + \frac{1}{2} x P_u =$$

$$Vu = \frac{1}{2} x 113,3 x 2,65 + \frac{1}{2} x 12000 = 6210,17 \text{ kg}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Pelat sayap

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

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,748$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

- Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$$\lambda < \lambda_p \text{ (Penampang kompak)}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

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

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

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

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

- Kontrol Tekuk Lateral

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

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

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

$$L_p < L_b < L_r \text{ (Bentang Menengah)}$$

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

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

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

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

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

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

$$= 1,31 \leq 2,3$$

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

$$= 1,31 \left[5.539.500 - (5.539.500 - 0,7 \times 2500 \times 2230) \left(\frac{265 - 220,527}{694,296 - 220,527} \right) \right] < 5.539.500$$

$$7.799.272 \text{ kgcm} \geq 5.539.500 \text{ kgcm (Tidak OK), maka}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

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

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

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

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

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

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

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

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

4.3 Pembebanan dan Analisa Struktur

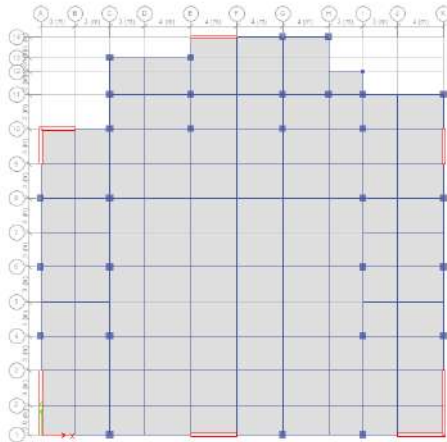
4.3.1 Umum

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2018.

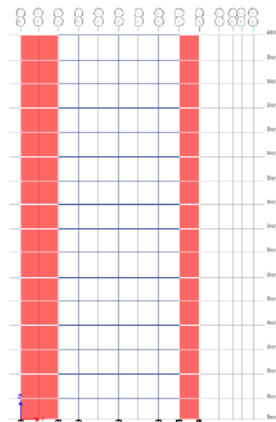
4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisa beban gempa perlu suatu permodelan struktur, struktur Gedung Rumah Sakit Arisanthi dianalisa dengan dengan menggunakan analisa respons dinamik.

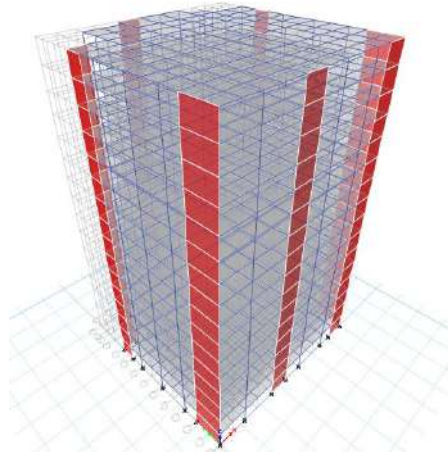
Denah struktur, tampak dan gambar 3D permodelan struktur ini dapat dilihat pada gambar berikut



Gambar 4. 16 Denah Struktur Lantai Atap



Gambar 4. 17 Tampak Struktur dari Elevation View A



Gambar 4. 18 Permodelan Struktur pada ETABS

4.3.3 Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Rumah Sakit Arisanthi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Input beban sendiri:

Mutu beton ($F'c$)	: 40 Mpa
Mutu baja (F_y)	: 400 Mpa
Dimensi Balok	:
Balok induk	: 40/70; 30/50
Balok anak	: 30/50
Balok Pratekan	: 75/120
Tebal Pelat Lantai	: 12 cm
Tebal Pelat Atap	: 15 cm
Tebal Pelat Basement	: 25 cm
Dimensi Kolom	:
Basement – Lt.5	: 70/70
Lt 6 – 10	: 60/60
Lt 10 – atap	: 50/50
Faktor keutamaan	: 1,5 (gedung rumah sakit)

Beban mati struktur ini dikalkulasi sendiri oleh ETABS.

- Input beban hidup:
 - Lantai Rumah Sakit : 2,87 kN/m²
 - Lantai Ruang Workshop: 4,79 kN/m²
 - Lantai Atap : 0,96 kN/m²
 - Beban Hujan : 0,20 kN/m²
- Input beban mati tambahan (superdead):
 - Input beban mati tambahan pada pelat lantai:
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Spesi (t = 2 cm) : 0,42 kN/m²
 - Tegel (t = 1 cm) : 0,24 kN/m²
 - Ducting & Plumbing : 0,30 kN/m²
1,14 kN/m²
- Input beban mati tambahan pada pelat atap:
 - Penggantung : 0,07 kN/m²
 - Plafond : 0,11 kN/m²
 - Spesi (t = 2 cm) : 0,42 kN/m²
 - Aspal (t = 1 cm) : 0,14 kN/m²
 - Ducting & Plumbing : 0,30 kN/m²
1,04 kN/m²

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

Tabel 4. 16 Kontrol Beban Struktur

Keterangan	n Lantai	W _D	W _L
		kg	kg
Lt. atap	1	1,399,000.10	121,563.90
Lt. 15 (Workshop)	1	1,234,258.65	379,739.96
Lt. 14-11	4	4,803,978.60	910,107.45
Lt. 10-6	5	6,171,293.25	1,137,634.31

Lt. 5-basement	5	6,367,853.25	1,137,634.31
shearwall	16	1,326,124.80	-
Total		21,302,508.65	3,686,679.93
$W_D + W_L$		24,989,188.58	
$W_D + W_L$ ETABS		25,687,330.24	
Kontrol Selisih		2.72%	

4.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2018, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.4.1 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 IV dengan faktor keutamaan gempa (I_e) **1,5**

4.3.4.2 Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada proyek pembangunan gedung Rumah Sakit Arisanthi didapatkan berdasarkan nilai N (tes N_{spt}) jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SE (Tanah Lunak).

Tabel 4. 17 Penentuan Kelas Situs Tanah

Kedalaman	Tebal	N	Tebal/N
0			
2	2	2	1
4	2	3	0.666667
6	2	4	0.5
8	2	16	0.125
10	2	24	0.083333
12	2	31	0.064516

14	2	36	0.055556
16	2	16	0.125
18	2	23	0.086957
20	2	17	0.117647
22	2	15	0.133333
24	2	7	0.285714
26	2	34	0.058824
28	2	29	0.068966
30	2	50	0.04
	30		3.411512

$$\bar{N} = \frac{30}{3,41} = 8,794$$

Mengacu pada tabel 5 SNI 1726:2018, dengan nilai $\bar{N} = 8,794$ lokasi bangunan berada pada kelas situs SE.

4.3.4.3 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.

Tabel 4. 18 Parameter Respon Spectral dan Percepatan Spectral

VARIABEL	NILAI
PGA (g)	0.452
S _S (g)	0.983
S _I (g)	0.357
C _{RS}	1.047
C _{RI}	0.946
F _{PGA}	0.9
F _A	0.921
F _V	2.572
PSA (g)	0.407
S _{MS} (g)	0.905

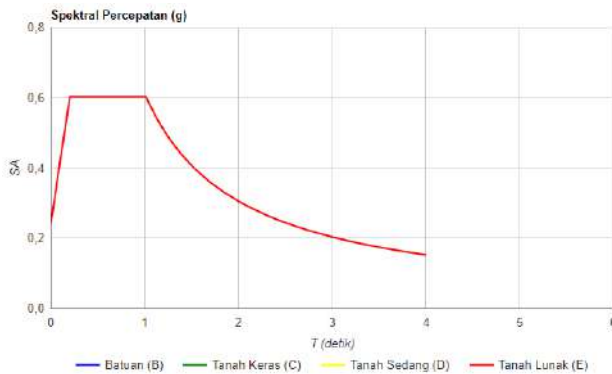
S_{MI} (g)	0.918
S_{DS} (g)	0.603
S_{DI} (g)	0.612
T_0 (detik)	0.203
T_s (detik)	1.015

4.3.4.4 Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain

Periode Fundamental dan Respon Spektrum Desain Kabupaten Gianyar dihitung berdasarkan SNI 1726 : 2018 pasal 6.4.

Tabel 4. 19 Respon Spektrum Desain

T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
0	0.241	2.415	0.243
0.203	0.603	2.515	0.234
1.015	0.603	2.615	0.225
1.015	0.549	2.715	0.217
1.115	0.504	2.815	0.21
1.215	0.466	2.915	0.203
1.315	0.433	3.015	0.197
1.415	0.404	3.115	0.19
1.515	0.379	3.215	0.185
1.615	0.357	3.315	0.179
1.715	0.337	3.415	0.174
1.815	0.32	3.515	0.169
1.915	0.304	3.615	0.165
2.015	0.289	3.715	0.16
2.115	0.276	3.815	0.156
2.215	0.264	4	0.153
2.315	0.253		



Gambar 4. 19 Grafik Respon Spektrum Desain

4.3.4.5 Kategori Desain Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2018 Tabel 3, bangunan dengan fungsi rumah sakit masuk ke dalam kategori resiko IV dengan $I_e = 1,5$. Penentuan Kategori desain gempa sesuai dengan SNI 1726:2018 Tabel 8 dan Tabel 9, dimana, $S_{DS} = 0.603$ g dan $S_{D1} = 0,612$ g sehingga diketahui bahwa kategori desain seismik masuk dalam kategori D.

4.3.4.6 Koefisien Modifikasi Response

Struktur Gedung Rumah Sakit Arisanthi direncanakan akan menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus. Untuk memperoleh R^a (Koefisien Modifikasi Respon), Ω_0^g (Faktor Kuat Lebih Sistem), dan C_d^b (Faktor Pembesaran Defleksi), tabel 12 pada SNI 1726-2018 akan digunakan.

Dengan kategori desain seismik D, diperoleh :

$$R^a = 7$$

$$\Omega_0^g = 2,5$$

$$C_d^b = 5,5$$

4.3.4.7 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Berdasarkan SNI 1726:2018 Tabel 18, tipe struktur sistem rangka pemikul momen menggunakan nilai parameter periode pendekatan C_t adalah 0,0466, nilai x digunakan 0,9 dan ketinggian gedung 57,2 m.

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

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

Dimana :

h_n : ketinggian struktur = 57,2 m.

C_t & x : ditentukan dari table 4.15 (tabel 18 SNI 1726-2018)

Tabel 4. 20 Nilai Parameter Perioda 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

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times (h_n)^x \\ &= 0,0466 \times (57,2)^{0,9} \\ &= 1.78 \text{ detik} \end{aligned}$$

$$T < C_u T_a$$

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

$$C_u.T_a = 1.4 \times 1.778 = 2,49 \text{ detik}$$

Tabel 4. 21 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda 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 4.21.

Tabel 4. 22 Modal Periode dan Frekuensi

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	2.573
Modal	2	2.239
Modal	3	1.66
Modal	4	0.776
Modal	5	0.647
Modal	6	0.448
Modal	7	0.385
Modal	8	0.311
Modal	9	0.232
Modal	10	0.209
Modal	11	0.19
Modal	12	0.158
Modal	13	0.133
Modal	14	0.126
Modal	15	0.117
Modal	16	0.101
Modal	17	0.092
Modal	18	0.089
Modal	19	0.081
Modal	20	0.075

Periode struktur terbesar yang didapat dari analisa ETABS adalah 2,573 detik, maka:

$$T_a < T_{ETABS} < C_u.T_a$$

$$1,78 < 2,573 < 2,48 \text{ (NOT OK)}$$

Sehingga diambil nilai T sebesar = 2,48 s dari batas atas untuk menentukan nilai koefisien respon seismik.

4.3.4.8 Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respon seismic, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2018 pasal 7.8.1.1.

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

$$S_{DS} = 0.603$$

$$I_e = 1,5$$

$$R = 7$$

$$C_s = 0,603 / (7 / 1,5) = 0.1292$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk sistem ganda dengan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus dan Dinding Geser Beton Bertulang Khusus = 7. (SNI 1726:2018 Tabel 12) dan nilai C_s tidak lebih dari :

Dan nilai C_s tidak lebih dari

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

$$C_s = 0,612 / (2,48 * (7 / 1,5)) = 0.0527$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

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

$$C_s = 0.0398 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,0527

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2018

Untuk perhitungan gempa faktor reduksi beban hidup untuk bangunan rumah sakit sebesar 0,3 sehingga didapatkan berat seismic efektif bangunan (W) sebagai berikut :

Tabel 4. 23 Berat Efektif Struktur

Load Case/Combo	FZ kN
D+0.3L	223090,74

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 1726:2018.

$$\begin{aligned}
 C_s &= 0,0527 \\
 W &= 223090,74 \text{ kN} \\
 V &= C_s \times W \\
 &= 0,0527 \times 223090,74 \text{ kN} \\
 &= 11750,49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser V yang dihitung melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan $\frac{V}{V_t}$ (SNI 1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1.). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu ETABS didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 4. 24 Reaksi Beban Gempa Respon Spektrum Arah X dan Y

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
RSX Max	8465.491	4474.568

RSY Max	4351.507	9150.571
---------	----------	----------

$$V = 11750,49 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 8465,491 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 9150,571 \text{ Kn}$$

Tabel 4. 25 Gaya Geser Akibat Gempa Arah X dan Y

Tipe Beban	V _x	V _y
	kN	kN
Gempa Statik	11.750,49	11.750,49
100% Statik	11.750,49	11.750,49
Gempa Respon Spektrum	8.465,49	9.150,57

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > V$$

$$8.465,49 \text{ kN} < 11.750,49 \text{ kN (Not Ok!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > V$$

$$9.150,57 \text{ kN} < 11.750,49 \text{ kN (Not Ok!)}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala V/V_t . . Sehingga didapatkan faktor pengali seperti tabel untuk masing-masing arah.

Tabel 4. 26 Faktor Skala Perbaikan

Faktor Skala	Arah X	Arah Y
	1.38804543	1.284125922

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 sesuai dengan tabel berikut ini.

Tabel 4. 27 Gaya Geser Dasar Hasil ETABS Setelah Scale Factor

Load Case/Combo	FX	FY
	kN	kN
RSX Max	11750.50	6210.91
RSY Max	5587.88	11750.51

$$V = 11.750,49 \text{ kN}$$

$$V_{xt} = 11750.50 \text{ kN}$$

$$V_{yt} = 11750.51 \text{ kN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > V$$

$$11750.50 \text{ kN} > 11.750,49 \text{ kN (Ok!)}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > V$$

$$11750.51 \text{ kN} < 11.750,49 \text{ (Ok!)}$$

Hasil dari running ulang tersebut sudah memenuhi persyaratan SNI 1726:2018 Pasal 7.9.1.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.4.9 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2018 pasal 7.9.1.1, perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.

Tabel 4. 28 Jumlah Partisipasi Massa Dalam Menghasilkan Respon

Case	Mode	Period			

		sec	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	2.657	0.6374	0.0842	0
Modal	2	2.319	0.7159	0.6873	0
Modal	3	1.704	0.7183	0.7067	0
Modal	4	0.806	0.8285	0.7233	0
Modal	5	0.668	0.8475	0.8454	0
Modal	6	0.454	0.8496	0.8524	0
Modal	7	0.396	0.8973	0.8597	0
Modal	8	0.317	0.9047	0.9084	0
Modal	9	0.238	0.9303	0.9126	0
Modal	10	0.209	0.9318	0.9161	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai lebih dari 90% untuk arah X dan arah Y, maka ketentuan menurut SNI 1726:2018 pasal 7.9.1.1 telah terpenuhi.

4.3.4.10 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan pengguna jasa, mencegah kerusakan non-struktur, serta membatasi keretakan beton yang berlebihan. Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan tabel batas simpangan pada SNI 1726:2018, sebagai berikut :

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus termasuk kedalam semua struktur lainnya, drift dibatasi sebesar:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{ijin} &= 0,020 \times h_{sx} \\
 &= 0,020 \times 3000 = 60 \text{ mm (Lantai basement)} \\
 &= 0,020 \times 3800 = 76 \text{ mm (Lantai 1)} \\
 &= 0,020 \times 3600 = 72 \text{ mm (Lantai 2-15)}
 \end{aligned}$$

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

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5,5)

I = faktor keutamaan gedung (= 1,5)

Tabel 4. 29 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_{sx} ^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

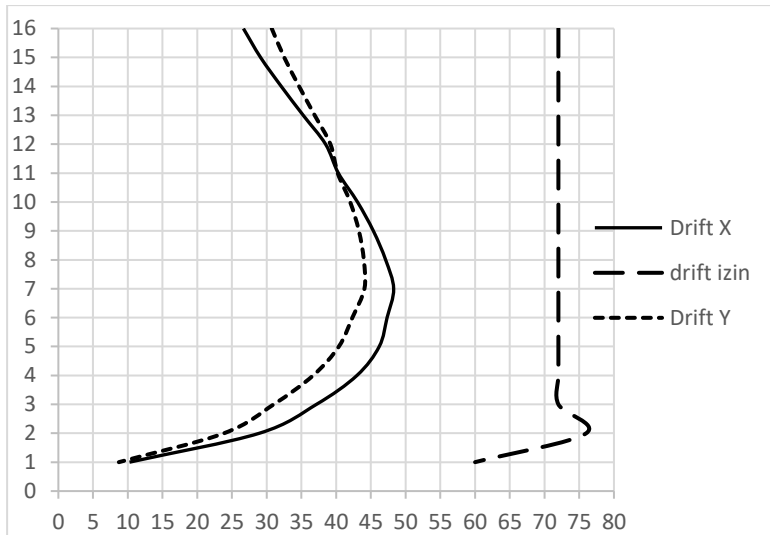
Tabel 4. 30 Drift Arah X

Lantai	hsx	Simpangan	Drift	Δi	Δ_{ijin}	Ket.
	mm				mm	
16	3600	163.253	7.267	26.64567	72	OK
15	3600	155.986	7.941	29.117	72	OK
14	3600	148.045	8.753	32.09433	72	OK
13	3600	139.292	9.614	35.25133	72	OK
12	3600	129.678	10.493	38.47433	72	OK
11	3600	119.185	10.995	40.315	72	OK
10	3600	108.19	11.747	43.07233	72	OK
9	3600	96.443	12.369	45.353	72	OK
8	3600	84.074	12.852	47.124	72	OK
7	3600	71.222	13.167	48.279	72	OK
6	3600	58.055	12.909	47.333	72	OK
5	3600	45.146	12.601	46.20367	72	OK
4	3600	32.545	11.726	42.99533	72	OK
3	3600	20.819	10.135	37.16167	72	OK

2	3800	10.684	7.89	28.93	76	OK
1	3000	2.794	2.794	10.24467	60	OK

Tabel 4. 31 Arah Y

Lantai	hsx	Simpangan	Drift	Δi	Δ_{ijin}	Ket.
	mm	mm	mm	mm	mm	
16	3600	155.602	8.38	30.72667	72	OK
15	3600	147.222	8.871	32.527	72	OK
14	3600	138.351	9.454	34.66467	72	OK
13	3600	128.897	10.066	36.90867	72	OK
12	3600	118.831	10.683	39.171	72	OK
11	3600	108.148	10.969	40.21967	72	OK
10	3600	97.179	11.46	42.02	72	OK
9	3600	85.719	11.802	43.274	72	OK
8	3600	73.917	11.995	43.98167	72	OK
7	3600	61.922	12.019	44.06967	72	OK
6	3600	49.903	11.546	42.33533	72	OK
5	3600	38.357	11.015	40.38833	72	OK
4	3600	27.342	10.006	36.68867	72	OK
3	3600	17.336	8.458	31.01267	72	OK
2	3800	8.878	6.503	23.84433	76	OK
1	3000	2.375	2.375	8.708333	60	OK



Gambar 4. 20 Drift Ijin

4.3.4.11 Kontrol Sistem Ganda

Untuk sistem 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 4. 32 Persentase Gaya Geser yang Dipikul Sistem Struktur

JENIS	Arah X	%	Arah Y	%
SW	15594.26	73	6316.359	73
FRAME	5833.508	27	2339.1983	27
TOTAL	21427.76	1.00	8655.558	1.00

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

4.4 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

4.4.1 Umum

Beton pratekan merupakan komponen struktur yang menggabungkan kekuatan baja mutu tinggi dan beton mutu tinggi. Penggunaan pratekan ini juga didasari oleh efisiensi yang mampu diberikan balok pratekan untuk bentang panjang tanpa kolom di tengahnya dibandingkan beton bertulang biasa.

Perencanaan beton pratekan dilakukan pada lantai atap gedung. Sehingga jumlah balok pratekan yang terdapat dalam modifikasi perencanaan gedung ini adalah 3 balok bentang 22 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.

4.4.2 Data Perencanaan Beton Pratekan

Berikut ini adalah data data perencanaan beton pratekan pada lantai atap balok:

- Panjang bentang : 22 m
- Dimensi balok pratekan : 1000/600 mm
- $f'c$ beton prategang : 45 Mpa
- $f'c$ beton pelat atap : 45 Mpa
- 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) :

- $f_{ci} = 0,88 \times 45 = 39,6 \text{ MPa}$
- $t_f = 15 \text{ cm}$

Untuk tebal pelat yang digunakan, perencanaan pada tiap lantai atap dengan balok pratekan ketebalan yang digunakan yaitu 15 cm.

- Jarak antar balok pratekan (s) = 6 m

4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing - masing sisi badan balok tidak boleh melebihi:

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif balok arah memanjang ialah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 b_{\text{eff}} &= L/4 \\
 &= 22000/4 \\
 &= 5500 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= b + (8 \times t_f) \\
 &= 600 + (8 \times 150) \\
 &= 1800 \text{ mm} \\
 b_{\text{eff}} &= 0,5 \times (L - b) \\
 &= 0,5 \times (6000 - 600) \\
 &= 2700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga nilai b_{eff} yang terkecil adalah 1800 mm. Sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok atau 5,5 m. Penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan beton pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton pratekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan ialah sebesar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sesungguhnya.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- 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 angkur. (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 :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f'_c}$ (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)
 Kelas U = $f_t \leq 0,62\sqrt{f'_c}$

$$= ft \leq 0,62\sqrt{45}$$

$$= ft \leq 4,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas T} = 0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,62\sqrt{45} < ft \leq \sqrt{45}$$

$$= 4,16 < ft \leq 6,71 \text{ MPa}$$

$$\text{Kelas C} = ft > \sqrt{f'_c}$$

$$= ft > \sqrt{45}$$

$$= ft > 6,71 \text{ MPa}$$

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

4.4.5 Perhitungan Pembebanan

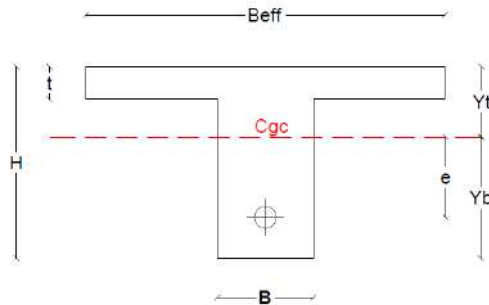
Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yaitu:

- Tahap Awal
Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan sehingga hanya beban mati dan beban mati tambahan yang bekerja.
- Tahap Akhir
Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

4.4.6 Penentuan Gaya Pratekan Balok Prategang

4.4.6.1 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 4. 21 Penampang Balok Pratekan

$$\begin{aligned}
 A_{pelat} &= b_e \times t_f = 180 \times 15 && = 2700 \text{ cm}^2 \\
 A_{balok} &= b \times (h-t_f) = 60 \times (100-15) && = 5100 \text{ cm}^2 \\
 A_{total} &&& = 7800 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut :

$$c = (h-t_f)/2 + t_f = 57,5 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{(A_{pelat} \times \frac{t_f}{2}) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}}$$

$$y_t = 40,2 \text{ cm}$$

$$y_b = c_gc = 100 - 40,2 = 59,8 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - t_f/2 = 32,7 \text{ cm}$$

$$d_p = y_b - \frac{h-t_f}{2} = 59,8 - \frac{100-15}{2} = 17,3 \text{ cm}$$

Nilai I_t didapat sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d b^2) + \frac{1}{12} \frac{b e}{n} t f^3 \\
 &\quad + (A_{pelat} \times d t^2) \\
 &= 7534712 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

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 :

$$K_t = \text{kern atas} \quad I = \text{momen inersia}$$

$$K_b = \text{kern bawah}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{7534712 \text{ cm}^4}{40,2 \text{ cm}} = 187467,95 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{7534712 \text{ cm}^4}{59,8 \text{ cm}} = 125981,67 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{125981,67 \text{ cm}^3}{7800 \text{ cm}^2} = 16,15 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{187467,95 \text{ cm}^3}{7800 \text{ cm}^2} = 24,03 \text{ cm}$$

4.4.6.2 Kontrol Gaya Prategang (Fo)

Pada perencanaan struktur balok pratekan gedung Rumah Sakit Arisanthi ini, gaya pratekan awal (Fo) 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 = -632 kN m

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan} &= 1076 \text{ kN m} \\ \text{Momen tumpuan kanan} &= -632 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi saat transfer gaya prategang (Tengah bentang)

- Serat atas

$$\sigma_b \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$3,15 \geq -\frac{3000000}{780000} + \frac{3000000 \times 470}{187467950} - \frac{1076052500}{187467950}$$

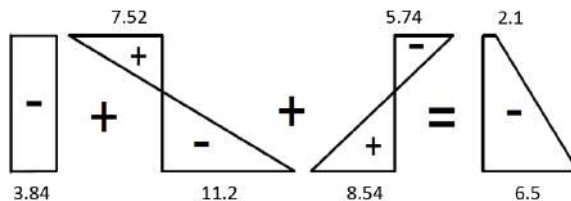
$$3,15 \text{ Mpa} \geq -2,1 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$-21,12 \leq -\frac{3000000}{780000} - \frac{3000000 \times 470}{125981670} + \frac{1076052500}{125981670}$$

$$-23,76 \text{ Mpa} \leq -6,50 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 4. 22 Tegangan Tengah Bentang saat Tranfer

- Kondisi saat transfer gaya prategang (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_g}{W_t}$$

$$-27,72 \leq -\frac{3000000}{780000} - \frac{3000000(150)}{187467950} + \frac{632000000}{187467950}$$

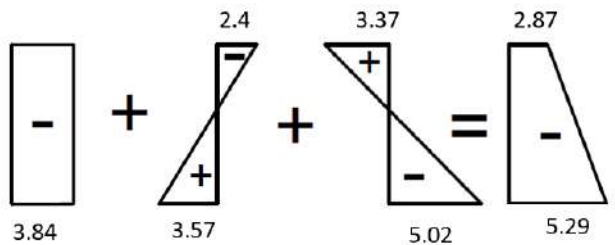
$$-27,72 \leq -2,87 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{780000} + \frac{3000000 \times (150)}{125981670} - \frac{632000000}{125981670}$$

$$3,15 \geq -5,29 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 23 Tegangan Tumpuan saat Transfer

- Output analisa struktur dengan kombinasi 1D+1L
 - Momen tumpuan kiri = -789 kNm
 - Momen lapangan = 1342 kNm

Momen tumpuan kanan = -789 kNm

- Kondisi saat beban layan (Tengah bentang)

Kontrol gaya pratekan setelah kehilangan prategang (asumsi kehilangan sebesar 20%)

- Serat atas

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2400000}{780000} + \frac{2400000 \times 470}{187467950} - \frac{1342000000}{187467950}$$

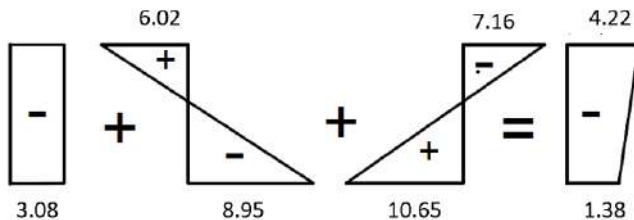
$$-20,25 \text{ Mpa} \leq -4,22 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$4,69 \geq -\frac{2400000}{780000} - \frac{2400000 \times 470}{125981670} + \frac{1342000000}{125981670}$$

$$4,69 \text{ Mpa} \geq -1,38 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 4. 24 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

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_g}{W_t}$$

$$4,69 \geq -\frac{2400000}{780000} - \frac{2400000(150)}{187467950} + \frac{789000000}{187467950}$$

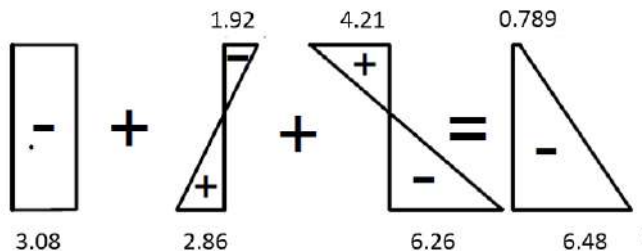
$$4,69 \geq -0,789 \text{ MPa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_t \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_g}{W_b}$$

$$20,25 \leq -\frac{2400000}{780000} + \frac{2400000 \times (150)}{125981670} - \frac{789000000}{125981670}$$

$$-20,25 \leq -6,48 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 25 Tegangan di Tumpuan saat Beban Layan

4.4.6.3 Penentuan Tendon yang Digunakan

Dipakai tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860$ (strand stress-relieved).

$$F_{pmax} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Luas tendon yang diperlukan adalah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{pmax}} = \frac{3000000}{1395} = 2150,54 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Apakai} &= \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,7^2 \times 18 \\ &= 2280 \text{ mm}^2 > \text{Aperlu} = 2150,54 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2280} = 1315,69 \text{ Mpa}$$

4.4.7 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:

$$\text{et} = \frac{fb' \times A \times kt}{F}$$

$$\text{eb} = \frac{ft' \times A \times kb}{F_o}$$

et = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

eb = batas atas yang memperbolehkan terjadinya tarik

f_t' = tegangan tarik ijin pada serat atas saat transfer

f_b' = tegangan tarik ijin pada serat bawah akibat beban kerja

F = gaya prategang efektif

F_0 = gaya prategang awal

k_t = kern atas

k_b = kern bawah

Berikut merupakan contoh perhitungan daerah limit kabel.

Limit atas kabel dipengaruhi oleh momen maksimum yang terdiri dari beban mati dan beban hidup dan gaya prategang efektif (F_e).

Data :

L	= 22 m
F_0	= 3000 kN
F_e	= 2252 kN
e tumpuan	= 15 cm
e lapangan	= 47 cm
fokus	= 62 cm
y_t	= 40,2 cm
y_b	= 59,8 cm

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

$$a_1 \text{ (atas)} = \frac{M_{max}}{F_e} = \frac{-789}{2252} = -0,35 \text{ m} = -350 \text{ mm}$$

$$k_t = \frac{W_b}{A} = 16,15 \text{ cm}$$

$$f_b' = 4,96 \text{ MPa}$$

$$e_t = \frac{f_b' \times A \times k_t}{F} = 262 \text{ mm}$$

Limit bawah kabel dipengaruhi oleh momen minimum yang terdiri dari beban mati dan gaya prategang (F_0).

Momen pada koordinat $x=0$ pada balok arah memanjang

$$a_2 \text{ (bawah)} = \frac{M_{min}}{F_0} = \frac{-632}{3000} = 0,21 \text{ m} = 210 \text{ mm}$$

$$k_b = \frac{W_b}{A} = 24,03 \text{ mm}$$

$$f_t' = 3,15 \text{ MPa}$$

$$e_b = \frac{f_t' \times A \times k_b}{F_0} = 196,8 \text{ mm}$$

Tabel 4. 33 Perhitungan Limit Kabel

x	Mg	M hidup	M total	a2	a1
(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	Mg/f	(Mt/F)
	1D	1L	1D+1L		
0.00	-632.339	-156.8	-789.09	-0.2108	-0.3505
1.00	-335.841	-83.3	-419.092	-0.1119	-0.1861
2.00	-67.5813	-16.8	-84.3321	-0.0225	-0.0375
3.00	172.4406	42.7	215.1898	0.0575	0.0956
4.00	384.2246	95.2	479.4739	0.1281	0.2130
5.00	567.7708	140.7	708.52	0.1893	0.3147
6.00	723.0791	179.2	902.3283	0.2410	0.4008
7.00	850.1495	210.7	1060.899	0.2834	0.4712
8.00	948.9821	235.2	1184.231	0.3163	0.5260
9.00	1019.577	252.7	1272.326	0.3399	0.5651
10.00	1061.934	263.2	1325.183	0.3540	0.5886
11.00	1076.053	266.7	1342.802	0.3587	0.5964
12.00	1061.934	263.2	1325.183	0.3540	0.5886
13.00	1019.577	252.7	1272.326	0.3399	0.5651
14.00	948.9821	235.2	1184.231	0.3163	0.5260
15.00	850.1495	210.7	1060.899	0.2834	0.4712
16.00	723.0791	179.2	902.3283	0.2410	0.4008
17.00	567.7708	140.7	708.52	0.1893	0.3147
18.00	384.2246	95.2	479.4739	0.1281	0.2130
19.00	172.4406	42.7	215.1898	0.0575	0.0956
20.00	-67.5813	-16.8	-84.3321	-0.0225	-0.0375
21.00	-335.841	-83.3	-419.092	-0.1119	-0.1861
22.00	-632.339	-156.8	-789.09	-0.2108	-0.3505

Ka	Kb	Limit atas	Limit bawah	cgs	y cgs act	y	cgc
(m)	(m)				(m)	(mm)	(m)
0.760	0.358	1.110	0.569	0.000	0.748	748	0.598
0.760	0.358	0.946	0.470	0.108	0.640	640	0.598
0.760	0.358	0.797	0.380	0.205	0.543	543	0.598
0.760	0.358	0.664	0.300	0.292	0.456	456	0.598
0.760	0.358	0.547	0.230	0.369	0.379	379	0.598
0.760	0.358	0.445	0.168	0.436	0.313	313	0.598
0.760	0.358	0.359	0.117	0.492	0.256	256	0.598
0.760	0.358	0.288	0.074	0.538	0.210	210	0.598
0.760	0.358	0.234	0.041	0.574	0.174	174	0.598
0.760	0.358	0.195	0.018	0.600	0.149	149	0.598
0.760	0.358	0.171	0.004	0.615	0.133	133	0.598
0.760	0.358	0.163	-0.001	0.620	0.128	128	0.598
0.760	0.358	0.171	0.004	0.615	0.133	133	0.598
0.760	0.358	0.195	0.018	0.600	0.149	149	0.598
0.760	0.358	0.234	0.041	0.574	0.174	174	0.598
0.760	0.358	0.288	0.074	0.538	0.210	210	0.598
0.760	0.358	0.359	0.117	0.492	0.256	256	0.598
0.760	0.358	0.445	0.168	0.436	0.313	313	0.598
0.760	0.358	0.547	0.230	0.369	0.379	379	0.598
0.760	0.358	0.664	0.300	0.292	0.456	456	0.598
0.760	0.358	0.797	0.380	0.205	0.543	543	0.598
0.760	0.358	0.946	0.470	0.108	0.640	640	0.598
0.760	0.358	1.110	0.569	0.000	0.748	748	0.598



Gambar 4. 26 Limit Kabel dan Layout Tendon

4.4.8 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

4.4.8.1 Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

- a. Kehilangan akibat pengangkuran (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Perhitungan kehilangan pratekan akibat pengangkuran harus dicek apakah kehilangan pratekan akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times \left(\mu \frac{\alpha}{L} + K\right)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$g = 2,5 \text{ mm}$$

$$f_{pakai} = 1315,69 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$f = 470 + 150 = 620 \text{ mm}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon} \left(\frac{8f}{L}\right) = 0,23$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2,5}{1315,69 \times \left(0,15 \frac{0,23}{22000} + 0,016\right)}} = 487,12 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 187,12 \text{ mm}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 11 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

- b. 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.

