



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR MENGGUNAKAN BALOK PRATEGANG MONOLIT

FEDYA DIAJENG ARYANI
NRP 3112 100 151

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio ST., MT., PhD.
Candra Irawan, ST., MT.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC14-1501)

DESIGN MODIFICATION OF EAST LOMBOK REGENT STRUCTURAL BUILDING BY USING MONOLITH PRESTRESSED BEAM

FEDYA DIAJENG ARYANI
NRP 3112 100 151

Academic Supervisors
Prof. Tavio ST., MT., PhD.
CANDRA IRAWAN, ST., MT.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
BUPATI LOMBOK TIMUR MENGGUNAKAN
BALOK PRATEGANG MONOLIT**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

FEDYA DIAJENG ARYANI
NRP. 3112 100 151

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tawio, ST., M.T., Ph.D (Pembimbing I)

2. Candra Irawan, ST., M.Eng. (Pembimbing II)

**SURABAYA
JULI, 2016**

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR MENGGUNAKAN BALOK PRATEGANG MONOLIT

Nama Mahasiswa : Fedya Diajeng Aryani
NRP : 3112 100 151
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Candra Irawan, ST., MT.

Abstrak

Gedung Bupati Lombok Timur merupakan gedung yang terdiri dari 10 lantai dengan ketinggian $\pm 46,5$ m. Gedung tersebut awalnya direncanakan dengan material beton bertulang biasa pada keseluruhan lantai, dimana pada lantai 7 hingga lantai 10 terdapat ruangan dengan bentang balok 25 meter. Penggunaan bahan dan material beton bertulang pada perencanaan gedung tersebut dinilai tidak efektif, sehingga pada gedung ini dilakukan modifikasi dengan metode balok prategang.

Tugas Akhir ini membahas tentang perencanaan dengan menggunakan beton prategang. Perencanaan yang dilakukan pada Gedung Bupati Lombok Timur meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur utama prategang maupun non-prategang, perhitungan pondasi, serta metode pelaksanaan balok prategang yang dibuat monolit dengan kolom. Selain itu, karena balok prategang memiliki daktilitas yang rendah dalam perencanaan, gedung tersebut membutuhkan pertimbangan seperti penggunaan prategang parsial untuk meningkatkan daktilitas dari balok tersebut.

Dalam pelaksanaannya, metode balok prategang yang digunakan adalah post tension (pasca tarik), yaitu dilakukan pengecoran balok terlebih dahulu. Kemudian, setelah beton mengeras, tendon diberikan gaya tarik.

Modifikasi Perencanaan gedung ini dilakukan berdasarkan peraturan yang terbaru yaitu, SNI 2847:2013 tentang perhitungan beton untuk bangunan gedung, SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung, SNI 1727:2012 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya, PPIUG 1983 tentang peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung, serta peraturann mengenai beton pratekan yang memenuhi syarat tahan gempa.

Kata Kunci: Gedung Bupati Lombok Timur, Beton Prategang, Monolit

DESIGN MODIFICATION OF EAST LOMBOK REGENT STRUCTURAL BUILDING BY USING MONOLITH PRESTRESSED BEAM

Student : Fedya Diajeng Aryani
NRP : 3112 100 151
Department : Civil Engineering
Advisors : Prof. Tavio, ST., MT., PhD.
Candra Irawan, ST., MT.

Abstract

East Lombok Regent House is a building consisting of 10 floors with a height of $\pm 46,5$ m. The building was originally planned with ordinary reinforced concrete material on the entire floor, in which on the 7th floor up to the 10th floor there is a room with beams span of 25 meters. The use of materials and reinforced concrete material in building design was judged to be ineffective, so that the building was modified by prestressed beam method.

This Final Project discussed about a design by using prestressed concrete. The designs made in East Lombok Regent House included secondary structure design, the main structure of prestressed and non-prestressed, the calculation of the foundation, as well as the implementation method of prestressed beam created by monolith with the column. Moreover, now that the prestressed beam has low ductility in the design, the building requires consideration such as the use of prestressed partial to improve ductility of the beam.

In its execution, the prestressed beam method used was post tension, which is the casting of the beam was the first step to be done. Thus, after the concrete hardens, the tendon is given tensile strength.

Design modifications of this building was done based on the latest regulations, which are SNI 2847: 2013 concerning the

calculation of concrete for buildings, SNI 1726:2012 on planning procedures for the earthquake resistance of buildings, SNI 1727:2012 about the minimum load for the design of buildings and other structures, and PPIUG 1983 on the regulation of Indonesia burden for buildings, as well as regulation concerning prestressed concrete eligible earthquake resistant.

***Keywords:* East Lombok Regent Building, Prestressed Concrete, monolith**

DAFTAR ISI

Halaman Judul.....	i
Lembar Pengesahan.....	iii
Abstrak	iv
Kata Pengantar	viii
Daftar Isi.....	x
Daftar Tabel.....	xvi
Daftar Gambar.....	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	4
1.3 Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Beton Prategang	7
2.2.1 Jenis Beton Prategang	7
2.2.2 Keuntungan Beton Prategang.....	8
2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang.....	8
2.2.4 Material prategang.....	10
2.2.5 Balok Prategang Parsial.....	11
2.2.6 Tahapan Pembebanan.....	12
2.2.7 Kehilangan Prategang.....	13
2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi.....	14
2.4 Efisiensi Beton Prategang	14
BAB III METODOLOGI	15
3.1 Umum.....	15
3.2 Bagan Alir	15
3.3 Pengumpulan Data	18
3.4 Pedoman Perencanaan.....	18
3.5 Preliminary Desain.....	18

3.5.1 Struktur Sekunder	18
3.5.2 Struktur Utama Prategang	19
3.5.3 Struktur Utama Non Prategang	20
3.6 Perencanaan Struktur Sekunder	21
3.6.1 Perencanaan Tangga.....	21
3.6.2 Perencanaan Pelat.....	22
3.6.3 Perencanaan Balok Anak.....	22
3.6.4 Perencanaan Balok Lift	22
3.7 Pembebanan	22
3.8 Analisa Model Struktur	23
3.9 Analisa Struktur Utama Non Prategang	24
3.10 Analis Struktur Utama Prategang.....	24
3.10.1 Gaya Prategang.....	24
3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton	24
3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Prategang	25
3.10.4 Daerah Limit Kabel	25
3.10.5 Kehilangan Gaya Prategang	26
3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang.....	28
3.10.7 Kontrol Lentur	28
3.10.8 Kontrol Geser	30
3.10.9 Kontrol Lendutan.....	30
3.10.10 Pengangkuruan	30
3.11 Perencanaan Pondasi	30
3.12 Output Gambar	31
BAB IV PEMBAHASAN	33
4.1 Preliminary Design.....	33
4.1.1 Umum.....	33
4.1.2 Data Perencanaan	33
4.1.3 Pembebanan.....	33
4.1.4 Perencanaan Balok	34
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk.....	34
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak	36
4.1.4.3 Perencanaan Balok Prategang.....	37
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	38

4.1.5.1	Peraturan Perencanaan Pelat.....	38
4.1.5.2	Data Perencanaan Tebal Pelat.....	40
4.1.5.3	Perhitungan Lebar Efektif Pelat.....	41
4.1.5.4	Perencanaan Pelat Atap	43
4.1.6	Perencanaan Kolom.....	43
4.2	Perencanaan Struktur Sekunder	49
4.2.1	Umum	49
4.2.2	Perencanaan Tangga.....	49
4.2.2.1	Data Perencanaan Tangga	49
4.2.2.2	Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	50
4.2.2.3	Pembebanan Tangga dan Bordes.....	51
4.2.2.4	Perhitungan Gaya pada Tangga	52
4.2.2.5	Perhitungan Penulangan Tangga	54
4.2.3	Perencanaan Pelat	59
4.2.3.1	Data Perencanaan	59
4.2.3.2	Pembebanan Pelat.....	59
4.2.3.3	Penulangan Pelat.....	61
4.2.4	Perencanaan Balok Anak	67
4.2.4.1	Perencanaan Balok Anak	67
4.2.5	Perencanaan Balok Lift.....	72
4.2.5.1	Spesifikasi Lift.....	72
4.2.5.2	Perencanaan Penggantung Lift	74
4.2.5.3	Pembebanan Lift.....	74
4.2.5.4	Penulangan Balok Lift	76
4.3	Pembebanan dan Analisa Struktur	79
4.3.1	Umum	79
4.3.2	Permodelan Struktur	79
4.3.2.1	Data Perencanaan	79
4.3.3	Analisa Beban Gempa	80
4.3.3.1	Percepatan Respon Spektrum	80
4.3.3.2	Parameter Kecepatan Spektral	82

4.3.3.3 Kategori Desain Seismik	82
4.3.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis	84
4.3.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami	84
4.3.3.6 Kontrol Gaya Gese Dasar	86
4.3.3.7 Kontrol Drift	91
4.4 Perencanaan Struktur Utama Prategang	95
4.4.1 Umum	95
4.4.2 Data Perencanaan	95
4.4.3 Mencari Lebar Efektif	96
4.4.4 Persyaratan Tegangan Ijin Baja dan Beton.....	96
4.4.5 Perhitungan Pembebanan	98
4.4.6 Penentuan Gaya Prategang Awal	99
4.4.6.1 Analisa Penampang Global.....	99
4.4.6.2 Gaya Prategang Awal	100
4.4.6.3 Penentuan Tendon yang digunakan	103
4.4.6.4 Kehilangan Gaya Prategang.....	104
4.4.6.5 Kontrol Gaya Prategang Setelah Kehilangan	109
4.4.6.6 Kontrol Lendutan.....	111
4.4.6.7 Kontrol Momen Nominal.....	112
4.4.6.8 Kontrol Momen Retak	113
4.4.6.9 Daerah Limit Kabel	114
4.4.6.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak	115
4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Penampang Keseluruhan	124
4.4.6.12 Perngankuran Ujung	125
4.4.6.13 Partial Prestressing Ratio	127
4.4.6.14 Desain Angkur yang Digunakan	127
4.5 Perencanaan Struktur Utama Non Prategang	131
4.5.1 Umum	131

4.5.2	Perencanaan Balok Induk	131
4.5.2.1	Perencanaan Tulangan B1	132
4.5.3	Perencanaan Kolom.....	148
4.5.3.1	Data Umum Perencanaan.....	148
4.5.3.2	Kontrol Dimensi Kolom	149
4.5.3.3	Penulangan Longitudinal Kolom.....	149
4.5.3.4	Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom	150
4.5.3.5	Kontrol Kapasitas Beban Aksila Kolom terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	150
4.5.3.6	Persyaratan <i>Strong Column Weak Beam</i>	151
4.5.3.7	Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana	152
4.5.3.8	Pengekangan Kolom.....	154
4.5.3.9	Panjang Lewatan Sambungan.....	156
4.5.3.10	Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi ...	157
4.5.4	Hubungan Balok Kolom.....	158
4.5.4.1	Umum	158
4.5.4.2	Data Perencanaan.....	159
4.5.4.3	Perhitungan Hubungan Balok Kolom..	160
4.6	Perencanaan Pondasi.....	169
4.6.1	Umum.....	169
4.6.2	Beban Struktur.....	169
4.6.3	Spesifikasi Tiang Pancang.....	172
4.6.4	Data Tanah.....	173
4.6.4.1	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	173
4.6.4.2	Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	180
4.6.5	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang.....	190
4.6.6	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	192

4.6.7 Perencanaan Pile Cap	195
4.6.8 Perencanaan Balok Sloof.....	201
4.7 Metode Pelaksanaan.....	205
4.7.1 Umum	205
4.7.2 Pekerjaan Kolom, Balok, dan Pelat Lantai	205
4.7.3 Pekerjaan Kolom, Balok Prategang, dan Pelat	205
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	207
5.1 Kesimpulan	207
5.2 Saran.....	209
Daftar Pustaka	211
Lampiran	213

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Jumlah Hari Sesudah Curing dihentikan Sampai diadukan Stressing	28
Tabel 4.1	Dimensi Balok Induk.....	35
Tabel 4.2	Dimensi Balok Anak	37
Tabel 4.3	Beban yang diterima Lantai 1-Atap	44
Tabel 4.4	Dimensi Balok Induk	48
Tabel 4.5	Dimensi Balok Anak	48
Tabel 4.6	Penulangan Balok Anak pada Lantai dan Atap.....	72
Tabel 4.7	Spesifikasi C300 <i>Passenger Elevator</i>	73
Tabel 4.8	Koefisien Situs, F_a	81
Tabel 4.9	Koefisien Situs, F_v	82
Tabel 4.10	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek (S_{DS})	83
Tabel 4.11	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 detik (S_{D1})	83
Tabel 4.12	Sistem Penahan Gaya Seismik	83
Tabel 4.13	Koefisien C_u	84
Tabel 4.14	Koefisien C_t dan α	84
Tabel 4.15	Modal Period dan Frekuensi.....	85
Tabel 4.16	Pembebanan Tiap Lantai Secara Manual	87
Tabel 4.17	Reaksi Beban Bangunan.....	87
Tabel 4.18	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	88
Tabel 4.19	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y setelah Faktor dimasukkan.....	89
Tabel 4.20	Partisipasi Massa	90
Tabel 4.21	Simpangan antatr Lantai Ijin	91
Tabel 4.22	Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah X	93
Tabel 4.23	Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y	94
Tabel 4.24	Dimensi Balok.....	131
Tabel 4.25	Penulangan Lentur.....	134

Tabel 4.26 Faktor Reduksi	134
Tabel 4.27 Momen Probabilitas	135
Tabel 4.28 Daftar Penulangan Lentur	145
Tabel 4.29 Daftar Penulangan Geser	146
Tabel 4.30 Daftar Penulangan Torsi	147
Tabel 4.31 Gaya Aksial dan Momen	148
Tabel 4.32 Gaya aksial dan Momen Maksimum	149
Tabel 4.33 Penulangan Kolom	158
Tabel 4.34 Jenis Hubungan Balok Kolom	159
Tabel 4.35 HBK Tipe A	160
Tabel 4.36 HBK Tipe A dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	161
Tabel 4.37 HBK Tipe B dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	162
Tabel 4.38 HBK Tipe C dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	163
Tabel 4.39 HBK Tipe D dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	164
Tabel 4.40 HBK Tipe E dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	165
Tabel 4.41 HBK Tipe F dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	166
Tabel 4.42 HBK Tipe G dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	167
Tabel 4.43 HBK Tipe H dengan Berbagai Macam Jenis Kolom	167
Tabel 4.44 Beban yang Terdapat Pada Kolom	169
Tabel 4.45 Daya Dukung Tanah.....	176
Tabel 4.46 Jumlah Kebutuhan Tiang Pancang	181
Tabel 4.47 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Group ..	187
Tabel 4.48 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang	191
Tabel 4.49 Kontrol Lateral Tiang Pancang	193
Tabel 4.50 Penulangan Pile Cap.....	201