- c. 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 :

$$\mu = 0,15 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0016 \text{ (wire strand tendon)}$$

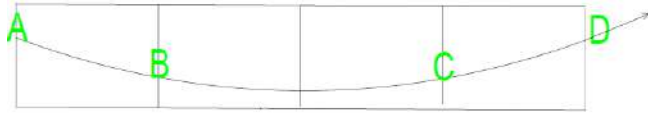
Tabel 4. 34 *Koefisien Wobble Effect*

Type Tendon	Wobble effect Coefficient		Curvature Coefficient
	K/foot	K/meter	μ /radial
Tendon in flexible metal sheathing:			
-Wire tendon	0.0010-0.0015	0.0033-0.0049	0.15-0.25
-7-wires strand	0.0005-0.0020	0.0016-0.0066	0.15-0.25
-High-strength bars	0.0001-0.0006	0.0003-0.0020	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

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8y/L) = 0,239$$

$$L = 22000 \text{ mm}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat gesekan dari A ke D



Gambar 4. 27 Kehilangan akibat Gesekan

Tabel 4. 35 Perhitungan Kehilangan akibat Gesekan

Segmen	L	KL	α	$m\alpha$	$KL+m\alpha$	$e^{-(KL+m\alpha)}$	Tegangan	
AB	5.1875	0.0083	0	0	0.0083	0.991734	0.991734	Fo
BC	10.375	0.0166	0.225	0.03375	0.05035	0.950897	0.943037	Fo
CD	5.1875	0.0083	0	0	0.0083	0.991734	0.935242	Fo

$$\begin{aligned} \text{Total kehilangan akibat gesekan} &= 100\% - 0,935 \times 100\% \\ &= 6,47\% \end{aligned}$$

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. 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.

Dapat di hitung kehilangan yang terjadi akibat gaya prategang ini. Perumusan yang digunakan untuk kehilangan gaya pratekan akibat kekangan kolom ialah sebagai berikut :

$$\Delta P = (M_B - M_A)/h$$

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai maksimum nilai momen ialah sebagai berikut:

$$M_B = 258 \text{ KNm}$$

$$M_A = -90 \text{ KNm}$$

$$\Delta P = ((258 - (-90))/3,6 = 96666 \text{ N}$$

$$\Delta f_P = (46802) / 2280,18 = 42,39 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat kekangan kolom ialah :

$$\Delta f_P = 42,39 / 1315,69 = 3,22\%$$

4.4.8.2 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 :

$$K_{cr} = 2 \text{ untuk metode pra-tarik}$$

$$= 1,6 \text{ untuk metode pasca-tarik}$$

$f_{c_{ds}}$ = 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

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times elap \times elap}{Wb \times y} \right)$$

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{3000000}{780000} + \frac{3000000 \times 470 \times 470}{125981670 \times 598} \right) = 12,64 \text{ MPa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{Mg \times e}{Wb \times y} \right) = \left(\frac{994226400 \times 470}{125981670 \times 589} \right) = 5,56 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 71,86 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat rangkakan ialah :

$$\Delta f_{cr} = \frac{71,86}{1315,69} = 5,46\%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)
Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat susut :

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

$$RH = 80\%$$

$$K_{sh} = 0,77 \text{ (7 hari)}$$

$$v/s = \text{luas penampang beton} / \text{keliling penampang beton}$$

$$= \frac{780000}{5600} = 13,93 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,343$$

$$SH = 1,88 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan pratekan akibat susut ialah :

$$\Delta f_{sh} = \frac{1,88}{1315,69} = 0,14 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan pratekan akibat relaksasi baja.

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

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*)

$J = 0,15$

$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1315,69}{1860} = 0,7$, sehingga diambil nilai C ialah

sebagai berikut

$C = 1$

$RE = [138 - 0,15(1,88 + 5,62 + 0)] \times 1 = 126,94 \text{ MPa}$

Persentase kehilangan pratekan akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{re} = \frac{126,84}{1315,69} = 9,65\%$$

Total kehilangan pratekan ialah

$$6,476 + 3,22 + 5,46 + 0,14 + 9,65 = 23,61 = 24,95\%$$

Gaya efektif

$$\begin{aligned} F &= (100 - 24,95)\% \times 3000 \text{ kN} \\ &= 2251 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.4.9 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

a. Kontrol akibat beban layan

Adapun output dari ETABS dengan kombinasi 1D+1L

Momen tumpuan kiri = -789 kNm

Momen lapangan = 1342 kNm

Momen tumpuan kanan = -789 kNm

Kondisi saat beban layan (Tengah Bentang)

• Serat atas

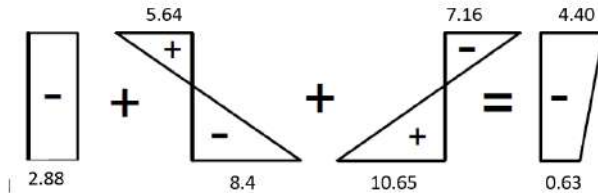
$$\begin{aligned} \sigma_t &\leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{lapangan}}{W_t} \\ -20,25 &\leq -\frac{2251569}{780000} + \frac{2251569 \times 470}{187467950} - \frac{1342000000}{187467950} \\ -20,25 &\leq -4,4 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{lapangan}}{W_b}$$

$$4,696 \geq -\frac{2251569}{780000} - \frac{2251569 \times 470}{125981670} + \frac{1342000000}{125981670}$$

$$4,696 \geq -0,63 \text{ MPa (OK)}$$



Gambar 4. 28 Tegangan Setelah Kehilangan di Tengah Bentang

Kondisi saat beban layan (Tumpuan)

- Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2251569}{780000} - \frac{2251569 \times 150}{187467950} + \frac{789000000}{187467950}$$

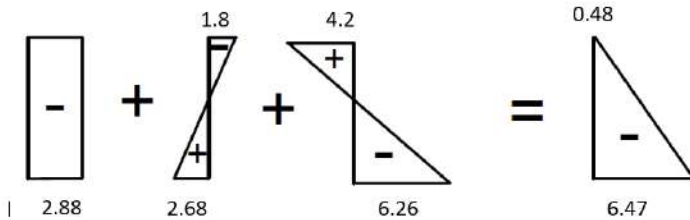
$$4,696 \geq -0,48 \text{ Mpa (OK)}$$

- Serat bawah

$$\sigma_b \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_b} - \frac{M_{tumpuan}}{W_b}$$

$$-20,25 \leq -\frac{2251569}{780000} + \frac{2251569 \times 150}{125981670} - \frac{789000000}{125981670}$$

$$-20,25 \leq -6,47 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 4. 29 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:

$$\frac{f'_c}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ MPa} \text{ dan } 3,5 \text{ MPa, maka diambil nilai } 3,5 \text{ MPa}$$

Dengan didapatkan f_{pc} sebesar $2,886 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$ (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

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{1357700000}{178242340}$$

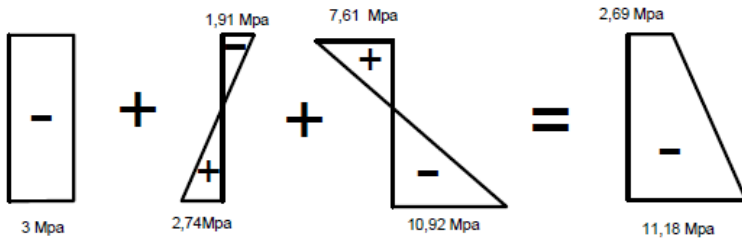
$$4,696 \geq 2,69 \text{ Mpa (OK)}$$

- 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 4. 30 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

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_t} + \frac{M_{tumpuan}}{W_t}$$

$$4,696 \geq -\frac{2291628}{756800} - \frac{2291628 \times 150}{178242340} + \frac{508000000}{178242340}$$

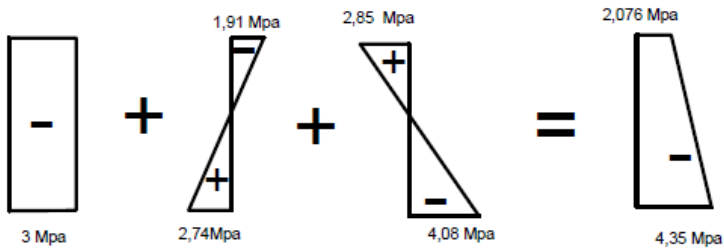
$$4,696 \geq -2,1 \text{ Mpa (OK)}$$

- 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 4. 31 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_0 sebesar 3000 kN

4.4.10 Kontrol Lenturan

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 lenturan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan. Lenturan yang diijinkan menurut SNI adalah sebagai berikut (SNI 2847:2013 tabel 9.5.b)

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{22000}{480} = 45,8 \text{ mm}$$

4.4.10.1 Lenturan saat Jacking

1. Lenturan akibat tekanan tendon (T)

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lenturan yang terjadi berupa lenturan keatas (chambre). Berdasarkan output SAP 2000 lenturan akibat tendon didapatkan sebesar

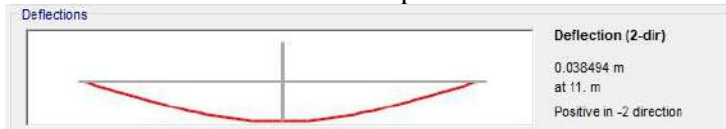


Gambar 4. 32 Lenturan akibat Tendon

$$\Delta l_{p0} = 26,68 \text{ mm } (\uparrow)$$

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 4. 33 Lendutan akibat Berat Sendiri

$$\Delta l_{qt} = 38,5 \text{ mm } (\downarrow)$$

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = - 26,68 + 38,5 = 11,82 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$f < f_{ijin}$$

$$11,82 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

4.4.10.2 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



Gambar 4. 34 Lendutan akibat Tekanan Tendon saat Layan

$$\Delta l_{po} = 21,84 \text{ mm } (\uparrow)$$

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

$$\Delta l_{qt} = 48,03 \text{ mm } (\downarrow)$$



Gambar 4. 35 Lendutan akibat Berat Sendiri saat Beban Layan

Sehingga, lendutan total saat jacking

$$\Delta l = - 21,84 + 48,03 = 26,19 \text{ mm}(\downarrow)$$

$$\text{Syarat : } f < f_{ijin} = 26,19 \text{ mm} < 43,22 \text{ mm (OK)}$$

Dengan kontrol lendutan di lantai atap maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.11 Perencanaan Tulangan Lunak

Selain itu telah dijelaskan bahwa menurut SNI 2847:2013, pasal. 21.5.2.5, Baja prategang tidak boleh menyumbang lebih dari 25% 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 :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0,17$$

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,729} 0,17 \right\} = 1621,3 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2280,18 \times 1621,3 = 3696896 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = \frac{3696896}{0,85 \cdot 45 \cdot 600} = 161 \text{ mm}$$

$$M_n = T \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned} M_n &= 3696896 \times (739 - 161/2) \times 10^{-6} \\ &= 2434558785 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2191 \text{ kNm}$$

$$25\% \phi M_n = 25\% \times 2191 \text{ kNm} = 548 \text{ KNm}$$

Mu akibat gempa maks = 1490 kNm

Sehingga Momen yang harus di tanggung tulangan lunak

$$Mu - 25\% \phi M_n = 1490 - 548 = 942 \text{ kNm}$$

Sehingga momen yang digunakan untuk tulangan lunak adalah 942 kNm

4.4.11.1 Data-data Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mu = 942 KNm
- Mutu beton : 45 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Dimensi balok : 60/100 cm
- Dimensi kolom : 50/50 cm
- Panjang balok : 22 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 40 mm

- $d = 1000 - 40 - 13 - 25/2 = 934,5 \text{ mm}$

4.4.11.2 Penulangan Lentur

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'c-28)}{7} \times 0,05 = 0,729$$

$$J = 0,85 \text{ (koef. Lengan momen)}$$

$$\emptyset = 0,9 \text{ (faktor reduksi lentur)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{Mu}{\emptyset f_y \times j d} = \frac{942000000}{0,9 \times 400 \times 0,85 \times 934,5} \\ &= 3294,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dicoba 8 D25, } A_s = 3925 \text{ mm}^2$$

Jika spasi bersih antar tulangan adalah 40 mm maka,

$$\text{Nilai } d = 934,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{2943 \times 400}{0,85 \times 45 \times 600} = 68 \text{ mm}$$

$$0,9Mn = \frac{A_s \cdot f_y}{d - 0,5a}$$

$$= \frac{0,9 \times 2943 \times 400}{934,5 - 0,5 \times 51} = 1272 \text{ kNm} > Mu \text{ (ok)}$$

b.) Cek A_s minimum

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \sqrt{f'c} \frac{b w \times d}{4 f_y} = \sqrt{45} \frac{600 \times 934,5}{4 \times 400} \\ &= 2350,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tapi tidak boleh kurang dari } \frac{1,4 b w \times d}{f_y} = 1962 \text{ mm}^2$$

(OK) syarat tulangan minimum terpenuhi

$$\text{c.) Cek ratio tulangan } \rho = \frac{A_s}{b w \times d} = 0,007$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,729 \times 45}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,041$$

$$0,75 \rho_b = 0,031$$

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*

$$dt = 1000 - (25/2 + 13 + 40)$$

$$dt = 934,5 \text{ mm}$$

$$a/dt = \frac{68}{934,5} = 0,073$$

$$\begin{aligned} atcl/dt &= 0,375 \beta_1 \\ &= 0,27 \end{aligned}$$

(OK) $a/dt < atcl/dt$, desain tulangan *under-reinforced* (*tension controlled*)

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

4.4.11.3 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 4. 36 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

$$\begin{aligned} V_{ka} &= (Mpr_2 + Mpr_4) / l_n \\ &= (1750 + 1113) / 20,75 \end{aligned}$$

$$= 137 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kanan balok} = V_u + 137 = 643,9 \text{ kN}$$

$$\text{total reaksi geser di ujung kiri balok} = V_u - 137 = 368 \text{ kN}$$

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

$$A_v = 402,29 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s$$

$$S = 175 \text{ mm} \text{ (Dipakia 100 mm)}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_y \times d / s \\ &= 1503 \text{ kN} > 858,5 \text{ kN} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

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**

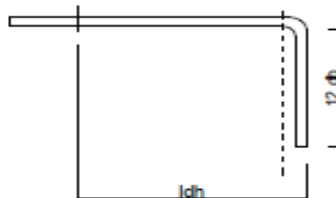
Lap splicing untuk bentang menerus

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} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah

$L_{dh} > 8db$	= 200 mm
$L_{dh} > 150 \text{ mm}$	= 150 mm
$L_{dh} > 0,24 \times f_y \times db / \sqrt{f_c}$	= 405 mm
Maka dipakai L_{dh}	= 410 mm
Dengan panjang kait $12db$	= 300 mm



Gambar 4. 36 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:

$$x+d = 5134 \text{ mm}$$

$$x+12d_b = 4500 \text{ mm}$$

$$l_d (48D) = 1200 \text{ mm}$$

$$x+l_n/16 = 5497 \text{ mm}$$

$$\text{jadi dipakai} = \mathbf{5500 \text{ mm}}$$

b.) tulangan tegatif di muka kolom kanan

sama dengan muka kolom kanan

c.) tulangan positif

4.4.11.4 Penulangan Torsi

$$T_u = 88 \text{ kNm}$$

$$V_u = 643 \text{ kN}$$

$$d = 934,5 \text{ mm}$$

a.) Perhitungan luas dan keliling penampang

$$\begin{aligned} \text{➤ } A_{cp} &= \text{Luas bruto penampang beton} \\ &= b \times h \end{aligned}$$

$$= 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } P_{cp} &= \text{keliling luar penampang beton} \\ &= 2 \times (b + h) \end{aligned}$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } bh = (b - 2 \cdot \text{cover} - \phi_{geser})$$

- = 507 mm
- hh = (h - 2.cover - Øgeser)
= 947 mm
- Aoh = Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= bh x hh = 480129 mm²
- Poh = Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang
= 2 x (bh + hh) = 2908 mm

b. Control 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:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

Dimana:

A_{cp} = Luas penampang total

P_{cp} = Keliling penampang total

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 pasal 8.6.1

\emptyset = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \emptyset. 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$T_u < \emptyset. 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{40} \left(\frac{600000^2}{2098}\right)$$

$$46000000 \text{ N.mm} < 88000000 \text{ N.mm} \text{ (**Butuh tulangan torsi**)}$$

a. Cek penampang balok

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq \emptyset \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right)$$

Dimana:

$$V_c = 0,17 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 639419 \text{ N}$$

Sehingga:

$$\text{➤ } \sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{643}{600 \times 934,4}\right)^2 + \left(\frac{88000000 \times 2908}{1,7 \times 480129^2}\right)^2} = 1,1 \text{ MPa}$$

➤ $\phi \left(\frac{Vc}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right) = 4,17 \text{ MPa}$

➤ $1,1 \leq 4,17 \text{ (OK)}$

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 $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 480109 \text{ mm}^2$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$V_c = 616881 \text{ N}$$

$$V_s = 858666 \text{ N}$$

berdasarkan SNI ps 11.9.9.1

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d} = 2,29 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan geser)}$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi T_n = 0,75(88\text{kN})$$

$$= 117333333\text{Nmm}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_o \times f_y} = 0,362 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (menahan torsi)}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($< 2h = 1400 \text{ mm}$)

$$\frac{A_v}{s} + 2x \frac{A_t}{s} = 2,29 + (2 \times 0,362) = 3,022 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

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**

c. Perhitungan tulangan logitudinal penahan torsi

$$A_1 = \frac{A_t}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta$$

$$\begin{aligned}
&= 0,359 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\
&= 1045 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \\
A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\
\text{(At/s) luas tulangan 1 kaki maka As D13/70} &= 0,88 \\
&= \frac{0,42 \cdot \sqrt{45} \cdot 600000}{400} - 1,327 \cdot 2908 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\
&= 368 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

jika $A_{\text{min}} < 0$, maka tidak menentukan torsi didistribusikan ke sisi atas-bawah dan samping kiri-kanan balok. tulangan terpasang

$$\text{atas} = 3925 \text{ mm}^2$$

$$A_{1/4} = 209 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = 3295 + 209 = 3504 < 3925 \text{ (OK)}$$

$$\text{bawah} = 2453,125 \text{ mm}^2$$

$$\text{As perlu} = 2217 + 209 = 2426 < 2453 \text{ mm}^2$$

Di pasang 1 D25 di kiri dan kanan balok

$$\text{As samping} = 490 > 209 \text{ (OK)}$$

4.4.11.5 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 :

$$C = T$$

$$E_{ps} = 200000 \text{ MPa}$$

$$F_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\text{Losses} = 24\% F_o = 720 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon = (0,74 F_{pu} - \text{losses}) / E_{ps}$$

$$\varepsilon = (0,74 \times 1860 - 729) / 200000$$

$$\varepsilon = 0,0032$$

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

Tabel 4. 37 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

$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 3054 \right) + (65,5 \times 850,27) + (-2335 \times 739) + (934,5 \times -1570)$$

$$M_n = 2933 \text{ kN}$$

$$0,9M_n = 2640 \text{ kNm} > M_u 1490 \text{ kNm (OK)}$$

Lapangan

Dengan iterasi sampai mencapai keseimbangan C=T sehingga didapatkan nilai $c = 91$ mm maka $a = \beta_1 \cdot c = 66,154$ mm

Tabel 4. 38 Iterasi Keseimbangan Gaya pada Lapangan

lapisan	y (mm)	\square	fs (mpa)	As(mm ²)	F (kN)	Cc (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

$$M_n = \left(\frac{a}{2} \times 4352\right) + (65,5 \times 126,5) + (900x - 4086) + (934,5 \times -392,5)$$

$$0,9M_n = 3502 \text{ kNm} > M_u 1482 \text{ kNm (OK)}$$

4.4.11.6 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 $\phi M_u > 1.2M_{cr}$, 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

$$\begin{aligned} F &= 2252 \text{ KN} \\ K_b &= 240,034 \text{ mm} \\ e &= 150 \text{ mm} \\ w_t &= 187467950 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 4,16 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M1 &= F(e+Kb) \\ &= 2251569 (150 + 240,034) \\ &= 878356568 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= f_r \times Wt \\ &= 4,16 \times 187467950 \\ &= 779866672 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M1 + M2$$

$$M_{cr} = 1658223240 \text{ Nmm}$$

$$1,2 M_{cr} = 1990 \text{ kNm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$2640 > 1990 \text{ kNm}$$

Lapangan

Untuk serat bawah lapangan mengalami tarik

$$F = 2252 \text{ kN}$$

$$K_t = 161,51 \text{ mm}$$

$$e = 470 \text{ mm}$$

$$W_b = 125981670 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{45} = 4,16 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M1 &= F(e+K_t) \\ &= 2252 (470 + 161,51) \\ &= 1422160520 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= f_r \times W_b \\ &= 4,16 \times 125981670 \\ &= 524083747.2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M1 + M2 = 1946244267.2 \text{ Nmm}$$

$$1,2 M_{cr} = 2335.49 \text{ kNm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2 M_{cr}$$

$$3502 > 2335.49 \text{ kNm (OK!)}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak di dearch tumpuan dan lapangan maka hasil perhitungan beton pratekan telah memenuhi persyaratan.

4.4.12 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 pencair, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran 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 pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 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 :

$$\begin{aligned} F_o &= 3000000 \text{ N} \\ P_u &= 1,2 \times F_o \\ &= 1,2 \times 3000000 \text{ N} \\ &= 3600000 \text{ N} \end{aligned}$$

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

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

Dimana :

$$\Sigma P_u = \text{Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau}$$

- a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)
 h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

$$a = 265 \text{ mm (angkur dengan strand 5-7, VSL tabel)}$$

$$e = 150 \text{ mm (eksentrisitas pada tumpuan)}$$

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

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

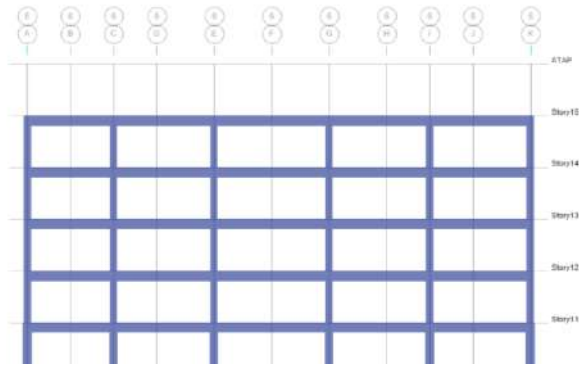
$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ mm, diambil } 80 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang **4D13**, dengan jarak **80 mm**

4.4.13 Metode Pelaksanaan

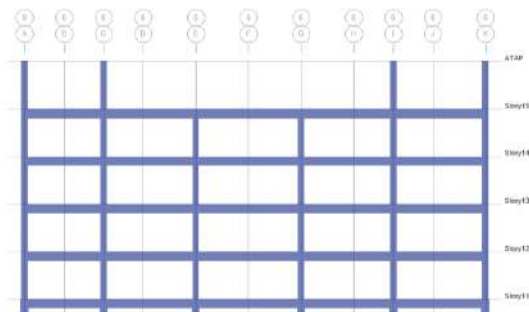
Metode pelaksanaan beton prategang sistem monolit adalah sebagai berikut :

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 15 selesai, lalu dilanjutkan dengan pekerjaan penulangan kolom lantai 15 (hari ke-1)



Gambar 4. 37 Pekerjaan Lantai 15 Selesai

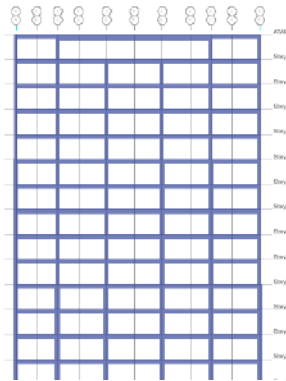
2. Setelah Tulangan Siap dilanjutkan dengan proses pengecoran kolom lantai 20 (hari ke-2)



Gambar 4. 38 Pekerjaan Kolom Lantai 15

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. (hari ke-9)

5. Setelah tulangan terpasang dilanjutkan dengan pemasangan duckting dan strand tendon prategang serta pemasangan angkur mati sesuai koordinat yang telah diberikan (hari ke-9)
6. Dilanjutkan dengan pengecoran balok beton prategang dengan mutu beton $f'c$ 45 Mpa. Curing pada beton prategang dilakukan selama 7hari (hari ke-10). 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
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 (hari ke-23)
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 (hari ke-23)



Gambar 4. 39 Balok Pratekan Lantai Atap Selesai

11. Lalu dilanjutkan dengan pengecoran struktur lainnya seperti pelat dan balok non prategang (hari ke-24)

Estimasi waktu yang dibutuhkan untuk pekerjaan beton prategang lantai atap adalah 24 Hari

4.5 Struktur Utama Non Prategang

4.5.1 Perencanaan Balok Induk

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

Tabel 4. 39 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama	Bentang (mm)	Arah	H min (mm)	b min (mm)	Dimensi	
					h (mm)	b (mm)
BI 1	6000	Memanjang	364	243	700	400
BI 2	7000	Memanjang	425	283	700	400

BI 3	8000	Memanjang	486	324	700	400
BI 4	4000	Memanjang	243	162	700	400
BI 5	3000	Melintang	182	121	700	300
BI 6	5000	Melintang	304	202	700	400
BI 7	3225	Melintang	196	131	700	400
BI 8	2000	Melintang	121	81	700	400
BI 9	8600	Melintang	522	348	700	400

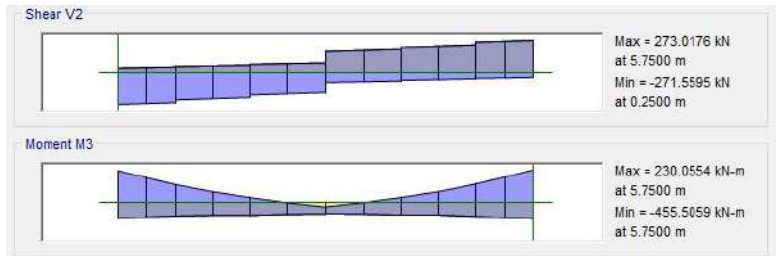
4.5.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Induk

Pada perencanaan penulangan lentur balok induk ini akan dicontohkan melalui perhitungan balok induk BI 1.

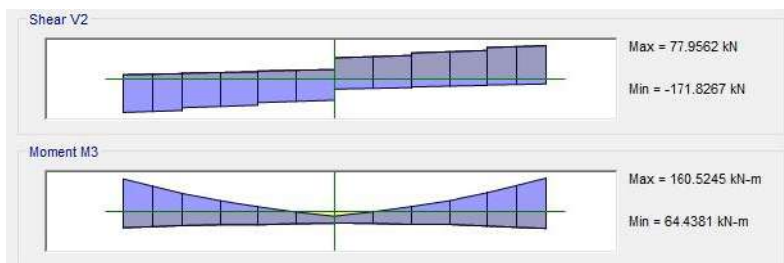
Data Perencanaan

L	= 6000 mm
F'c	= 35 Mpa
Fy	= 400 Mpa
Tulangan lentur (D)	= 25 mm
As tulangan	= 490,87 mm ²
Tulangan sengkang (D)	= 13 mm
As tulangan	= 132,73 mm ²
b	= 400 mm
h	= 700 mm
Decking	= 40 mm
d'	= decking + Øsengkang + ½ Ølentur
	= 65,5 mm
d	= h - (decking + Øsengkang + ½
Ølentur)	
	= 634,5 mm

Data hasil momen dan gaya geser dari ETABS akibat kombinasi beban yang terbesar (ENVELOPE)



Gambar 4. 40 Diagram Momen dan Geser Tumpuan



Gambar 4. 41 Diagram Momen dan Geser Lapangan

Mu tumpuan (-)	= -455.51 kN.m
Mu tumpuan (+)	= 230.05 kN.m
Mu lapangan (+)	= 160.52 kN.m
Tu	= 51,36 kN.m
Vu (envelope)	= 273 kN
Vu (1.2D+L)	= 147,9 kN

Persyaratan komponen lentur untuk Struktur Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Karena struktur menggunakan sistem pemikul rangka momen khusus, maka syarat yang harus dipenuhi untuk komponen struktur pada sistem rangka yang memikul gaya akibat gempa yang direncanakan memikul lentur adalah:

- Gaya aksial tekan terfaktor pada komponen struktur tidak boleh melebihi $0,1.A_g.f'_c$

$$0 \text{ N} < 0,1 \times 400 \times 700 \times 35 = 980000 \text{ N (OK)}$$
- Bentang bersih minimum $\geq 4d$

$$(6000 \text{ mm} - 700 \text{ mm}) \geq 4 \cdot 636 \text{ mm}$$

$$5300 \text{ mm} \geq 4 \cdot 634,5 = 2538 \text{ mm (OK)}$$

- Perbandingan Lebar/Tinggi balok $> 0,3$ dan

$$\frac{\text{Lebar}}{\text{Tinggi}} = \frac{40}{70} = 0,57 > 0,3 \text{ (OK)}$$

- Lebar balok tidak boleh melebihi 1,75 lebar kolom
 $400 \text{ mm} < (1,75 \times 700) = 1225 \text{ mm (OK)}$

4.5.1.2 Perhitungan Penulangan Lentur Penulangan Tumpuan

Asumsi awal berada pada kondisi *tension controlled section* (penampang terkontrol tarik), dimana $\phi = 0,9$

a. Penulangan tumpuan atas

➤ $M_u = -455 \text{ kN.m}$

➤ $M_n = \frac{M_u}{\phi}$
 $= \frac{-455 \times 10^6}{0,9}$
 $= 505.555.556 \text{ N.mm}$

➤ $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$
 $= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7}$
 $= 0,8$

➤ $\rho_{\max} = 0,025$ (menentukan)

➤ $\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y}$
 $= \frac{0,25x\sqrt{35}}{400} = 0,00369755$ (menentukan)

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

➤ $m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$

➤ $R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{505555556}{400 \times 634,5^2} = 3,13939 \text{ N/mm}^2$

➤ $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 3,13939}{400}} \right)$

$$= 0.0083$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0,0083$ ($\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$)

➤ Tulangan tumpuan atas

$$\text{As perlu} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0083 \times 400 \times 634,5 = 2109.856 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}}$$

$$= \frac{2109.856}{490,87} = 4.298 \sim 5 \text{ buah}$$

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \emptyset L - 2d' - 2\emptyset s}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 5(25) - 2(65,5) - 2(13)}{5 - 1} \\ &= 42 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

➤ As pakai = $n \times \text{As (D25)}$

$$= 5 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 2454.36 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur negatif tumpuan 5 D25.

➤ Menghitung momen nominal tulangan tumpuan atas

$$\begin{aligned} a &= \frac{\text{As} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \\ &= \frac{2454,36 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 82.499 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= 0,9 \cdot \text{As} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 0,9 \times 2454,36 \times 400 \times (634,5 - (82,5/2)) \\ &= 0,9 \times 582421920.2 \text{ Nmm} \\ &= 524179728.2 \text{ Nmm} \\ &= 524,18 > M_u = 455 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

b. Penulangan tumpuan bawah

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada komponen tersebut.

$$M_u \text{ tumpuan (+)} = 230 \text{ kNm}$$

$$0,5 \emptyset M_n \text{ dari tulangan atas} = 0,5 \times 524,18 \text{ kNm}$$

$$= 262 \text{ kNm} > 230 \text{ kNm}$$

0,5 Mn tulangan atas > Mu tumpuan positif, sehingga gunakan momen lentur hasil perhitungan kapasitas penampang.

$$\text{➤ } R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{262 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 634,5^2} = 1.808 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 13,45 x 1,808}{400}} \right) \\ &= 0.00466 \end{aligned}$$

➤ Maka dipakai $\rho = 0.00466$ ($\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{max}}$)

➤ Tulangan tumpuan bawah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0.00466 \times 400 \times 634,5 = 1184.57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ (jumlah)} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{1184.57}{490,87} = 2,19 \sim 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{b - n \cdot \phi L - 2d' - 2\phi s}{n - 1} \\ &= \frac{400 - 3(25) - 2(65,5) - 2(13)}{3 - 1} \\ &= 110 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan dapat dipasang susun 1 lapis

$$\begin{aligned} \text{➤ As pakai} &= n \times \text{As (D25)} \\ &= 3 \times 490,87 \text{ mm}^2 = 1472,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur positif tumpuan 3 D25.

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada tumpuan adalah:

Tulangan atas : 5D25 (As pasang = 2454.37 mm²)

Tulangan bawah : 3D25 (As pasang = 1472,6 mm²)

➤ Cek apakah tulangan leleh atau tidak

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{2454,37}{400 \times 634,5} = 0.00967$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} = \frac{1472,6}{400 \times 634,5} = 0.00580$$

$$\rho_{cy} = \frac{0,85 \times f_c' \times d' \times \beta}{d \times f_y} \left(\frac{600}{600 - f_y} \right) + \rho' = 0,0242 > \rho = 0,00967$$

Sehingga tulangan belum leleh

- Kontrol kekuatan dalam menahan momen negatif
 - $M_u = 455 \text{ kN.m}$
 - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 505555555,6 \text{ N.mm}$
 - Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
 - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65,5 mm
 - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm
 - Tinggi efektif, $d = 634,5 \text{ mm}$
 - Tul. Tarik 5D25, $A_{s1} = 2454,36 \text{ mm}^2$
 - Tul. Tekan 3D25, $A_{s2} = 1472,6 \text{ mm}^2$
 - $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $X = 83,29 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
 - Mencari nilai f_s' tulangan terpasang
 - $f_s' = \left(1 - \frac{d_2}{X}\right) \times 600$
 - $= 128,1875 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$ (tulangan tidak leleh)
 - $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}\right) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 584133743,5 \text{ N.mm} > M_n = 505555555,6 \text{ N.mm}$
 - (OK)**
 - Cek kondisi penampang
 - $c = 83,295 \text{ mm}$
 - $\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c}\right) = 0,019 > 0,005$
 - Penampang tension controlled, **asumsi benar!**
- Kontrol kekuatan dalam menahan momen positif
 - $M_u = 230 \text{ kN.m}$
 - $M_n = \frac{M_u}{\phi} = 291 \text{ kNm}$
 - Decking, $t_s = 40 \text{ mm}$
 - Jarak ke as tulangan, tarik (d_1) = 65,5 mm
 - Jarak ke as tulangan, tekan (d_2) = 65,5 mm
 - Tinggi efektif, $d = 634,5 \text{ mm}$

- Tul. Tarik 3D22, $A_{s1} = 1472,6 \text{ mm}^2$
- Tul. Tekan 5D22, $A_{s2} = 2454,36 \text{ mm}^2$
- $(0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1) X^2 + (A_{s2} \cdot 600 - A_{s1} \cdot f_y) X - A_{s2} \cdot d \cdot 600 = 0$
 $X = 64,34 \text{ mm}$ (Menggunakan goal seek)
- Mencari nilai f_s' tulangan terpasang
 $f_s' = (1 - \frac{d_2}{x}) \times 600$
 $= 9,92 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$ (tulangan tidak leleh)
- $M_{n_{act}} = 0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot X \cdot (d - \frac{\beta_1 \cdot X}{2}) + A_{s2} \cdot f_s' \cdot (d - d_2)$
 $= 387262510 \text{ N.mm} > M_n = 291 \text{ kNm}$ (**OK**)
- Cek kondisi penampang
 $c = 64,34 \text{ mm}$
 $\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) = 0,026 > 0,005$
 Penampang tension controlled, **asumsi benar!**

- **Kontrol**

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} \times M_n^-$$

$$387262510 \text{ N.mm} \geq 0,5 \times 584133743,5 \text{ N.mm}$$

$$387262510 \text{ N.mm} \geq 292066871,8 \text{ N.mm}$$
 (**OK**)

- **Kontrol batas penulangan tumpuan**

- $\frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 634,5}{400} = 888,3 \text{ mm}^2$

$$888,3 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 2454,36 \text{ mm}^2$$
 (**OK**)

- $\frac{0,25 \cdot \sqrt{F_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d = \frac{0,25 \cdot \sqrt{35}}{400} \cdot 400 \cdot 634,5 = 938,438 \text{ mm}^2$

$$938,438 \text{ mm}^2 < A_s \text{ tul. atas} = 2454,36 \text{ mm}^2$$
 (**OK**)

- **Kontrol jarak tulangan tumpuan**

$$C_c = \text{tebal selimut} + \text{Ø sengkang} = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} \cdot f_y = \frac{2}{3} \cdot 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

$$S_1 = 380 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 266,5 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm}$$
 (**OK**)

$$S_2 = 300 \cdot \left(\frac{280}{f_s} \right) = 315 \text{ mm} > 65,5 \text{ mm}$$
 (**OK**)

Penulangan lapangan

Nilai momen positif maupun negatif sepanjang balok tidak boleh kurang dari seperempat nilai momen maksimum pada tumpuan.

- $\frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}} = \frac{1}{4} \times 455 \text{ kNm}$
 $= 113.75 \text{ kNm}$
- $Mu_{\text{lapangan}} = 160.50 \text{ KN.m} > \frac{1}{4} \cdot Mu_{\text{tumpuan}}$ (OK)
- $Mn = \frac{Mu}{\phi}$
 $= \frac{160.50 \times 10^6}{0.9}$
 $= 178.33 \text{ kN.m}$
- $\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7}$
 $= 0.85 - 0.05 \frac{(35 - 28)}{7}$
 $= 0.8$
- $\rho_{\text{max}} = 0.025$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{fy}$
 $= \frac{0.25x\sqrt{35}}{400} = 0.00395$ (menentukan)
- $\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$
- $m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13.445$
- $Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{178.33}{400 \times 634,5} = 1.10741 \text{ N/mm}^2$
- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$
 $= \frac{1}{13.445} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13.445 \times 1.10741}{400}} \right)$
 $= 0.00282$
- Maka dipakai $\rho = 0,00395$ ($\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\text{max}}$)

a) Tulangan lapangan bawah

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00395 \times 400 \times 634,5 = 938.438 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$$

$$= \frac{938.438}{490,87} = 1.911 \sim 3 \text{ buah}$$

Dipakai 3 D25 (As. pasang = 981.74)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$$

$$= \frac{400-2(25)-2(65,5)-2(13)}{2-1}$$

$$= 244 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

b) Tulangan lapangan atas

$$As \text{ min} = \frac{1}{2} \times As$$

$$= \frac{1}{2} \times 981.74 = 490.873 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ (jumlah)} = \frac{As \text{ perlu}}{As \text{ tulangan}}$$

$$= \frac{490.87}{490,87} = 1 \sim 2 \text{ buah}$$

Dipakai 2 D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

➤ Kontrol jarak tulangan

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{b-n.\emptyset L-2d'-2\emptyset s}{n-1}$$

$$= \frac{400-2(25)-2(65,5)-2(13)}{2-1}$$

$$= 244 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

Maka tulangan harus dipasang susun 1 lapis

Jadi tulangan lentur yang digunakan pada lapangan adalah:

Tulangan atas : 2 D25 (As. pasang = 981,75 mm²)

Tulangan bawah : 3 D25 (As. pasang = 1472 mm²)

➤ Kontrol balok T

$$\text{➤ be} < \frac{L}{4}$$

$$< \frac{6000}{4}$$

$$< 1500 \text{ mm}$$

$$\text{be} < bw + 8hf$$

$$\begin{aligned}
 &< 400 + 8.120 \\
 &< 1360\text{mm (menentukan)}
 \end{aligned}$$

$$b_e < 3775 \text{ mm}$$

Maka nilai $b_e = 1360 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } a &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{c.be}} \\
 &= \frac{1472 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 1360} \\
 &= 14,55\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } x &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{14,55}{0,8} \\
 &= 18,198 \text{ mm} < h_f = 120 \text{ mm (Balok T palsu)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } a_{\text{baru}} &= \frac{A_s f_y}{0,85 f'_{c.bw}} \quad (\text{analisa dengan balok persegi}) \\
 &= \frac{1472 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} \\
 &= 49,49 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ act} &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1472 \cdot 400 \left(634,5 - \frac{49,49}{2} \right) \\
 &= 359172431,7 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } \phi M_n &= 0,9 M_n \\
 &= 323255188,5 \text{ N.mm} \\
 &= 323255188,5 > M_u = 160500000 \text{ N.mm} \\
 &(\text{OK})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } c &= \frac{a}{\beta_1} \\
 &= \frac{49,49}{0,8} \\
 &= 61,87 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Check Strain

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } \varepsilon_t &= \frac{d-c}{c} 0,003 > 0,005 \\
 &= \frac{634,5-61,87}{61,87} 0,003 > 0,005 \\
 &= 0,028 > 0,005 (\text{OK})
 \end{aligned}$$

4.5.1.3 Penulangan Geser pada Balok Induk

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok

- $s < \frac{1}{4}.d = 159 \text{ mm}$
- $s < 6.\emptyset = 150 \text{ mm}$ (menentukan)
- $s < 150 \text{ mm}$
- Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok :

$$s < \frac{1}{2}.d = 318 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

a. Penulangan geser tumpuan

Perhitungan tulangan geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable. Gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum M_{pr} , dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor.

➤ Momen ujung M_{pr}

M_{pr} merupakan kuat momen lentur mungkin dari suatu komponen struktur yang ditentukan menggunakan sifat-sifat komponen struktur pada muka joint dengan menganggap kuat tarik pada tulangan longitudinal sebesar minimum 1,25 f_y . karena nilai gempa arah kekanan dan kekiri sama maka ditinjau 1 arah saja.

$$\begin{aligned} \text{➤ } a_1 &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f' c \cdot b w} \\ &= \frac{2450 \cdot 1,25 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} \\ &= 103,125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{pr1} &= A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2450 \cdot 1,25 \cdot 400 \left(634,5 - \frac{103,125}{2} \right) \\ &= 715,37 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } a_2 &= \frac{As' \cdot 1,25 \cdot fy}{0,85 f'c \cdot bw} \\
 &= \frac{1472,6 \cdot 1,25 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} \\
 &= 61,87 \text{ mm} \\
 \text{➤ } M_{pr2} &= As' \cdot 1,25 \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1472,6 \cdot 1,25 \cdot 400 \left(634,5 - \frac{61,87}{2} \right) \\
 &= 444.409 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser total pada muka tumpuan
- Gaya geser akibat beban gravitasi

$$V_G = 147,9 \text{ kN}$$

- Akibat gempa ke kiri

- l_n = panjang balok – lebar kolom

$$\begin{aligned}
 &= 6000 - 700 \\
 &= 5300 \text{ mm} \\
 &= 5,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- $V_{\text{sway}} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{715,37 + 444,40}{5,3} \\
 &= 218,826 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- $V_{\text{ekn}} = V_G - \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$

$$\begin{aligned}
 &= 147,9 - 218,826 \\
 &= -70,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- $V_{\text{ekn}} = V_G + \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$

$$\begin{aligned}
 &= 147,9 + 218,826 \\
 &= 366,73 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan geser

Kuat geser beton ($V_c=0$) apabila:

- $V_{\text{sway}} > 0,5 \times$ gaya geser total
- $$218,826 \text{ kN} > 0,5 \times 366,73 \text{ kN}$$
- $$218,826 \text{ kN} > 183,363 \text{ kN (OK)}$$

- Gaya geser aksial tekan $< A_g \times \frac{f_c}{20}$
 $0 \text{ N} < 0,05 \times 400 \times 700 \times 35 = 490 \text{ kN (OK)}$

Dikarenakan kedua syarat memenuhi, maka V_c bisa dianggap 0.

- $V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c$
 $= \frac{366,73}{0,75} - 0$
 $= 488,968.99 \text{ N}$
- $A_v = 2 \cdot A_s \text{ (D13)}$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$
 $= \frac{265,46 \cdot 400 \cdot 634,5}{488,968.99}$
 $= 137.79 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$
- $s \text{ min} < \frac{1}{4} \cdot d = 159 \text{ mm}$
 $< 6 \cdot \phi = 150 \text{ mm (menentukan)}$
 $< 150 \text{ mm}$

Maka digunakan sengkang 2D13-100 mm

- b. Penulangan geser di luar daerah sendi plastis
- Tulangan geser di luar sendi plastis ($> 2h = 1400$)
 - $V_{u_{2h}}$ hasil interpolasi V_e
 $70,9 + \frac{(5,3 - 1,4)}{5,3} \times (366,73 - 70,9) = 288 \text{ kN}$
 - $V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d$
 $= \frac{1}{6} \times 35 \times 400 \times 634,5$
 $= 250250 \text{ N}$
 - $V_{s\text{max}} = \frac{2}{3} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$
 $= \frac{2}{3} \times 35 \times 400 \times 634,5$
 $= 1001000 \text{ N}$
 - $V_{s\text{min}} = \frac{1}{16} \times \sqrt{f_c} \times b_w \cdot d$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{16} \times 35 \times 400 \times 634,5 \\
 &= 93844 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{➤ } V's &= \frac{1}{3} \times \sqrt{fc} \times bw \cdot d \\
 &= \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 400 \times 634,5 \\
 &= 500500.35 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Persyaratan

- $V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c > V_s \text{ max}$ (penampang perlu diperbesar)
488968 N < 1001000 N (**Tidak OK**)
- $V_u \leq \frac{1}{2} \phi V_c$ (tidak perlu tulangan geser)
288590.8 N \geq 93844 N (**Tidak OK**)
- $\frac{1}{2} \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$ (Perlu tulangan geser minimum)
93844 N \leq 288590.8 N \geq 187687.6 N (**Tidak OK**)
- $\phi V_c \leq V_u \leq \phi (V_c + V_{smin})$ (Perlu tulangan geser minimum; $s_{max} \leq \frac{d}{2}$ atau 600 mm)
187687.6 N \leq 288590.8 N \leq 310.375 N (**OK**)
- Termasuk kategori membutuhkan Perlu tulangan geser minimum; $s_{max} \leq \frac{d}{2}$ atau 600
- Maka dibutuhkan tulangan geser minimum, sehingga:
- $A_v = 2 \cdot A_s (D13)$
 $= 265,46 \text{ mm}^2$
- $\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \times d \text{ aktual}}$
- $s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_{smin}}$
 $= \frac{265,46 \cdot 400 \cdot 634,5}{419,649}$
 $= 175.10 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$
- $s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{636}{2} = 318$
 ≤ 600

Maka digunakan sengkang 2D13-150 mm

- Dipakai sengkang 2D13-150 mm pada daerah luar sendi plastis ($<2h = 1400\text{mm}$)

4.5.1.4 Perencanaan Tulangan Torsi Balok Induk

- $T_u = 51.36 \text{ kN.m}$
- $V_u = 366,727 \text{ N}$ (dari perhitungan V_e di Penulangan geser)

a. Perhitungan Luas dan Keliling Penampang

- $A_{cp} = \text{Luas bruto penampang beton}$
 $= b \times h$
 $= 400 \times 700 = 280000 \text{ mm}^2$
- $P_{cp} = \text{keliling luar penampang beton}$
 $= 2 \times (b + h)$
 $= 2 \times (400 + 700) = 2200 \text{ mm}$
- $b_h = (b - 2 \cdot \text{cover} - \varnothing_{\text{geser}})$
 $= 307 \text{ mm}$
- $h_h = (h - 2 \cdot \text{cover} - \varnothing_{\text{geser}})$
 $= 607 \text{ mm}$
- $A_{oh} = \text{Luasan penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= b_h \times h_h = 186349 \text{ mm}^2$
- $P_{oh} = \text{Keliling penampang yang dibatasi tulangan sengkang}$
 $= 2 \times (b_h + h_h) = 1828 \text{ mm}$

d. Kontrol kebutuhan tulangan torsi

Pengaruh torsi dapat diabaikan jika momen torsi terfaktor

T_u kurang dari perumusan berikut:

$$T_u < \varnothing \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

$A_{cp} = \text{Luas penampang total}$

$P_{cp} = \text{Keliling penampang total}$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi beban torsi)}$$

Sehingga dapat dihitung:

$$T_u < \phi \cdot 0,083\lambda\sqrt{f_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$$

$$T_u < \phi \cdot 0,083 \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \left(\frac{315000^2}{2300}\right)$$

51,36 kN.m < 13,1240 N.mm (**Butuh tulangan torsi**)

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:

$$\begin{aligned} \triangleright V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 400 \times 634,5 \\ &= 250250,17 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} \triangleright &\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \times d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \times P_{oh}}{1,7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \\ &\sqrt{\left(\frac{403,876}{450 \times 636}\right)^2 + \left(\frac{86.939 \times 1928}{1,7 \times 216699^2}\right)^2} = 2,14 \text{ MPa} \\ \triangleright &\phi \left(\frac{V_c}{b_w \times d} + 0,66 \sqrt{f_c}\right) \\ &0,75 \cdot \left(\frac{301681,3}{450 \times 636} + 0,66 \sqrt{40}\right) = 3,66 \text{ MPa} \\ \triangleright &2,14 \leq 3,66 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

e. Perhitungan tulangan transversal penahan torsi

Perhitungan tulangan transversal penahan torsi nilai A_o dapat diambil sama dengan $0,85 A_{oh}$ dan nilai $\Theta = 45^\circ$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 186349 \text{ mm}^2 = 158396 \text{ mm}^2$$

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_{yt}}{s} \cdot \cot \Theta$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_{yt} \cdot \cot \Theta} = 0,5404 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Pada daerah sendi plastis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

$$\frac{Av}{s} + 2x \frac{At}{s} = 0,9406 + (2 \times 0,5404) = 2,0214 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 2,0214 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 100 \text{ mm} = 202,14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{202,14}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,5 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D13-100 pada daerah sendi plastis ($<2h = 1400 \text{ mm}$)

- Di luar sendi plastis ($>2h = 1400 \text{ mm}$)

$$\frac{Av}{s} + 2x \frac{At}{s} = 0,19 + (2 \times 0,5404) = 1,3897 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{(v+t)} = 1,389 \text{ mm}^2/\text{mm} \times 140 \text{ mm} = 232,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah kaki} = \frac{232,7}{0,25 \times \pi \times 13^2} = 1,75 \approx 2 \text{ buah}$$

Sehingga digunakan 2D13-140 pada daerah luar sendi plastis ($>2h = 1400 \text{ mm}$)

f. Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{At}{s} \cdot \text{Poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cdot \cot^2 \Theta \\ &= 0,7492 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \cdot \cot^2 45 \\ &= 1444,459228 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{1\text{min}} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{At}{s}\right) \cdot \text{poh} \cdot \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \\ &= \frac{0,42 \cdot 35 \cdot 315000}{400} - 0,7492 \cdot 1928 \cdot \left(\frac{400}{400}\right) \\ &= -1162,447697 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan longitudinal untuk torsi dibagi menjadi 4 bagian, 25% didistribusikan ke kiri, 25% ke kanan, 25% ke atas, dan 25% ke bawah bagian balok. A_1 torsi untuk kiri kanan = $0,5 \times 1444,459228 = 722,2296139 \text{ mm}^2$.

Dikarenakan tulangan minimum 2, maka digunakan tulangan 2D25 ($A_s = 981,75 \text{ mm}^2$), dipasang masing-masing 1 batang di sisi samping kiri dan kanan balok disepanjang bentang.

4.5.1.5 Panjang Penyaluran Tulangan

Panjang penyaluran l_{dh} untuk tulangan tarik dengan kait standar 90° dalam beton berat normal adalah sebagai berikut:

$$l_{dh} > 8 \cdot d_b = 200 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} > \frac{0,24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f_c}} = 405 \text{ mm}$$

Maka digunakan $l_{dh} = 405 \text{ mm}$ masuk ke dalam kolom, dengan panjang kait $12 \cdot d_b = 300 \text{ mm}$

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Tulangan Balok Induk

Nama Balok	Lokasi	Tulangan	db (mm)	n (buah)	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	
BI1	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	3D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
BI2	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
BI3	Tumpuan	Atas	25	4	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
BI4	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
BI5	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	4	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		
BI6	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	4	3D25		
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis	2D13-150
		Tengah	25	2	2D25		
		Bawah	25	3	3D25		

BI7	Tumpuan	Atas	25	4	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100	
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	3	3D25			
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis		2D13-150
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	3	3D25			
BI8	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100	
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	3	3D25			
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis		2D13-150
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	3	3D25			
BI9	Tumpuan	Atas	25	5	5D25	Sendi Plastis (<2h)	2D13-100	
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	4	3D25			
	Lapangan	Atas	25	2	2D25	Di Luar Sendi Plastis		2D13-150
		Tengah	25	2	2D25			
		Bawah	25	3	3D25			

4.5.2 Perencanaan Kolom

Dalam sub bab ini akan diuraikan desain dan *detailing* penulangan struktur kolom K1 pada lantai 1, seperti terlihat pada gambar dibawah ini.

4.5.2.1 Data Asumsi Awal Perencanaan Kolom

- H : 700 mm
- B : 700 mm
- Mutu Beton : 45 Mpa
- Mutu Baja Tulangan : 400 Mpa
- Tebal decking : 40 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 32 mm
- Diameter Sengkang (\emptyset) : 16 mm

4.5.2.2 Syarat Komponen Struktur Kolom

Mensyaratkan :

- Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom harus melebihi $A_g f'_c / 10$.

$$\frac{A_g \times f'_c}{10} = \frac{700 \times 700 \times 45}{10} = 2205000 \text{ N} = 2205 \text{ kN}$$

$P_u = 10844 \text{ kN} > 2205 \text{ kN}$ (OK)

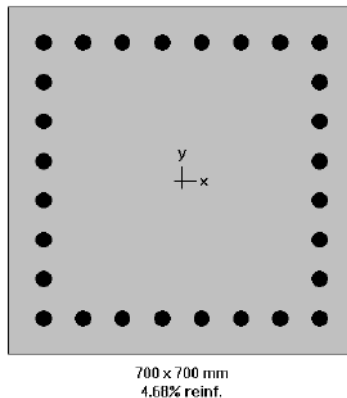
Maka pasal diatas berlaku :

- Sisi terpendek penampang kolom tidak kurang dari 300 mm
Ukuran penampang terpendek 700 mm > 300 mm (OK)
- Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4
Ratio $b/h = 700/700 = 1 > 0,4$ (OK)

4.5.2.3 Tulangan Longitudinal Penahan Lentur

Luas tulangan longitudinal penahan lentur tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ dan lebih dari $0,06 A_g$. Sebagai asumsi awal, tulangan longitudinal kolom dipasang sebanyak 28 buah dengan diameter 32 mm. Penampang tersebut selanjutnya dievaluasi menggunakan program bantu spColumn.

Dengan konfigurasi kolom memiliki rasio tulangan, $\rho_g = 4,68\%$ atau 28 D32.



Gambar 4. 42 Rasio Tulangan Kolom K1 pada SP Column

4.5.2.4 Kontrol spasi tulangan

Spasi bersih minimum tulangan sejajar dalam suatu lapis harus sebesar db tetapi tidak kurang dari 25 mm.

$$S = \frac{b_w - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{sengkang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n-1}$$

$$= \frac{700 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 16 - 8 \cdot 32}{8-1} = 47,43 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

4.5.2.5 Cek Kapasitas Kolom Terhadap Beban Aksial

Besarnya beban aksial terfaktor hasil analisa struktur harus mampu ditahan oleh kapasitas beban aksial penampang kolom yang dihitung pada persamaan berikut :

$$A_{st} = 28 \times 0,25 \pi D^2 = 28 \times 0,25 \pi 32^2 = 22519 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n(\text{max}) = 0,8 \times \phi \times [0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}]$$

$$= 0,8 \times 0,65 \times [0,85 \times 45 \times (490.000 - 22519) + 400 \times 22519]$$

$$= 13.982,5 \text{ kN} > P_u = 10844 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

4.5.2.6 Persyaratan Strong Column – Weak Beam

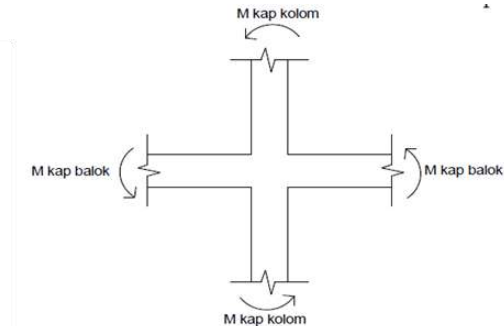
Sesuai dengan filosofi desain kapasitas bahwa:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_g$$

Dimana :

$\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_g$ merupakan momen pada muka joint, yang berhubungan dengan kuat lentur nominal balok (termasuk pelat yang berada pada kondisi tarik).

Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



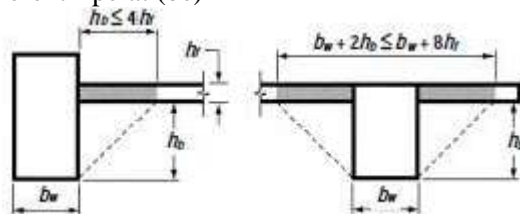
Gambar 4. 43 Ilustrasi Momen yang Bertemu di HBK

➤ Menghitung nilai $\sum M_g$

Pada perhitungan ini, struktur mengalami goyangan ke kanan. Pada kolom yang ditinjau merupakan joint pertemuan antara BI2 (40/70) sebagai balok kiri dan BI2 (40/70) sebagai balok kanan. Sehingga $\sum M_g$ yang dimaksud adalah total jumlah momen nominal dari tulangan bawah balok kanan dan tulangan atas balok kiri serta pelat yang berada dalam kondisi tarik.

a. M_g pada balok BI2 (40/70)

- Lebar efektif pelat (be)



Gambar 4. 44 Lebar Efektif Pelat yang Digabung dengan Balok

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

$$be = b_w + 2 h_w = 400 + (2 \times (700 - 120)) = 1560 \text{ mm}$$

$$be = b_w + 8 h_f = 400 + (8 \times 120) = 1360 \text{ mm}$$

Maka be pakai 1360 mm

- Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s.\text{tarik} &= A_s \text{ tarik balok} + A_s \text{ tarik pelat} \\ &= 1900,7 + 854,5 \\ &= 2755,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s.\text{tekan} &= A_s \text{ tekan balok} \\ &= 1900,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Besar nilai M_g

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$M_g = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 67,08 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 325069454 \text{ Nmm} = 325,07 \text{ kNm}$$

$$a^- = 97,24 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 428433706,2 \text{ Nmm} = 428,43 \text{ kNm}$$

$$M_g \text{ total} = 753,5 \text{ kN.m}$$

b. M_g pada balok BI2 40/70

- Lebar efektif pelat (b_e)

Lebar efektif flens pelat yang disertakan dengan balok yaitu:

$$b_e = b_w + 2 h_w = 400 + (2 \times (700-120)) = 1560 \text{ mm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 400 + (8 \times 120) = 1360 \text{ mm}$$

Maka b_e pakai 1360 mm

- Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s.\text{tarik} &= A_s \text{ tarik balok} + A_s \text{ tarik pelat} \\ &= 1900,7 + 1156,1 \\ &= 3056,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s.\text{tekan} &= A_s \text{ tekan balok} \\ &= 1140,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Besar nilai M_g

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$M_g = \phi \times A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a^+ = 31,31 \text{ mm}$$

$$M_g^+ = 267413493,4 \text{ Nmm} = 267,41 \text{ kNm}$$

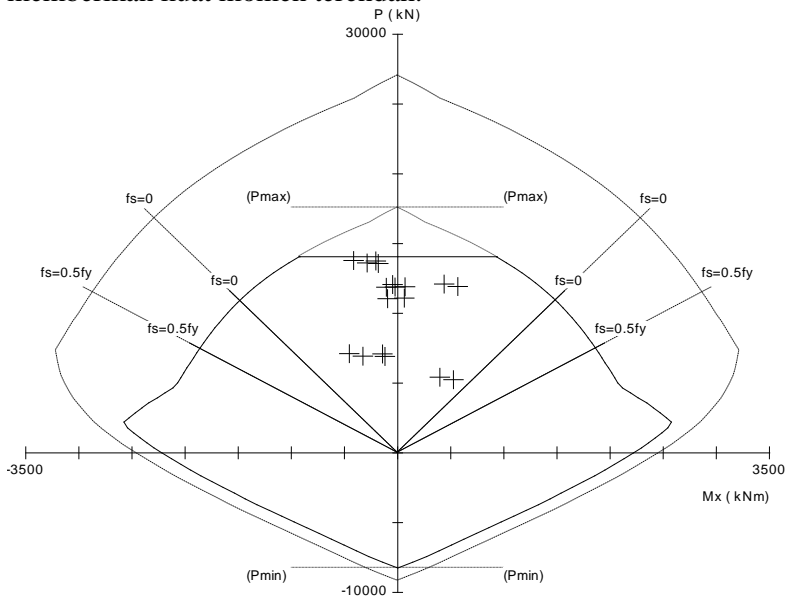
$$a^- = 83,91 \text{ mm}$$

$$M_g^- = 686393834,4 \text{ Nmm} = 686,39 \text{ kNm}$$

$$M_g \text{ total} = 953,8 \text{ kN.m}$$

➤ Menghitung Nilai $\sum M_{nc}$

Nilai M_{nc} didapat dari diagram interaksi P-M dengan spColumn. M_{nc} merupakan jumlah kuat nominal dari kolom di muka sisi atas dan bawah HBK (Hubungan Balok Kolom) dari hasil perhitungan terpasang akibat kombinasi beban berfaktor. Kuat momen ini harus dicek pada beban aksial maksimum yang memberikan kuat momen terendah.



Gambar 4. 45 Diagram Interaksi P-M Kolom Lantai 1

Tabel 4. 41 ϕM_n kolom lantai 1

No	Pu kN	Mux kNm	ϕM_{nx} kNm
1	13791.11	-415.67	-988.33
2	13613.36	-287.71	-1026.47
3	12103.85	436.99	1310.93
4	11926.09	564.96	1339.43
5	11907.77	69.35	1342.33
6	11092.99	61.72	1463.89
7	7112.89	-455.93	-1896.27
8	6935.13	-327.97	-1911.37
9	5425.63	396.74	2037.89
10	5247.87	524.70	2052.01
11	13756.06	-206.33	-995.94
12	13578.30	-183.28	-1033.87
13	12068.79	-48.47	-1316.61
14	11891.04	-25.43	-1344.96
15	11875.91	-107.67	-1347.34
16	11055.81	-95.77	-1469.02
17	7092.17	-143.80	-1898.10
18	6914.42	-120.76	-1913.09

➤ Kontrol syarat *strong column - weak beam*

Maka diketahui nilai $M_{nc_{atas}}$ dan $M_{nc_{bawah}}$ adalah 1700,47 kN.m dan 1636,05 kN.m

$$\sum M_{nc} = 988 + 1311 = 2299 \text{ kN.m}$$

$$1.2 \cdot \sum M_{nb} = 1,2 \times (753,5 + 953,8) = 2047,8 \text{ kN.m}$$

Sehingga,

$$\sum M_{nc} \geq \sum M_{nb} \text{ (OK)}$$

4.5.2.7 Desain Tulangan Transversal Kolom

4.5.2.7.1 Tulangan Transversal Sebagai Pengekang Inti Beton (Confinement)

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.

- a. Daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop) dibutuhkan sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom dengan l_0 merupakan nilai terbesar dari :
 - Tinggi komponen struktur di joint, $h = 700$ mm
 - $\frac{1}{6}$ x bentang bersih kolom = $\frac{1}{6} \times (3800 - 700) = 516,67$ mm
 - 450 mm

Maka l_0 yang dipakai = 700 mm

- b. Menentukan spasi maksimum hoop (s_{max}) pada daerah sepanjang l_0 dari ujung ujung kolom. s_{max} merupakan nilai terbesar dari :
 - $\frac{1}{4}$ x dimensi penampang kolom terkecil = 175 mm
 - 6 x db longitudinal terkecil = 192 mm
 - s_0 , dengan s_0 tidak melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm.
 - h_x = nilai terkecil dari
 - $h_{x1} = 159$ mm
 - $h_{x2} = 286$ mm
 Maka dipilih $h_x = 286$ mm.

$$s_0 = 100 + \frac{350 - 0,5 h_x}{3} = 121 \text{ mm}$$

Maka dipakai spasi sebesar 100 mm

- c. Penentuan luas tulangan confinement

Untuk daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom, total luas penampang hoop tidak boleh kurang dari salah satu yang terbesar antara :

$$bc = 700 - 2.40 - 16 = 604 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (b - 2 \times \text{deck})^2 = 490000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 672 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s \cdot bc \cdot f'_c}{f_y} = 734 \text{ mm}^2$$

$$A_s (\text{D16}) = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2 = 201,14 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= 4 A_s (\text{D16}) \\ &= 804,25 \text{ mm}^2 > 734 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan 4D16-100 mm

Untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_0 di masing-masing ujung kolom / di luar daerah sendi plastis), diberi hoops dengan spasi minimum (tidak lebih dari):

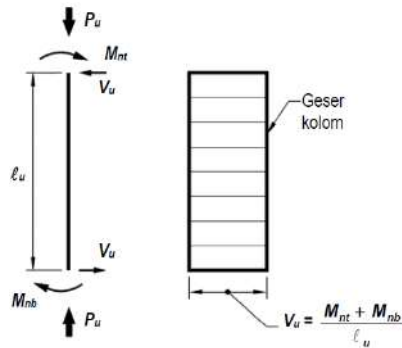
$$6 db = 6 \cdot 32 = 192 \text{ mm}$$

dan 150 mm

Sehingga menggunakan tulangan 4D16-150mm.

4.5.2.7.2 Tulangan Transversal Sebagai Penahan Gaya Geser Menentukan Gaya Geser Desain

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 4. 46 Penentuan gaya geser pada kolom

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 420 MPa diperbesar 1,25% menjadi 525 MPa. Sehingga gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai (a), tetapi tidak perlu lebih besar dari nilai (b) dan harus melebihi nilai (c).

$$(a) V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prbawah}}{l_u}$$

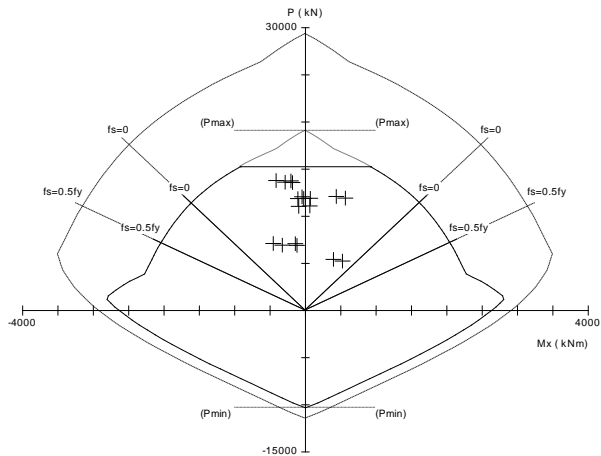
$$(b) V_{e2} = \frac{M_{pr+} + M_{pr-}}{l_n}$$

(c) V_u hasil analisa struktur

- Pehitungan gaya geser desain

(a) Menghitung nilai V_{e1}

$M_{prc.atas}$ dan $M_{prc.bawah}$ didapatkan dari diagram interaksi P_n - M_{pr} kolom. Diagram interaksi didapat dengan menggunakan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$. Berikut merupakan output diagram interaksi dengan $f_s = 1,25 f_y$.