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Lokasi Pemasangan Balok Prategang pada Denah Lantai 7- Lantai Atap.....	2
Gambar 1.2	Potongan Memanjang Gedung yang Menunjukkan Balok yang akan di modifikasi	2
Gambar 2.1	Balok yang diberi Gaya Prategang	9
Gambar 2.2	Distribusi Tegangan.....	9
Gambar 2.3	Momen penahan Internal pada Balok Beton Bertulang (a) dan Balok Beton Prategang	9
Gambar 2.4	Balok Prategang Tendon parabola.....	10
Gambar 3.1	Alir Tahap Pengerjaan	17
Gambar 3.2	Pekerjaan Kolom	19
Gambar 3.3	Pengecoran Balok Prategang	20
Gambar 3.4	Pengecoran Kolom dan Balok	20
Gambar 4.1	Variasi Balok Induk.....	35
Gambar 4.2	Variasi Balok Anak.....	36
Gambar 4.3	Balok Prategang.....	38
Gambar 4.4	Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang direncanakan	41
Gambar 4.5	Kolom yang ditinjau sebagai Desain Awal.....	43
Gambar 4.6	Denah Tangga.....	50
Gambar 4.7	Potongan Tangga	50
Gambar 4.8	Permodelan Struktur Tangga	52
Gambar 4.9	Dimensi dan Letak Pelat yang Direncanakan	62
Gambar 4.10	Balok Anak.....	67
Gambar 4.11	Denah Lift.....	73
Gambar 4.12	Peta untuk Menentukan Harga Ss.....	80
Gambar 4.13	Peta untuk Menentukan Harga S1	81
Gambar 4.14	Simpangan Arah X	92
Gambar 4.15	Simpangan Arah Y	92
Gambar 4.16	Penentuan Simpangan antar Lantai.....	93
Gambar 4.17	Kehilangan Prategang akibat Kolom.....	106
Gambar 4.18	Tegangan di Tumpuan	110
Gambar 4.19	Tegangan di Lapangan.....	111

Gambar 4.20 Angkur Hidup.....	128
Gambar 4.21 Detail Angkur Hidup	128
Gambar 4.22 Angkur Mati	128
Gambar 4.23 Detail Angkur Mati	129
Gambar 4.24 Penampang Balok Induk.....	132
Gambar 4.25 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom denga $F_s=F_y$	150
Gambar 4.26 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK	151
Gambar 4.27 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom denga $F_s= 1.25 F_y$	153
Gambar 4.28 Hubungan Balok Kolom.....	159
Gambar 4.29 Pembagian Segmen Tiang Pancang.....	174
Gambar 4.30 Pengaturan Jarak Tiang pancang Pondasi kolom	180
Gambar 4.31 Konfigurasi Pondasi Tiang 2x2	190
Gambar 4.32 Diagram Lateral Tiang Pancang Pondasi	192
Gambar 4.33 Denah Poer Tipe 2	195
Gambar 4.34 Critical Section	196
Gambar 4.35 Critical Punching Surface.....	197
Gambar 4.36 Critical Punching Pile.....	199
Gambar 4.37 Bagian Kritis untuk Desain Lentur.....	199
Gambar 4.38 Diagram Interaksi Balok Sloof 50/75	203
Gambar 4.39 Ilustrasi Pemasangan Balok Prategang.....	206
Gambar 4.40 Detail Hubungan Balok Kolom.....	206

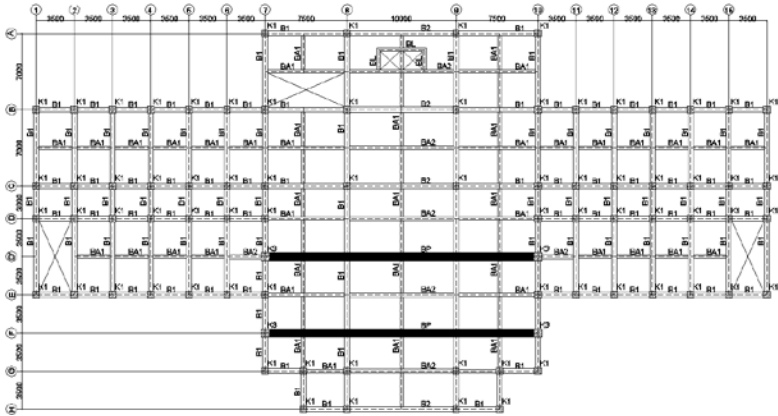
BAB I

PENDAHULUAN

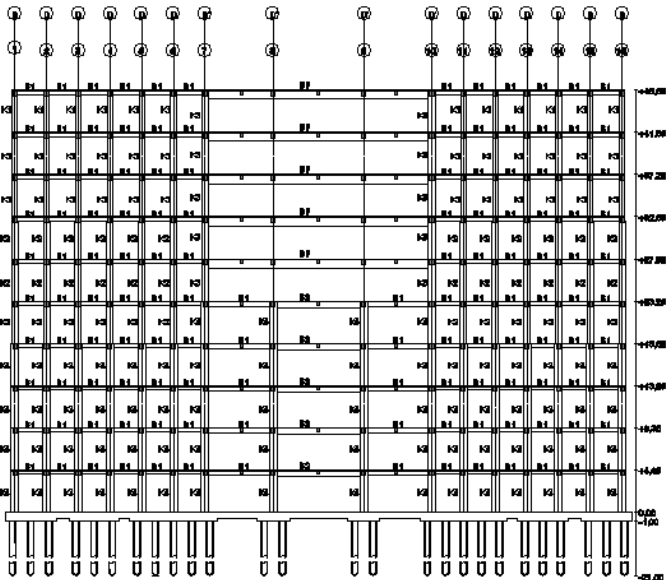
1.1 Latar Belakang

Gedung bupati Lombok Timur merupakan salah satu bangunan yang terletak di jalan prof. M. Yamin no. 57, Selong. Dalam perencanaannya, gedung ini awalnya terdiri dari 6 lantai dan akan dimodifikasi menjadi 10 lantai, dimana pada lantai 6 hingga lantai 10 difungsikan sebagai ruang kantor tanpa pembatas permanen sekaligus ruang pertemuan. Dalam proses pelaksanaan konstruksi gedung ini digunakan metode cast in situ dengan material beton bertulang. Pada gedung tersebut terdapat kolom pada ruang pertemuan yang mengganggu estetika dan tidak memaksimalkan fungsi dari bangunan tersebut. Oleh karena itu, untuk memaksimalkan fungsi dari ruang pertemuan tersebut, perlu dilakukan perencanaan ulang dimana modifikasi struktur dilakukan pada lantai 7 hingga atap, sehingga pada ruang kantor tersebut tidak terdapat kolom.

Setelah diaplikasikannya modifikasi tersebut, jarak antar kolom pada ruangan tersebut menjadi cukup panjang, yang semula memiliki jarak 10 m menjadi 25 m. Selain itu, untuk tetap menjaga estetika bangunan, struktur balok pada lantai 7 hingga atap harus memiliki dimensi yang relatif kecil dan kuat terhadap tarik. Sehingga struktur balok yang digunakan dalam modifikasi gedung ini adalah balok prategang.



Gambar 1.1 Lokasi Pemasangan Balok Prategang pada Denah Lantai 7 – Lantai atap



Gambar 1.2 Potongan Memanjang Gedung yang Menunjukkan Balok yang akan dilakukan Modifikasi

Saat ini perkembangan beton prategang sudah sangat pesat, hal ini dibuktikan dengan penggunaan beton prategang pada berbagai jenis struktur, diantaranya pada gedung, 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 *cable – 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 dengan beton bertulang. Baja adalah bahan yang diliat dan 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 persen dari tinggi komponen struktur beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen 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.

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

1.2 Perumusan Masalah

1.2.1 Umum

Permasalahan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Perkantoran Bupati Lombok Timur adalah kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 6-10.

1.2.2 Khusus

Permasalahan yang ditinjau pada perencanaan Gedung Bupati Lombok Timur adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan preliminary desain struktur yang akan digunakan?
2. Bagaimana menganalisa struktur sekunder?
3. Bagaimana mengasumsikan dan menghitung pembebanan berdasarkan peraturan yang ada?
4. Bagaimana menganalisa struktur utama?
5. Bagaimana metode pelaksanaan dari hasil perencanaan balok prategang?
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah dilapangan?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Bupati Lombok Timur yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Perkantoran Bupati Lombok Timur adalah terdapat ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 6-10.

1.3.2 Khusus

Tujuan dari modifikasi gedung Bupati Lombok Timur, yaitu :

1. Menentukan preliminary desain struktur yang akan digunakan
2. Menganalisa struktur sekunder
3. Mengasumsikan dan menghitung pembebanan berdasarkan peraturan yang ada
4. Menganalisa struktur utama
5. Membuat Metode pelaksanaan balok prategang dari hasil perencanaan
6. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi tanah
7. Menuangkan hasil perencanaan dan perhitungan struktur gedung Bupati Lombok Timur yang telah dimodifikasi ke dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang ada dalam modifikasi perencanaan gedung Bupati Lombok Timur, yaitu :

1. Tidak meninjau dari segi analisis anggaran biaya dan manajemen konstruksi
2. Hanya meninjau gedung bagian tengah
3. Hanya meninjau metode pelaksanaan balok prategang

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diperoleh dari perancangan ini, ialah:

1. Dapat mengetahui konsep pelaksanaan beton prategang 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 memberikan referensi dalam perencanaan dan pelaksanaan beton prategang

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal ilmiah dan dasar teori yang berkaitan dengan perencanaan gedung Bupati Lombok Timur. Pada perencanaan modifikasi struktur ini diperlukan tinjauan khusus pada perencanaan beton prategang.

2.2 Beton Prategang

Gaya prategang didefinisikan sebagai istilah umum yaitu gaya yang diperlukan untuk membangkitkan tegangan permanen terhadap struktur, sebelum beban hidup dan mati bekerja penuh, dengan tujuan untuk mengimbangi seluruh atau sebagian dari beban tersebut (susetyawan, teddy dalam Triwiyono 1998).

2.2.1 Jenis Beton Prategang

Menurut Edward G. Nawy (2001), Beton prategang diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Pre-tensioned Prestressed Concrete (pratarik)

Balok pratarik adalah balok prategang dimana tendon prategang yang ditarik sebelum dicor. Pemberian pratarik biasanya dilakukan di lokasi pembuatan beton pracetak, dimana landasan (*bed*) pracetak berupa slab beton bertulang yang panjang dicor di atas tanah dengan *bulkheads* anker vertikal atau dinding di ujung-ujungnya.

2. Post-Tensioned Prestressed Concrete (pasca tarik)

Balok pasca tarik adalah balok yang tendon prategangnya ditarik sesudah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya.

2.2.2 Keuntungan Prategang

Komponen struktur prategang mempunyai tinggi lebih kecil dibandingkan beton bertulang untuk kondisi bentang dan beban yang sama. Tinggi komponen struktur beton prategang berkisar antara 65 sampai 80 persen dari tinggi komponen beton bertulang. Dengan demikian, komponen struktur beton prategang membutuhkan lebih sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen banyaknya tulangan (Edward G. Nawy, 2001).

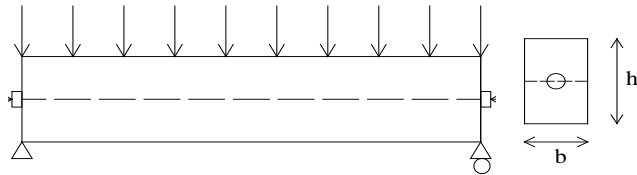
2.2.3 Prinsip Dasar Beton Prategang

Konsep Beton prategang merupakan beton yang diberikan tegangan tekan internal sehingga dapat menghilangkan tegangan tarik yang terjadi akibat beban eksternal.

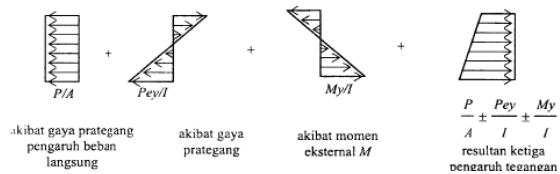
Menurut T.Y. Lin dan Burns (2000), ada tiga konsep yang berbeda yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang:

1. Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi bahan dasar yang elastic

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastic dan merupakan pendapat yang umum dari para insinyur. Menurut Eugene Freyssinet yang memvisualisasikan beton prategang pada dasarnya adalah beton yang ditransformasikan dari bahan yang getas menjadi bahan yang elastic dengan memberikan tekanan terlebih dahulu pada bahan tersebut. Benda yang mengalami system pembebanan yaitu gaya internal prategang dan beban eksternal, dengan tegangan tarik akibat gaya eksternal yang dilawan oleh tegangan tekan akibat gaya prategang, distribusi tegangan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



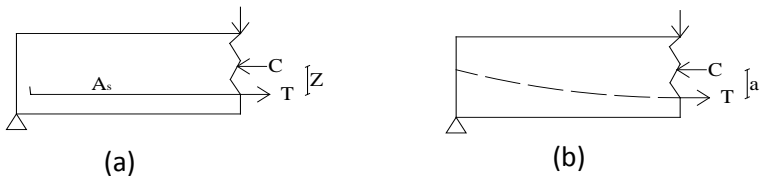
Gambar 2.1 Balok yang diberi gaya prategang



Gambar 2.2 Distribusi tegangan

2. Sistem prategang adalah kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini mempertimbangkan beton prategang sebagai kombinasi dari baja dan beton seperti pada beton prategang bertulang dimana baja menahan tarikan dan beton menahan desakan, dengan demikian kedua bahan membentuk tahanan untuk menahan momen eksternal.



Gambar 2.3 Momen penahan internal pada balok beton bertulang (a) dan balok beton prategang (b)

3. Sistem prategang mencapai perimbangan beton
- Konsep ini menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah batang.

Pada keseluruhan desain ini struktur beton prategang, pengaruh dari prategang dipandang sebagai keseimbangan berat sendiri sehingga batang yang mengalami lenturan seperti pelat, balok, dan gelagar tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi. Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

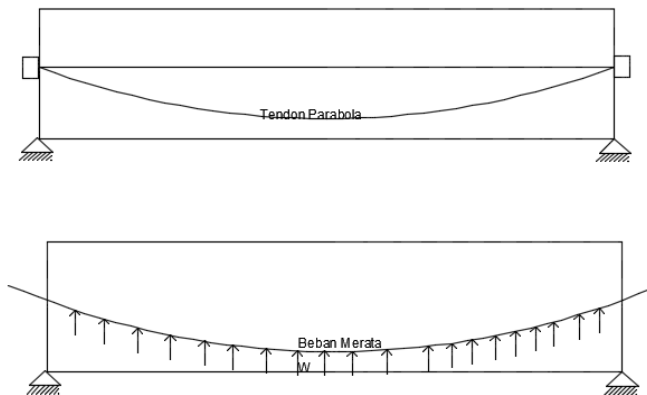
F = gaya prategang

L = panjang bentang

H = tinggi bentang

Beban terdistribusi secara merata ke arah atas dinyatakan dalam:

$$W_B = \frac{8 Fh}{L^2} \quad (2-1)$$



Gambar 2.4 Balok Prategang Tendon Parabola

2.2.4 Material Prategang

a. Beton

Beton yang digunakan pada prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengangkutan beton agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang

dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat service (T.Y Lin, 2000).