Gambar 4. 47 Diagram Interaksi P-M Kolom Desain Atas dan Bawah $f_s = 1,25$

Tabel 4. 42 Output program sp Column, ujung bawah dan atas kolom lt.1

No	Pu kN	Mux kNm	ϕM_{mx} kNm
1	13791.11	-415.67	-1236.72
2	13613.36	-287.71	-1269.96
3	12103.85	436.99	1519.94
4	11926.09	564.96	1545.65
5	11907.77	69.35	1548.25
6	11092.99	61.72	1657.36
7	7112.89	-455.93	-2050.14
8	6935.13	-327.97	-2064.62
9	5425.63	396.74	2171.53
10	5247.87	524.70	2183.34
11	13756.06	-206.33	-1243.12
12	13578.30	-183.28	-1276.47
13	12068.79	-48.47	-1525.06
14	11891.04	-25.43	-1550.63
15	11875.91	-107.67	-1552.78
16	11055.81	-95.77	-1661.99
17	7092.17	-143.80	-2051.83
18	6914.42	-120.76	-2066.30

Maka, dapat dihitung

$$V_{e1} = \frac{M_{prc \text{ bawah}} + M_{prc \text{ atas}}}{ln} = \frac{2183 \text{ kN.m} + 2066 \text{ kN.m}}{(3,8-0,7) \text{ m}}$$

$$= 1370,65 \text{ kN}$$

(b) Menghitung V_{e2}

Nilai M_{pr} 1 dan M_{pr} 2 merupakan nilai pada balok yaitu sebesar 880,07 kNm dan 369,06 kNm

$$V_{e2} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{(880,07 \text{ kN.m} + 369,06 \text{ kN.m})}{(3,8-0,7) \text{ m}}$$

$$= 378,52 \text{ kN}$$

(c) V_u hasil analisa struktur ETABS

Berdasarkan output ETABS didapatkan nilai $V_u = 201,5 \text{ kN}$, sedangkan didapatkan $V_{e_{maks}}$ hasil perhitungan sebesar 1370,65 kN, maka nilai $V_e > V_u$.

Nilai V_e tidak boleh lebih kecil dari nilai gaya geser terfaktor yang dibutuhkan berdasarkan analisa struktur.

Sehingga perencanaan geser memenuhi persyaratan (OK).

- Perhitungan Tulangan Geser

a. Mengecek kontribusi beton diabaikan atau tidak

Berdasarkan SNI 2847:2018, kontribusi beton diabaikan dalam menahan gaya geser rencana bila:

- Gaya geser yang ditimbulkan gempa, V_{sway} , mewakili setengah atau lebih dari kekuatan geser perlu maksimum dalam lo.

$$V_e > 50\% V_u$$

$$1370,65 \text{ kN} > 100,75 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

- Gaya tekan aksial terfaktor, $P_u = 5227 \text{ kN}$ harus kurang dari

$$\frac{A_g \times f'_c}{20} = \frac{700 \times 700 \times 45}{20} = 1102,5 \text{ kN} < P_u = 5227 \text{ kN} \text{ (NOT OK)}$$

OK)

Sehingga V_c diperhitungkan.

- b. Perhitungan kuat geser beton bila ikut berkontribusi menahan geser, dengan nilai N_u diambil yang terkecil dari semua kombinasi yang ada yaitu:

$$d = 700 - 40 - 16 - \frac{32}{2} = 628 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{14A_g}\right) \cdot \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{5227 \times 10^3}{14 \times 700 \times 700}\right) \cdot 1 \sqrt{45} \cdot 700 \cdot 628 \\ &= 883.298.000 \text{ N} = 883,298 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Menghitung tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang l_0 dari ujung-ujung kolom. Besarnya nilai V_s dihitung berdasarkan tulangan sengkang terpasang 4 D16 -100 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_e}{\phi} - V_c \\ &= \frac{1370,65}{0,75} - 883,298 \\ &= 944,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$A_v = 4 \times 0,25 \times \pi \times 16^2 = 804,25 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = 213,96 \text{ mm} > \text{spakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

Sehingga pada daerah sepanjang l_0 dipakai 4D16-100 mm

- d. Spasi minimum untuk tulangan transversal penahan geser untuk daerah sepanjang sisa tinggi kolom bersih (tinggi kolom total dikurangi l_0 pada masing-masing ujung kolom) sebagai berikut:

- 6 x diameter tulangan longitudinal terkecil
6 x 32 mm = 192 mm
- 150 mm

Jadi sengkang diluar daerah plastis adalah 4 D16-150 mm.

4.5.2.8 Sambungan Lewatan

Karena seluruh tulangan pada sambungan lewatan disalurkan pada lokasi yang sama, maka sambungan lewatan yang digunakan tergolong kelas B. Untuk sambungan kelas B panjang minimum sambungan lewatannya adalah $1,3l_d$. Besarnya l_d dengan menggunakan nilai $K_r = 0$ untuk penyederhanaan desain.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \times \lambda \times \sqrt{f'c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}} \right) \cdot d_b$$

Dimana:

$\Psi_t = 1$ (situasi lainnya)

$\Psi_e = 1$ (tulangan tanpa pelapis)

$\Psi_s = 1$ (tulangan $\geq D22$)

$\lambda = 1$ (beton biasa)

$d = 32$ mm

nilai c_b merupakan nilai terkecil dari parameter dibawah ini:

$$c_1 = 50 + 16 + \frac{32}{2} = 72 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{700 - 2 \times 72}{2} = 139 \text{ mm}$$

maka $c_b = c_{\min} = 72$ mm

$(c_b + k_{tr})/d_b = 2,5 > 2,5$ sehingga gunakan $2,5$

$$l_d = \left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{45}} \frac{1 \cdot 1 \cdot 1}{2,5} \right) \times 32 = 770,95 \text{ mm}$$

$$1,3 l_d = 1,3 \times 770,95 \text{ mm} = 1002 \text{ mm}$$

Komponen struktur tekan bertulangan pengikat, dimana pengikat sepanjang panjang sambungan lewatan memiliki luas efektif tidak kurang dari **0,0015hs** dalam kedua arah, panjang sambungan lewatan diizinkan untuk dikalikan dengan 0,83, tetapi panjang lewatan tidak boleh kurang dari 300 mm. Kaki pengikat yang tegak lurus terhadap dimensi h harus digunakan dalam menentukan luas efektif.

$$0,0015 \times h \times s = 0,0015 \times 700 \times 100 = 126 \text{ mm}^2 < A_v = 804,2 \text{ mm}^2$$

Sehingga panjang lewatan dapat dikurangi menjadi

$$0,83 \times 1,3 l_d = 0,83 \times 1002 = 831,9 \text{ mm} \sim 832 \text{ mm}$$

Digunakan sambungan lewatan sepanjang 832 mm

4.5.3 Desain Hubungan Balok Kolom

a. Mengecek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar.

$$B = 700 \text{ mm}$$

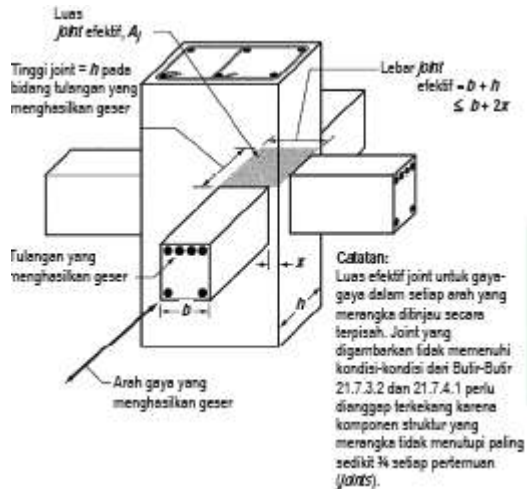
$$H = 700 \text{ mm}$$

$$d_b \text{ balok} = 25 \text{ mm}$$

$$20 \times d_b = 20 \times 25 = 500 \text{ mm} \leq 700 \text{ mm (OK)}$$

b. Menentukan luas efektif joint

Aj merupakan perkalian tinggi efektif dengan lebar joint efektif.



Tabel 4. 43 Luas Joint Efektif

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$x = \frac{(700-400)}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi joint} = 700 \text{ mm}$$

Lebar joint efektif merupakan nilai terkecil dari:

$$b + h = 400 + 700 = 1100 \text{ mm}$$

$$b + 2x = 400 + 2(150) = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_j &= \text{tinggi joint} \times \text{lebar efektif joint} \\ &= 700 \text{ mm} \times 700 \text{ mm} \\ &= 490000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- c. Menentukan luas efektif joint

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement setidaknya setengah dari tulangan confinement yang dibutuhkan pada ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan confinement ini diizinkan diperbesar hingga 150 mm.

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,5 \frac{A_{sh}}{s} = 2,99 \text{ mm}$$

Digunakan 4D16

$$A_{sh} = 804,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{804,24}{2,99} = 269 \text{ mm}$$

Jadi digunakan 4D16–100 mm

- a. Menghitung gaya geser pada joint

- Menghitung M_g

Balok yang memasuki joint memiliki:

$$M_{prb1} = 1031,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{prb2} = 619,39 \text{ KN.m}$$

Pada joint, kekakuan kolom atas dan kolom bawah sama.

$$\begin{aligned} M_e &= 0,5 (M_{prb1} + M_{prb2}) \\ &= 825 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- Menghitung geser pada kolom atas

$$\begin{aligned} V_{\text{sway}} &= \frac{M_e + M_e}{l} \\ &= \frac{2 \times 612}{4 - 0,7} \\ &= 370,91 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah 1,25 f_y .

1. Gaya tarik pada tulangan balok di tumpuan kiri (B12)

$$A_s \text{ balok kiri } 5 \text{ D25} = 2454,4 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 f_y \\ &= 1227,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya tekan pada tulangan balok di tumpuan kanan (BI2)

As balok kanan 3 D25 = 1470 mm²

$$\begin{aligned} C_2 &= A_s \times 1,25 \cdot f_y \\ &= 735 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Menghitung gaya geser

$$\begin{aligned} V_j &= (T_1 + C_2) - V_{\text{sway}} \\ &= (1227,2 + 735) - 370,91 \\ &= 1592 \text{ KN (searah T)} \end{aligned}$$

- b. Cek kuat geser joint

menghitung kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya sebagai berikut

$$\begin{aligned} V_n &= 1,7 \times \sqrt{f_c} \times A_j \\ &= 1,7 \times \sqrt{45} \times 490000 \\ &= 4047,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \times 4047,72 \text{ kN} \\ &= 3035,79 \text{ kN} > V_j = 2506,52 \text{ KN (OK)} \end{aligned}$$

4.5.4 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.

4.5.4.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser (P1) yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut:

Tebal dinding	: 450 mm
Panjang dinding	: 5600 mm
Tebal decking	: 50 mm
Tulangan	: 25 mm
d	: 392 mm
Mutu tulangan (f _y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'c)	: 45 Mpa
Tinggi lantai	: 3600 mm
Tinggi total	: 57,2 m

δ	: 163,253 mm
I	: $4,55625 \times 10^{10}$ mm ⁴
Y	: 2800 mm
Ac	: 2520000 mm ²

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada dinding geser, yaitu :

Gaya aksial	: 14199,0705 kN
Momen	: 70740,5161 kN.m
Gaya geser	: 4434,6743 kN

4.5.4.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

menurut SNI 2847 : 2013 Psl. 14.5.3, Ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $450 \text{ mm} \geq H / 25 = 3600 / 25 = 144 \text{ mm}$ (OK)
2. $450 \text{ mm} \geq L / 25 = 5600 / 25 = 224 \text{ mm}$ (OK)

4.5.4.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$4434,6743 \text{ KN} < 0.83 (450 \times 5600) \frac{\sqrt{45}}{10}$$

$$4434,6743 \text{ KN} < 14030,88 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

4.5.4.4 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 $0.17 \times A_{cv} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 450 \times 5600 \times \frac{\sqrt{45}}{10}$$

$$4434,6743 \text{ KN} > 2873,795 \text{ KN} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

- 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.

$$450 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ lapis tulangan}$$

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

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{57,2}{5,6} = 10,21 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D25 ($A_s = 982,14 \text{ mm}^2$) dengan $s = 100 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 25^2}{392 x 100} = 0,0022$$

$$V_n = 450 x 5600 x [0.17\sqrt{45} + 0.01596x400]$$

$$0,75 V_n = 15489,8KN > V_u = 4434,6743 \text{ KN (OK)}$$

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 2Ø25 ($A_s = 982,14 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' x s} = \frac{2 x \frac{1}{4} x \pi x 25^2}{392 x 100} = 0,0022 > 0,0025$$

Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.3: Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 1120 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1350 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

- Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.9.9.5 Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1866,67 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 3h = 1350 \text{ mm (OK)}$$

$$s \leq 450 \text{ mm (OK)}$$

$$S \text{ pakai} = 100 \text{ mm (OK)}$$

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

- Melalui Pendekatan Tegangan

$$\frac{y \cdot Mu}{I} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'c$$

$$\frac{2800 \cdot 70740,5161}{4,55625 x 10^{10}} + \frac{14199,0705}{450 x 5600} > 0.2 x 45$$

$$30,09 \text{ MPa} > 9 \text{ MPa (Butuh Komponen Batas)}$$

- Melalui Pendekatan Perpindahan

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.6.2, penentuan elemen pembatas khusus berdasarkan pendekatan perpindahan (Displacement Method) dimana element pembatas diperlukan apabila :

Nilai δu adalah nilai displacement pada lantai tertinggi pada masing-masing arah.

$$c > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{163,253}{57200} = 0.0029 < 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} \text{ pakai} = 0.007$$

$$C > \frac{lw}{600\left(\frac{\delta u}{hw}\right)} = \frac{5600}{600(0.007)} = 1333,33 \text{ mm}$$

Dari output SpColumn didapatkan nilai c sebesar 1983 mm
 $1983 \text{ mm} > 1333,33 \text{ mm}$ (Butuh Komponen Batas)

Berdasarkan 2 syarat diatas kedua 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 $c/2$

- $C - 0.1 Lw = 1983 - 0.1(5600) = 1423 \text{ mm}$
- $C/2 = 1983/2 = 991,5 \text{ mm}$ (menentukan)

Dengan demikian panjang boundary element **1500 mm**

4.5.4.5 Tulangan Logitudinal dan Tranversal di *Special Boundary Element*

- Tulangan Longitudinal

Dipasang 30D16, berdasarkan UBC rasio tulangan longitudinal minimum pada komponen batas kusus ditetapkan tidak kutang dari 0,5%.

Ratio tulangan 2,18% > 0,5% jadi tulangan longitudinal 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 : 375 mm

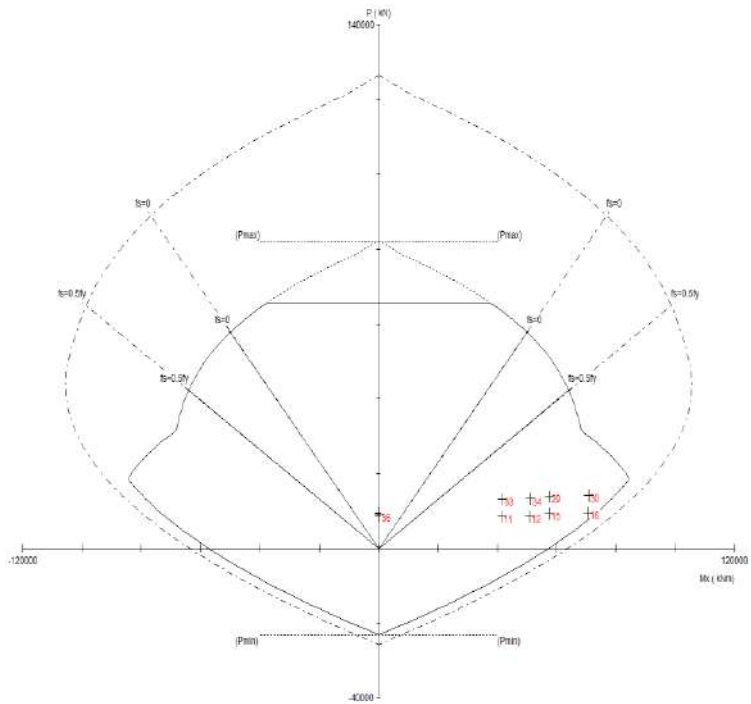
6 x db longitudinal : 96 mm

Atau S_x , tidak lebih kecil dari 100 : 200 mm

Dipakai **D16 spasi 100**

4.5.4.6 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. Permodelan yang dihitung dari analisa program bantu ETABS diexport ke notepad dan diimport section cut kombinasi beban dari dinding geser dengan notepad. Analisa menggunakan tulangan D25 dengan jarak 100 mm. Hasil dari analisa spColumn adalah sebagai berikut:



Gambar 4. 48 Output SpColumn arah X ($M_u < \phi M_n$.)

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Shearwall

Tipe	Tulangan Horizontal	Tulangan Vertikal	Special Boundary	
			Tulangan	Panjang
P1	2D25-100	2D25-100	2D16-100	1500 mm
P2	2D25-100	2D25-100	2D16-100	550 mm
P3	2D25-100	2D25-100	2D16-100	1000 mm
P4	2D25-100	2D25-100	2D16-100	700 mm
P5	2D25-100	2D25-100	2D16-100	1100 mm
P6	2D25-100	2D25-100	2D16-100	1000 mm

4.6 Perencanaan Struktur Bawah

4.6.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2017 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

4.6.2.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm²
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 tm
- *Bending momen ultimate* : 25,5 tm
- *Allowable axial load* : 252,7 t

4.6.2 Daya Dukung Tanah 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 pressure* dari tanah

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

\tilde{N} = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

C_{li} = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i \times h_i$

O_i = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

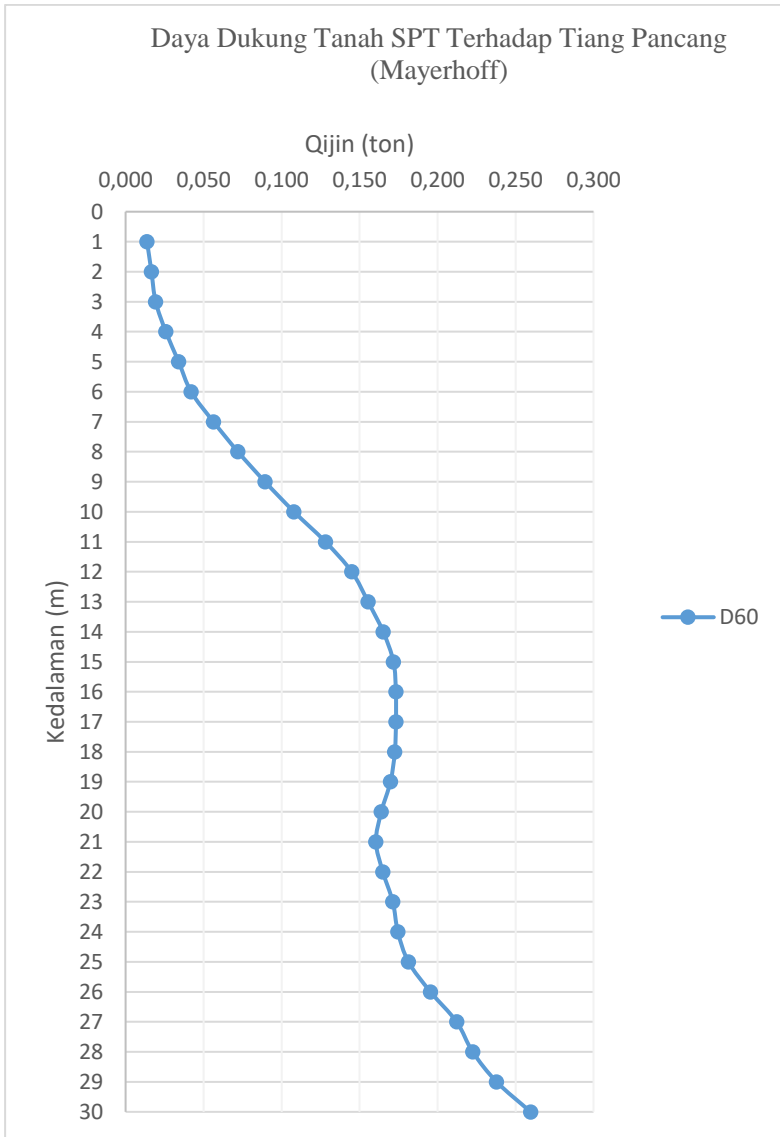
$$P \text{ ijin 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 45 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 40 m

Depth (m)	N (blow/m)	Qp	Qs	Qult	Qijin = Qult/SF	Qizin
		(ton)	(ton)	Qp + Qs	SF=3 ; (ton)	kN
0	0					
1	0	41.202	0.000	41.202	13.734	134.729
2	2	45.929	3.770	49.699	16.566	162.515
3	2.5	49.320	8.482	57.802	19.267	189.013
4	3	63.682	13.734	77.416	25.805	253.151
5	3.5	82.896	19.137	102.033	34.011	333.648
6	4	101.301	24.660	125.961	41.987	411.891
7	10	131.832	37.148	168.980	56.327	552.566
8	16	160.807	55.264	216.071	72.024	706.551
9	20	192.133	75.975	268.108	89.369	876.714
10	24	225.025	98.874	323.899	107.966	1059.150
11	27.5	259.917	124.375	384.292	128.097	1256.634
12	31	282.416	152.582	434.998	144.999	1422.444
13	33.5	283.829	182.502	466.332	155.444	1524.905
14	36	281.320	214.075	495.395	165.132	1619.942
15	26	278.814	236.472	515.286	171.762	1684.986
16	16	269.762	250.020	519.782	173.261	1699.687
17	19.5	253.727	266.254	519.981	173.327	1700.339
18	23	232.761	285.086	517.847	172.616	1693.360
19	20	208.228	301.196	509.424	169.808	1665.816
20	17	177.200	314.670	491.870	163.957	1608.415
21	16	154.259	327.153	481.412	160.471	1574.216
22	15	156.126	338.674	494.799	164.933	1617.994
23	11	166.987	346.975	513.961	171.320	1680.654
24	7	171.502	352.167	523.668	174.556	1712.395
25	20.5	176.857	367.114	543.971	181.324	1778.787
26	34	194.864	391.494	586.358	195.453	1917.391
27	31.5	223.047	413.712	636.760	212.253	2082.204
28	29	233.647	433.839	667.485	222.495	2182.676
29	39.5	252.794	460.818	713.612	237.871	2333.513
30	50	284.543	494.438	778.981	259.660	2547.267

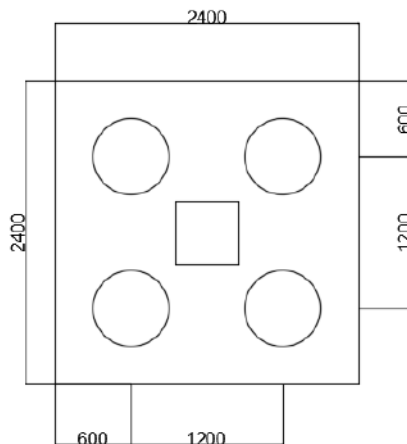


Gambar 4. 49 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakan.

Tabel 4. 46 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

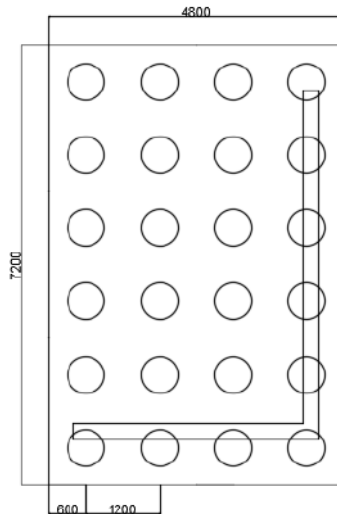
Kombinasi Beban	FX	FY	FZ	MX	MY
1D+1L	3,27	0,80	242,52	0,40	3,15
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	2,11	1,57	291,21	8,63	16,58
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	0,42	3,25	341,02	13,50	6,62
1 D + 0,75 L	3,13	0,75	235,36	0,38	3,01
1 D + 0,7 RSX	4,27	2,49	288,35	11,32	23,54
1 D + 0,7 RSY	0,90	4,73	354,76	17,81	10,26
1D	2,72	0,60	213,88	0,32	2,59
0,6 D + 0,7 RSX	5,36	2,73	202,79	11,19	24,57
0,6 D + 0,7 RSY	1,99	4,98	269,21	17,68	11,29
ENVELOPE ULTIMATE	0,90	4,73	354,76	17,81	10,26



Gambar 4. 50 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4. 47 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

Kombinasi Beban	FX	FY	FZ	MX	MY
1D+1L	77,61	64,61	1088,33	5,45	9,13
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	119,92	101,97	2274,34	43,18	59,13
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	106,78	152,66	2246,40	64,08	30,79
1 D + 0,75 L	74,09	61,90	1043,13	4,98	8,39
1 D + 0,7 RSX	160,32	133,20	2549,15	54,52	73,83
1 D + 0,7 RSY	129,15	200,78	2511,90	82,38	36,04
1D	63,52	53,77	907,54	3,58	6,17
0,6 D + 0,7 RSX	161,77	131,78	2186,14	53,09	74,10
0,6 D + 0,7 RSY	129,49	199,36	2148,88	80,95	33,57
ENVELOPE ULTIMATE	160,96	195,70	2862,36	68,32	75,89



Gambar 4. 51 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3

Berdasarkan tabel di atas:

- Jumlah tiang pancang tipe 1 digunakan 4 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 2 digunakan 12 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 3 digunakan 8 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 4 digunakan 16 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 5 digunakan 24 buah
- Jumlah tiang pancang tipe 6 digunakan 20 buah

4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

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

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Pondasi Tipe 1

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 1 dengan keterangan sebagai berikut.

D = 0,6 m

m = 2

n = 2

s = 1,2 m

d = 0,6 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,2(2+2-2)}{(75(1,2)^2 - 7)(2+2-1)}\right) + \frac{0,3}{2+2} = 0,71$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 25 m adalah 181,32 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P1 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 181,32 \text{ ton} \times 0,71 \\ &= 129,62 \text{ ton} \\ &= 1271,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pondasi Tipe 5

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 3 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} D &= 0,6 \text{ m} \\ m &= 8 \\ n &= 5 \\ s &= 1,2 \text{ m} \\ d &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,2(8+5-2)}{(75(1,2)^2 - 7)(8+5-1)}\right) + \frac{0,3}{8+5} = 0,61$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 25 m adalah 181,32 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 181,32 \text{ ton} \times 0,61 \\ &= 110,23 \text{ ton} \\ &= 1081,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

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 :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} (1 \text{ tiang})$$

Pondasi Tipe 1

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$	dengan S = jarak antar tiang
$160 \leq S \leq 240$	dipakai S = 120 cm
$1D \leq S \leq 2D$	dengan S = jarak tepi
$80 \leq S \leq 160$	dipakai S = 60 cm

P kolom = 2379,1 kN

N = 4 tiang

Mx = 160 kNm

My = 80,6 kNm

x = 0,6 m

y = 0,6 m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{2379,1}{4} \pm \frac{80,6 \times 0,6}{1,44} \pm \frac{160 \times 0,6}{1,44}$$

$$P_{max} = 646,6 \text{ kN} \leq 1813,2 \text{ kN} (1 \text{ tiang}) \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 48 Hasil Perhitungan P Per Tiang pada Pondasi Tipe 1

Kombinasi Beban	n	P (ton)	P/n (ton)	Mx (t.m)	y _{max} (m)	Mx. y _{max}	Σy ²	My (t.m)	x _{max} (m)	My. x _{max}	Σx ²	P _{max} (ton)	P _{ijin} tanah (ton)	P _{max} < P _{ijin}
ID+IL	4	242,52	60,63	1,60	0,6	0,96	1,44	8,06	0,6	4,84	1,44	64,66	181,32	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	4	291,21	72,80	10,99	0,6	6,59	1,44	19,75	0,6	11,85	1,44	85,61	181,32	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	4	341,02	85,25	18,38	0,6	11,03	1,44	7,25	0,6	4,35	1,44	95,93	181,32	OK
1 D + 0,75 L	4	235,36	58,84	1,51	0,6	0,91	1,44	7,71	0,6	4,63	1,44	62,68	181,32	OK
1 D + 0,7 RSX	4	288,35	72,09	15,06	0,6	9,04	1,44	29,95	0,6	17,97	1,44	90,84	181,32	OK
1 D + 0,7 RSY	4	354,76	88,69	24,91	0,6	14,95	1,44	11,61	0,6	6,97	1,44	103,91	181,32	OK
ID	4	213,88	53,47	1,23	0,6	0,74	1,44	6,66	0,6	4,00	1,44	56,76	181,32	OK
0,6 D + 0,7 RSX	4	202,79	50,70	15,29	0,6	9,18	1,44	32,61	0,6	19,57	1,44	70,66	181,32	OK
0,6 D + 0,7 RSY	4	269,21	67,30	25,15	0,6	15,09	1,44	14,27	0,6	8,56	1,44	83,73	181,32	OK

Pondasi Tipe 3

Perhitungan jarak tiang

- 2D ≤ S ≤ 3D dengan S = jarak antar tiang
- 160 ≤ S ≤ 240 dipakai S = 120 cm
- 1D ≤ S ≤ 2D dengan S = jarak tepi
- 80 ≤ S ≤ 160 dipakai S = 60 cm

- P kolom = 10676,5 kN
- N = 24 tiang
- Mx = 1023,6 kNm
- My = 614,1 kNm
- x = 4,8m
- y = 7,2 m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{10676,5}{24} \pm \frac{614,1 \times 4,8}{43,2} \pm \frac{1023,6 \times 7,2}{100,8}$$

$$P_{max} = 477 \text{ kN} \leq 1813,2 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 49 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Kombinasi Beban	n	P (ton)	P/n (ton)	Mx (t.m)	ymax (m)	Mx. ymax	Σy^2	My (t.m)	xmax (m)	My. xmax	Σx^2	Pmax (ton)	P ijin tanah (ton)	Pmax < P ijin
ID+IL	24	1088,33	45,35	102,36	0,6	61,41	1008	125,55	0,6	75,33	43,2	47,70	181,32	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	24	2274,34	94,76	196,14	0,6	117,69	1008	239,01	0,6	143,41	43,2	99,25	181,32	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	24	2246,40	93,60	293,07	0,6	175,84	1008	190,95	0,6	114,57	43,2	98,00	181,32	OK
1 D + 0,75 L	24	1043,13	43,46	97,83	0,6	58,70	1008	119,52	0,6	71,71	43,2	45,71	181,32	OK
1 D + 0,7 RSX	24	2549,15	106,21	254,32	0,6	152,59	1008	314,31	0,6	188,59	43,2	112,09	181,32	OK
1 D + 0,7 RSY	24	2511,90	104,66	383,55	0,6	230,13	1008	229,76	0,6	137,86	43,2	110,14	181,32	OK
ID	24	907,54	37,81	84,23	0,6	50,54	1008	101,44	0,6	60,87	43,2	39,72	181,32	OK
0,6 D + 0,7 RSX	24	2186,14	91,09	250,76	0,6	150,45	1008	316,76	0,6	190,06	43,2	96,98	181,32	OK
0,6 D + 0,7 RSY	24	2148,88	89,54	379,99	0,6	227,99	1008	227,80	0,6	136,68	43,2	94,96	181,32	OK

4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Pondasi Tipe 1

- Kontrol terhadap Gaya Aksial
Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

- Kontrol terhadap Gaya Momen
Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi (D_{min}) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= H/2 \times (f + \text{kedalaman pilecap}) \\ &= 4483,91 (180 + 150) \\ &= 1342172,78 \text{ kgcm} \\ &= 13,45 \text{ tm} \end{aligned}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 17 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{crack} = 17 \text{ tm} > M = 13,45 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Pondasi Tipe 3

- Kontrol terhadap Gaya Aksial
Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 953,04 \text{ kN} < P_{\text{ijin}} = 2476,46 \text{ kN (OK!)}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi (D_{\min}) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{ diameter}$$

$$f = 3 \times \text{ diameter} = 3 \times 60 = 180 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H/2 \times (f + \text{ kedalaman pilecap})$$

$$= 3055,6 (180 + 120)$$

$$= 916678,82 \text{ kgcm}$$

$$= 9,17 \text{ tm}$$

Untuk diameter 600 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 17 \text{ tm} > M = 9,17 \text{ tm} \dots\dots\dots \text{ (OK)}$$

Tabel 4. 50 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack	kontrol desain
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm	
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	4	89.34	52.94	22.34	2276.80	180.00	683038.99	6.83	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	4	-85.00	-52.28	21.25	2166.13	180.00	6498837.92	6.50	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	4	69.87	175.73	43.93	4478.31	180.00	1343492.35	13.43	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	4	-65.52	-175.07	43.77	4461.50	180.00	1338449.54	13.38	17	OK
ID+1L	4	4.04	0.55	1.01	102.95	180.00	30883.79	0.31	17	OK
ID+1SDL+0.75L	4	3.93	40.15	10.04	1023.08	180.00	306924.31	3.07	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ex Max	4	69.31	-38.78	17.33	1766.36	180.00	529908.26	5.30	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ex Min	4	-61.44	132.23	33.06	3369.88	180.00	1010964.83	10.11	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ey Max	4	54.71	-130.86	32.72	3334.97	180.00	1000491.59	10.00	17	OK
ID+1SDL+0.75L+0.525Ey Min	4	-46.84	0.65	11.71	1193.60	180.00	358080.28	3.58	17	OK
ID+1SDL+0.7Ex Max	4	90.79	53.16	22.70	2313.69	180.00	694106.27	6.94	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Min	4	-83.55	-52.06	20.89	2129.24	180.00	638771.41	6.39	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Max	4	71.31	175.95	43.99	4483.91	180.00	1345172.78	13.45	17	OK
ID+1SDL+0.7Ey Min	4	-64.08	-174.85	43.71	4455.90	180.00	1336769.11	13.37	17	OK
Dead	4	2.14	0.69	0.54	54.54	180.00	16360.86	0.16	17	OK

Tabel 4. 51 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1 kN	H2 kN	H kN	H kg	f cm	Mmax kgcm	Mmax tonm	Mcrack tonm	kontrol desain
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Max	40	847.41	1173.62	29.34	2990.87	180.00	897261.47	8.97	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ex Min	40	-900.87	-1192.67	29.82	3039.42	180.00	911824.54	9.12	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Max	40	652.11	909.29	22.73	2317.25	180.00	695173.70	6.95	17	OK
0.6D+0.6SDL+0.7Ey Min	40	-705.58	-928.34	23.21	2365.79	180.00	709736.54	7.10	17	OK
1D+1L	40	-54.96	-16.34	1.37	140.07	180.00	42020.03	0.42	17	OK
1D+1SDL+0.75L	40	-52.36	-16.22	1.31	133.44	180.00	40030.96	0.40	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ex M	40	603.25	871.13	21.78	2220.02	180.00	666004.89	6.66	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ex M	40	-707.97	-903.58	22.59	2302.70	180.00	690809.71	6.91	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ey M	40	456.77	672.89	16.82	1714.80	180.00	514438.99	5.14	17	OK
D+1SDL+0.75L+0.525Ey M	40	-561.49	-705.33	17.63	1797.48	180.00	539243.73	5.39	17	OK
1D+1SDL+0.7Ex Max	40	829.59	1167.27	29.18	2974.69	180.00	892407.19	8.92	17	OK
1D+1SDL+0.7Ex Min	40	-918.70	-1199.02	29.98	3055.60	180.00	916678.82	9.17	17	OK
1D+1SDL+0.7Ey Max	40	634.29	902.94	22.57	2301.06	180.00	690319.34	6.90	17	OK
1D+1SDL+0.7Ey Min	40	-723.40	-934.69	23.37	2381.97	180.00	714591.06	7.15	17	OK
Dead	40	-23.55	-3.94	0.59	60.00	180.00	18001.38	0.18	17	OK

4.6.6 Perencanaan Poer

Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_u \text{ kolom} = 6238,53 \text{ kN}$$

$$N = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 45 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 1.112,5 \text{ mm}$$

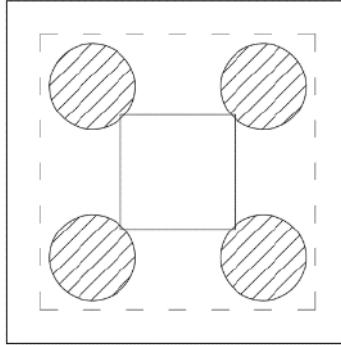
$$d_y = 1200 - 75 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1.087,5 \text{ mm}$$

1) Kontrol Geser Ponds

• Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan

geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 4. 52 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ punch} &= P_u \text{ kolom} + W_u \text{ poer} - P_u \text{ pile daerah kritis} \\
 &= 6238,53 + 1,2 \times 1.112,5 \times 1.112,5 \times 23,544 \times \\
 &\quad 1,2 - (1532,55 + 1986,32 + 1543,89 + 1703,41) \\
 &= -400,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{90}{90} = 1$$

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$\begin{aligned}
&= 2 (800 + 1137,5) + 2 (800 + 1.112,5) \\
&= 7.750 \text{ mm} \\
V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\
&= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 7.750 \times 1.112,5 \\
&= 30159875,25 \text{ N} \\
V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.137,5}{7.750} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 7.750 \times \\
&1.112,5 \\
&= 38633636,53 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 7.750 \times 1.112,5 \\
&= 19692624,43 \text{ N (menentukan)}
\end{aligned}$$

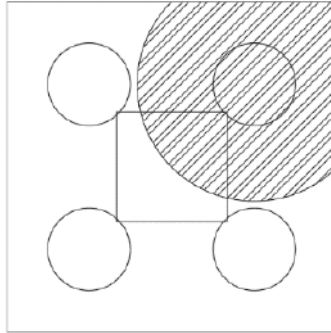
Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0,75 \times 19692624,43 \text{ N} \\
&= 14769468,32 \text{ N} \\
&= 14769,47 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = -400,36 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 53 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (600+1112,5)) \\ = 1364,63 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\ = 31238747,41 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1137,5}{1364,63} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times \\ 1.112,5$$

$$= 30545436,85 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\ = 3467500,96 \text{ N (menentukan)}$$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= 0,75 \times 3467500,96 \text{ N} \\ &= 2600625,72 \text{ N} \\ &= 2600,63 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u = 1986,32 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

2) Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, momen di dapat dari permodelan tiga dimensi pada ETABS dengan menginput P masing-masing tiang pancang.

Penulangan Poer Arah Sumbu X

$$\begin{aligned}P_{\max} &= 103,91 \text{ ton} \\ P &= 207,82 \text{ ton} \\ q &= 11,52 \text{ ton/m} \\ q_u &= 13,824 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja:

$$\begin{aligned}x &= (\text{lebar pile cap arah x-lebar kolom})/2 \\ &= 1125 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= n/2 P_{\max} \times 0,5q_u \times x \\ &= 245,01 \text{ tonm}\end{aligned}$$

$$dx = 1425,5 \text{ mm}$$

$$dy = 1396,5 \text{ mm}$$

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{\max}}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{2450058600}{0,9 \times 2400 \times 1425,5^2} = 0,419$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{400} = 0,003953$$

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

Maka, $\rho_{\min} = 0,003953$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 45} = 11,764$$

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

$$= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 0,419}{400}} \right)$$

$$= 0,00105 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,003953$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,003953 \times 1.000 \times 1426 = 5635 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{5635} = 111,11 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-100 mm

Penulangan Poer Arah Sumbu Y

$$P_{\max} = 103,91 \text{ ton}$$

$$P = 207,82 \text{ ton}$$

$$q = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 13,824 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja:

$$x = (\text{lebar pile cap arah x} - \text{lebar kolom})/2$$

$$= 1125 \text{ mm}$$

$$M_u = n/2 P_{\max} \times 0,5 q_u \times x$$

$$= 245,01 \text{ tonm}$$

$$d_x = 1425,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1396,5 \text{ mm}$$

Didapat momen dari ETABS:

$$M \text{ positif} = 1580,054 \text{ kN.m} = 1.580.054.000 \text{ N.mm}$$

$$M \text{ negatif} = 389,513 \text{ kN.m} = 389.513.000 \text{ N.mm}$$

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M_{\max}}{\phi \times b \times d_x^2} = \frac{1.580.054.000}{0,9 \times 2400 \times 1396,5^2} = 0,49$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{45}}{400} = 0,003953$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0035$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,003953$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 45} = 11,764$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,764 \times 0,49}{400}} \right) \\ &= 0,00124 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,003953$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,003953 \times 1.000 \times 1397 = 5520 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 29^2 \times 1000}{5520} = 111,11 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-100 mm

Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_u \text{ kolom} = 14943,91 \text{ kN}$$

$$N = 40 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 2,4 \times 2,4 \times 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 45 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

Tinggi efektif (d)

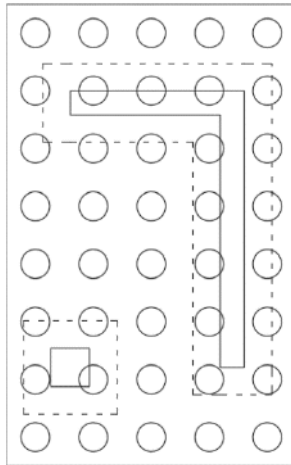
$$d_x = 1200 - 75 - \frac{1}{2} 25 = 1.112,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 75 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1.087,5 \text{ mm}$$

3) Kontrol Geser Ponds

• Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 4. 54 Daerah Kritis Geser Ponds Dua Arah

$$P_u \text{ punch} = P_u \text{ kolom} + W_u \text{ poer} - P_u \text{ pile daerah kritis} \\ = 3728,29 \text{ kN}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

$$\begin{aligned}
\alpha_s &= 20 \text{ untuk kolom sudut} \\
&= 30 \text{ untuk kolom tepi} \\
&= 40 \text{ untuk kolom interior} \\
\beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
&= \frac{90}{90} = 1 \\
b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
&= 31002 \text{ mm} \\
V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\
&= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times 1.112,5 \\
&= 12064784,2 \text{ N} \\
V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.137,5}{7.750} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times \\
&1.112,5 \\
&= 68086401,01 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 31002 \times 1.112,5 \\
&= 78775579,68 \text{ N (menentukan)}
\end{aligned}$$

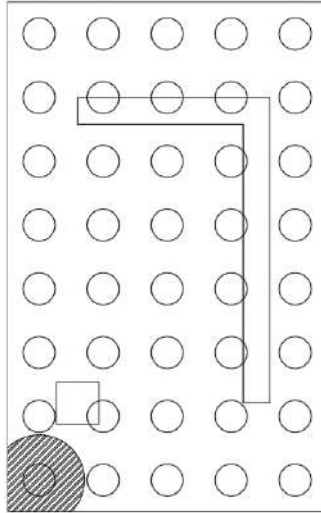
Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0,75 \times 68086401,01 \text{ N} \\
&= 51064800,76 \text{ N} \\
&= 51064,80076 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\phi V_n > P_u \text{ punch} = 3728,29 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 55 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (600+1112,5)) \\ = 1364,63 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5 \\ = 31238747,41 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1137,5}{1364,63} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5$$

$$= 30545436,85 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \times 1 \times \sqrt{45} \times 1364,63 \times 1.112,5$$

$$= 3467500,96 \text{ N (menentukan)}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 3467500,96 \text{ N}$$

$$= 2600625,72 \text{ N}$$

$$= 2600,63 \text{ kN}$$

$$\phi V_n > P_u = 1263,75 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi menggunakan sistem balok prategang pada lantai atap yang berfungsi sebagai *ruang seminar* 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:
 - Pelat lantai : 120 mm
 - Pelat atap : 150 mm
 - Basement : 400 mm

Struktur Utama:

- Balok induk:
 - Memanjang : 30/50 cm
 - Melintang : 40/70 cm
- Balok prategang:
 - Lantai Atap : 60/100 cm
- Kolom:
 - Lantai 1-5 : 70/70 cm
 - Lantai 6-10 : 60/60 cm
 - 11-15 : 50/50 cm
- Dinding geser : 450 mm
- Dimensi Poer :
 - Tipe 1 : 2,4 m x 2,4 m x 1,5 m

- Tipe 2	: 7,2m x 2,4m x 1,5m
- Tipe 3	: 4,8m x 2,4m x 1,5m
- Tipe 4	: 4,8m x 4,8m x 1,5m
- Tipe 5	: 7,3m x 4,8m x 1,5m
- Tipe 6	: 4,8m x 6m x 1,5m

Tiang pancang: (*Prestressed Concrete Spun Piles* PT. Wijaya Karya Beton)

- Tipe 1	: 4 buah
- Tipe 2	: 12 buah
- Tipe 3	: 8 buah
- Tipe 4	: 16 buah
- Tipe 5	: 24 buah
- Tipe 6	: 20 buah

- Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS dan SAP 2000.
- 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.
- Penggunaan prategang lebih efisien karena penampang prategang dapat lebih ramping dari penampang beton bertulangan biasa, dalam kasus modifikasi ini dapat menggantikan atap yang sebelumnya menggunakan konstruksi beton bertulang
- Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi ini menggunakan analisa respon spectrum di daerah Gianyar, sesuai dengan peraturan RSNI 1726 : 2018.
- Perencanaan struktur beton bertulangan menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan adalah Sistem Ganda.
- Perhitungan pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013. Beban yang dimasukkan ke dalam permodelan

struktur merupakan beban mati tambahan, hidup, dan beban gempa.

8. Analisa struktur menggunakan program bantu ETABS yang telah memenuhi kontrol persyaratan struktur berdasarkan peraturan RSNI 1726 : 2018 sebagai berikut:
 - a. Kontrol beban gravitasi : selisih antara perhitungan manual dan ETABS sebesar 2.72%. Karena kurang dari 5% maka dianggap permodelan struktur sudah sesuai.
 - b. Kontrol partisipasi massa : sudah memenuhi persyaratan perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang-kurangnya adalah 90%.
 - c. Kontrol periode waktu getar alami fundamental : dari program bantu ETABS didapatkan T struktur sebesar 2,48 s.
 - d. Kontrol gaya geser dasar : sudah memenuhi persyaratan nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 100% nilai respon statik.
 - e. Kontrol batas simpangan (drift) : sudah memenuhi persyaratan drift ijin sebesar 0,02 tinggi lantai.
 - f. Kontrol sistem ganda : sudah memenuhi persyaratan SRPMK harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut.
9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Rumah Sakit Arisanthi dituangkan pada gambar teknik pada lampiran.

5.2 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.

DAFTAR PUSTAKA

- Ables, P.W, Bardhah B.K, Turner F.H. 1976. **Prestressed Concrete Designer's Handbook Second Edition**. Inggris: Spon Press
- Adewuyi, A.P dan Franklin, S.O. 2011. **Analytical Investigation of Prestressed Concrete Structures Incorporating Combined Post-Tensioned and Post-Compressed Reinforcements.** Nigeria : ARPN
- Astawa, Tavio dan Raka, 2014. **"Behavior of Partially-Prestressed Concrete Exterior Beam-Column Joints for Highly-Seismic Zones", Proceeding of the 6th International Conference of Asian Concrete Federation.** 21-24 Sept. 2014. Asian Concrete Federation (ACF), Seoul, Korea. pp. 589-594.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)**. Jakarta: BSNI
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2018. **Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (RSNI 2847-2018)**. Jakarta : BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2018. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (RSNI 1726-2018)**. Jakarta : BSNI
- Building Code Requirement for **Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary**. 2008. Famington Hills
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan 1971 **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI)**
- Ho Steven, Erron Gunardi, Paravita Sri Wulandari, Benjamin Lumantarna. 2014. **Studi Kasus Terhadap Pelaksanaan Basement 5 Lantai Di Wilayah Surabaya Barat**. Jurnal dimensi Pratama Teknik Sipil.

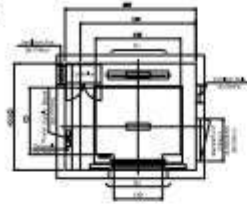
- Kajewski, S. (1994). **Construction Techniques and Methodology**. Makalah QUT untuk Short Course Pasca Sarjana Teknik Sipil, Jakarta.
- Lin, T.Y., dan Burns. N.H. 1988. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta : Erlangga.
- Nawy, Edward G. 2001. **Beton Prategang : Suatu Pendekatan Mendasar, Edisi Ketiga**. Jakarta : Erlangga
- Purwono, R., dkk., 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya. ITS Press.
- Tavio., dan Benny Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press
- Widjaja, Budijanto. 2006. **Kajian Pengaruh Setup Pada Tiang Pancang Terhadap Peningkatan Daya Dukung Pondasi**. Jurnal Laboratorium Geoteknik Universitas Katolik Parahyangan Vol. 3 No. 1
- Wikana, Iwan dan Widayat Yohanes. 2007. **Tinjauan Kuat Lentur Balok Beton Bertulang Dengan Lapisan Mutu Beton Yang Berbeda**. Yogyakarta.

LAMPIRAN

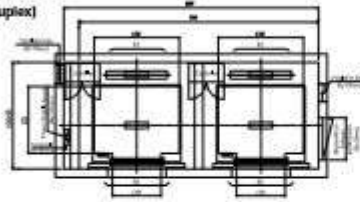
Technical Data

1. Hoistway & Machine Room Plan

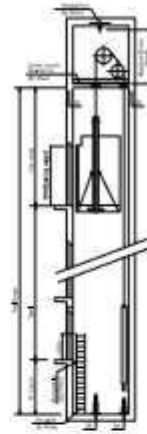
(Simplex)



(Duplex)



1. Hoistway Section



1. Overhead, PIT & Machine Room Height

Application Regulation (CODE)	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	PIT Depth (mm)	Machine Room Ht	Required Hoist Strength (kg)
Standard/1H	1	400-3000	Travel-100	4300	1800	2000	3000
		1150/1600	Travel-300	4350			4500
	1.5	400-3000	Travel-300	4400			3000
		1150	Travel-300	4450			4500
		1150/1600	Travel-300	4500			4500
		1150/1600	Travel-300	4550			4500
MCOH	1	400-3000	Travel-300	4500	1800	2000	3000
		1150/1365	Travel-80	4300			4500
	1.5	400-3000	Travel-300	4400			3000
		1150	Travel-300	4450			4500
		1150/1365	Travel-300	4500			4500
		1150/1365	Travel-300	4550			4500
Standard/1H	7	300-3400	Travel-110	5100	1800	2000	4000
	2.5	300-3400	Travel-110	5300	2000	2000	4000

SIEMENS

Technical Data

1. Layout Dimensions | Speed: 1.0 m/s

(Standard)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Work (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Overhead Load			
	Person	Loading		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
1.0	6	410	800	1100	810	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	8	510	800	1100	810	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	9	600	800	1100	1130	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	10	680	800	1100	1250	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	11	750	800	1100	1350	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	13	900	900	1600	1550	2000	2000	1100	2000	2000	2000	1100	2000	1100	2000	1100	2000
	15	1000	900	1600	1600	2000	2150	1100	2150	2000	2150	1100	2150	1100	2150	1100	2150
	17	1150	1000	1800	1700	2350	2300	1100	2300	2350	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	18	1350	1000	1800	1700	2300	2300	1100	2300	2300	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	21	1600	1100	2000	1750	2550	2550	1100	2550	2550	2550	1100	2550	1100	2550	1100	2550

(EN Code)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Work (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Overhead Load			
	Person	Loading		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
1.0	6	410	700	1150	800	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	7	525	800	1100	800	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	8	600	800	1100	1100	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	9	680	800	1100	1250	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	10	750	800	1100	1350	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	13	900	900	1600	1550	2000	2000	1100	2000	2000	2000	1100	2000	1100	2000	1100	2000
	15	1000	900	1600	1600	2000	2150	1100	2150	2000	2150	1100	2150	1100	2150	1100	2150
	17	1150	1000	1800	1700	2300	2300	1100	2300	2300	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	18	1350	1000	1800	1700	2300	2300	1100	2300	2300	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	21	1600	1100	2000	1750	2500	2500	1100	2500	2500	2500	1100	2500	1100	2500	1100	2500

(Malaysia)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Work (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Overhead Load			
	Person	Loading		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
1.0	6	410	800	1100	810	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	8	515	800	1100	810	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	9	615	800	1100	1110	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	10	685	800	1100	1250	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	11	755	800	1100	1350	1000	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100	1100
	13	905	900	1600	1550	2000	2000	1100	2000	2000	2000	1100	2000	1100	2000	1100	2000
	15	1005	900	1600	1600	2000	2150	1100	2150	2000	2150	1100	2150	1100	2150	1100	2150
	17	1155	1000	1800	1700	2300	2300	1100	2300	2300	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	18	1355	1000	1800	1700	2300	2300	1100	2300	2300	2300	1100	2300	1100	2300	1100	2300
	21	1625	1100	2000	1800	2500	2500	1100	2500	2500	2500	1100	2500	1100	2500	1100	2500



REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. PELINDO PROPERTY INDONESIA
 PROYEK : DERMAGA
 LOKASI : BENOA MARINA, BALI

TITIK BOR : BH-1
 MASTER BOR : HARNO

DEPTH (Meter)	VOLUMETRIC + GRAVIMETRIC							CONSOLIDATION			
	Gs	e	Sr	Wc	n	yt	yd	ysat	Pp	Cc	Cv
-7.50	2.592	1.208	100.00	46.60	54.71	1.721	1.174	1.721	*	*	*
-15.00	2.638	1.107	100.00	41.96	52.54	1.777	1.252	1.777	*	*	*
-22.50	2.643	1.161	100.00	43.93	53.73	1.760	1.223	1.760	*	*	*
-30.00	2.585	0.816	100.00	31.57	44.93	1.873	1.423	1.873	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			DIRECT TEST			UNCONFINED TEST			TRIAXIAL CD		VANE TEST		k (cm/sec)
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	C	φ	Cu	φu	Cd	φd	Su	Cu			
-7.50	0.00	63.84	36.16	50.37	29.88	20.49	*	*	0.34	*	*	*	*	*	*	*	*
-15.00	0.00	65.29	34.71	56.19	30.76	25.43	*	*	0.72	0	*	*	*	*	*	*	*
-22.50	0.00	61.37	38.63	49.84	29.53	20.31	*	*	0.69	0	*	*	*	*	*	*	*
-30.00	0.00	65.18	34.82	51.29	29.57	21.72	*	*	2.19	0	*	*	*	*	*	*	*

REMARK
 G = Gravel (%)
 S = Sand (%)
 S + Cl = Silt + Clay (%)
 e = Void ratio
 Gs = Specific Gravity
 n = Porosity (%)
 Sr = Degree of saturation (%)
 Wc = Water content (%)
 γt = Moisture density (gr/cc)
 γsat = Saturated density (gr/cc)
 γd = Dry density (gr/cc)

LL = Liquid Limit (%)
 PL = Plastic Limit (%)
 IP = Plastic Index (%)
 Cc = Compression Index
 Cv = Compression of Consolidation (cm²/det)
 Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
 * = Not test
 k = Coefficient of permeability (cm/sec)

C = Cohesion of direct shear (kg/cm²)
 Cd = Drained cohesion triaxial test(kg/cm²)
 Cu = Undrained cohesion (kg/cm²)
 Su = Strength of vane test (kg/cm²)
 φ = Angle of internal friction direct shear test (degree)
 φd = Angle of internal friction drained triaxial test (degree)
 φu = Angle of internal friction undrained triaxial test (degree)

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

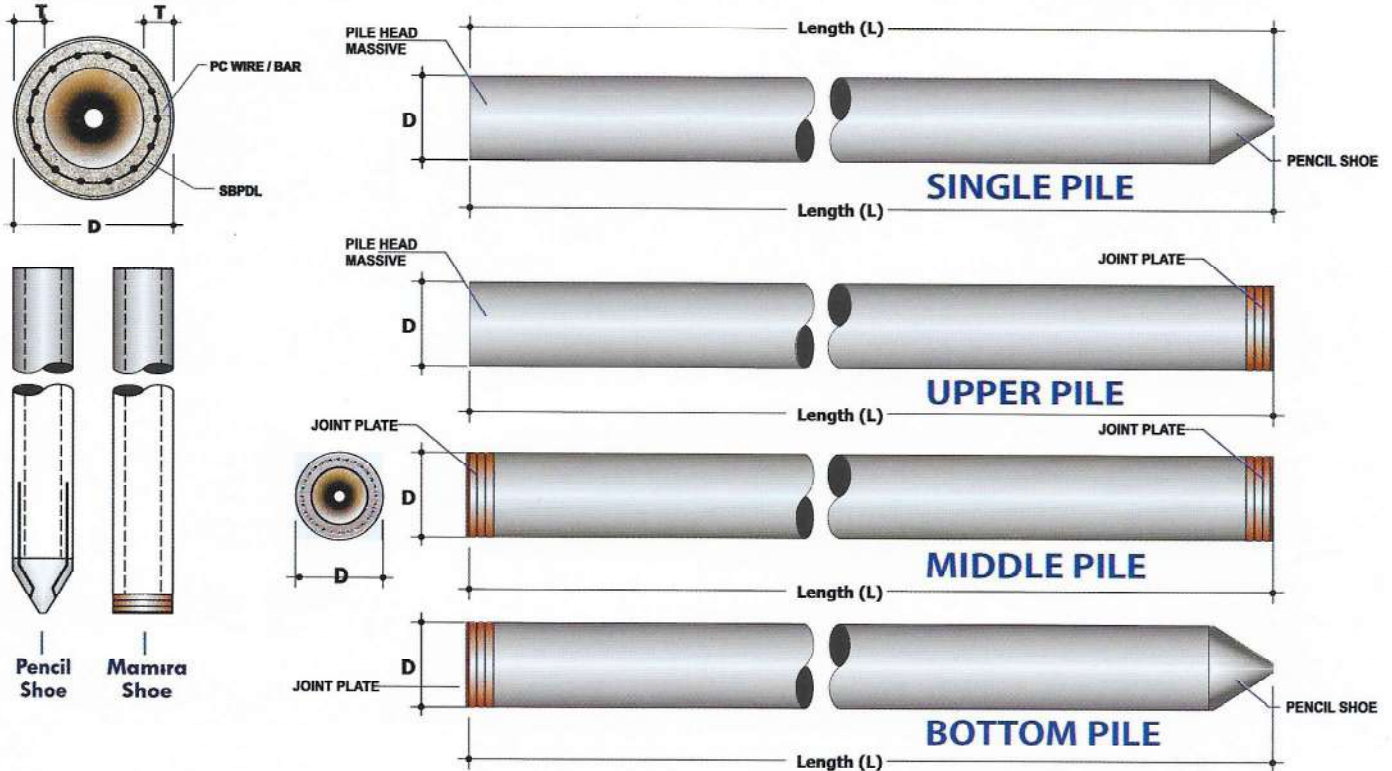
Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code

Shape and Dimension



Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm ²)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20

TECHNICAL DATA FOR THE VSL POST-TENSIONING SYSTEM

1. TENDONS

Whenever possible 0.6" (and not 0.5") strand should be used, due to its better economy.

1.1 Strand Properties 15 mm (0.6")

Strand type	d (mm)	prEN 10138 - 3 (2009)		ASTM A 416-06 Grade 270
		Y1860S7	Y1860S7	
Nominal diameter	d	15.3	15.7	15.24
Nominal cross section	A _n (mm ²)	140	150	140
Nominal mass	M (kg/m)	1.093	1.172	1.102
Nominal yield strength	f _{0.2%} (MPa)	1636 ¹⁾	1640 ¹⁾	1676 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{ts} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{ts} (kN)	260.4	279.0	265.5
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{ts}	(%)	max. 2.5		

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06

1.2 Tendon Properties 15 mm (0.6") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load				Steel duct ¹⁾ recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS ²⁾		PE pipe			
		Y1860S7 (prEN)		Y1770S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)		Ø / Ø _o		Ø _{ext} / Ø _o			
		d=15.3 mm A _n =140 mm ²	d=15.7 mm A _n =150 mm ²	d=15.7 mm A _n =150 mm ²	d=15.24 mm A _n =140 mm ²	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø _{ext} / Ø _o	Ø _{ext} / Ø _o		
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm x mm]	[mm]		
6-1	1	260	279	260.5	260.7	2930	5	3035	7	22/26	6	25 x 2.0	3
6-2	2	520	558	521	521	4045	9	4550	12	*	-	40 x 3.0	6
6-3	3	780	837	797	782	4945	6	4550	9	*	-	50 x 3.7	8
6-4	4	1040	1116	1062	1043	4550 ¹⁾	7	5055 ¹⁾	10	*	-	50 x 3.7	6
6-7	5	1300	1396	1308	1304	5967	8	6060	11	58/67	-	75 x 5.6	17
6-12	6	1560	1676	1593	1564	6962	9	6067	12	58/67	-	75 x 5.6	15
	7	1820	1953	1869	1825	5962	7	6067	10	65/70	-	75 x 5.6	13
	8	2080	2232	2104	2086	6572	11	7077	14	76/81	-	90 x 5.4	20
	9	2340	2511	2360	2346	6572	9	7077	12	76/81	-	90 x 5.4	18
	10	2600	2790	2655	2607	7077	11	7582	14	76/81	-	90 x 5.4	17
	11	2860	3059	2921	2888	7077	9	7982	12	76/81	-	90 x 5.4	15
6-12	12	3120	3348	3186	3128	7582	11	8087	14	76/81	-	90 x 5.4	14
6-15	13	3380	3627	3462	3389	8087	13	8592	16	85/91	-	110 x 5.3	26
	14	3640	3906	3717	3650	8087	11	8592	14	85/91	-	110 x 5.3	25
6-15	15	3900	4185	3998	3911	8592	10	8592	13	85/91	-	110 x 5.3	24
6-18	16	4160	4464	4248	4171	8592	12	9097	15	100/106	-	110 x 5.3	22
	17	4420	4743	4514	4432	8592	11	9097	14	100/106	-	110 x 5.3	20
	18	4680	5022	4779	4693	9097	13	95102	16	100/106	-	110 x 5.3	19
6-19	19	4940	5301	5045	4953	9097	12	95102	15	100/106	-	110 x 5.3	18
6-22	20	5200	5580	5310	5214	100/107	17	110/117	26	100/106	-	125 x 6.0	34
	21	5460	5859	5576	5475	100/107	16	110/117	22	100/106	-	125 x 6.0	33
6-22	22	5720	6138	5841	5735	100/107	15	110/117	21	100/106	-	125 x 6.0	22
6-27	23	5980	6417	6107	5996	100/107	14	110/117	20	115/121	-	125 x 6.0	21
	24	6240	6696	6372	6257	100/107	13	110/117	19	115/121	-	125 x 6.0	21
	25	6500	6975	6658	6518	110/117	18	120/127	24	115/121	-	125 x 6.0	20
	26	6760	7254	6903	6778	110/117	17	120/127	23	115/121	-	125 x 6.0	20
6-27	27	7020	7533	7369	7039	110/117	16	120/127	22	115/121	-	125 x 6.0	19
6-31	28	7280	7812	7434	7300	110/117	15	120/127	21	130/136	-	140 x 6.7	26
	29	7540	8091	7700	7560	120/127	21	130/137	27	140 x 6.7	-	140 x 6.7	25
	30	7800	8370	7965	7821	120/127	20	130/137	26	130/136	-	140 x 6.7	24
6-31	31	8060	8649	8251	8082	120/127	19	130/137	25	130/136	-	140 x 6.7	23
	32	8320	8928	8496	8342	120/127	18	130/137	24	130/136	-	140 x 6.7	22
6-37	33	8580	9207	8782	8603	120/127	17	130/137	23	130/136	-	140 x 6.7	21
	34	8840	9486	9027	8864	120/127	16	130/137	22	130/136	-	140 x 6.7	20
	35	9100	9765	9293	9125	130/137	22	140/147	21	130/136	-	140 x 6.7	20
	36	9360	10044	9568	9385	130/137	21	140/147	20	130/136	-	140 x 6.7	19
6-37	37	9620	10323	9824	9646	130/137	20	140/147	19	130/136	-	140 x 6.7	18
6-43	43	11180	11997	11417	11210	140/147	21	160/167	27	160 x 7	-	174 x 7	24
6-55	55	14300	15345	14603	14339	160/167	26	170/177	31	150/167	-	n.a.	27

- Flat duct possible as well (width = 75mm, height = 21mm)
- Flat duct PT-PLUS for use with VStab anchorage; see 2.2.3
- Valid only for short cables with little curvature. For other cases contact local VSL representative.
- Given values may slightly vary depending on local availability of ducts. In any case the filling ratio (cross-section steel / duct) must not exceed 0.5 (ENS23)
- Ø_o refers to outer pipe diameter. For rib diameter refer to section 2.2.3 (Page T.3)

1.3 Strand Properties 13 mm (0.5")

Strand type	d (mm)	prEN 10138 - 3 (2009)		ASTM A 416-06 Grade 270
		Y1860S7	Y1860S7	
Nominal diameter	d	12.5	12.9	12.7
Nominal cross section	A _n (mm ²)	93	100	96.7
Nominal mass	M (kg/m)	0.726	0.781	0.775
Nominal yield strength	f _{0.2%} (MPa)	1634 ¹⁾	1640 ¹⁾	1675 ²⁾
Nominal tensile strength	f _{ts} (MPa)	1860	1860	1860
Specif./min. breaking load	F _{ts} (kN)	173.0	186.0	183.7
Young's modulus	(GPa)	approx. 195		
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20 °C and 0.7 x F _{ts}	(%)	max. 2.5		

- Characteristic value measured at 0.1% permanent extension
- Valid for relaxation class acc. to prEN 10138-3 or low-relaxation grade acc. to ASTM A 416-06
- Minimum load at 0.1% extension for low-relaxation strand

1.4 Tendon Properties 13 mm (0.5") and corresponding duct diameters

Unit	Strands numbers	Breaking load			Steel duct ¹⁾ recommended		Plastic duct VSL PT-PLUS ²⁾			
		Y1860S7 (prEN)		Grade 270 (ASTM)	Ø / Ø _o		Ø _{ext} / Ø _o			
		d=12.5 mm A _n =93 mm ²	d=12.9 mm A _n =100 mm ²	d=12.7 mm A _n =99 mm ²	Ø / Ø _o	Ø / Ø _o	Ø _{ext} / Ø _o	Ø _{ext} / Ø _o		
		[kN]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm x mm]	[mm]		
6-1	1	173	186	184	20/26	3	26/30	6	22/25	6
6-2	2	346	372	367	36/40	6	40/45	11	*	-
6-3	3	519	558	551	35/40	6	40/45	9	*	-
6-4	4	692	744	735	40/45 ¹⁾	7	45/50	10	*	-
6-7	5	865	930	919	45/50	6	50/57	11	58/69 ¹⁾	-
	6	1038	1116	1102	45/50	6	60/67	9	58/63	12
6-12	7	1211	1302	1288	50/57	7	65/72	10	58/63	11
	8	1384	1488	1470	55/62	9	60/67	12	58/63	10
	9	1557	1674	1653	55/62	8	60/67	11	58/63	9
	10	1730	1860	1837	60/67	10	66/72	13	65/70	9
	11	1903	2046	2021	60/67	9	66/72	12	65/70	8
6-12	12	2076	2232	2204	66/72	8	66/72	11	65/70	7
6-15	13	2249	2418	2388	66/72	8	70/77	12	76/81	14
	14	2422	2604	2572	66/72	8	70/77	11	76/81	13
6-15	15	2595	2790	2756	70/77	9	75/82	12	76/81	12
6-18	16	2768	2976	2939	70/77	9	75/82	12	76/81	12
	17	2941	3162	3123	75/82	11	80/87	14	76/81	11
	18	3114	3348	3307	75/82	10	80/87	13	76/81	10
6-19	19	3287	3534	3490	75/82	9	80/87	12	100/106	21
6-22	20	3460	3720	3674	80/87	10	85/92	13	100/106	20
	21	3633	3906	3858	80/87	9	85/92	12	100/106	19
6-22	22	3806	4092	4041	80/87	8	85/92	11	100/106	18
6-27	23	3979	4278	4225	85/92	12	90/97	15	100/106	19
	24	4152	4464	4409	85/92	11	90/97	14	100/106	18
	25	4325	4650	4593	90/97	14	95/102	17	100/106	19
6-27	26	4498	4836	4776	90/97	13	95/102	16	100/106	18
	27	4671	5022	4960	95/102	15	100/107	18	100/106	18
6-31	28	4844	5208	5144	95/102	14	100/107	17	100/106	17
	29	5017	5394	5327	95/102	13	100/107	16	100/106	16
	30	5190	5580	5511	95/102	12	100/107	15	100/106	15
6-31	31	5363	5766	5695	95/102	11	100/107	14	100/106	14
6-37	32	5536	5952	5878	100/107	13	110/117	19	115/121	20
	33	5709	6138	6062	100/107	12	110/117	18	115/121	19
	34	5882								

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

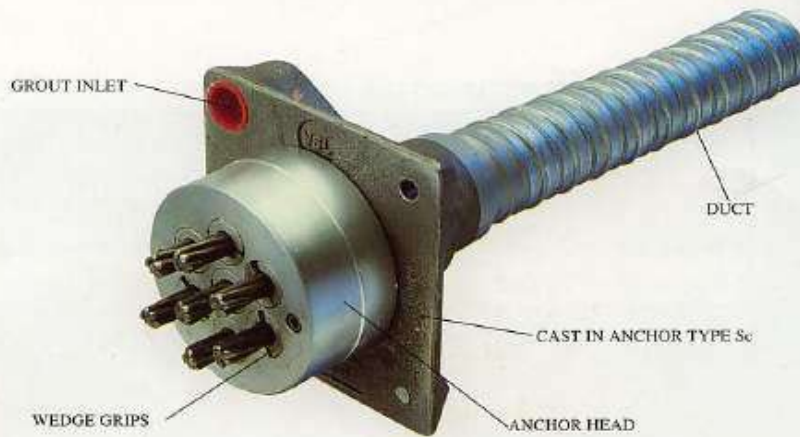
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa x 10 ³
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ³

TENDON PROPERTIES

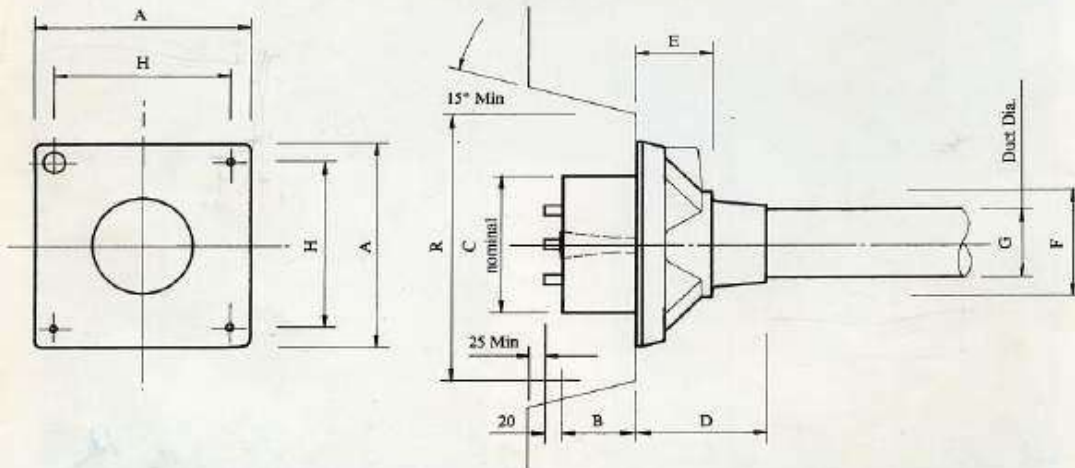
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	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
	5	1250	69
6-7	6	1500	69
	7	1750	69
	8	2000	84
6-12	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
	6-19	13	3250
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	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 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.