Tegangan ijin pada saat transfer:

- $0.60f'_{ci}$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan
- $0.5\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan
- $0.25\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya

Tegangan ijin pada saat service:

$0.45f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan

$0.5\sqrt{f'_c}$ Tegangan tarik pada balok

Dimana : $f'_{ci} = 0.95 f'_c$

b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe, kawat tunggal (wire), untaian kawat (strand), dan kawat batangan (bar). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk metode yang berbeda, kawat tunggal biasa digunakan dalam beton prategang pra-tarik, untuk untaian kawat biasa digunakan untuk beton prategang pasca-tarik, dan kawat batangan biasa digunakan untuk beton prategang pra-tarik. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (*jacking*) dan $0.7 f_{pu}$ sesaat setelah transfer gaya (T.Y Lin, 2000).

2.2.5 Balok Prategang Parsial

Penggunaan balok beton prategang akan lebih efektif dan efisien jika digunakan dengan bentang yang panjang karena akan menghemat penggunaan volume beton dan juga dimensi balok yang direncanakan akan menjadi lebih kecil dan langsing dibandingkan dengan balok beton bertulang konvensional (kelvin, 2013). Namun, Struktur beton prategang kurang baik dalam memikul beban gempa dibanding struktur beton biasa karena

tingkat daktilitasnya yang rendah. Agar kinerjanya lebih baik dalam memikul beban gempa, maka dipasang tulangan biasa atau direncanakan sebagai beton prategang parsial.

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

Perencanaan tugas akhir ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sehingga dalam perencanaannya harus memenuhi persyaratan seperti yang tercantum dalam SNI 2847:2013 pasal 21.5.2.5

2.2.6 Tahap Pembebanan

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

a. Tahap transfer

Tahap transfer adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini, gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategang dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis.

b. Tahap service

Tahap ini adalah pembebanan yang paling berat untuk kondisi masa pelayanan dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar, yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya.

2.2.7 Kehilangan Prategang

Menurut Edward G. Nawy (2001), kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon pada tahap-tahap pembebanan. Kehilangan gaya prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu:

- a. Kehilangan elastis segera yang terjadi pada saat proses fabrikasi atau konstruksi, termasuk perpendekan beton secara elastis, kehilangan karena pengankeran dan kehilangan karena gesekan.
- b. Kehilangan yang bergantung pada waktu, seperti rangkai, susut dan kehilangan yang diakibatkan karena efek temperatur dan relaksasi baja yang seluruhnya dapat ditentukan pada kondisi limit tegangan akibat beban kerja di dalam elemen beton prategang.

2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi

Pada bangunan tinggi, efek gaya lateral yang bekerja dapat menyebabkan deformasi lateral yang berlebihan. Penggunaan prategang dalam struktur gedung dapat membantu mengurangi daktilitas struktur gedung. Penggunaan prategang pada balok prategang juga dapat mengurangi jumlah sendi plastis yang terbentuk pada saat keruntuhan. Apabila gaya prategang relatif kecil, dimana nilai gaya prategang cukup mengimbangi beban mati dan 0.4 beban hidup, sifat struktur seperti ini terhadap kombinasi beban vertikal dan beban lateral batas, mendekati sifat-sifat struktur beton bertulang biasa. (Sudrajat Hasa A.R dkk, 2005).

2.4 Efisiensi Beton Prategang

Berdasarkan penelitian Ankit Sahu dkk, (2014), penggunaan beton prategang lebih hemat dari beton bertulang. Perbandingan dilakukan pada balok dengan bentang 26 m. Hasil dari penelitian tersebut mengatakan bahwa beton prategang pada bentang 26 m lebih murah 34% dari pada beton bertulang pada bentang yang sama. Biaya yang dihitung pada beton prategang sudah termasuk dengan biaya tambahan seperti *bearing plates*, *split cones*, *grouting*, dll.

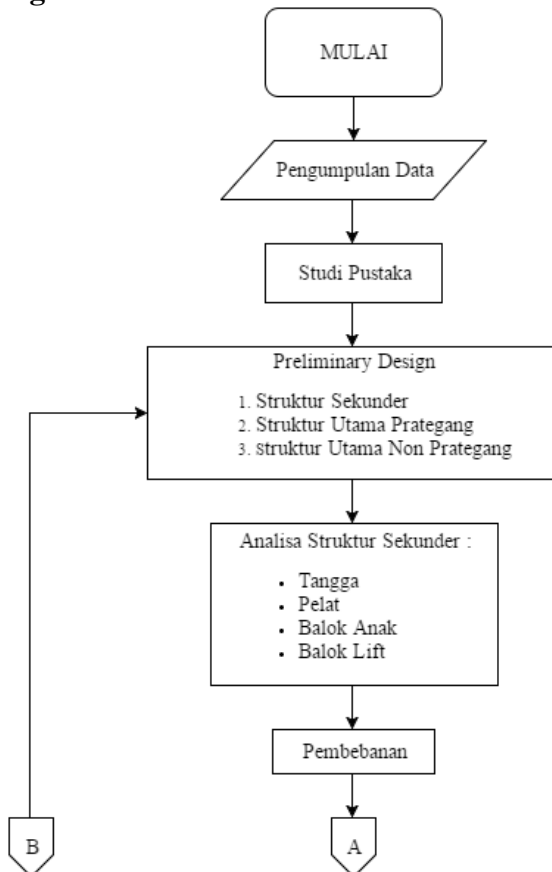
Penggunaan balok prategang pada bentang terpanjang juga dapat menimbulkan gaya-gaya dalam (momen, lintang dan normal) lebih kecil dari nilai gaya-gaya dalam menggunakan beton bertulang biasa (Yenvi Wendy, 2009).

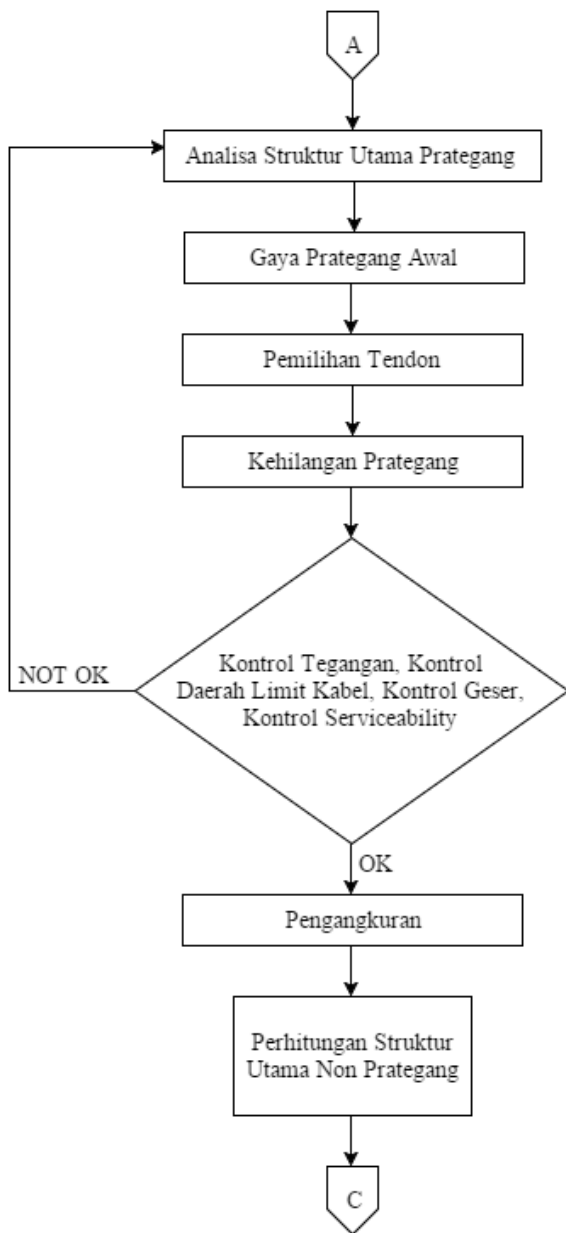
BAB III METODOLOGI

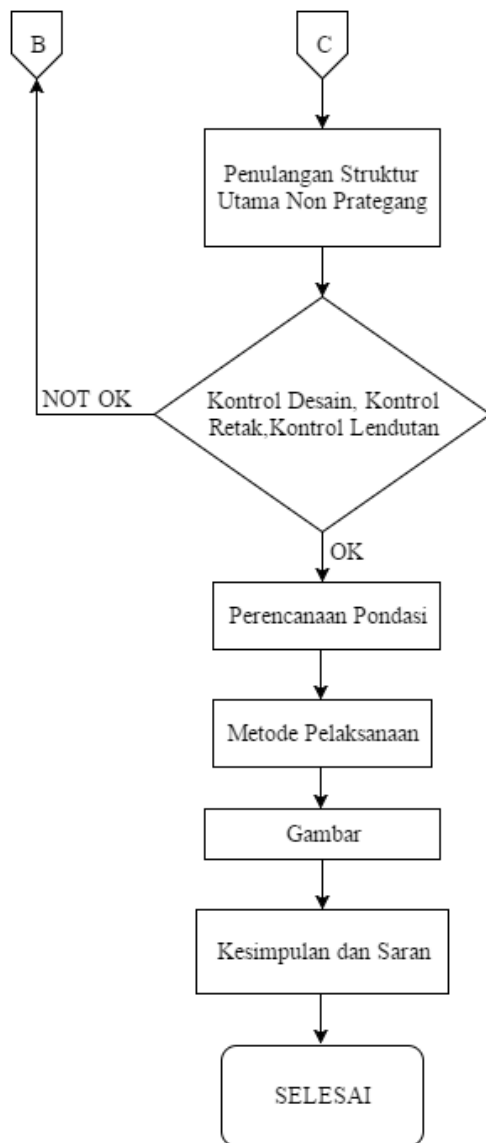
3.1 Umum

Pada bab metodologi ini akan membahas mengenai langkah-langkah pelaksanaan pada perencanaan modifikasi struktur gedung Bupati Lombok Timur. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan referensi dan pedoman pelaksanaan hingga hasil akhir dari analisa struktur.

3.2 Bagan Alir







Gambar 3.1 Alur Tahap Pengerjaan

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan modifikasi ini adalah:

Tipe bangunan	: Gedung perkantoran
Lokasi	: Jl. Prof. M. Yamin no.57, Selong
Ketinggian Lantai	: 4,65 m
Luas Bangunan	: 4842,5 m ²
Tinggi Total Banagunan:	46,5 m
Mutu Beton (f'c)	: 40 Mpa
Mutu Baja (fy)	: 400 Mpa
Data Tanah	: (Terlampir)

3.4 Pedoman Perencanaan

Perencanaan modifikasi struktur Gedung Bupati Lombok Timur menggunakan beberapa buku dan peraturan perencanaan yang terbaru, yaitu:

1. SNI 2847:2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
2. SNI 1726:2012 Struktur Gedung Tahan Gempa
3. Pedoman perancangan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1983
4. PBI 1971
5. Beton Prategang (T.Y.Lin,2000)
6. Beton Prategang (Edward G. Nawy,2001)

3.5 Preliminary Design

Preliminary design dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013. Preliminary desain juga berdasarkan metode pelaksanaan balok prategang.

3.5.1 Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dipisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang

ada ke struktur utama. Perencanaan struktur sekunder antara lain meliputi:

- a. Preliminary Desain Pelat
Perhitungan dimensi pelat berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.3.3
- b. Perencanaan Balok Anak dan Balok Lift
Penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Ps. 9.5.2.1 dan tabel 9.5 (a)

3.5.2 Struktur Utama Prategang

Struktur prategang pada gedung ini berupa balok. Perhitungan struktur utama balok prategang mengacu pada peraturan SNI 2847:2013 Ps 18.

- a. Metode Pelaksanaan

Balok prategang direncanakan dipasang secara monolit dan post-tension. Sehingga pengecoran balok prategang dilakukan langsung ditempat. Urutan pelaksanaan adalah sebagai berikut:

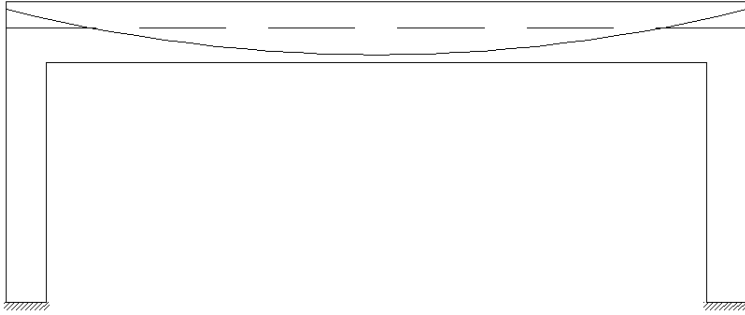
1. Kolom merupakan struktur vertikal yang merupakan struktur utama dari sebuah gedung. Sebelum pekerjaan balok prategang dan balok induk dilakukan, kolom harus terlebih dahulu dikerjakan.



Gambar 3.2 Pekerjaan Kolom

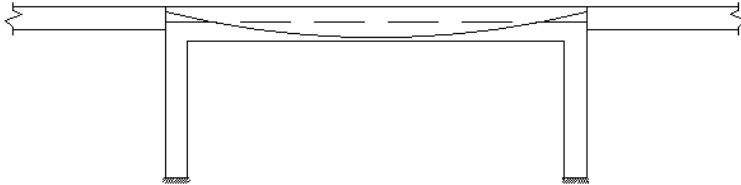
2. Pekerjaan balok prategang dilakukan setelah pekerjaan kolom. Pekerjaan balok prategang dilakukan dengan metode

cor ditempat. Setelah balok prategang dicor, kemudian pengangkuran tendon dilakukan setelah balok tersebut mengeras (post-tension). Tendon ditarik sebesar F sesuai dengan hasil perencanaan. Sehingga terlihat seperti gambar 3.3.



Gambar 3.3 Pengecoran Balok Prategang

3. Pekerjaan balok yang berada disekitar balok prategang, setelah balok prategang selesai dilakukan pengangkuran. Sehingga terlihat seperti gambar seperti gambar 3.4.