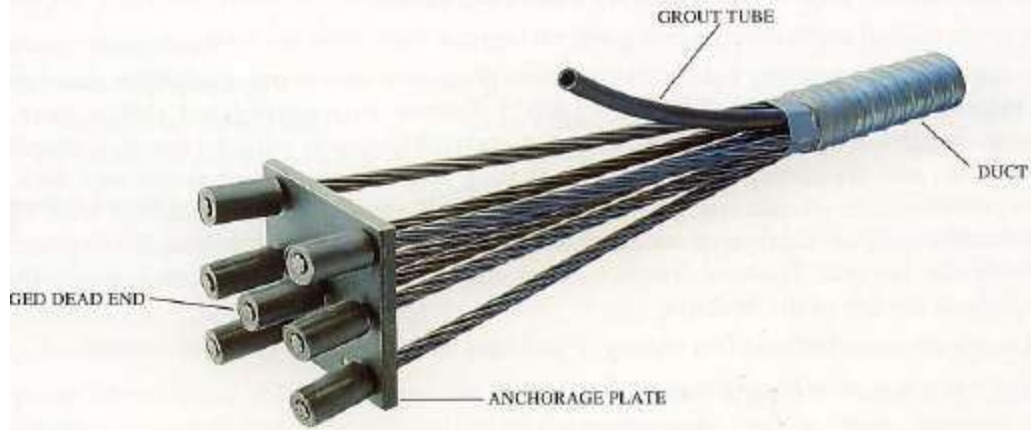
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



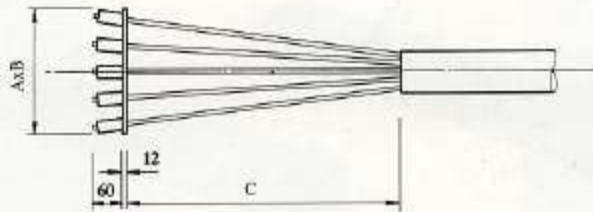
TENDON UNIT	Dimensions (mm)									
	A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R	
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	213	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	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	460	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	60	90	216	16	64	39	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	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	233	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



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

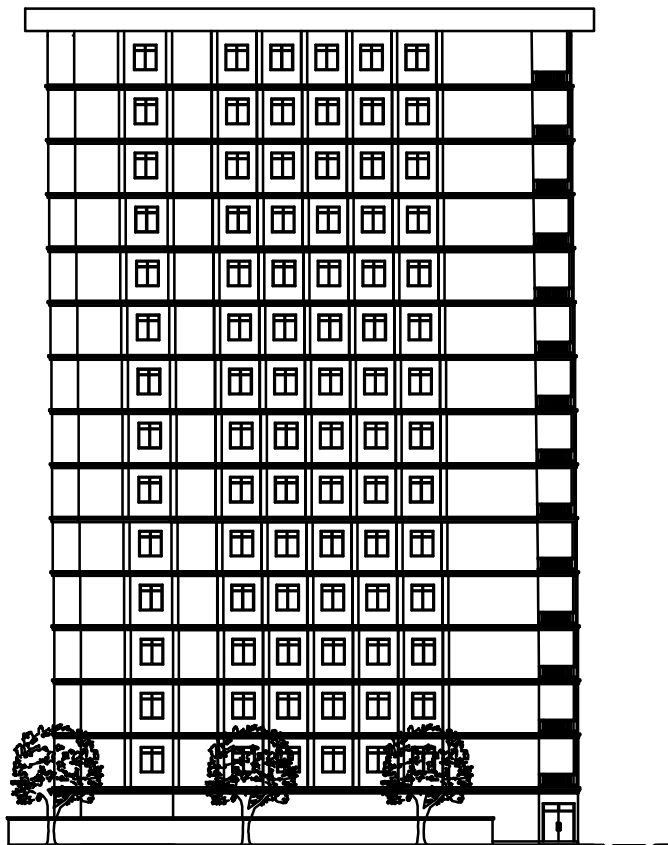
NRP

0311144000029

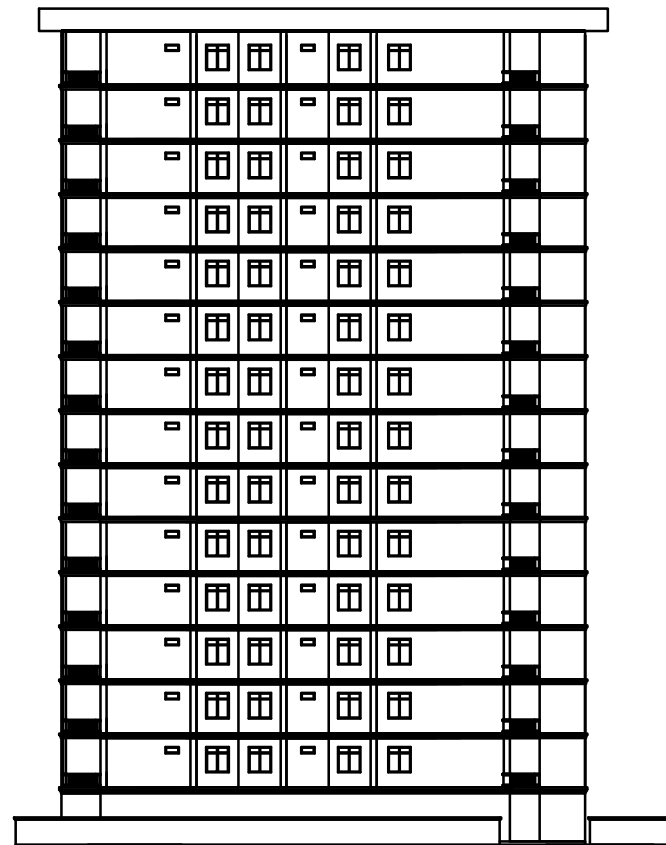
JUDUL GAMBAR

TAMPAK DEPAN DAN
TAMPAK BELAKANG

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
1	1 : 500	34

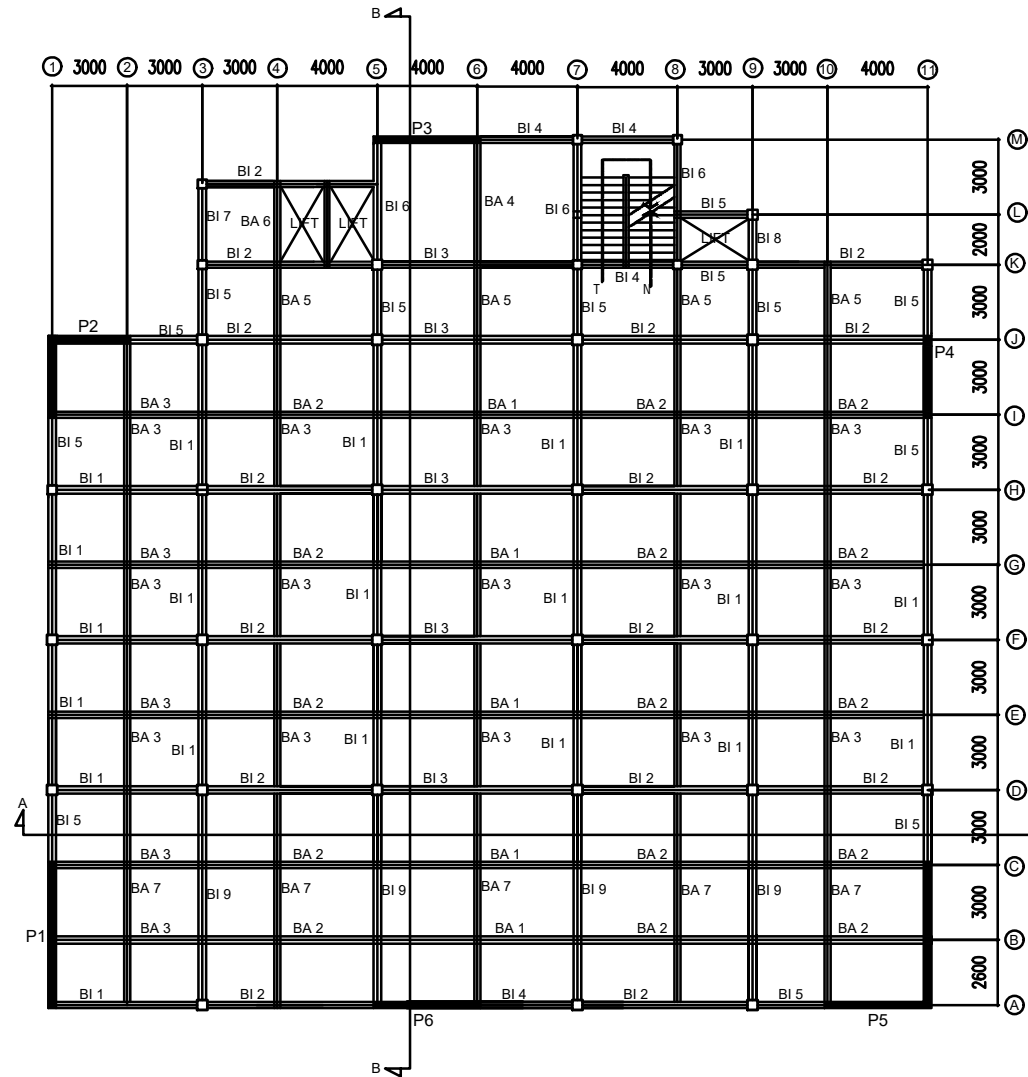


TAMPAK DEPAN
SKALA 1 : 500



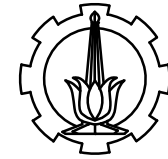
TAMPAK BELAKANG
SKALA 1 : 500

BALOK INDUK			BALOK ANAK		
No.	Type	Dimensi	No.	Type	Dimensi
1	BI 1	400x700	1	BA 1	300x500
2	BI 2	400x700	2	BA 2	300x500
3	BI 3	400x700	3	BA 3	300x500
4	BI 4	300x500	4	BA 4	300x500
5	BI 5	300x500	5	BA 5	300x500
6	BI 6	400x700	6	BA 6	300x500
7	BI 7	300x500			
8	BI 8	300x500			
9	BI 9	400x700			



DENAH PEMBALOKAN LANTAI BASEMENT

SKALA 1 : 300



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

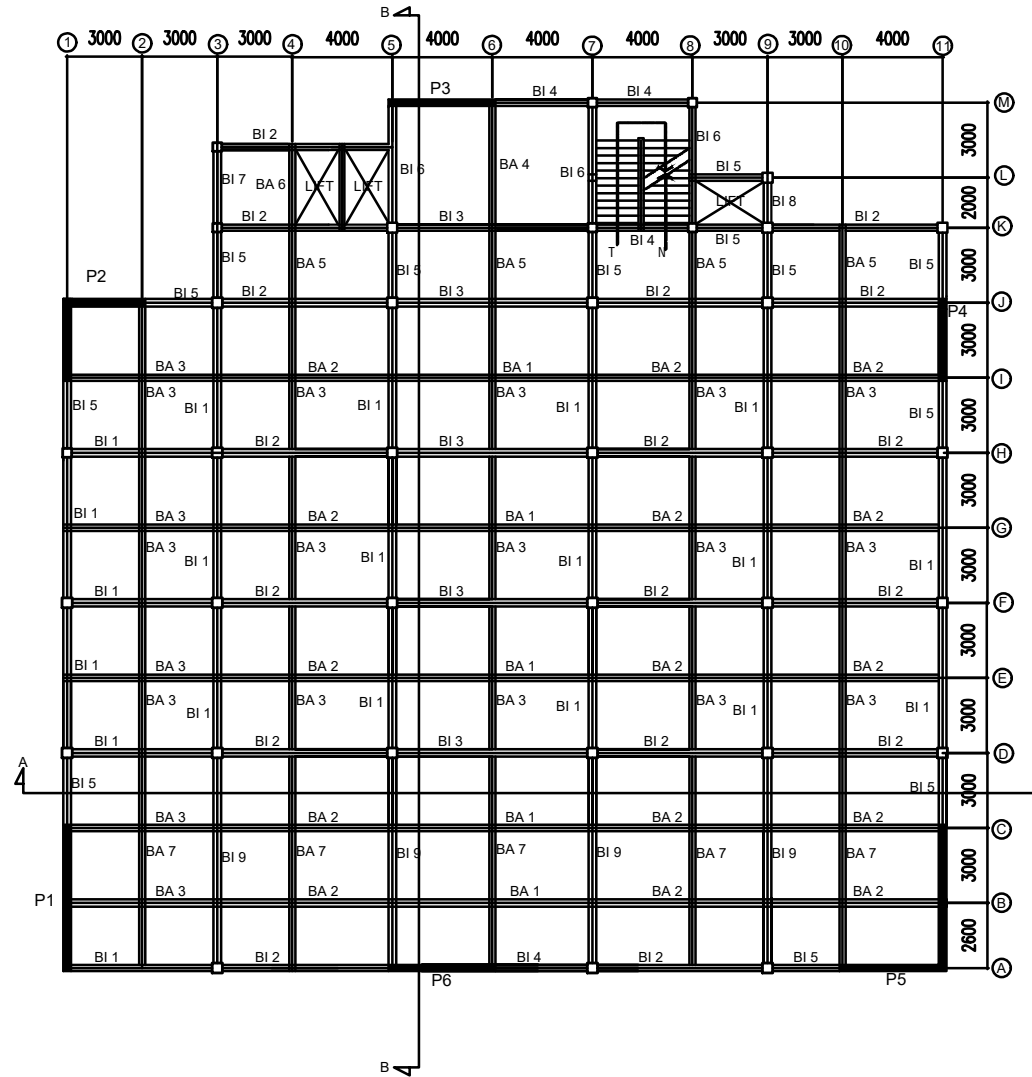
0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN LANTAI BASEMENT

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
2	1 : 300	34

BALOK INDUK			BALOK ANAK		
No.	Tipe	Dimensi	N o.	Tipe	Dimensi
1	BI 1	400x700	1	BA 1	300x500
2	BI 2	400x700	2	BA 2	300x500
3	BI 3	400x700	3	BA 3	300x500
4	BI 4	300x500	4	BA 4	300x500
5	BI 5	300x500	5	BA 5	300x500
6	BI 6	400x700	6	BA 6	300x500
7	BI 7	300x500			
8	BI 8	300x500			
9	BI 9	400x700			



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1-14
SKALA 1 : 300



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

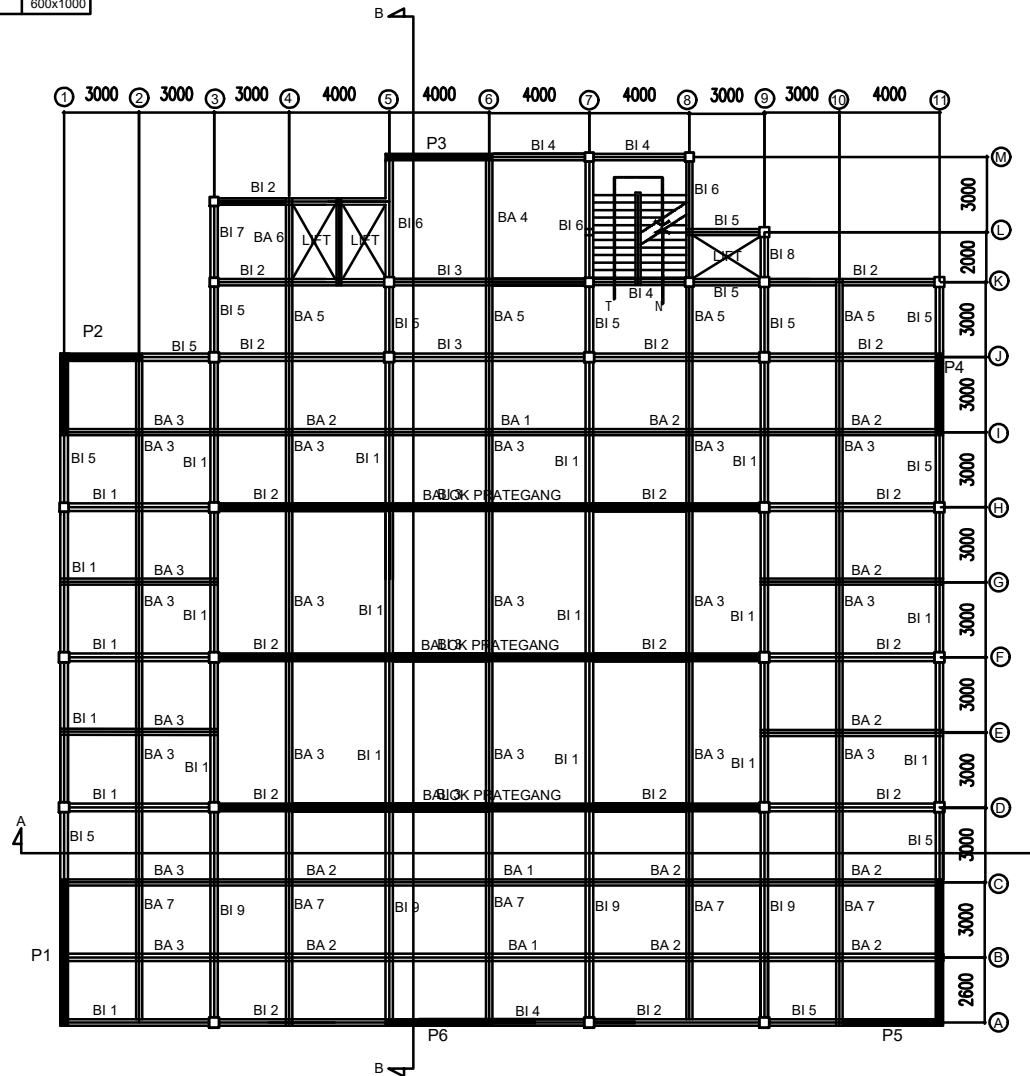
0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN 1-14

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
3	1 : 300	34

BALOK INDUK			BALOK ANAK			BALOK PRATEGANG		
No.	Tipe	Dimensi	No.	Tipe	Dimensi	NO	Tipe	Dimensi
1	BI 1	400x700	1	BA 1	300x500	1	BP	600x1000
2	BI 2	400x700	2	BA 2	300x500			
3	BI 3	400x700	3	BA 3	300x500			
4	BI 4	300x500	4	BA 4	300x500			
5	BI 5	300x500	5	BA 5	300x500			
6	BI 6	400x700	6	BA 6	300x500			
7	BI 7	300x500						
8	BI 8	300x500						
9	BI 9	400x700						



DENAH BALOK PRATEGANG LANTAI ATAP

SKALA 1 : 300



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK PRATEGANG LANTAI ATAP

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
---------	-------	---------------

4

1 : 300

34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

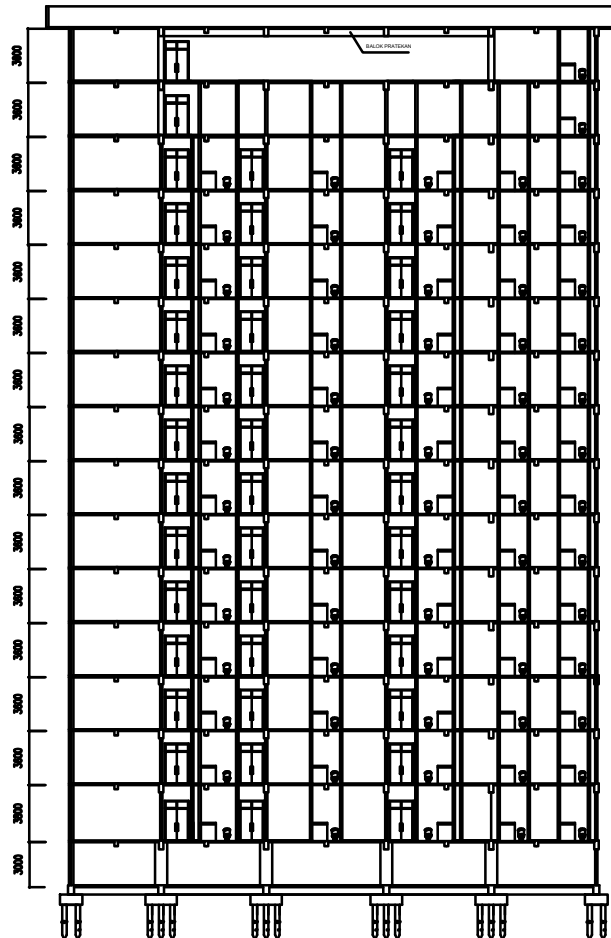
NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
5	1 : 500	34



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 500



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

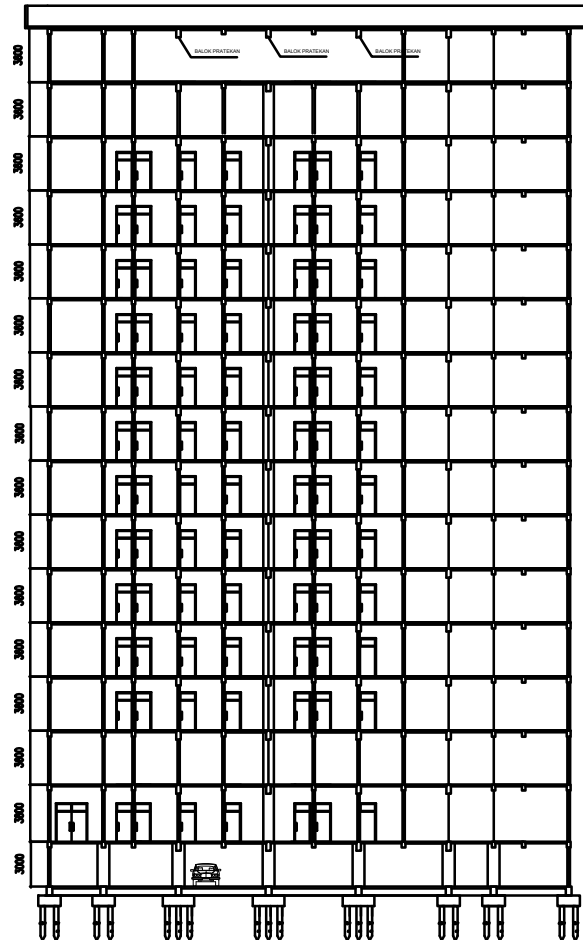
NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

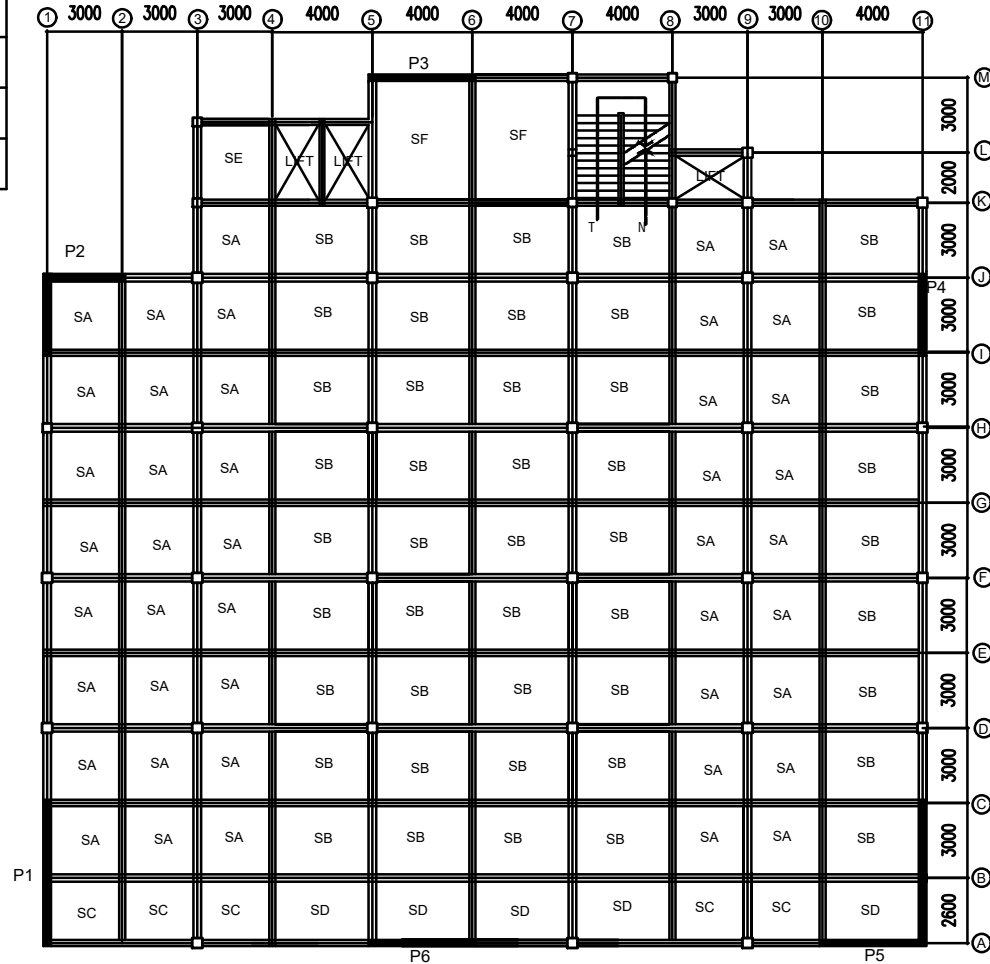
POTONGAN B-B

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
6	1 : 500	34



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 500

PELAT		
No	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	400
2	SB	400
3	SC	400
4	SD	400
5	SE	400
6	SF	400



 DENAH PELAT BASEMENT
SKALA 1 : 300



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT BASEMENT

NO. GMB

SKALA

JUMLAH
GAMBAR

7

1 : 300

34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT LT.1 - LT. 14

NO. GMB

SKALA

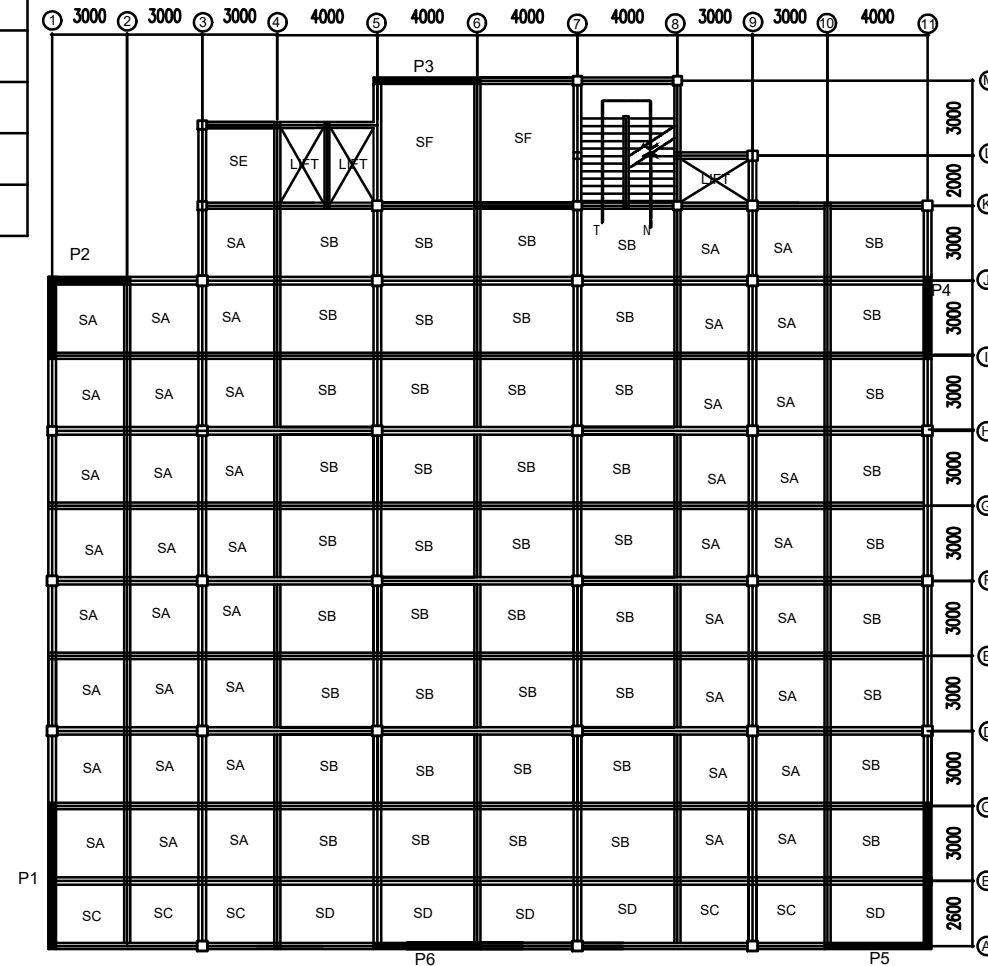
JUMLAH
GAMBAR

8

1 : 300

34

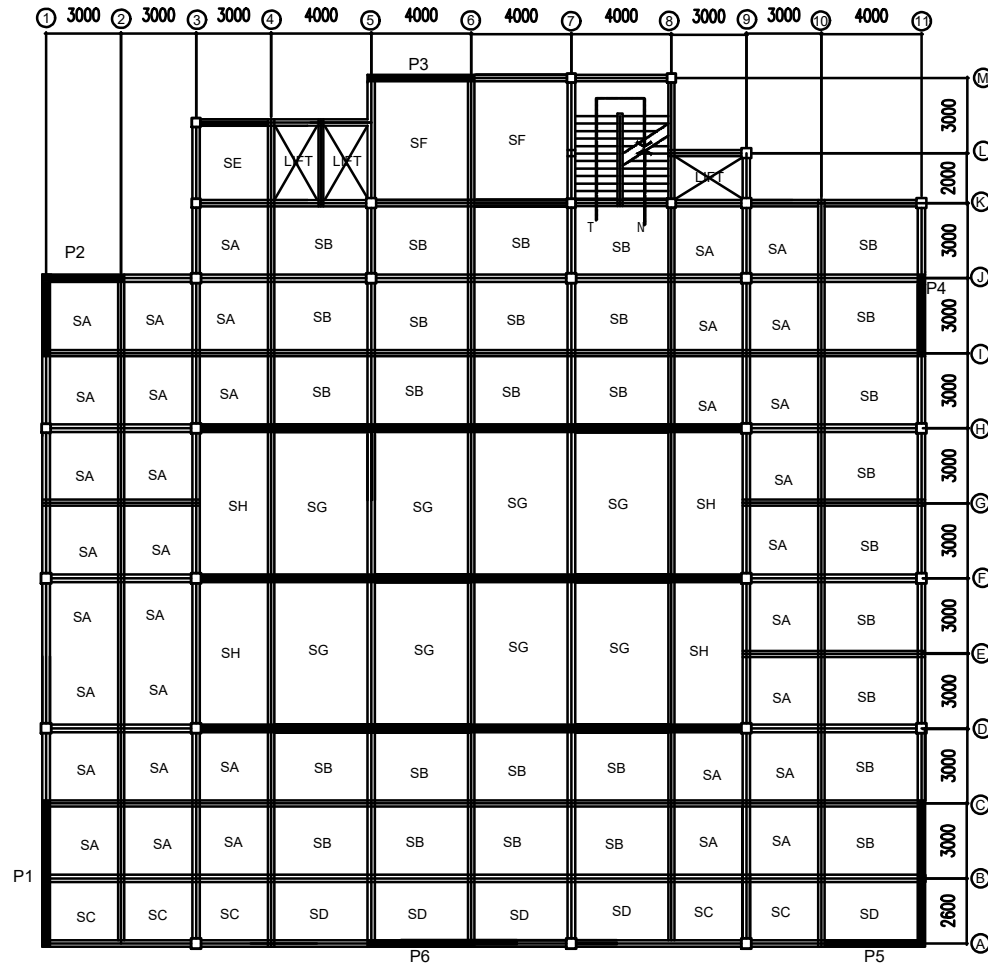
PELAT		
No	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	120
2	SB	120
3	SC	120
4	SD	120
5	SE	120
6	SF	120



DENAH PELAT LANTAI 1 - 14

SKALA 1 : 300

PELAT		
No	Tipe	Tebal Pelat (mm)
1	SA	150
2	SB	150
3	SC	150
4	SD	150
5	SE	150
6	SF	150
7	SG	150
8	SH	150



DENAH PELAT ATAP
SKALA 1 : 300



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

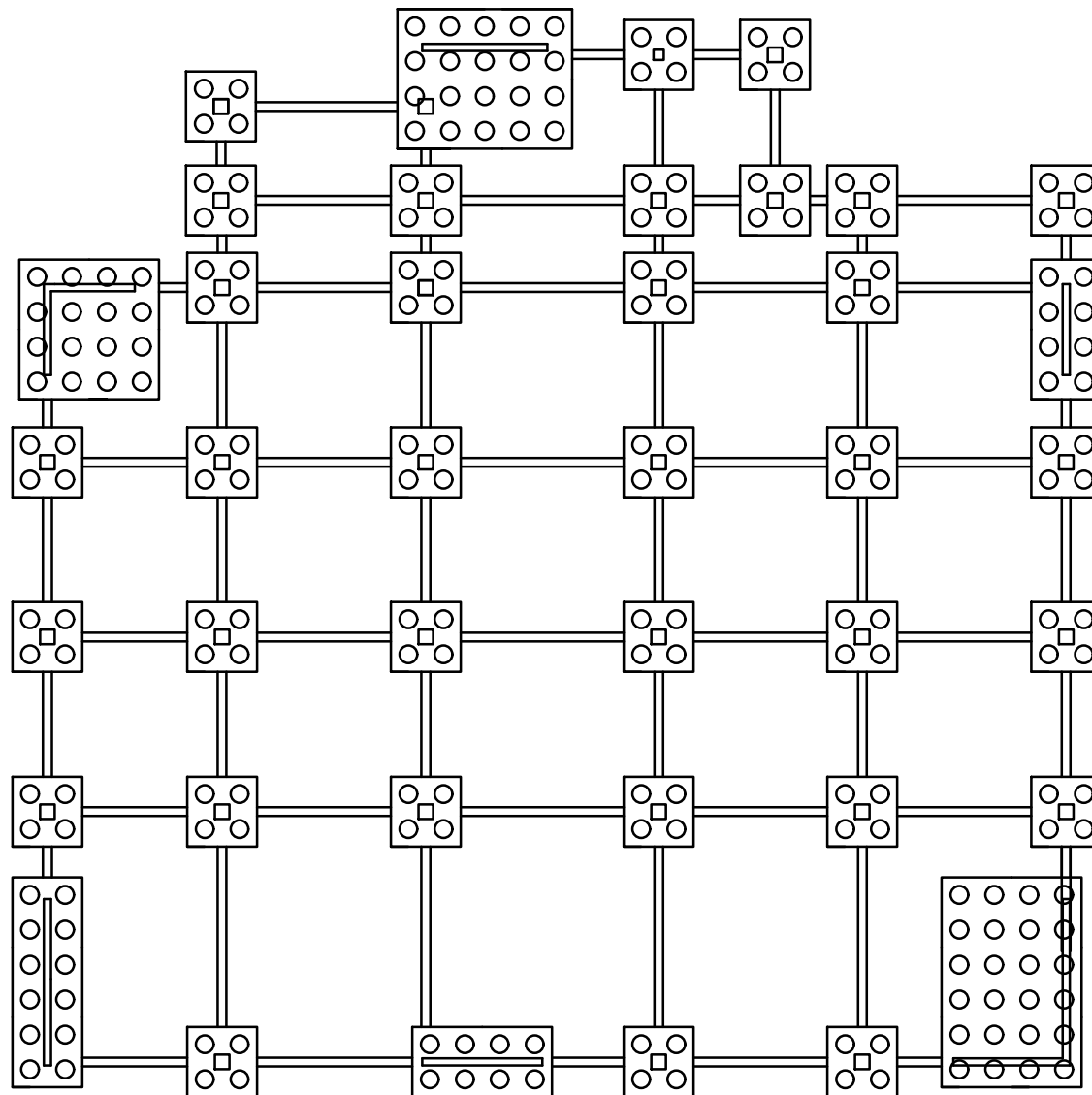
NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PELAT ATAP

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
9	1 : 300	34




DENAH PONDASI
 SKALA 1 : 250



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
10	1 : 250	34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI

NO. GMB

SKALA

JUMLAH
GAMBAR

11

1 : 75

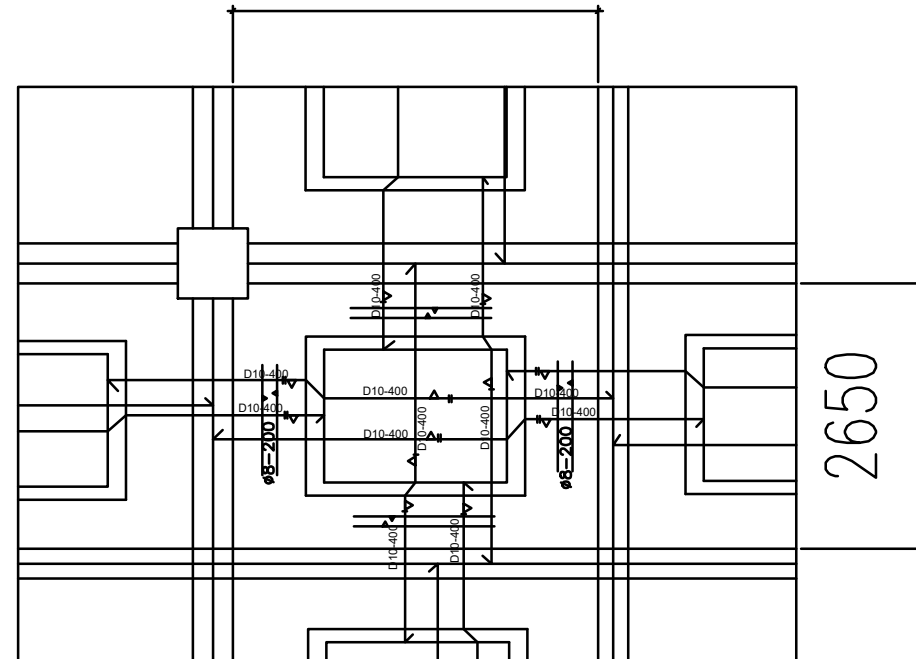
34

TYPE

SB

3650

PELAT LANTAI 2 ARAH

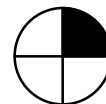


TULANGAN ARAH X

D10 -200

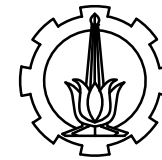
TULANGAN ARAH Y

D10 -200



DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI TIPE SB

SKALA 1 : 75



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST. MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I Made Krisnadi Kumara

NRP

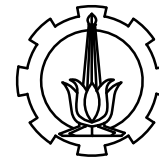
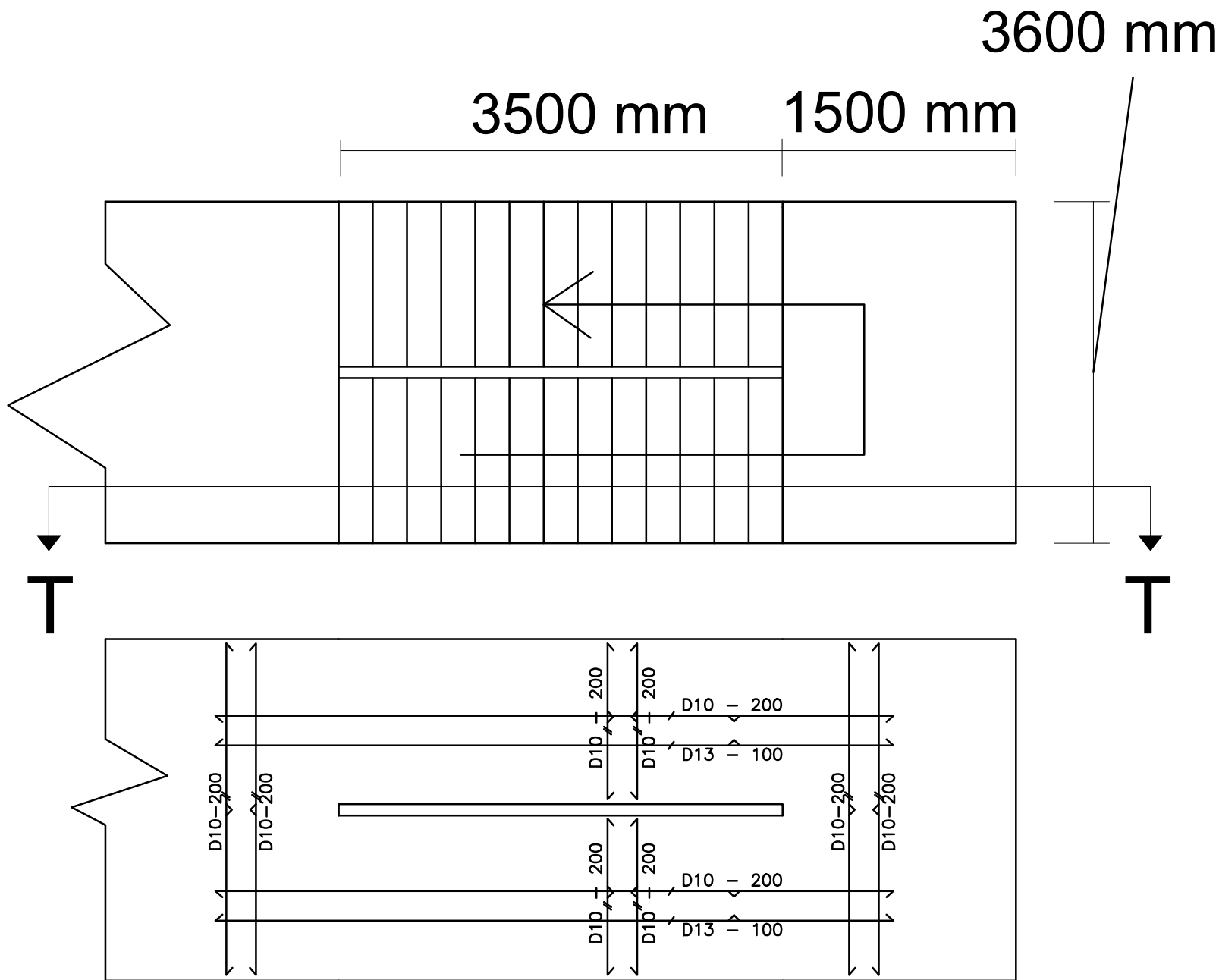
03111540000029

JUDUL GAMBAR

Penulangan Balok Anak

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
12	1 : 25	34

JENIS BALOK	BALOK ANAK	
DIMENSI BXH(mm)	300 x 500	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
COVER	40 mm	40 mm
TUL. ATAS	4D16	2D16
TUL. BAWAH	2D16	3D61
TUL. PINGGANG	D13	D13
SENGKANG	2D10-200	2D10-200



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

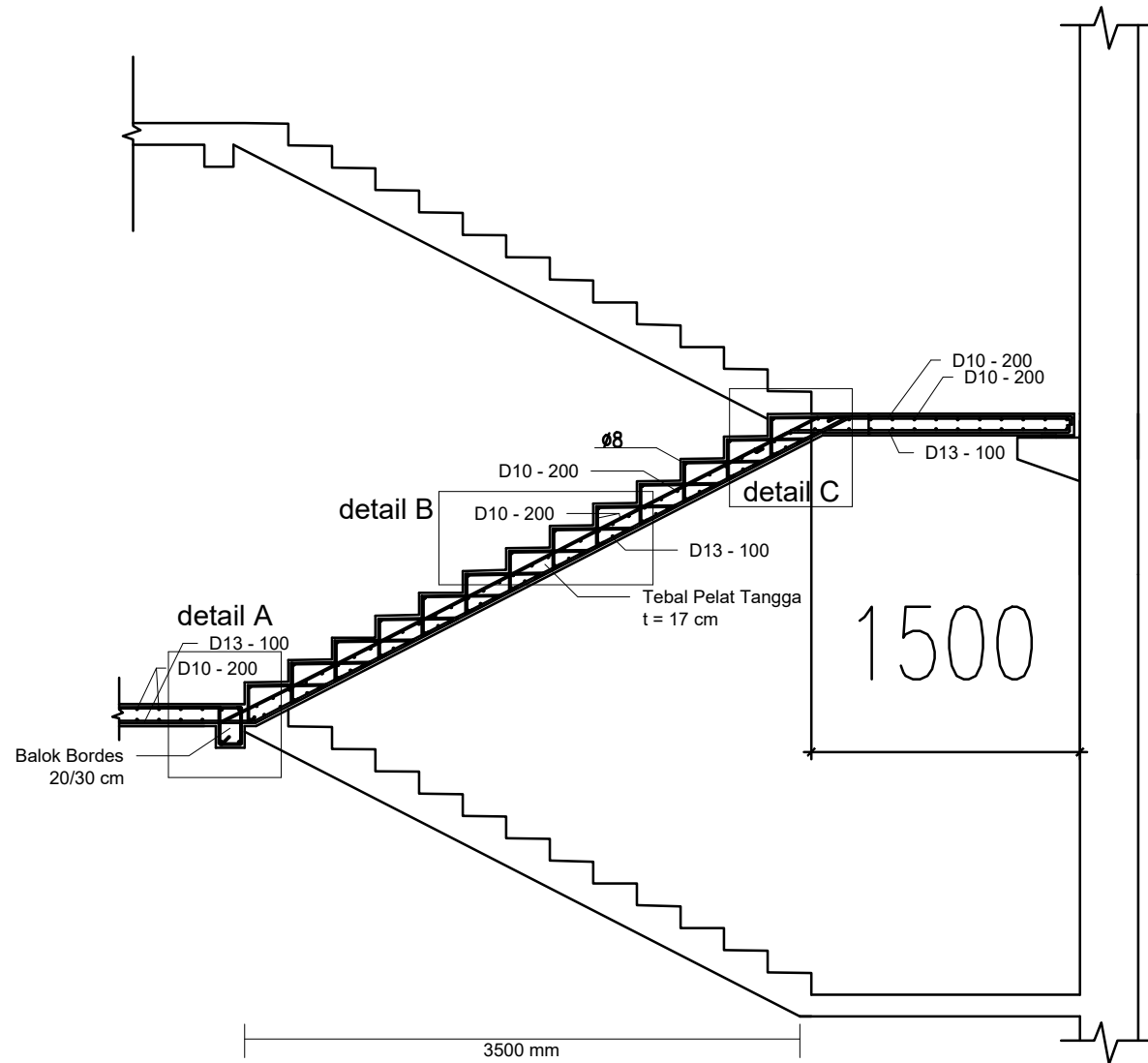
NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DENAH TANGGA

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
13	1 : 50	34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

POTONGAN T-T

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
14	1 : 50	34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

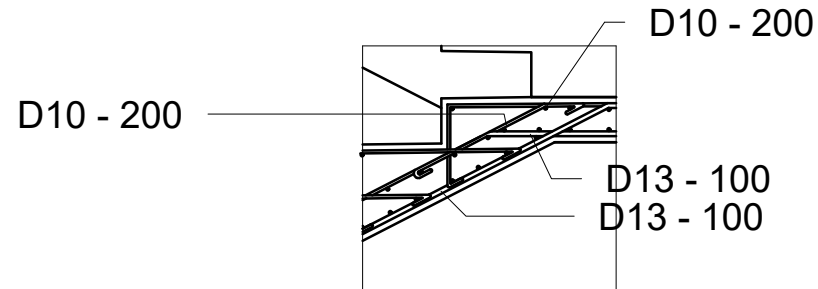
NRP

0311144000029

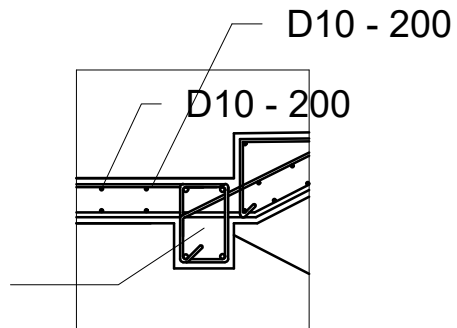
JUDUL GAMBAR

DETAIL POTONGAN TANGGA

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
15	1 : 25	34

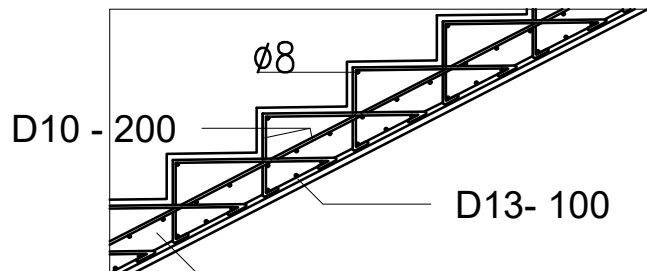


Detail Potongan C
Skala 1: 25



Detail Potongan A
Skala 1: 25

Balok Bordes
20/30 cm



Tebal Pelat Tangga
t = 17 cm

Detail Potongan B
Skala 1: 25



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK

NO. GMB

SKALA

JUMLAH
GAMBAR

16

1 : 25

34

TYPE	BI 1		BI 2	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150
TYPE	BI 3		BI 4	
DIMENSI BXH(mm)	400 X 700		400 X 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
---------	-------	---------------

17	1 : 25	34
----	--------	----

TYPE	BI 5		BI 6	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700		400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150
TYPE	BI 7		BI 8	
DIMENSI BXH(mm)	400 X 700		400 X 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN				
TUL. ATAS	5D25	2D25	5D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150	2D13-100	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN BALOK INDUK

NO. GMB

SKALA

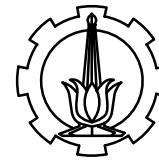
JUMLAH
GAMBAR

18

1 : 15

34

TYPE	BI 9	
DIMENSI BXH(mm)	400 x 700	
POSISI	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
TUL. ATAS	5D25	2D25
TUL. BAWAH	3D25	3D25
TUL. PINGGANG	2D25	2D25
SENGKANG	2D13-100	2D13-150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

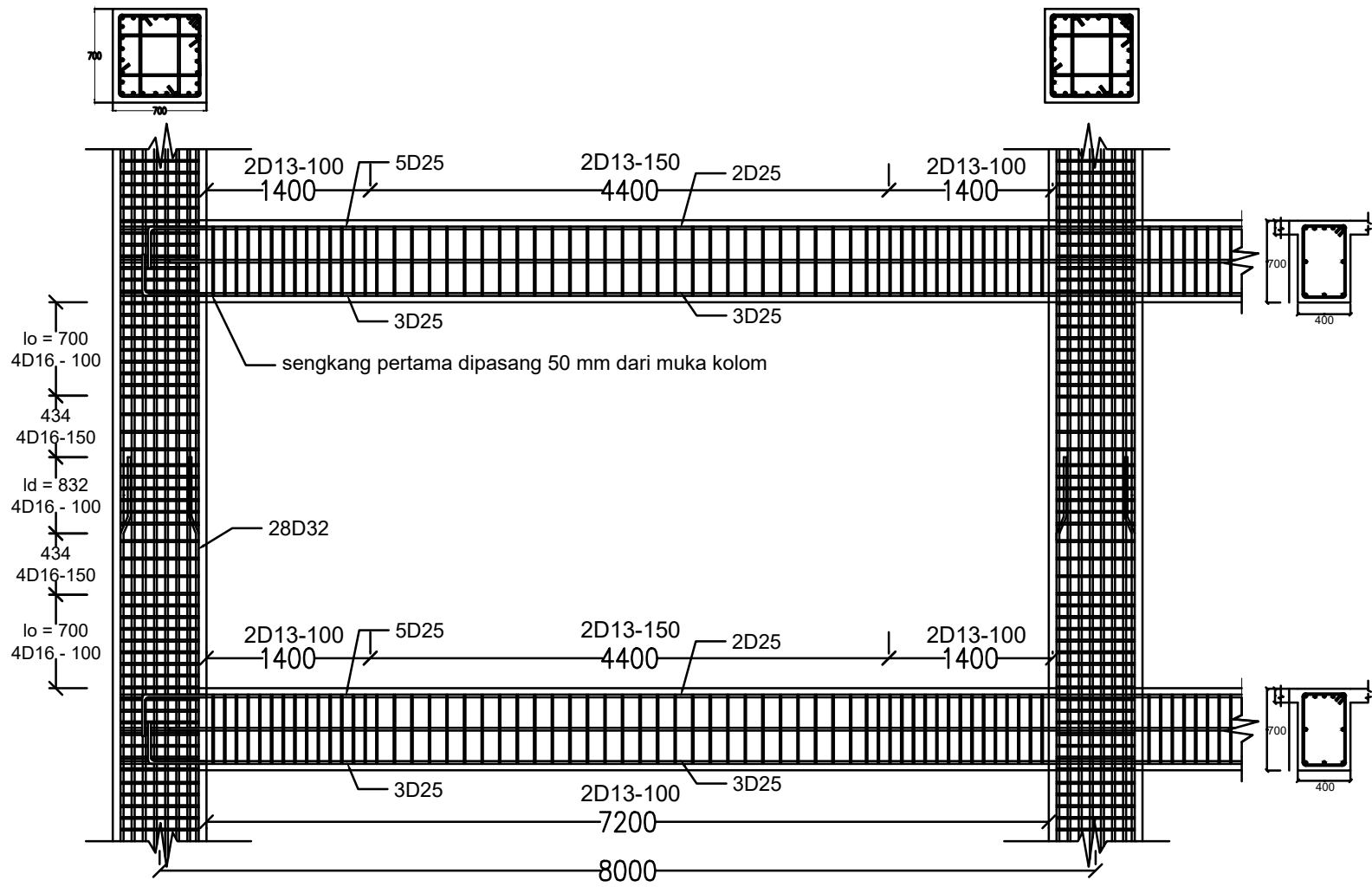
NRP

0311144000029

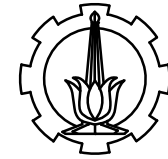
JUDUL GAMBAR

HUBUNGAN BALOK KOLOM

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
19	1 : 75	34



HUBUNGAN BALOK KOLOM



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN KOLOM

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
20	1 : 25	34

TYPE	K1 (700 x 700)		K2 (600 x 600)		K3 (500 x 500)
LT. 1-5		LT. 6-10		LT.11-15	
TULANGAN	28D 32	TULANGAN	28D 29	TULANGAN	24 D29
SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150	SENGKANG	4D16-100/150



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

DETAIL HUBUNGAN BALOK-KOLOM

NO. GMB

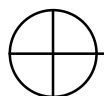
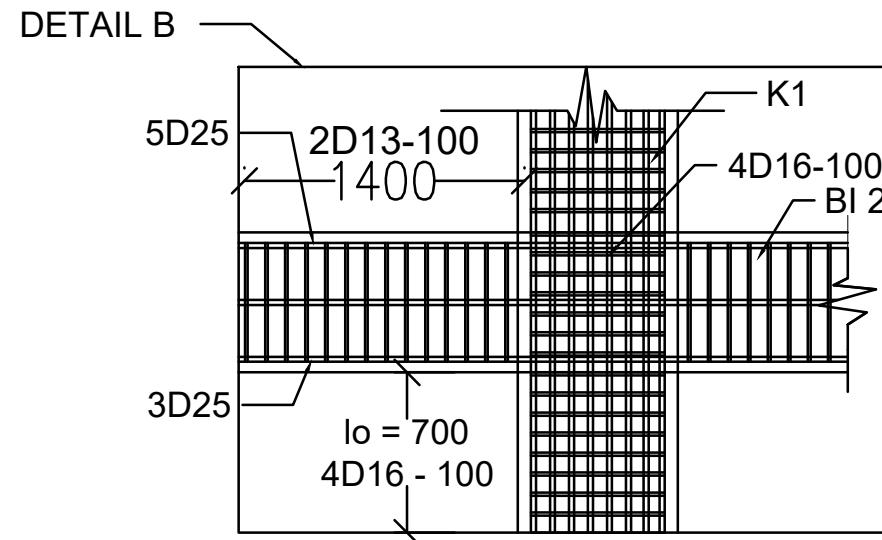
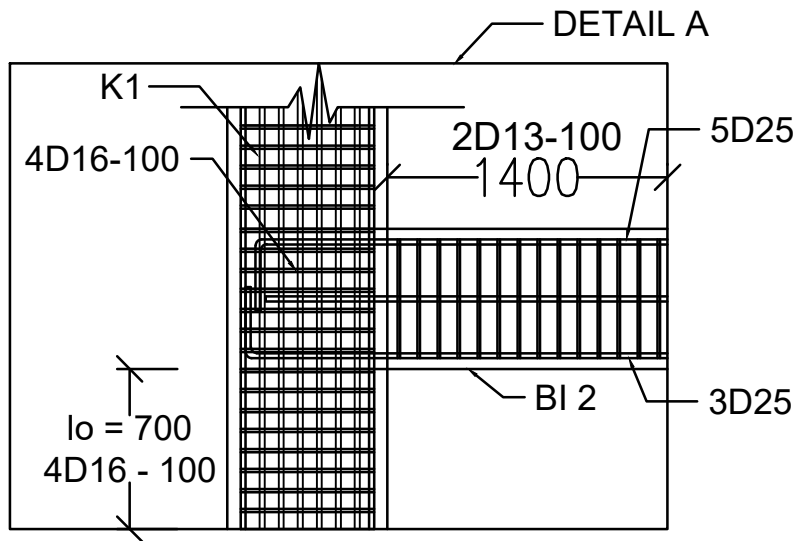
SKALA

JUMLAH
GAMBAR

21

1 : 30

34



DETAIL HUBUNGAN BALOK-KOLOM



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

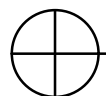
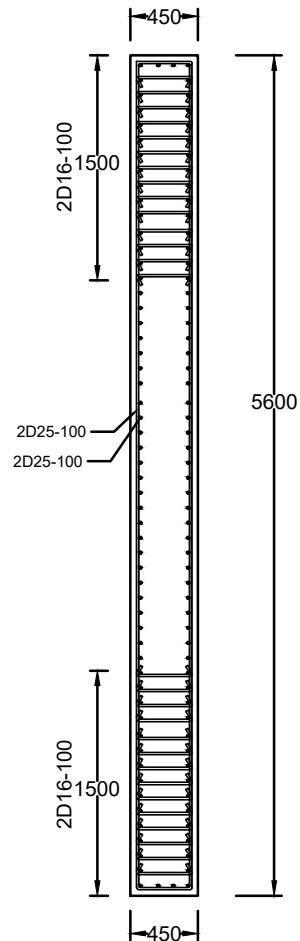
NRP

0311144000029

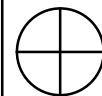
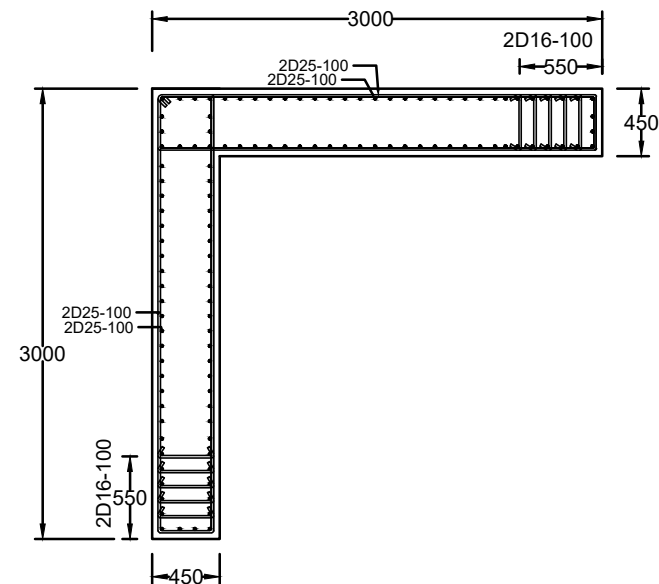
JUDUL GAMBAR

DETAIL DINDING GESER

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
22	1 : 50	34



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 1



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 2



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

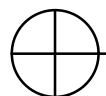
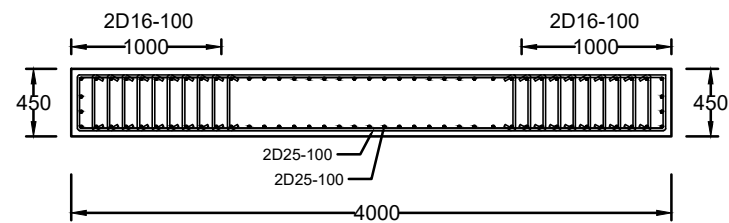
NRP

0311144000029

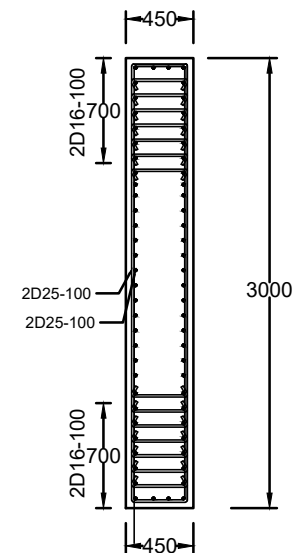
JUDUL GAMBAR

DETAIL DINDING GESER

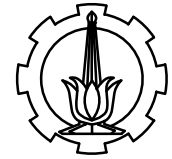
NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
23	1 : 50	34



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 3



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 4



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

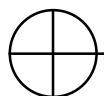
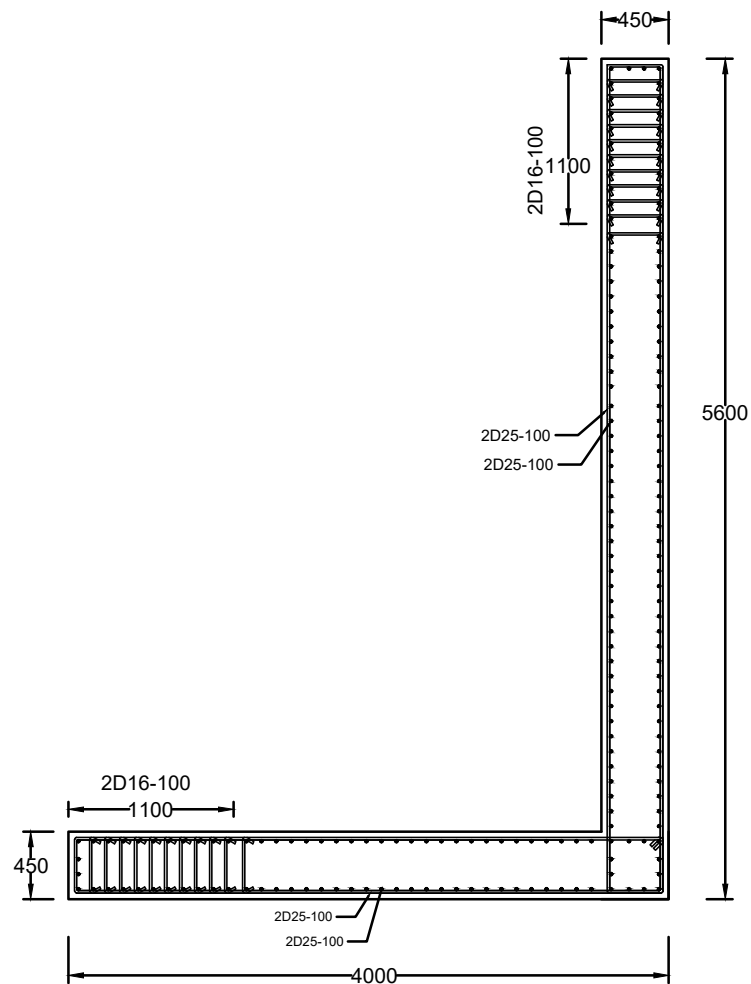
NRP

0311144000029

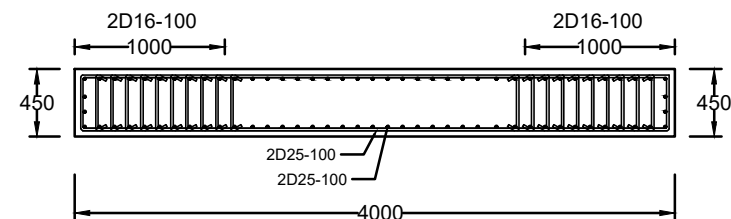
JUDUL GAMBAR

DETAIL DINDING GESER

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
24	1 : 50	34



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 5



DETAIL PENULANGAN DINDING GESER TIPE 6



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

POTONGAN ATAS DAN MELINTANG
BALOK PRATEKAN

NO. GMB

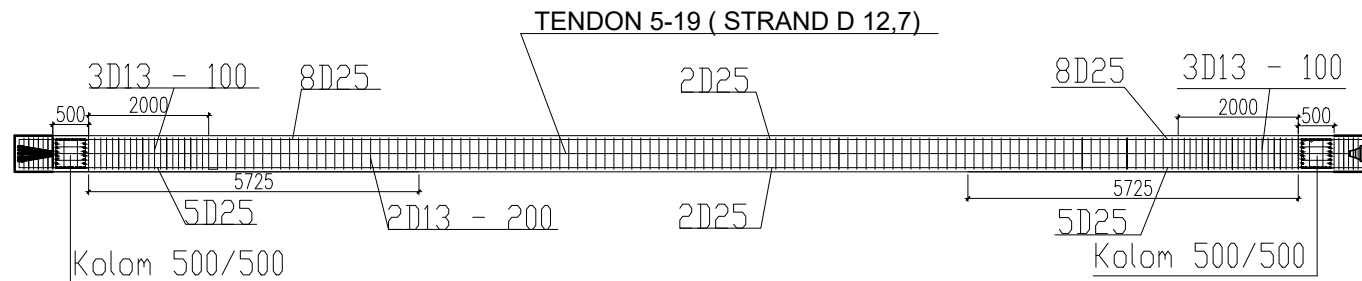
SKALA

JUMLAH
GAMBAR

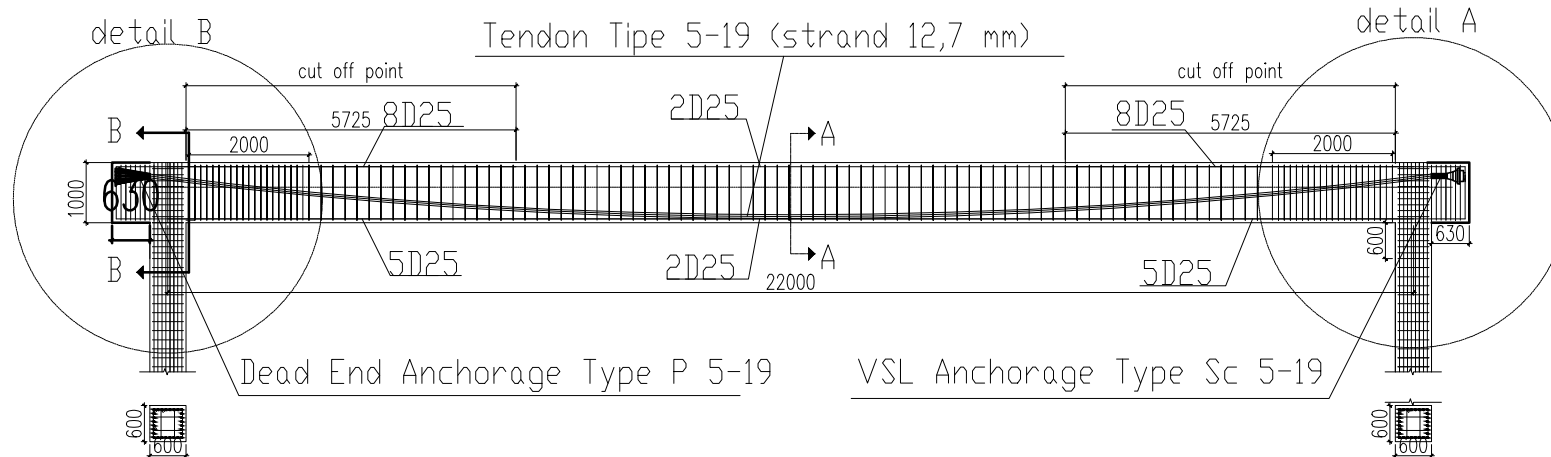
25

1 : 125

34



 **POTONGAN ATAS BALOK PRATEKAN**



 **POTONGAN MEMANJANG BALOK PRATEKAN**



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

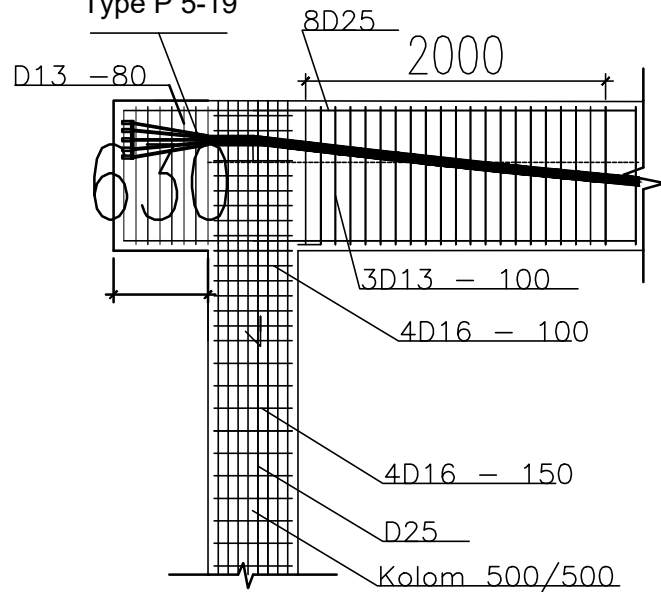
0311144000029

JUDUL GAMBAR

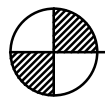
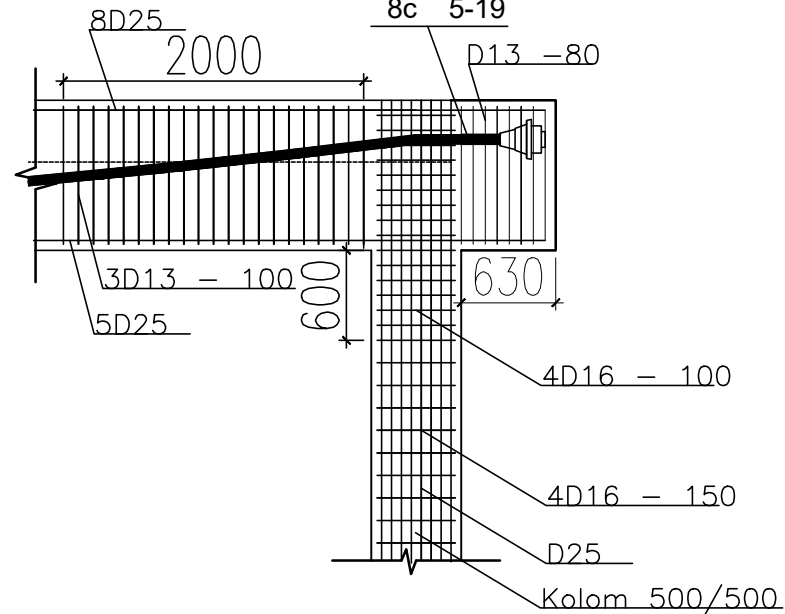
DETAIL BALOK PRATEKAN