Gambar 3.4 Pengecoran Kolom dan Balok

3.5.3 Struktur Utama Non Prategang

Perencanaan struktur utama non prategang meliputi perencanaan kolom dan balok. Perhitungan struktur utama non-prategang mengacu pada peraturan SNI 2847:2013.

1. Kolom

Perencanaan kolom menggunakan peraturan SNI 2847:2013 pasal 7.8 dan 8.10. Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Jadi, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'c} \quad (3-1)$$

Dimana:

- W = Beban aksial yang diterimakolom
 $f'c$ = Kuat tekan beton karakteristik
 A = Luas penampang kolom

2. Balok

Perencanaan dimensi balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok berdasarkan SNI 2847:2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a), perhitungan pembebanan pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 tabel 13.2.

3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dianggap sebagai penyalur beban yang ada menuju struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi:

3.6.1 Perencanaan Tangga

Perencanaan tangga mengikuti rumus sebagai berikut:

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \quad (3-2)$$

$$25 \leq \alpha \leq 40^\circ \quad (3-3)$$

Dimana :

t = tinggi tanjakan

i = lebar injakan

α = kemiringan tangga

3.6.2 Perencanaan pelat

Perencanaan pelat meliputi:

- Perhitungan keperluan tulangan lentur sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 10.5
- Kuat geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 17.5
- Tulangan geser horizontal menurut SNI 2847:2013 pasal 11.6.4

3.6.3 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2

3.6.4 Perencanaan Balok Lift

Balok lift didisain berdasarkan beban yang diperkirakan akan dipikul oleh balok lift tersebut, berdasarkan penentuan kapasitas yang akan direncanakan.

3.7 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang sesuai dengan PPIUG 1983, SNI 1726:2012 untuk gempa dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 2847:2013, antara lain:

1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983 Tabel 2.1).

2. Beban Hidup

Beban hidup untuk perkantoran mengikuti peraturan SNI 1727:2013 tabel 4-1

3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai dengan SNI 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 1726:2012 Ps.7.8. V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai (F) sesuai SNI 1726:2012 Ps.7.8.3.

Menurut SNI 2847:2013, beban gempa yang dialami oleh struktur sebagian dipikul oleh komponen baja prategang yang 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 2847:2013 sehingga struktur memenuhi syarat keamanan. Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.2, kombinasi beban yang digunakan sebagai berikut:

$$U = 1,4D \quad (3-4)$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3-5)$$

$$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W) \quad (3-6)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R) \quad (3-7)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L \quad (3-8)$$

$$U = 0,9D + 1,0W \quad (3-9)$$

$$U = 0,9D + 1,0E \quad (3-10)$$

3.8 Analisa model Struktur

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

3.9 Analisa Struktur Utama Non Prategang

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 dilakukan kontrol desain. Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 2847:2013.

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

3.10 Analisa Struktur Utama Prategang

Dalam perencanaan beton prategang pada perencanaan ini, langkah-langkah perencanaan yang digunakan ialah sebagai berikut:

3.10.1 Gaya Prategang

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

3.10.2 Tegangan Ijin Baja dan Beton

Tegangan beton tidak boleh melampau nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 ps. 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai dalam SNI 2847:2013 pasal. 18.

1. Tegangan izin beton (SNI 2847:2013 ps. 18.4.1)
 - a. Pada saat penyaluran prategang
sebelum kehilangan prategang tergantung waktu
(SNI 2847:2013 ps. 18.4.1)

$0.60f'_{ci}$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan

$0.5\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan

$0.25\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya

- b. Pada saat beban kerja
Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 18.4.2

- $0.45f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban tetap
 $0.60f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan dan beban total

Dimana:

$$f'_{ci} = \text{Kuat tekan beton pada hari ke-*i*}$$

$$f'_c = \text{Kuat tekan beton}$$

2. Tegangan izin baja
Berdasarkan SNI 2847:2013 ps. 18.5.1
- a. $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (jacking) tetapi tidak lebih besar dari yang lebih kecil dari $0,80f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pembuat baja prategang.
- b. Tendon pasca Tarik, pada perangkat angkur dan kopler (couplers), sesaat setelah transfer gaya ($0,70 f_{pu}$)

Dimana:

$$f_{py} = \text{Kuat tarik baja}$$

$$f_{pu} = \text{Kuat tarik tendon}$$

3.10.3 Pemilihan Tendon Baja Prategang

Pemilihan tendon baja prategang sangat dipengaruhi oleh gaya prategang yang ada. Ketentuan mengenai Tendon mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 7.6.7.

3.10.4 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel sangat mempengaruhi dalam peletakan tendon prategang yang akan digunakan. Perhitungan limit kabel menggunakan perumusan umum:

$$a(\text{atas}) = \frac{M \max}{F_e} \quad (3-11)$$

$$a(\text{bawah}) = \frac{M \min}{F_o} \quad (3-12)$$

dimana:

F_e merupakan gaya saat beban bekerja

F_o merupakan gaya saat jacking

3.10.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibandingkan pada saat *stressing*. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)

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

a. Kehilangan akibat pengangkutan

$$x = \sqrt{\frac{E_p \cdot g}{\sigma \left(\mu \frac{\alpha}{l} + K \right)}} \quad (3-13)$$

Dimana:

E_p = Modulus elastisitas baja

g = Koefisien

K = Koefisien Wobble

μ = koefisien friksi

α = Sudut Kelengkungan kabel

l = Panjang kabel

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis

$$E_s = n \cdot f_{cir} \quad (3-14)$$

Dimana:

n = E_p/E_c

f_{cir} = Tegangan beton didaerah cgs

c. Kehilangan akibat gesekan

$$P_s = P_x e^{(\mu\alpha + K\lambda x)} \quad (3-15)$$

Bila $(\mu\alpha + K\lambda x)$ tidak lebih besar dari 0,3 maka pengaruh kehilangan akibat friksi dengan rumus berikut:

$$P_s = P_x(1 + \mu\alpha + K\lambda x) \quad (3-16)$$

Dimana:

K = Koefisien Wobble λx = Panjang kabel
 μ = Koefisien friksi α = Sudut kelengkungan kabel

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 prategang). Adapun macam kehilangan tidak langsung adalah:

a. Kehilangan akibat rangkai

Kehilangan akibat rangkai terbagi menjadi dua, yaitu bonded tendon dan unbounded tendon. Dalam perencanaan ini digunakan bonded tendon. Dengan rumus umum yang dipakai adalah:

$$CR = K_{Cr} * (E_s/E_c) [f_{cir} - f_{cds}] \quad \text{bonded tendon} \quad (3-17)$$

Dimana:

K_{Cr} = 1,69 untuk pasca Tarik

f_{cds} = tegangan beton didaerah cgs akibat beban tetap

f_{cir} = tegangan beton didaerah cgs oeh Fo

b. Kehilangan akibat susut

Kehilangan akibat susut terjadi karena terjadi kehilangan air.

$$SH = (8,2/10^n) K_{SH} * E_s [1 - 0,06(v/s)] [100 - RH] \quad (3-18)$$

Dimana:

0,06 untuk satuan inci

(v/s)= rasio volum dibagi luas permukaan

RH= kelembaban relatif

K_{SH} = sesuai tabel berikut

Tabel 3.1 Jumlah Hari Sesudah Curing dihentikan sampai diadakan stressing

Hari	1	3	5	7	10	20	30	60
KSH	0,92	0,83	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Kehilangan akibat relaksasi diakibatkan oleh baja karena sifat elastisitas baja itu sendiri

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C \quad (3-19)$$

Dimana:

K_{re} dan J tergantung jenis baja

3.10.6 Kontrol Kuat Batas Beton Prategang

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

$$1.2M_{cr} \leq \phi M_U \leq M_n \quad (3-20)$$

Dimana :

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

M_u = momen ultimate balok prategang

M_n = Kapasitas penampang

3.10.7 Kontrol Lentur

Kuat lentur komponen struktur prategang dapat dihitung menggunakan asumsi yang layaknya pada komponen struktur non prategang. Tendon prategang tidak mempunyai titik leleh yang pasti seperti halnya tulangan lunak. Ketika penampang prategang

mencapai kuat lenturnya (didefinisikan dengan regangan beton tekan maksimum sebesar 0,003), tegangan di baja prategang pada kekuatan nominal f_{ps} akan sangat bervariasi, tergantung pada jumlah prategangnya.

Nilai f_{ps} dapat diperoleh dengan kondisi kesetimbangan, hubungan tegangan regangan, dan kompatibilitas regangan. Untuk prategang dengan lekatan kompatibilitas regangan dapat ditinjau pada suatu penampang tunggal.

Berdasarkan SNI 2847:2013 Ps.18.7.2 untuk komponen struktur dengan tendon lekatan, adalah sebagai berikut:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right) \right) \quad (3-21)$$

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c} \quad (3-22)$$

$$\rho_p = \frac{A_{pu}}{b \cdot dp} \quad (3-23)$$

Jika tulangan tekan diperhitungkan saat menghitung f_{ps} dengan persamaan diatas, maka suku:

$\left\{ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega') \right\}$ harus diambil tidak kurang dari 0,17 dan d' tidak lebih dari 0,15 dp.

Dimana:

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominalnya, MPa

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang disyaratkan MPa

γ_p = faktor yang memperhitungkan tipe tendon prategang

0,55 untuk tulangan ulir ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,80$)

0,40 untuk kawat dan strand bebas regangan (stress-relieved) ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,85$)

0,28 untuk kawat dan strand relaksasi rendah ($f_{py}/f_{pu} \geq 0,90$)

d = jarak serat tekan terluar ke titik berat tulangan tekan, mm

dp = jarak serat tekan terluar ke titik berat tulangan prategang, mm

ρ_p = rasio tulangan prategang

3.10.8 Kontrol Geser

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

3.10.9 Kontrol Lentutan

Kontrol lentutan struktur harus dihitung agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lentutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 2847:2013 Ps.9.5). lentutan yang terjadi harus lebih kecil daripada lentutan ijin.

3.10.10 Pengankuran

Pada balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.2.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencah, belah dan pecah yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.1.

3.11 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi berdasarkan beban struktur atas secara keseluruhan. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan struktur tersebut adalah:

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Mencari daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan (dalam Tugas Akhir ini digunakan pondasi grup tiang pancang)

4. Menentukan efisiensi dari pondasi grup tiang pancang serta jumlah tiang pondasi.
5. Merencanakan pile cap.

3.13 Output Gambar

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 PRELIMINARY DESAIN

4.1.1 Umum

Preliminary desain 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 prategang, 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 Bupati Lombok Timur menggunakan metode beton bertulang secara keseluruhan. Berikut data-data perencanaan struktur gedung:

- Tipe bangunan : Gedung Perkantoran
- Lokasi : Jl. Prof. M. Yamin no. 57, Selong
- Ketinggian Total : 46,5 m
- Ketinggian perlantai : 4,65 m
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa
- Mutu Beton (f'_c) : 40 MPa

4.1.3 Pembebanan

Pembebanan terdiri dari beban gravitasi, dan beban gempa.

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 Kg/m³
 - Adukan finishing : 21 Kg/m³
 - Tegel : 24 Kg/m³

- Dinding setengah bata merah : 250 Kg/m³
 - Plafond : 11 Kg/m³
 - Penggantung : 7 Kg/m³
 - Plumbing dan Ducting : 25 Kg/m³
- Beban Hidup (SNI 1727:2013)
 - Lantai atap : 96 Kg/m²
 - Hujan : 20 Kg/m²
 - R. Kantor : 240 Kg/m²
 - Tangga : 300 Kg/m

2. Beban Gempa

Perencanaan dan Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

4.1.4 Perencanaan Balok

Perencanaan tinggi minimum (h_{min}) dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.2.1 (table 9.5(a)).

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Perencanaan balok induk dianggap tertumpu sederhana dan komponen balok rusuk satu arah, sehingga dimensi balok adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{12}L$$

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

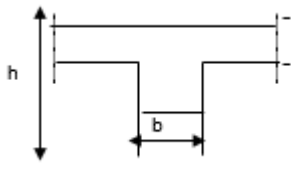
Dimana:

L = panjang balok (cm)

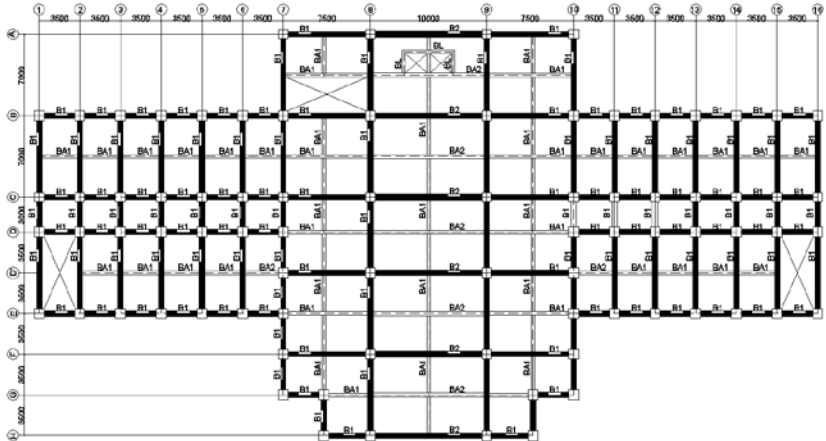
h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

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



Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi. Sehingga panjang bentang untuk menentukan dimensi balok induk berdasarkan gambar 4.1



Gambar 4.1 Variasi Balok Induk

Sehingga didapat dimensi balok induk berdasarkan perhitungan terdapat pada tabel 4.1.