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
26	1 : 50	34

Dead End Anchorage
Type P 5-19



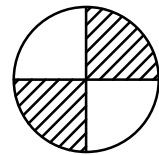
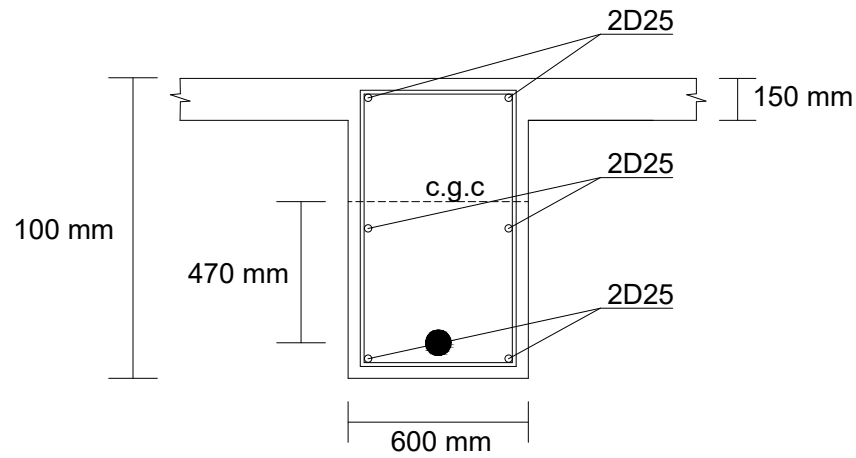
VSL Anchorage Type
8c 5-19



DETAIL B

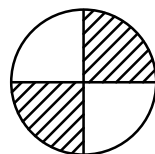
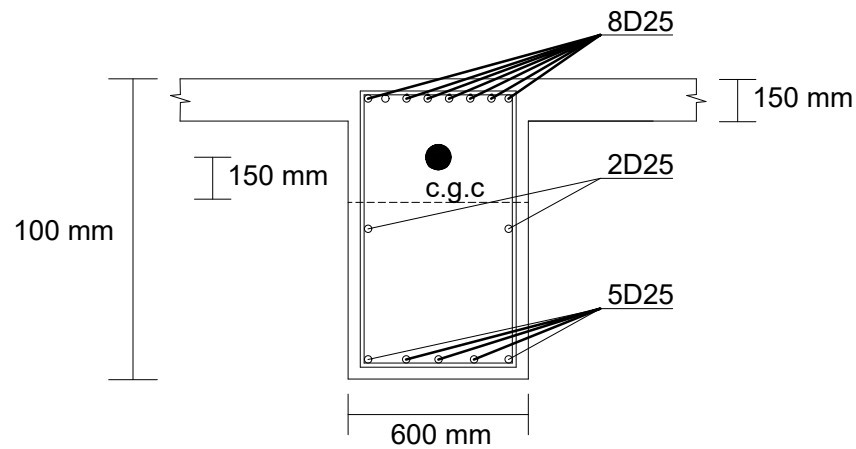


DETAIL A



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 25



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 25



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

POTONGAN BALOK PRATEGANG

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
27	1 : 25	34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
Dr.techn. Pujo Aji, ST, MT

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI KUMARA

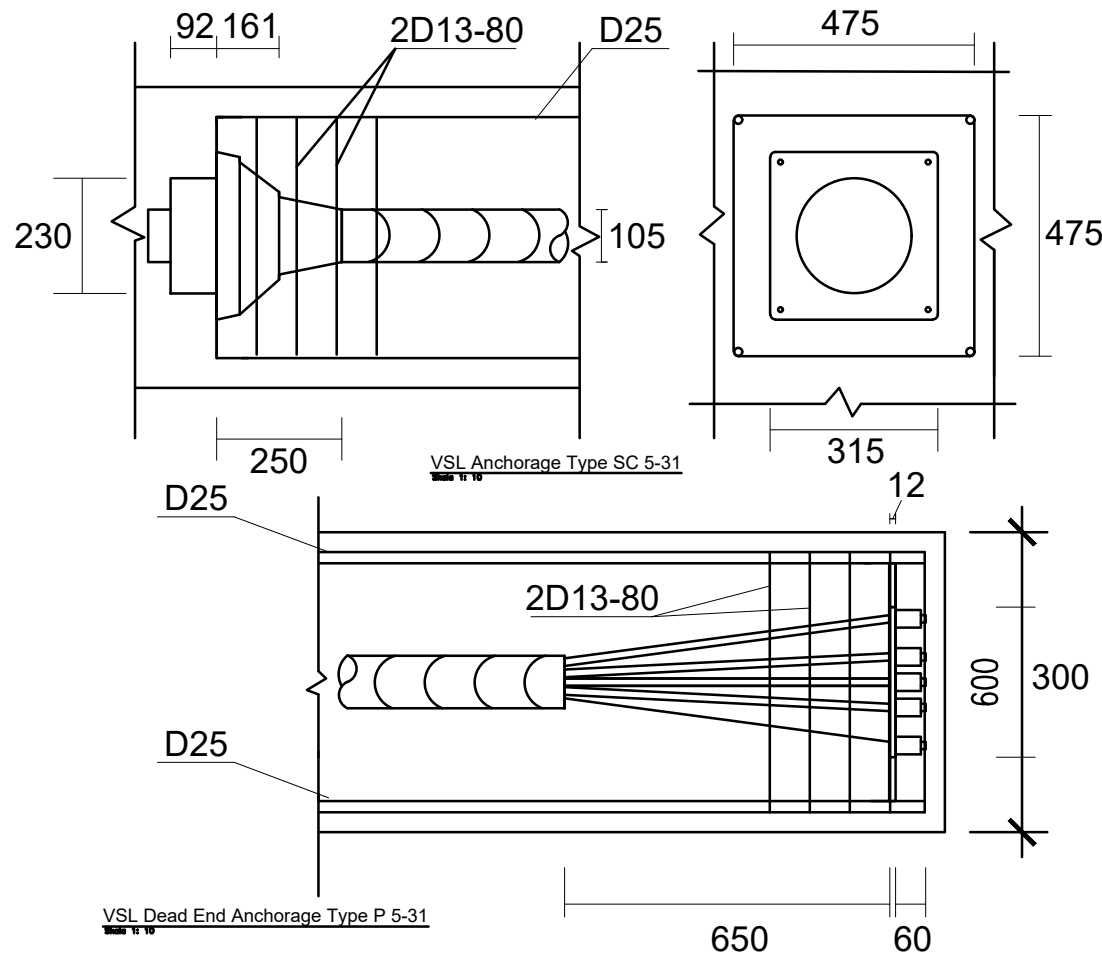
NRP

0311144000029

JUDUL GAMBAR

Detail Anchorage
Balok Prategang

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
28	1 : 15	34





DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

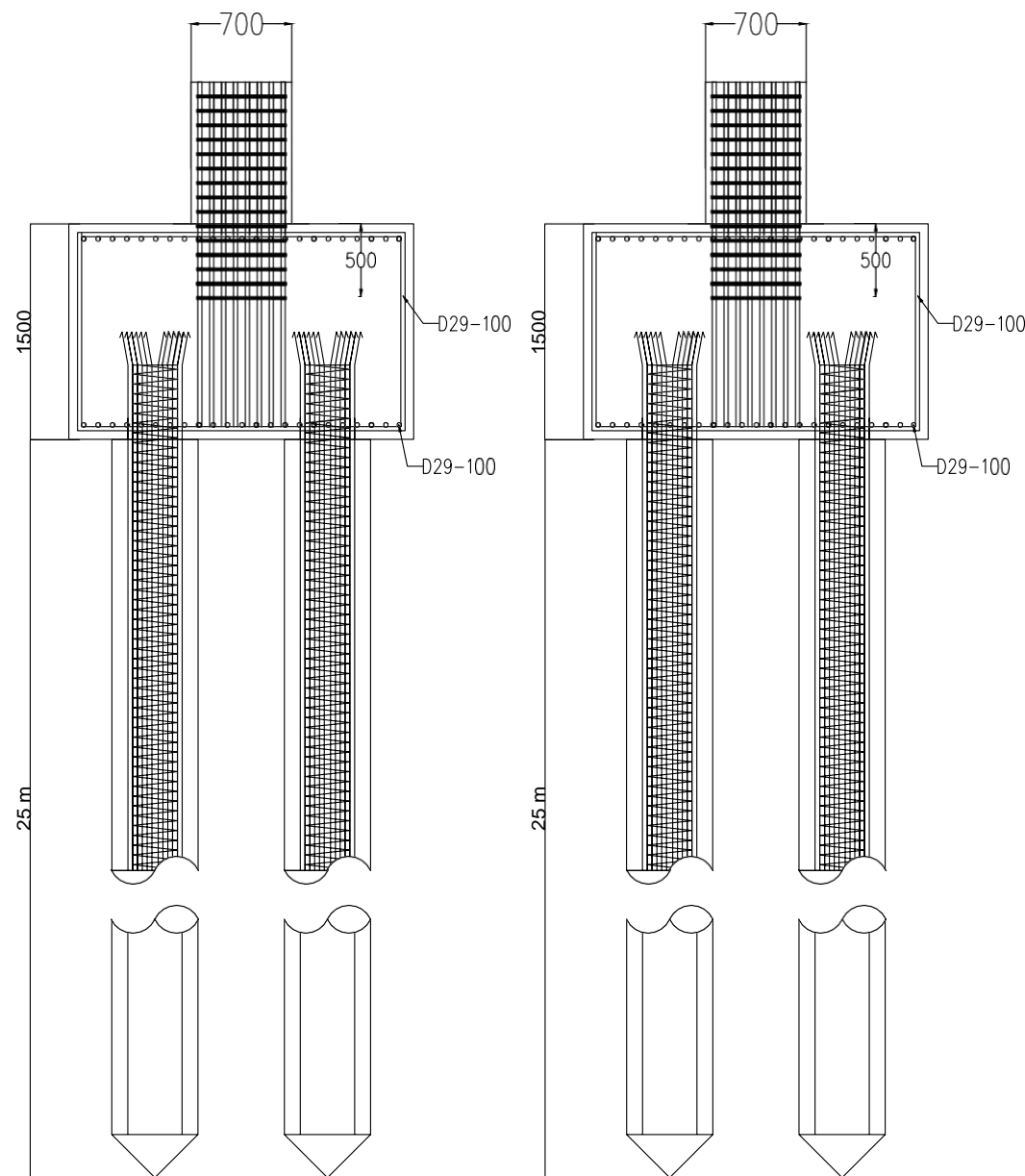
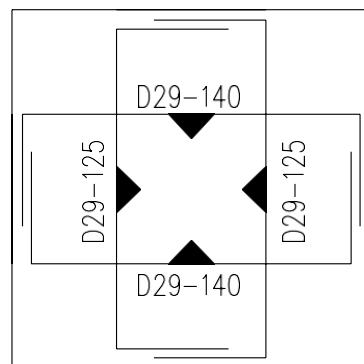
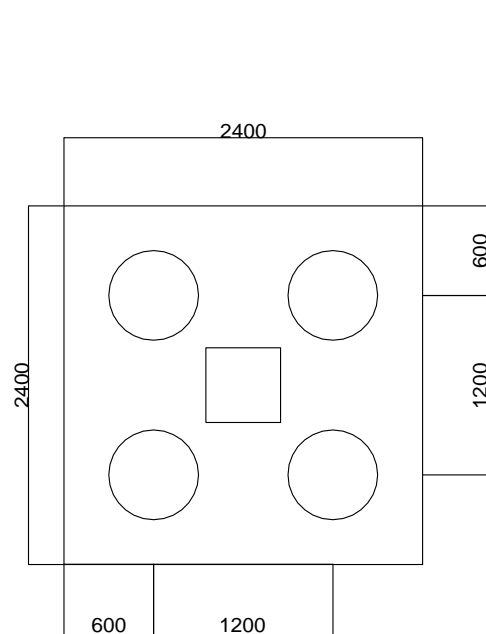
NRP


0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
29	1 : 50	34



 Detail Penulangan Pilecap Tipe 1
Skala 1 : 60



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

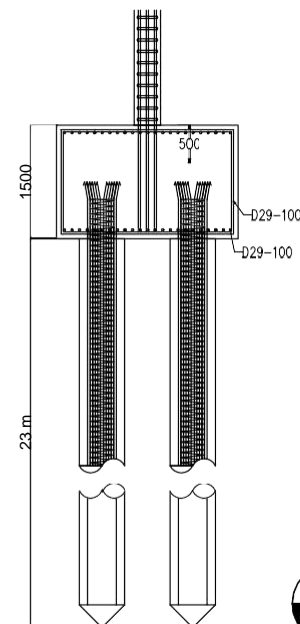
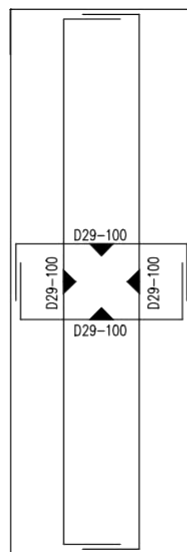
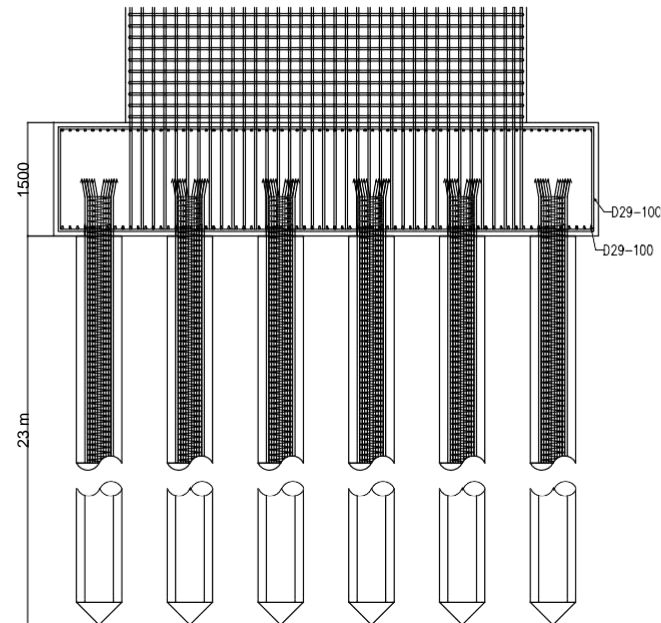
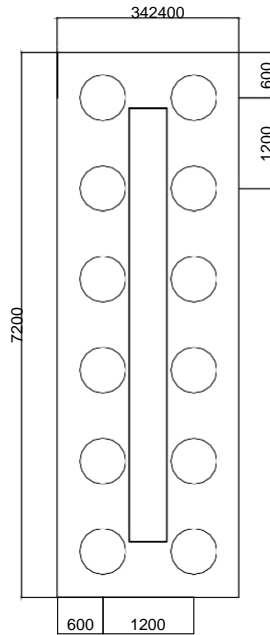
NRP

0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
30	1 : 100	34



Detail Penulangan Pilecap Tipe 2
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

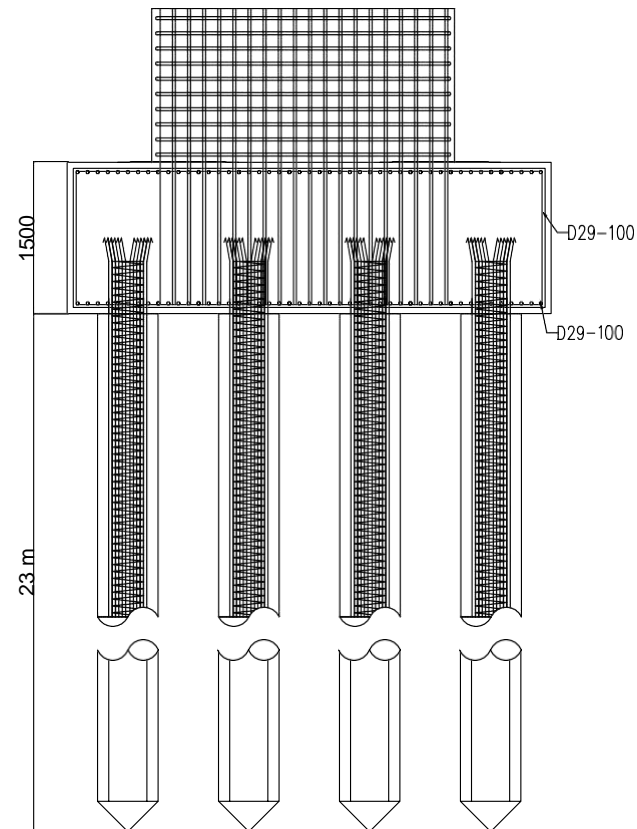
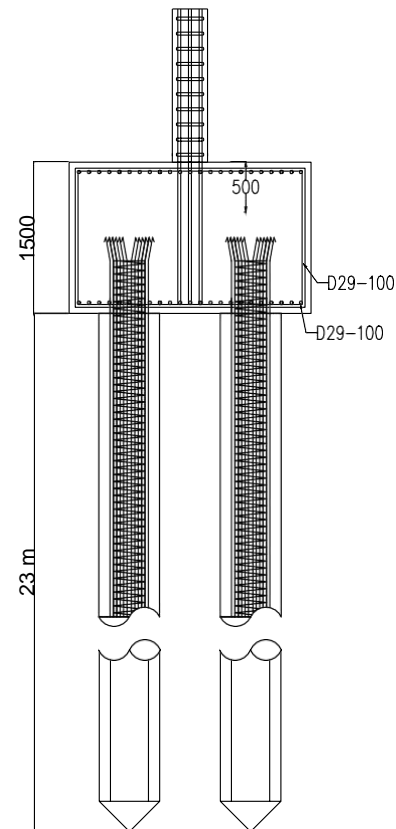
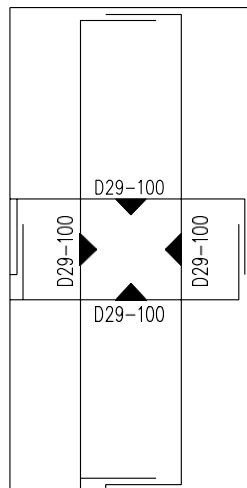
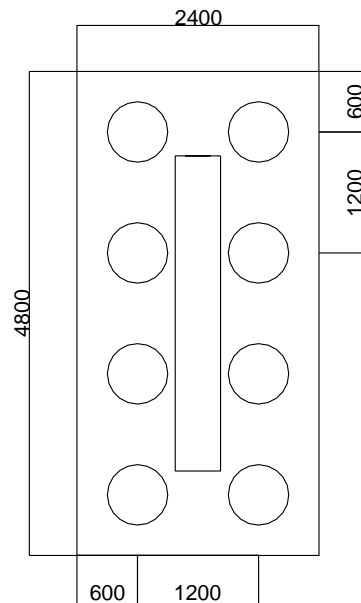
NRP

0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
31	1 : 75	34



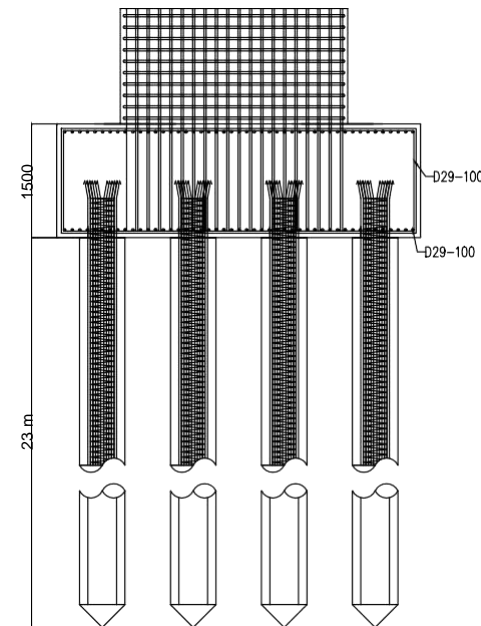
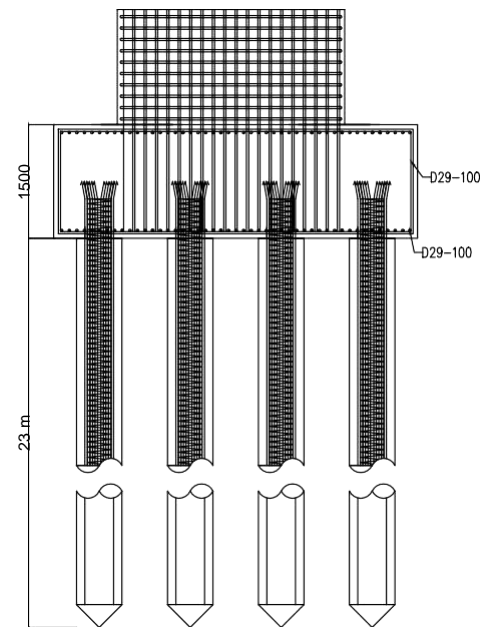
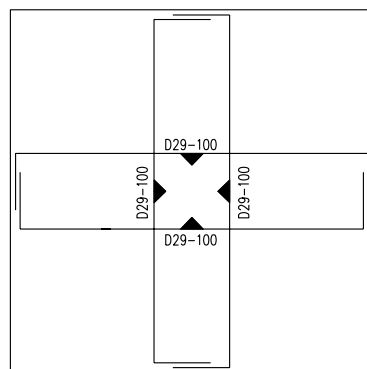
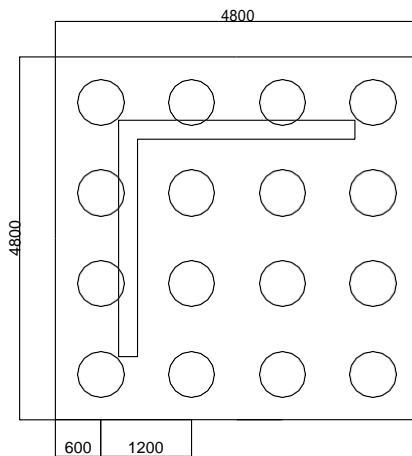
Detail Penulangan Pilecap Tipe 3

Skala 1 : 75



Detail Penulangan Pilecap Tipe 4

Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

NRP

0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
32	1 : 100	34



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

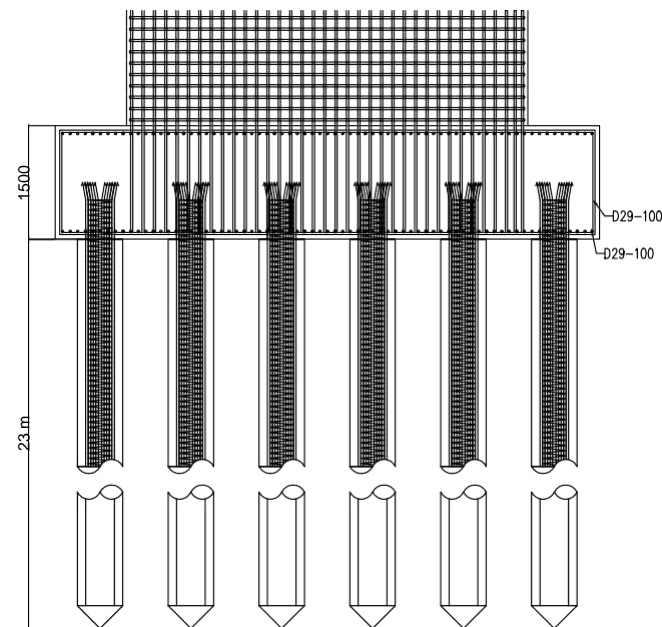
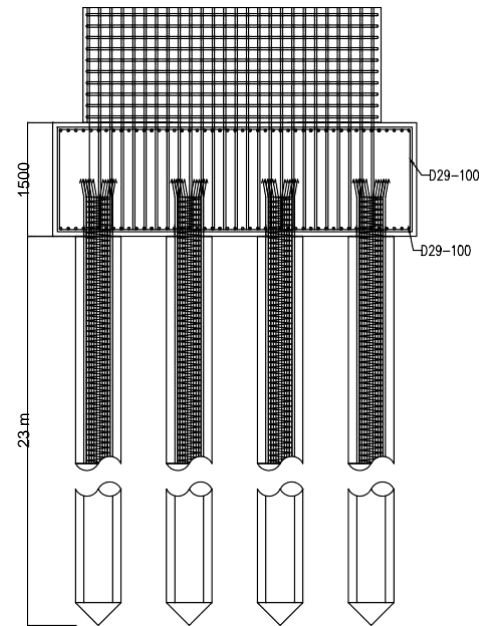
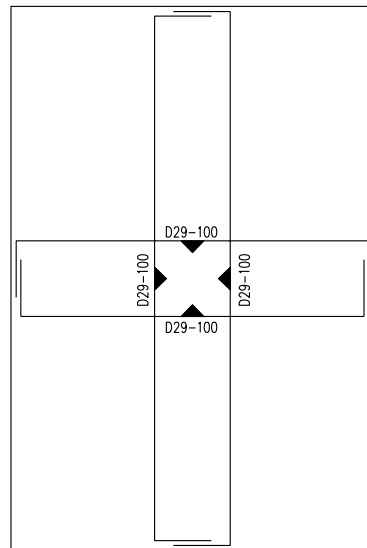
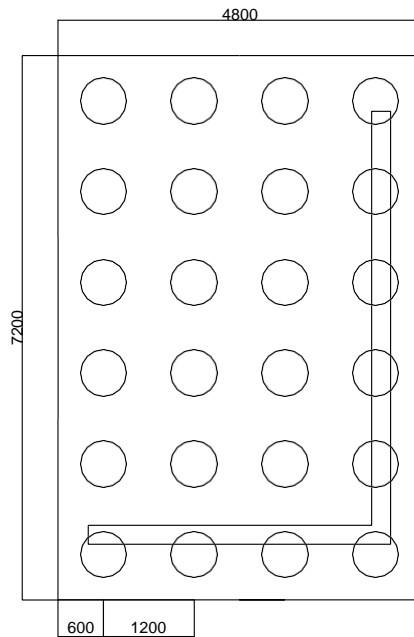
NRP

0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap

NO. GMB	SKALA	JUMLAH GAMBAR
33	1 : 100	34



Detail Penulangan Pilecap Tipe 5
Skala 1 : 100



DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. Gusti Putu Raka
Dr. techn. Pujo Aji, ST., MT.

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG RUMAH SAKIT ARISANTHI
MENGUNAKAN SISTEM BALOK
PRATEGANG DAN SISTEM GANDA

NAMA MAHASISWA

I MADE KRISNADI
KUMARA

NRP

0311154000029

JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan Pilecap Tipe 6

NO. GMB

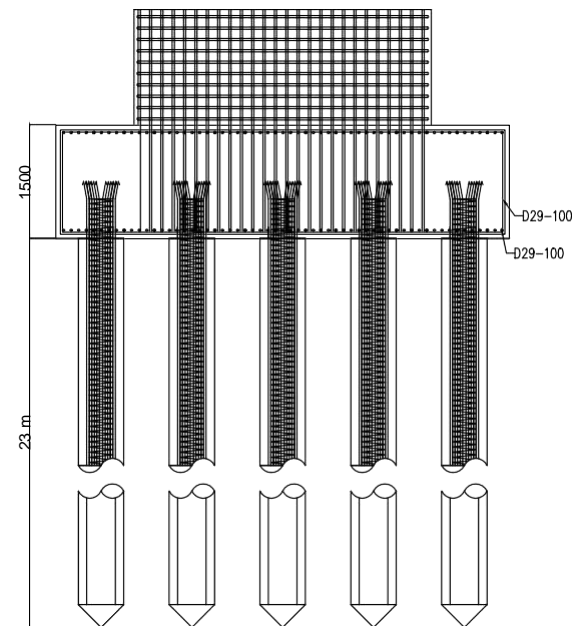
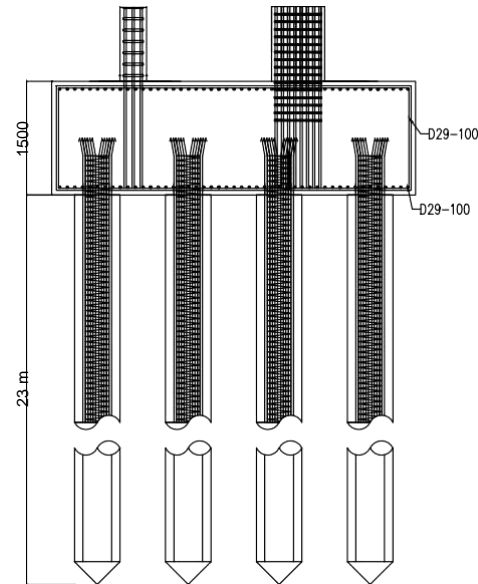
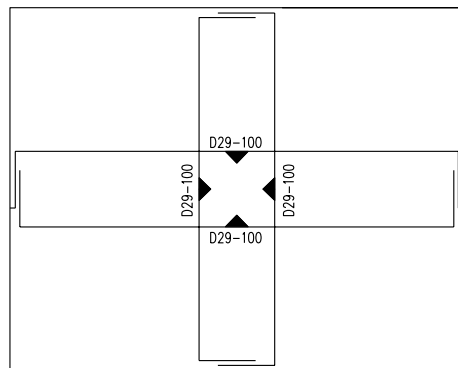
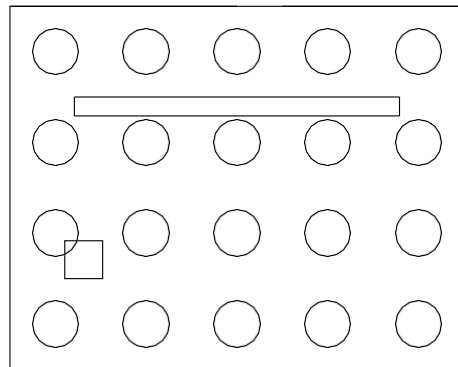
SKALA

JUMLAH
GAMBAR

34

1 : 100

34



Detail Penulangan Pilecap Tipe 6

Skala 1 : 100

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap I Made Krisnadi Kumara, lahir di Denpasar, 21 April 1997 yang merupakan putri dari pasangan I Nyoman Dura dan Ni Nyoman Neti. Sebelumnya penulis telah mengenyam pendidikan di SD Negeri 2 Sesetan, SMP Negeri 6 Denpasar, dan SMA Negeri 4 Denpasar. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya (ITS) Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan pada tahun 2015 melalui program sarjana dan terdaftar dengan NRP 0311154000029. Penulis adalah salah satu mahasiswa program sarjana (S1) dengan bidang studi struktur dengan mengambil judul tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Rumah Sakit Arisanthi Menggunakan Sistem Balok Prategang dan Sistem Ganda”. Selama dalam masa perkuliahan, penulis aktif dalam bidang organisasi kemahasiswaan. Penulis pernah menjadi staff Divisi CECC HMS FTSPK ITS, Staff PSDM TPKH-ITS pada tahun kedua dan Kepala Departemen Pengembangan Sumber Daya Manusia TPKH-ITS pada tahun ketiga. Penulis dapat dihubungi melalui email kumaramade@gmail.com