Tabel 4.1 Dimensi Balok Induk

balok induk						
nama balok	Bentang m	h min m	h m	b m	h cm	b cm
B1	3	0,243	0,250	0,167	65	45
	3,5	0,283	0,300	0,200		
	4	0,324	0,350	0,233		
	6,5	0,526	0,550	0,367		
	7	0,567	0,600	0,400		
B2	10	0,810	0,850	0,567	85	60

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan balok anak dianggap tertumpu sederhana dan komponen balok rusuk satu arah, sehingga dimensi balok adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{16}L$$

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

Dimana:

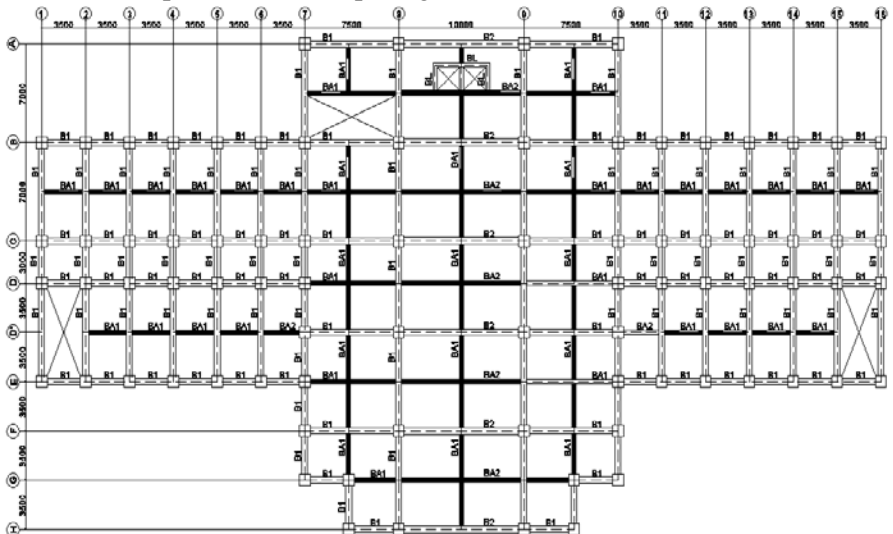
L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

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

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok anak yang bervariasi. Sehingga panjang untuk menentuka dimensi balok anak dapat berdasarkan pada gambar 4.2



Gambar 4.2 Variasi Balok Anak

Sehingga didapat dimensi balok anak berdasarkan perhitungan terdapat pada table 4.2.

Tabel 4.2 Dimensi Balok Anak

Balok Anak						
nama balok	Bentang m	h min m	h m	b m	h cm	b cm
BA1	3,5	0,213	0,250	0,167	50	35
	6,5	0,395	0,400	0,267		
	7	0,425	0,450	0,300		
	7,5	0,455	0,500	0,333		
BA2	10	0,607	0,650	0,433	65	45

4.1.4.3 Perencanaan Balok Prategang

Perencanaan dimensi balok prategang adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{20}L$$

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

Dimana:

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

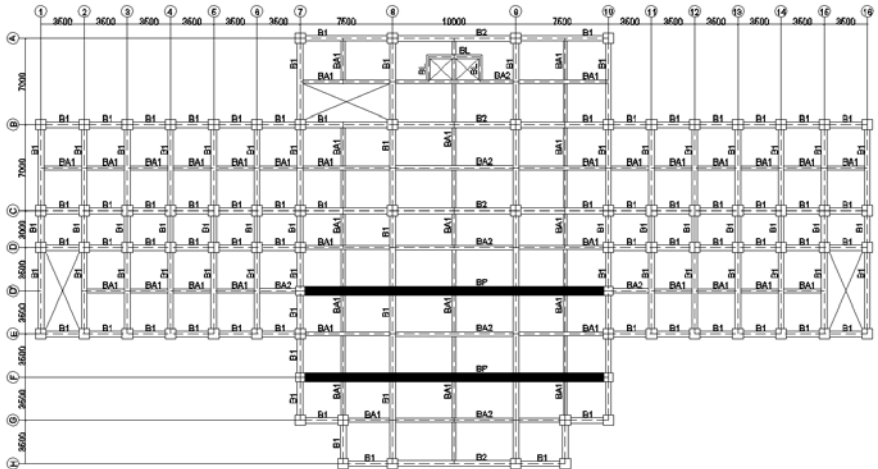
b = lebar balok (cm)

Balok prategang yang direncanakan berdasarkan gambar denah dibawah, dengan panjang 2500 cm didapat dimensi sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{1}{20}(2500) = 125 \text{ cm}$$

Namun gunakan h min = 125 cm

$$b = 75 \text{ cm}$$



Gambar 4.3 Balok Prategang

Sehingga balok prategang menggunakan dimensi 75/125.

4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perencanaan ini menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :

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

Pemodelan struktur yang digunakan adalah sistem rangka pemikul momen, dimana pelat difokuskan hanya menerima

beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

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

- a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5(3(2))
 b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_1 = \frac{L_n \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5\beta [\alpha_m - 0.2]} \text{ dan tidak boleh}$$

kurang dari 120 mm

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

$$h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang}$$

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

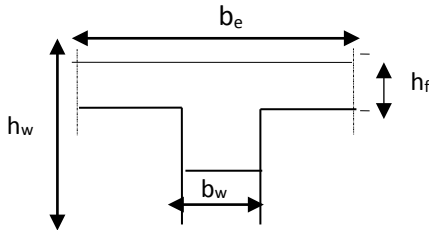
Harga α_m didapat dari:

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

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

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

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :



Nilai b_e :

$$b_e = 1/4 L_y$$

$$b_e = b_w + 8h_f$$

dari kedua nilai b_e tersebut diambil yang terkecil.

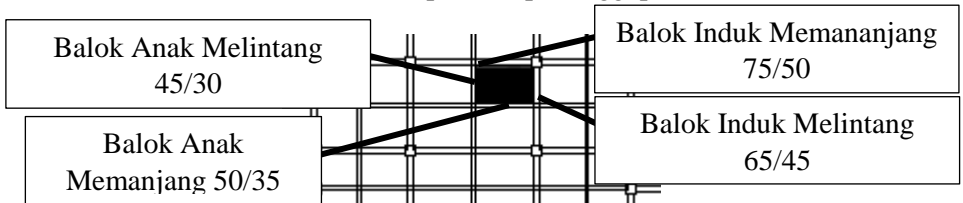
4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan spesifikasi sebagai berikut

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

4.1.5.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat

Pelat lantai dan pelat atap dianggap sama.



Gambar 4.4 Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang direncanakan

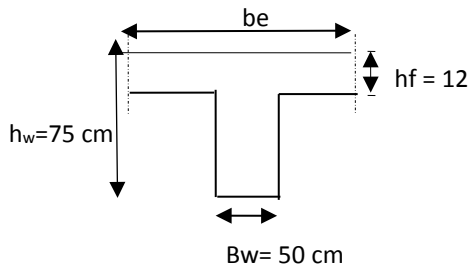
Daerah yang dihitamkan pada gambar 4.4 menunjukkan pelat yang ditinjau, sehingga didapatkan:

$$L_n = 500 - \left(\frac{30}{2} + \frac{45}{2} \right) = 462,5 \text{ cm}$$

$$S_n = 350 - \left(\frac{35}{2} + \frac{50}{2} \right) = 307,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{462,5}{307,5} = 1,43 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Balok Induk Memanjang (75 X 50)



- $b_e = \frac{1}{4} L_Y = \frac{1}{4} (462,5) = 116 \text{ cm}$

- $b_e = b_w + 8 hf = 50 + 8 \cdot 12 = 146 \text{ cm}$

sehingga digunakan $b_e' = 115,625 \text{ cm}$

$$E_C \text{ Balok} = 4700\sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$E_C \text{ pelat} = 4700\sqrt{40} = 29725,4 \text{ MPa}$$

$$\text{beff} = E_C \text{ pelat} / E_C \text{ balok} \times \text{beff}' = 116 \text{ cm}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{116}{50} - 1\right)\left(\frac{12}{75}\right)\left(4 - 6\left(\frac{12}{75}\right) + 4\left(\frac{12}{75}\right)^2\right) + \left(\frac{116}{50} - 1\right)\left(\frac{12}{75}\right)^3}{1 + \left(\frac{116}{50} - 1\right)\left(\frac{12}{75}\right)}$$

$$K = 1,37$$

$$I_{\text{Balok}} = K \cdot bw \frac{h_w^3}{12} = 1,45 \cdot 50 \cdot \frac{75^3}{12} = 2416146 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{Pelat}} = L_Y \frac{h_f^3}{12} = 462,5 \cdot \frac{12^3}{12} = 66600 \text{ cm}^4$$

$$\alpha = \frac{I_{\text{Balok}}}{I_{\text{Pelat}}} = 36,28$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang, balok anak melintang dan balok anak memanjang maka didapat nilai α sebagai berikut:

$$\text{Balok induk melintang} = 28,75$$

$$\text{Balok anak melintang} = 7,75$$

$$\text{Balok anak memanjang} = 9,04$$

$$\text{Sehingga } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (36,28 + 28,75 + 7,75 + 9,04) = 20,45$$

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

$$h = \frac{462,5 + \frac{400}{1400}}{36 + 9(1,43)} = 7,57 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

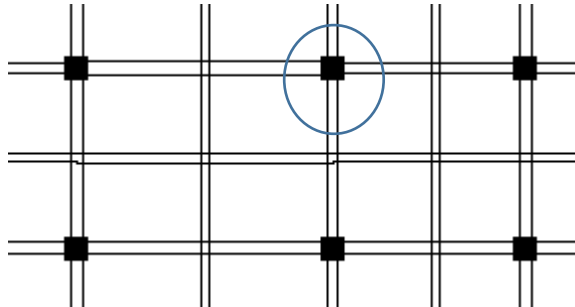
Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

4.1.5.4 Perencanaan Pelat Atap

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 12 cm.

4.1.6 Perencanaan Kolom

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



Gambar 4.5 Kolom yang di tinjau sebagai Desain Awal

Seperti yang terlihat pada gambar 4.5, kolom yang direncanakan memikul beban pada luasan pelat berukuran 7000 x 8750 (mm) dari seperempat masing-masing luasan pelat disekitar kolom tersebut.

Direncanakan:

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi lantai tiap lantai = 465 cm

Beban-besan yang terjadi SNI 1727:2013, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 3 tingkatnya. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan sebagai tabel 4.3 berikut.

Tabel 4.3 Beban yang di terima Lantai 1-atap

beban atap						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	7	8,75	0,12	1	17640
penggantung	7	7	8,75		1	429
plafon	11	7	8,75		1	674
B2	2400	0,5	5	0,75	1	4500
B1	2400	0,45	10,75	0,65	1	7546,5
BA2	2400	0,35	5	0,5	1	2100
BA1	2400	0,3	10,75	0,45	1	3483
dinding	-	-	-	-	-	0
tegel	-	-	-	-	-	0
spesi (1 cm)	21	7	8,75	1		1286
Kolom	2400	-	-	-		0
Dacting dan Plumbing	25	7	8,75			1531
WD 1						39190,00
beban hidup						
Lantai atap	96	7	8,75			5880
Air Hujan	20	7	8,75			1225
WL 1						7105,00
beban lantai 9-10						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	7	8,75	0,12	2	35280
penggantung	7	7	8,75		2	857,5

plafon	11	7	8,75		2	1347,5
B2	2400	0,5	5	0,75	2	9000
B1	2400	0,45	10,75	0,65	2	15093
BA2	2400	0,35	5	0,5	2	4200
BA1	2400	0,3	10,75	0,45	2	6966
dinding	250	15,75		4,65	2	36618,75
tegel	24	7	8,75		2	2940
spesi (1 cm)	21	7	8,75		2	2572,5
Kolom (60/60)	2400	0,6	0,6	4,65	3	12052,8
Dacting dan Plumbing	25	7	8,75		2	3062,5
WD 2						129990,55
beban hidup						
Lantai atap						
Lantai	240	7	8,75		2	29400
WL 2						29400
beban lantai 6-8						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	7	8,75	0,12	3	52920
penggantung	7	7	8,75		3	1286,25
plafon	11	7	8,75		3	2021,25
B2	2400	0,5	5	0,75	3	13500
B1	2400	0,45	10,75	0,65	3	22639,5
BA2	2400	0,35	5	0,5	3	6300
BA1	2400	0,3	10,75	0,45	3	10449
dinding	250	15,75		4,65	3	54928,125
tegel	24	7	8,75		3	4410
spesi (1 cm)	21	7	8,75		3	3858,75
Kolom (70/70)	2400	0,7	0,7	4,65	3	16405,2
Dacting dan Plumbing	25	7	8,75		3	4593,75

WD 3						193311,825
beban hidup						
Lantai atap						
Lantai	240	7	8,75		3	44100
WL 3						44100
beban lantai 2-5						
beban mati	berat sendiri	b	L	t	x lantai	berat (kg)
pelat lantai atap (12 cm)	2400	7	8,75	0,12	4	70560
penggantung	7	7	8,75		4	1715
plafon	11	7	8,75		4	2695
B2	2400	0,5	5	0,75	4	18000
B1	2400	0,45	10,75	0,65	4	30186
BA2	2400	0,35	5	0,5	4	8400
BA1	2400	0,3	10,75	0,45	4	13932
dinding	250	15,75		4,65	4	73237,5
tegel	24	7	8,75		4	5880
spesi (1 cm)	21	7	8,75		4	5145
Kolom (85/85)	2400	0,85	0,85	4,65	4	32252,4
Dacting dan Plumbing	25	7	8,75		4	6125
WD 4						268127,9
beban hidup						
Lantai atap						
Lantai	240	7	8,75		4	58800
WL 4						58800
WD total						630620,28
WL total						139405,00

$$WD = 630620,28 \text{ kg}$$

$$WL = 139405,00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi Berat Total : } W &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 979792 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ Mpa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{f_c'} = 3 * \frac{979792}{400} = 7348,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 7348,44 \text{ cm}^2$$

$$b = 84,72 \text{ cm} \approx 85 \text{ cm}$$

Sehingga dimensi Kolom digunakan untuk lantai 1 adalah 85 cm x 85 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom sebagai berikut:

- Kolom lantai 8-10 = 60/60 cm
- Kolom lantai 5-7 = 70/70 cm
- Kolom lantai 1-4 = 85/85 cm
- Kolom Prategang = 75/75 cm

Setelah melakukan analisa struktur pada program bantu, dimensi balok terlalu kaku atau terlalu besar sehingga dilakukan beberapa percobaan ukuran dimensi balok sehingga didapatkan hasil pada tabel 4.4 dan 4.5 berikut:

Tabel 4.4 Dimensi balok Induk

balok induk			
nama balok	bentang	dimensi pakai	
	m	h cm	b cm
B1	3	65	45
	3,5		
	4		
	6,5		
	7		
	7,5		
B2	10	75	50

Tabel 4.5 Dimensi balok anak

balok anak			
nama balok	Bentang	dimensi pakai	
	m	h cm	b cm
BA1	3,5	45	30
	6,5		
	7		
	7,5		
BA2	10	50	35

4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.2.1 Umum

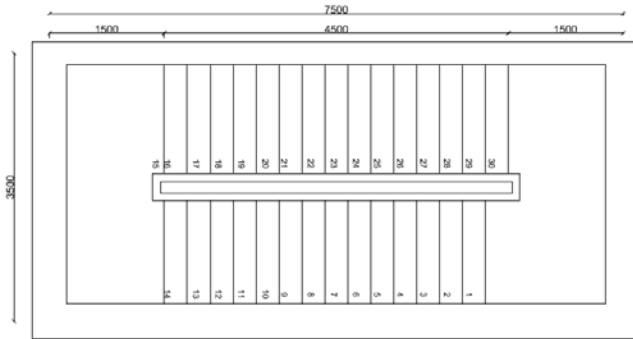
Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian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

4.2.2 Perencanaan Tangga

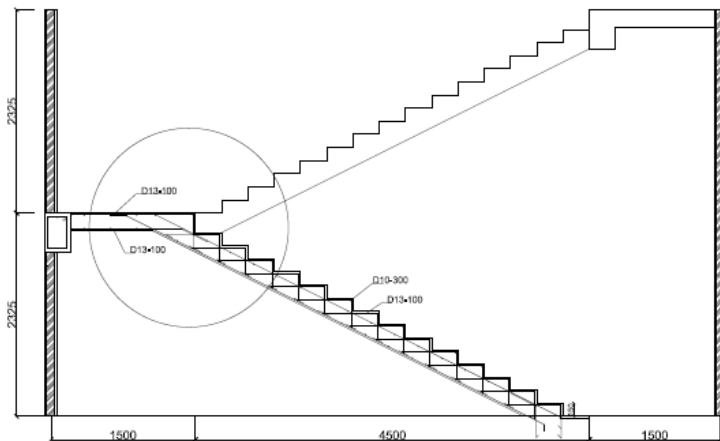
Pada perencanaan struktur tangga terdapat dua jenis tangga, yaitu tangga dengan panjang 7m dan 7,5m

4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga (7,5m)

Tinggi antar lantai	= 465 cm
Tinggi bordes	= 232,5 cm
Panjang tangga	= 450 cm
Panjang bordes	= 350 cm
Lebar bordes	= 150 cm
Tebal bordes	= 20 cm
Lebar injakan trap tangga	= 30 cm
Tinggi injakan trap tangga	= 15cm
Tebal tangga	= 20 cm
Mutu beton (f'_c)	= 40MPa
Mutu tulangan (f_y)	= 400 MPa



Gambar 4.6 Denah Tangga



Gambar 4.7 Potongan Tangga

4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Persyaratan perhitungan jumlah injakan tangga

sesuai dengan perumusan yang terdapat pada bab II.

Tinggi injakan (t) = 15 cm

Jumlah tanjakan = $232,5/15 = 16$

Jumlah injakan (n) = $16-1 = 15$ buah

$$\alpha = \arctg\left(\frac{232,5}{450}\right) = 27^\circ$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$

$$\text{tebal pelat rata-rata} = ((30/2) \sin \alpha) + 20 = 27 \text{ cm}$$

4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

4.2.2.3.1 Pembebanan Tangga

Beban Mati

- Pelat tangga $= \frac{0,27\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 27^\circ}$
 $= 735,05 \text{ Kg/m}^2$
 - Spesi horizontal (t=1cm) = 21 Kg/m²
 - Spesi Vertikal (t=1 cm) = 21 Kg/m²
 - Tegel horizontal (t=1cm) = 24 Kg/m²
 - Tegel Vertikal (t=1cm) = 24 Kg/m²
 - Berat pegangan = 30 Kg/m²
- $$Q_{DL} = 855,05 \text{ Kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$Q_{LL} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Kombinasi

$$1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 1506,06 \text{ Kg/m}^2$$

4.2.2.3.2 Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat tangga $= 0,02 \times 2400$
 $= 480 \text{ Kg/m}^2$
 - Spes (t=2cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ Kg/m}^2$
 - Tegel (t=2cm) $= 2 \times 24 = 48 \text{ Kg/m}^2$
- $$Q_{DL} = 570 \text{ Kg/m}^2$$

Beban Hidup

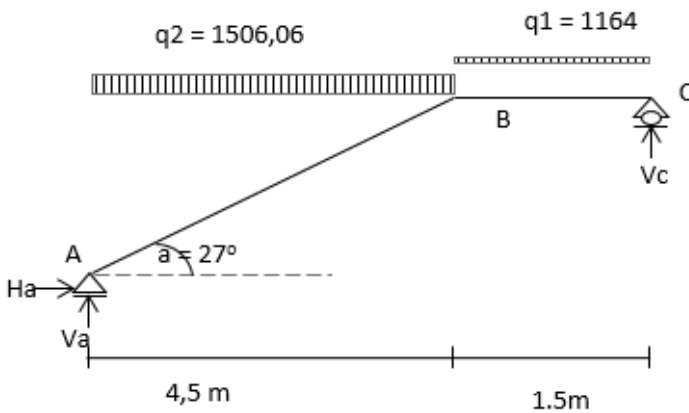
$$Q_{LL} = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Kombinasi

$$1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 1164 \text{ kg}$$

4.2.2.4 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 di bawah:



Gambar 4.8 Permodelan Struktur Tangga

4.2.2.4.1 Perhitungan Reaksi pada Tangga

$$\sum M_C = 0$$

$$R_A \cdot (1,5 + 4,5) - 1506,06 (4,5) (0,5 \times 4,5 + 1,5) - 0,5 \cdot 1164 \cdot 1,5^2 = 0$$

$$R_A = 4454,04 \text{ Kg}(\uparrow)$$

$$R_C = 4069,22 \text{ Kg}(\uparrow)$$

Kontrol:

$$\sum v = 0$$

$$-4454,04 - 4069,22 + (1506,06 \cdot 4,5) + (1164,1,5) = 0 \text{ (OK)}$$

4.2.2.4.2 Perhitungan Gaya dalam Tangga

- Bentang B-C
 - Bidang N: $N_{BC} = 0$
 - Bidang D: $D_C = R_C = 4069,22 \text{ Kg}$
 $D_b \text{ Ka} = R_c - q_2 \cdot 1,5$
 $= 2323,22 \text{ Kg}$
- Bidang M: $M_c = 0$
 $M \text{ max} \rightarrow D_{x1} = 0$
 $M \text{ max} = M_b \text{ Ka} = R_c(1,5) - 0,5q_2(1,5)^2$
 $= 4794,34 \text{ Kgm}$
- Bentang A-B
 - Bidang N: $N_A = -R_A \sin \alpha + H_A \cos \alpha$
 $= -4454,04 \sin 27^\circ + 0$
 $= -2091,05 \text{ Kg}$
 $N_B = N_A + (q_1 \sin \alpha \text{ Lab})$
 $= -2091,05 + (1506,06 \sin 27^\circ \cdot 4,5)$
 $= 1090,69 \text{ Kg}$
 - Bidang D: $D_A = R_A \cos \alpha + H_A \sin \alpha$
 $= 4454,04 \cos 27^\circ + 0$
 $= 3592,91 \text{ Kg}$
 $D_B \text{ Ki} = D_A - (q_1 \cos \alpha \text{ Lab})$
 $= 3592,91 - (1506,06 \cos 27^\circ \cdot 4,5)$
 $= -2391,06 \text{ Kg}$
 - Bidang M: $M_A = 0$
 $M_{B\text{kiri}} = R_A(4,5) - 0,5q_1(4,5)^2$
 $= 4794,34 \text{ Kgm}$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} & : D_x = 0 \\
 R_A - q_1 x_1 & = 0 \\
 x_1 & = \frac{4454,04}{1506,06} = 2,96 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} & = 4454,04(2,96) - 0,5(1506,06)(2,96^2) \\
 & = 6586,22 \text{ Kgm}
 \end{aligned}$$

4.2.2.5 Perhitungan Penulangan Tangga

4.2.2.5.1 Data Perencanaan Penulangan Tangga

Untuk Anak Tangga

- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,76$
- Tulangan (D) = 13 mm
- Tebal Pelat = 20 cm
- Tebal Cover = 20 mm
- $D_x = 200 - 20 - (13/2) = 173,5 \text{ mm}$
- Mencari rasio luasan tulangan dan beton
Digunakan $\rho_{min} = 0,0018$ (SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

Untuk Bordes

- $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $f_y = 400 \text{ MPa}$
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,76$
- Tulangan (D) = 13 mm
- Tebal Pelat = 20 cm

- Tebal Cover = 20 mm
- $D_x = 200 - 20 - (13/2) = 173,5$ mm
- Mencari rasio tulangan dan beton
Digunakan $\rho_{min} = 0,0018$ (SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \cdot 40} = 11,76$$

4.2.2.5.2 Penulangan Pelat Tangga

a. Penulangan Pelat Tangga

$$M_u = 6586,22 \text{ Kg m} = 65862222,46 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{65862222,46}{0,9 \cdot 1000 \cdot 173,5^2} = 2,43 \text{ Mpa}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2,43}{400}} \right) = 0,0063$$

$$\rho > \rho_{min}$$

$$0,0063 > 0,0018$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0063$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0063 \cdot 1000 \cdot 173,5 \\ &= 1095,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 1095,13 / 132,73 = 9 \text{ (As} = 1194,59)$$

$$s = 1000 / 9 = 111 \text{ nmm}$$

Digunakan tulangan lentur D13-100

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1194,59 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 14,05 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,05}{0,8} = 18,39 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{173,5}{18,39} - 1 \right) = 0,025$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

$$\begin{aligned} \text{As tulangan bagi} &= 20\% \text{ As} = 20\% \cdot 1095,13 \\ &= 219,03 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 219,03 / 78,54 = 3$$

$$s = 1000/3 = 333.33 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D10-300

b. Penulangan Pelat Bordes

$$M_u = 4794,336 \text{ Kg m} = 40266512,15 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{40266512,15}{0,9 \cdot 1000 \cdot 173,5^2} = 1,77 \text{ Mpa}$$

Diketahui harga $\phi = 0,9$ (diasumsikan)

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,77}{400}} \right) = 0,0045$$

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0,0045 > 0,0018$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0045$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0045 \cdot 1000 \cdot 173,5 \\ &= 788,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 788,67 / 132,73 = 6 \text{ tulangan}$$

$$s = 1000/6 = 166 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D13-100

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{796,39 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 9,37 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,37}{0,8} = 12,26 \text{ mm}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{173,5}{12,26} - 1 \right) = 0,039$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

$$\begin{aligned} \text{As tulangan bagi} &= 20\% \text{ As} = 20\% \cdot 788,67 \\ &= 157,73 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 157,73 / 78,54 = 3$$

$$s = 1000/3 = 333 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D10-300

c. Penulangan Balok Bordes

Gunakan dimensi balok bordes 30/45

Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 480 \times 1,5 = 720 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Berat balok} = 0,3 \times 0,45 \times 2400 = 324 \text{ Kg/m}$$

$$Q_{DL} = 1044 \text{ Kg/m}$$

Beban Hidup (LL)

$$Q_{LL} = 300 \cdot 1,5 = 450 \text{ Kg/m}$$

Kombinasi

$$Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} = 1972,8 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = 1/8 Q_u l^2 = 1/8 \cdot 1972,8 \cdot 3,5^2$$

$$= 3020,85 \text{ Kg m}$$

$$= 30208500 \text{ Nmm}$$

$$d = 450 - 40 - 0,5 \cdot 16 \cdot 8 = 394 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{30208500}{0,9} = 33565000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{33565000}{300 \cdot 394^2} = 0,9 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,0039$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,9}{400}} \right) = 0,0023$$

$$\rho_{min} > \rho$$

$$0,0039 > 0,0023$$

Sehingga $\rho = 0,0039$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho b d = 0,0039 \cdot 300 \cdot 394 \\ &= 467,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = 467,23 / 201,06 = 3 \text{ tulangan}$$

Digunakan tulangan lentur 3D16 (As= 603,18 mm²)

Jarak antar S:

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

$$S = \frac{300 - 2 \cdot 10 - 2 \cdot 40 - 3 \cdot 16}{3-1} = 78 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{603,18 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 300} = 18,32 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18,32}{0,8} = 23,97 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{394}{18,32} - 1 \right) = 0,046$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Penulangan Geser Balok Bordes

$$V_u \text{ total} = 0,5 \times q_u \times l$$

$$= 0,5 \times 1972,8 \times 3,5 = 3452,4 \text{ kg} = 34524 \text{ N}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 300 \times 394 = 124593,7 \text{ N}$$

$$0,5\phi V_c = 0,9 \times 0,5 \times 124593,7 = 1065276 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser

Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\phi 10-150$ (Pada daerah tumpuan)

$\phi 10-200$ (Pada daerah lapangan)

4.2.3 PERENCANAAN PELAT

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

4.2.3.1 Data Perencanaan

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

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

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 13 cm
- Tebal pelat lantai : 13 cm
- Diameter tulangan rencana (ϕ) : 10 cm

4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pelat lantai. Hal ini dikarenakan

beban yang bekerja berbeda-beda. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

1. Pelat Atap

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

Beban Mati

- Pelat pelat $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Ducting $= 25 \text{ kg/m}^2$
- $q_{DT} = 373 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

- Lantai Atap $= 96 \text{ kg/m}^2$
 - Beban air hujan $= 20 \text{ kg/m}^2$
- $q_{LT} = 116 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 373 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 116 \text{ kg/m}^2) \\ &= 633,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai

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

Beban Mati

- Pelat lantai $= 0,12 \times 400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) $= 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Pipa & Ducting $= 25 \text{ kg/m}^2$
- $q_{DT} = 421 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

- R.Kantor = 240 kg/m²
 $q_{LT} = 240 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 421 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 240 \text{ kg/m}^2) \\ &= 889,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.3.3 Penulangan Pelat

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

1. Menentukan data-data d, fy, f'c, dan Mu
2. menentukan harga β_1

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

(SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3))

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

$$\rho \text{ min} = 0,0018$$

(SNI 2847:2013 pasal (7.12.2.1))

4. Menentukan harga m

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

5. Menentukan Rn

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

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

7. Menentukan luas tulangan (As) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{bxd}$$

8. Menentukan spasi maksimum antar tulangan
 $S < 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 pasal (7.6.5)
 $S < 3h$ (SNI 2847:2013 pasal (7.6.5)
9. Jumlah tulangan tiap meter

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ pakai}}}$$

10. Jarak tulangan (s) = $1000 / n$

11. Kontrol

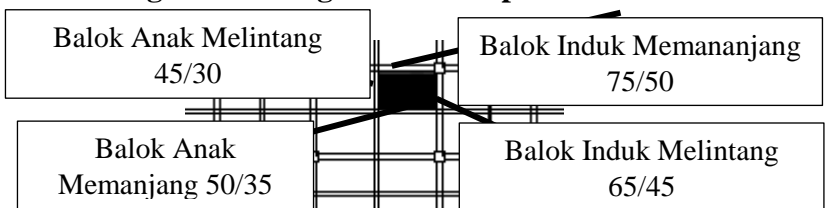
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'c b}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

Kemudian pada SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 di cari harga ϕ berdasarkan nilai ϵ_t .

1. Perhitungan Penulangan Pelat Atap

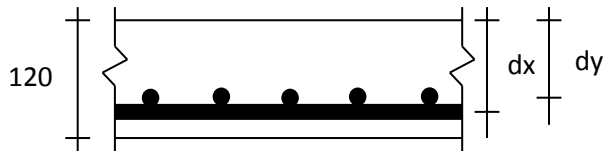


Gambar 4.9 Dimensi dan Letak Pelat Lantai yang di rencanakan

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat $500 \times 350 \text{ mm}^2$
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (ϕ) 10 mm
- Luas tulangan (A_s) = $78,54 \text{ mm}^2$

- Mutu tulangan baja (f_y) = 400 MPa
- Mutu beton (f'_c) = 40 Mpa
- $\beta_1 = 0,76$



$$dx = 120 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 10 = 75 \text{ mm}$$

$$dy = 120 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 10 - 10 = 65 \text{ mm}$$

$$L_x = 350 - (35/2 + 50/2) = 345,75 \text{ cm}$$

$$L_y = 500 - (45/2 + 30/2) = 496,25 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = 1,4 < 2 \text{ (Pelat 2 arah)}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 1,4$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \ ; X = 34$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \ ; X = 18$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \ ; X = 73$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X \ ; X = 57$$

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

2. Perhitungan Penulangan tumpuan dan lapangan arah-X

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

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

$$M_{tx} (-) X2 = 73$$

$$\text{Dipakai } X = 73$$

$$\begin{aligned}
 Mlx = (-)Mtx &= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X \\
 &= 0,001 \times 633,2 \times 3,458^2 \times 73 \\
 &= 552,571 \text{ kgm} \\
 Mu &= 552,571 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\rho \text{ min} = 0,0018$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

Diketahui harga $\emptyset = 0,9$ (diasumsikan)

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{552,571 \cdot 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 75^2} = 1,09$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 1,09}{400}} \right) = 0,0028$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0028$

- $As_{\text{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0028 \times 1000 \times 75 = 208,05 \text{ mm}^2$
- $S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)
- n (jumlah tulangan)

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{d10}} = \frac{208,05}{78,54} = 3 \text{ tulangan}$$
- $s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{3} = 333,33 \text{ mm}$
 Spakai = 300 mm
- $As \text{ pasang} = n \times As = 3 \times 78,54 = 235,62 \text{ mm}^2 >$
 As_{perlu} (OK)
- Kontrol

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{235,62 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 2,77 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,77}{0,76} = 3,63 \text{ mm}$$

$$\varepsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{75}{3,63} - 1 \right) = 0,059$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat εt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur $\phi 10-300$

3. Penulangan penulangan tumpuan dan lapangan arah-Y

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

$$Mly (+) \quad X1 = 18$$

$$Mty (-) \quad X2 = 57$$

$$\text{Dipakai } X = 57$$

$$\begin{aligned} Mly = (-)Mty &= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X \\ &= 0,001 \times 742,4 \times 4,963^2 \times 57 \\ &= 888,826 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\rho = 0,0018$$

$$m = \frac{fy}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{888,826 \cdot 10000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 65^2} = 2,33$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot X \cdot Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 11,76 \cdot 2,33 \cdot 10000}{400}} \right) = 0,0061$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0,0061 > 0,0018$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,0061$

- $$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0,0061 \times 1000 \times 65 = 393,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- $S_{maks} = 450 \text{ mm}$ (SNI 2847:2013 ps 7.6.5)
- $n = \frac{As_{perlu}}{As_{d10}} = \frac{393,88}{78,54} = 6 \text{ buah}$
- $s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{6} = 150 \text{ mm}$
Spakai = 150 mm
- $As \text{ pasang} = n \times As = 6 \times 78,54 = 471,43 \text{ mm}^2 > As_{perlu}$
(OK)

- Kontrol

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{471,43 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 1000} = 5,3 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5,3}{0,76} = 6,05 \text{ mm}$$

$$\epsilon t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{65}{6,05} - 1 \right) = 0,029$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵt lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Jadi di gunakan tulangan lentur **$\phi 10-150$**

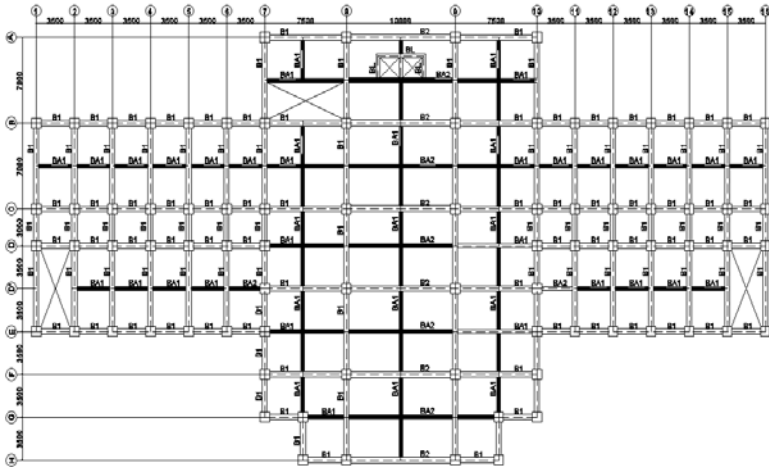
4. Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai 1 – 10 dilakukan dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap. Didapat jumlah tulangan yang digunakan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10-300$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-150$

4.2.4 PERENCANAAN BALOK ANAK

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Bupati Lombok Timur ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/45 untuk bentang 750 cm (BA.1).



Gambar 4.10 Balok anak

4.2.4.1. Perencanaan Balok Anak BA.1

4.2.4.1.1 Penulangan Balok Anak

Data perencanaan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

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

Tebal pelat lantai 12 mm

Tulangan longitudinal (D)= 16 mm ($A_s = 201,062 \text{ mm}^2$)

Tulangan sengkang (D) = 10 mm ($A_s = 78,54 \text{ mm}^2$)

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

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

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 450 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 19 = 390,5 \text{ mm}$$

1. Menentukan Tulangan Lentur

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \text{ SNI 2847:2013 pasal (10.2.7.3)}$$

$$\beta_1 = 0,76$$

Menentukan Rasio tulangan

1. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{400} = 0,0039$$

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

Sehingga diambil $\rho_{\min} = 0,0039$

2. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 (40)} = 11,76$$

3. Menentukan M_n

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP dengan kombinasi 1,2D + 1,6L

$$M_u = 8562,1 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{8562,1}{0,9} = \mathbf{9513,44 \text{ kgm}} = 9513444 \text{ Nmm}$$

4. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{85621000}{0,9 \cdot 300 \cdot 392^2} = 2,08$$

Rasio Tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right) = 0,005$$

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

$$0,0039 < 0,005$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,005$

5. Menentukan Luas tulangan (As)

$$As = \rho b d = 0,005 \cdot 300 \cdot 390,5 = 611,663 \text{ mm}^2$$

6. Menentukan Jumlah Tulangan

$$n = \frac{As \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{611,663}{\frac{1}{4} \pi 19^2} = 3 \text{ tulangan}$$

7. Menentukan Jarak antar Tulangan

$$\text{Jarak} = \frac{b - n \cdot DL - 2(\text{tebal cover}) - 2 Ds}{n - 1}$$

$$\text{Jarak} = \frac{300 - 3 \cdot 19 - 2 \cdot 40 - 2 \cdot 10}{3 - 1} = 71,5 \text{ mm}$$

Jarak 76 mm > 25 mm (memenuhi)

8. Kontrol

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{611,663 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 300} = 23,99 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23,99}{0,76} = 31,38 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{390,5}{31,38} - 1 \right) = 0,0343$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Sehingga dipasang tulangan lentur 3D19.

2. Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

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

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

- a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
- b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum
 $\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d$
 $S \leq d/2$
- c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
 $\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad S \leq d/2$
- d. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.
 $\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$
 $S \text{ mak} = d/2$
- e. $\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d)$
 $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$
 $S \text{ max} = d/4$

dimana :

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

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} b_w \cdot d$$

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

Keterangan :

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

Menurut **SNI 2847:2013 Pasal 21.3.4.3** :

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

1. Cek Kemampuan Penampang

$$V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d)$$

Data penampang yang di cek

$$V_u = 5971,43 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} b_w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{40} 300 \cdot 390,5 = 247922,6 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 300 \cdot 390,5 = 39050 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ = 1/6 \cdot 40^{0,5} \cdot 300 \cdot 390,5 = 123486,9 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + 2/3 \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) = 0,6(123486,9 + 2/3 \cdot 40^{0,5} \cdot 300 \cdot 390,5) \\ = 370460 \text{ N}$$

$$V_u < \phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} b_w \cdot d) \dots \text{ok}$$

2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

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

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \times 0,6 \times 123486,9 = 37046,08 \text{ N}$$

$$V_u = 59714,3 \text{ N} \geq 0,5 \phi V_c = 37046,08 \text{ N}$$

(tidak memenuhi)

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

$$0,5 \phi V_c = 37046,08 \text{ N} \leq V_u = 59714,3 \text{ N}$$

$$V_u = 59714,3 \text{ N} \leq \phi V_c = 74092,17 \text{ N}$$

(memenuhi)

Jadi termasuk kategori 2 \rightarrow diperlukan tulangan geser minimum

$$\text{Syarat Smaks} < d/2 = 390,5/2 = 195,25 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang $2\phi 10 - 100 \text{ mm}$

$$A_{v_{\text{pakai}}} = 2 \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{(\min)}} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{300 \cdot 100}{3 \cdot 400} = 25 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{pakai}} > A_{v_{min}} \dots \text{ok}$$

Sehingga dipasang tulangan geser D10-100.

Dengan perhitungan yang sama penulangan balok lantai dapat dilihat pada table berikut.

Tabel 4.6 Penulangan Balok Anak Pada Lantai dan Atap

nama balok	Bentang	dimensi pakai		penulangan	
	m	h cm	b cm	Lentur	Geser
BA1	3,5	45	30	3D19	D10-100
	6,5				
	7				
	7,5				
BA2	10	50	35	4D19	D10-100

4.2.5 PERENCANAAN BALOK LIFT

4.2.5.1 Spesifikasi Lift

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd. dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : C300 Passenger Elevator

Kapasitas : 450 kg

Kecepatan : 1 m/detik

Lebar pintu (opening width) : 800 mm

Dimensi sangkar (car size)

- Car Wide (CW) : 1400 mm

- Car Depth (CD) : 850 mm

- Opening : 800 mm

Dimensi ruang luncur (Hoistway)

- Hoistway width (HW) : 1850 mm

- Hoistway Depth (HD) : 1450 mm

Beban reaksi ruang mesin

R_1 : 3600 kg (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)

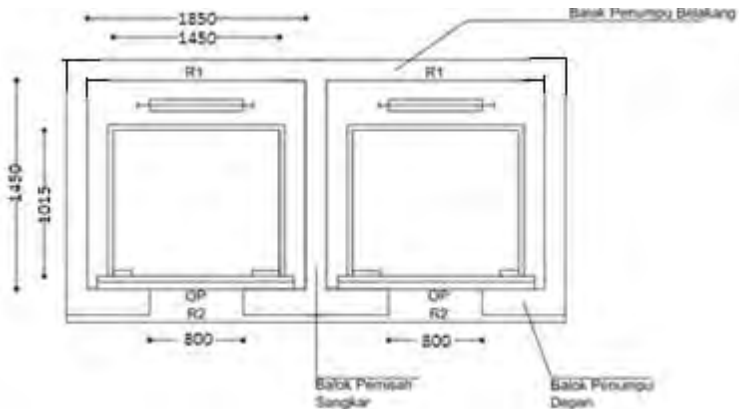
R_2 : 2300 kg (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam table 4.7 dan denah lift pada gambar 4.11

Tabel 4.7 Spesifikasi C300 Passenger Elevator

Sumber: *Asia Schneider (Thailand) Co.,Ltd.*

Speed (m/min)	Clearance (mm)	Lift Height (mm)	Entrance		Car Size		Dimensions			Hoisting Rope				Machine Dimensions				Machine Room		Pit Bottom	
			Center Opening (mm)	Inside	Outside	Depth	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
0.0	5	450	800	1400×850	1450×1015	200	320	150	1850	1450	3850	1450	2350	3450	4350	3450	3600	2300	5300	4400	
	7	550	800	1400×1000	1450×1165	200	320	150	1850	1600	3850	1800	2350	3600	4350	3600	4000	2600	6200	5100	
	8	630	800	1400×1100	1450×1265	200	320	150	1850	1700	3850	1700	2350	3700	4350	3700	4200	2800	6700	5500	
	9	680	800	1400×1200	1450×1365	200	320	150	1850	1800	3850	1800	2350	3800	4350	3800	4900	3100	7200	5800	
	10	750	800	1400×1300	1450×1465	200	320	150	1850	1900	3850	1900	2350	3900	4350	3900	5300	3300	7800	6300	
	10	800	800	1400×1350	1450×1515	200	320	150	1850	1950	3850	1950	2350	3950	4350	3950	5600	3500	8300	6700	
	12	900	900	1600×1300	1650×1465	225	320	150	2100	1900	4350	1900	2600	3800	4850	3900	8100	3800	9200	7400	
13	1000	900	1600×1400	1650×1565	225	320	150	2100	2000	4350	2000	2600	4000	4850	4000	8700	4100	10100	8100		



Gambar 4.11 Denah Lift

4.2.5.2 Perencanaan Penggantung Lift

Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 260 cm

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 210 = 13,125 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 45 = 30$$

Sehingga diperoleh dimensi 30/45

Balok Penumpu Lift

Panjang balok penumpu lift = 260 cm

$$h_{min} = \frac{1}{16} \times 260 = 16.25 \approx 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 45 = 30$$

Sehingga diperoleh dimensi 30/45

4.2.5.3 Pemebanan Lift

Beban yang bekerja pada balok penumpu

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

$$P = \sum R \times \psi = (3600 + 2300) = 5900 \text{ kg}$$

4.2.5.3.1 Pembebanan Balok Penggantung Lift 30/45

Beban mati lantai:

$$\text{Berat pelat} = 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi} = 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Ducting + Plumbing} = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 355 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 355 \times 0,75 = 266,25 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,45 \times 2400 \\
 &= 324 \text{ kg/m} \\
 Q_{DL} &= 590,25 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban hidup (} Q_{LL} \text{)} &= 250 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban berfaktor} \\
 Q_U &= 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL} \\
 &= 1108,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terpusat Lift } P &= 5900 \text{ kg} \\
 V_U &= \frac{1}{2} Q_U L + \frac{1}{2} P \\
 V_U &= \frac{1}{2} 1108,3 (2,1) + \frac{1}{2} (5900) \\
 V_U &= 4113,72 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} Q_U L^2 + \frac{1}{4} PL \\
 M_U &= \frac{1}{8} 1109,3 (2,1^2) + \frac{1}{4} (5900)(2,1) \\
 M_U &= 7985,1 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

4.2.5.3.2 Pembebanan Balok Penumpu Lift 30/45

Beban mati lantai:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2 \\
 \\
 \text{Spesi} &= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting + Plumbing} &= 25 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Total} &= 355 \text{ kg/m}^2 \\
 Q &= 355 \times 0,75 = 266,25 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sendiri balok} &= 0,3 \times 0,45 \times 2400 \\
 &= 324 \text{ kg/m} \\
 Q_{DL} &= 590,25 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban hidup (Q_{LL}) = 250 kg/m

Beban berfaktor

$$Q_u = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL}$$

$$= 1108,3 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat Lift P = 5900kg

$$V_U = \frac{1}{2} Q_U L + \frac{1}{2} P$$

$$V_U = \frac{1}{2} 1108,3 (2,1) + \frac{1}{2} (5900)$$

$$V_U = 4113,72 \text{ kg}$$

$$M_U = \frac{1}{8} Q_U L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$M_U = \frac{1}{8} 1108,3 (2,1^2) + \frac{1}{4} (5900)(2,1)$$

$$M_U = 7985,1 \text{ kgm}$$

4.2.5.4 Penulangan Balok Lift

1. Penulangan Balok Penggantung Lift

Data Perencanaan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

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

Diameter Tulangan Balok longitudinal = 19 mm

Diameter tulangan sengkang = 10 mm

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

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

$$\text{cover} = 40 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{1}{2} 19 = 390,5 \text{ mm}$$

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

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,00395$$

diambil ρ_{\min} terbesar, sehingga $\rho_{\min} = 0,00395$

$$\beta_1 = 0,76$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = 11,76$$

Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{7032,54 \cdot 10000}{0,9 \cdot 300 \cdot 390,5^2} = 1,9$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) = 0,005$$

$$\rho > \rho_{\min}$$

$$0,005 > 0,00395$$

Sehingga digunakan $\rho = 0,005$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho b d \\ &= 0,005 \cdot 300 \cdot 390,5 \\ &= 585,207 \text{ mm}^2 \\ n &= 585,207 / 283,53 = 3 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 3D 19

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{b - n \cdot \phi L - 2(\text{tebal cover}) - 2\phi s}{n - 1} \\ &= \frac{300 - 3 \cdot 19 - 2(40) - 2 \cdot 10}{3 - 1} \\ &= 71 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gunakan $S = 50 \text{ mm}$ (ok)

Penulang Tulangan Geser

$$V_u = 4113,72 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \sqrt{f'_c} b w d \\ &= 1/6 \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 390,5 \\ &= 123486,9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,9 \cdot 123486,9 \\ &= 111138 \text{ N} \end{aligned}$$

Persyaratan:

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

$$S_{\max} < d/2 = 195,25 \text{ mm}$$

Gunakan $S = 150 \text{ mm}$

$$A_{v(\min)} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{300 (150)}{3 (400)} = 37,5 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

Dipasang D10-150 mm

Sehingga pada perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser sebagai berikut:

Tulangan lentur : 3D19 mm

Tulangan geser : D10-150 mm

2. Perencanaan penulangan Balok Penumpu Lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama dengan balok penggantung lift, perencanaan penulangan balok penumpu lift didapatkan hasil penulangan sebagai berikut:

Tulangan lentur : 3D19 mm

Tulangan geser : D10-150 mm

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 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 Permodelan Struktur

Dalam perhitungan analisa beban gempa perlu suatu pemodelan struktur, struktur Gedung Bupati Lombok Timur dianalisa dengan dengan menggunakan analisa respons dinamik.

4.3.2.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Bupati Lombok Timur yang digunakan adalah sebagai berikut:

Fungsi Bangunan : Gedung Perkantoran

Lokasi : Selong

Kelas Situs : SE (Tanah Lunak)

Kategori Resiko: II

Mutu Beton (f'_c) : 40 MPa

Mutu Baja (f_y) : 400 MPa

Ketinggian Lantai : 46,5 m

Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat sendiri beton bertulang : 2400 Kg/m³
- Adukan finishing : 21 Kg/m³
- Tegel : 24 Kg/m³
- Dinding setengah bata merah : 250 Kg/m³
- Plafond : 11 Kg/m³
- Penggantung : 7 Kg/m³
- Plumbing dan Ducting : 25 Kg/m³

Beban Hidup (SNI 1727:2013)

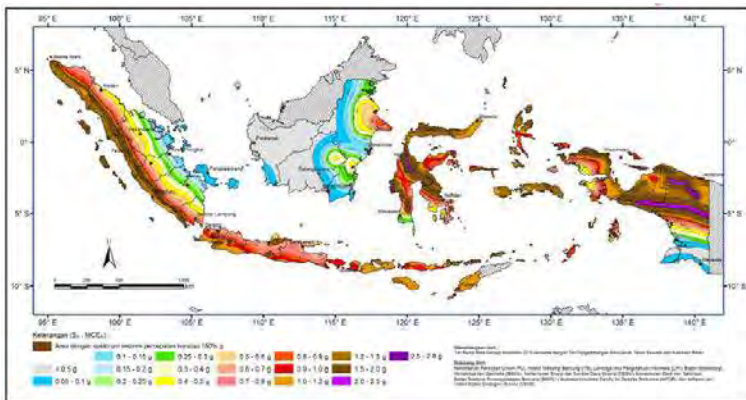
○ Lantai atap	: 96	Kg/m ²
○ Hujan	: 20	Kg/m ²
○ R. Kantor	: 240	Kg/m ²
○ Tangga	: 300	Kg/m

Berat sendiri dari elemen struktur dikalkulasikan oleh SAP.

4.3.3 Analisa Beban Gempa

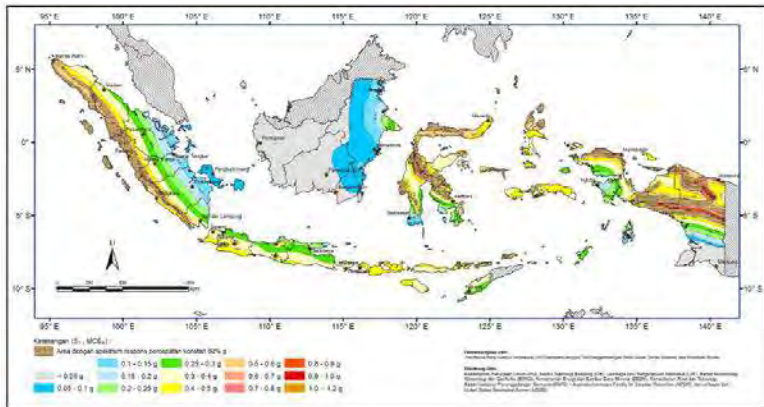
4.3.3.1 Percepatan Respon Spektrum (MCER)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 4.12 berikut.



Gambar 4.12 Peta untuk Menentukan Harga Ss

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SE. Dari gambar 4.12 untuk daerah Selong didapatkan nilai Ss = 0,964 g .



Gambar 4.13 Peta untuk Menentukan Harga S1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCE_R) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SE. Dari gambar 4.13 untuk wilayah Selong $S1= 0,398$.

Nilai F_a (koefisien situs periode 0,2 detik) dan F_v (Koefisien untuk periode 1 detik) didapat dari table 4.8 dan Tabel 4.9 (Tabel 4 dan 5 SNI 1726:2012).

Tabel 4.8 Koefisien Situs, F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_2				
	$S_2 \leq 0,25$	$S_2 = 0,5$	$S_2 = 0,75$	$S_2 = 1,0$	$S_2 \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF			SS		

CATATAN:

- Untuk nilai-nilai antara S_2 dapat dilakukan interpolasi linier
- SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 4.9 Koefisien Situs, Fv

kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCER terpetakan pada perioda 1 detik, S ₁				
	S ₁ <0,1	S ₁ =2	S ₁ =0,3	S ₁ =0,4	S ₁ ≥0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Sehingga dari data diatas dapat diperoleh:

$$F_a = 0,9432$$

$$F_v = 2,408$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \quad (\text{SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 5}) \\ &= 0,9432 \times 0,9 \\ &= 0,9092 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 6}) \\ &= 2,408 \times 0,398 \\ &= 0,9584 \end{aligned}$$

4.3.3.2 Parameter Kecepatan Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,9092 = 0,6062$$

(SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,9584 = 0,6389$$

(SNI 1726:2012 Pers. 6.2 - 8)

4.3.3.3 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 4.10 dan 4.11

Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode Pendek (S_{DS})

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 4.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respon Percepatan Pada Periode 1 detik (S_{D1})

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 4.12 Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2%	2%	2%	TB	TB	10	TB	TB	
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	48	48	30	
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30	
C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5%	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4%	3	4	TB	TB	10 ^d	TI ^e	TI ^f	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3%	3	3	TB	TB	TI ^e	TI ^e	TI ^f	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4%	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2%	TB	TI	TI	TI	TI	
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5%	TB	TB	TB	TB	TB	

Untuk S_{DS} sebesar 0,6062 dan S_{D1} sebesar 0,6389 dan kategori resiko II kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

4.3.3.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan di dalam program bantu, permodelan gempa dinamis arah X dan arah Y ditambahkan faktor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%.

4.3.3.5 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

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

Dimana :

H_n : ketinggian struktur = 46,5 m.

C_t & x : ditentukan dari table 15 SNI 1726:2012

Tabel 4.13 Koefisien C_u

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

Tabel 4.14 Koefisien C_t dan x

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

Sehingga:

$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times (h_n)^x \\
 &= 0,0466 \times (46,5)^{0,9} \\
 &= 1,476 \text{ detik} \\
 T &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 1,476 \\
 &= 2,066 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.15 Modal Period dan Frekuensi

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,63315	0,61231	3,8473	14,802
MODAL	Mode	2	1,41497	0,70673	4,4405	19,718
MODAL	Mode	3	1,33208	0,7507	4,7168	22,248
MODAL	Mode	4	0,6833	1,4635	9,1954	84,555
MODAL	Mode	5	0,63172	1,583	9,9462	98,927
MODAL	Mode	6	0,6178	1,6187	10,17	103,44
MODAL	Mode	7	0,53708	1,8619	11,699	136,86
MODAL	Mode	8	0,49795	2,0082	12,618	159,21
MODAL	Mode	9	0,47541	2,1034	13,216	174,67
MODAL	Mode	10	0,43391	2,3046	14,48	209,68
MODAL	Mode	11	0,42659	2,3442	14,729	216,94
MODAL	Mode	12	0,40486	2,47	15,519	240,85
MODAL	Mode	13	0,39664	2,5212	15,841	250,93
MODAL	Mode	14	0,37179	2,6897	16,9	285,61
MODAL	Mode	15	0,34619	2,8886	18,15	329,41
MODAL	Mode	16	0,33014	3,0291	19,032	362,22
MODAL	Mode	17	0,30696	3,2577	20,469	418,97
MODAL	Mode	18	0,30425	3,2867	20,651	426,47
MODAL	Mode	19	0,30024	3,3306	20,927	437,94
MODAL	Mode	20	0,28184	3,5482	22,294	497,01

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 1,5298 detik, maka

$$\begin{array}{rclclcl} T_a & < & T_{sap} & < & C_u \cdot T_a \\ 1,479 \text{ detik} & < & 1,633 \text{ detik} & < & 2,066 \text{ detik (OK)} \end{array}$$

4.3.3.6 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)

Koefisien respons seismic C_s , harus sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2012 pasal 7.8.1.1

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

Dimana:

$$S_{DS} = 0,6062$$

$$S_{D1} = 0,6389$$

$$R = 8 \text{ (SRPMK, Tabel 9 SNI 1726:2012)}$$

$$I = 1 \text{ (Gedung Perkantoran, Tabel 1 SNI 1726:2012)}$$

$$C_s = \frac{0,6062}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0758$$

Nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{T}\right)} = \frac{0,6389}{1,633 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0489$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

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

$$C_s = 0,044 \times 0,6389 \times 1 > 0,01$$

$$C_s = 0,02667 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,0489

Perhitungan Gaya Geser Dasar

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

Tabel 4.16 Pembebanan Tiap Lantai secara manual

Nama	Tinggi	WD (kg)	WL (kg)
Lantai 1	4,65	1674987	240
lantai 2	4,65	1674987	240
lantai 3	4,65	1674987	240
lantai 4	4,65	1674987	240
lantai 5	4,65	6259235,1	240
lantai 6	4,65	1954413,3	240
lantai 7	4,65	2035053,3	240
lantai 8	4,65	1664760,9	240
lantai 9	4,65	1664760,9	240
lantai 10	4,65	1664760,9	240
lantai atap		989856	116
Total	46,5	22932788,4	2516

Sehingga total berat gedung:

$$1WD + 0,3 WL = 24286078 \text{ kg}$$

Tabel 4.17 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
1D + 0,3L	Combination	24286078

Perbedaan berat sebesar $5,57\% < 10\%$, sehingga analisa dengan program mendekati kebenaran.

$$V = C_s \times W$$

Dimana:

$$C_s = 0,0489$$

$$W = 24401659 \text{ kg}$$

Sehingga:

$$V = 0,0489 \times 24286078$$

$$= 1187653,84 \text{ kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1).

Koefisien gempa yang diinput dalam program bantu SAP 2000

$$\text{Gempa arah x} = g/R = 1,225$$

$$\text{Gempa arah y} = g/R = 1,225$$

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 4.18 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	681406,09	1131,46
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	1131,52	481864,53

$$V = 1187653,84 \text{ kg}$$

$$0,85 V = 1009505,77 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 681406,09 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 481864,53 \text{ kg}$$

Maka:

Untuk arah x,

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

$$681406,09 \text{ kg} < 1009505,77 \text{ kg (NOT OK)}$$

Untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> 0,85 V \\ 481864,53 \text{ kg} &< 1009505,77 \text{ kg (NOT OK)} \end{aligned}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung dari hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala sebesar 0,85 V/Vt

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{1009505,77}{681406,09} = 1,482$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{1009505,77}{481864,53} = 2,095$$

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

Tabel 4.19 Reaksi Gempa Arah X dan Y setelah faktor dimasukkan

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	1015295,07	1685,87
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	2376,19	1011915,51

$$V = 1187653,84 \text{ kg}$$

$$0,85 V = 1009505,77 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 1015295,07 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 1011915,51 \text{ kg}$$

Maka:

Untuk arah x,

Vxt > 0,85 V
 1015295,07 kg > 1009505,77 kg (OK)

Untuk arah y,

Vyt > 0,85 V
 1011915,51 kg > 1009505,77 kg (OK)

Setelah hasil running dari SAP didapatkan hasil seperti diatas, sehingga memenuhi persyaratan SNI 1276:2012 pasal 7.9.4.1.

Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 menyebutkan bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Pada tabel berikut menunjukkan besarnya partisipasi massa yang didapat dari hasil permodelan.

Tabel 4.20 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,9833	97,3139
MODAL	Acceleration	UY	99,9904	97,4949
MODAL	Acceleration	UZ	72,7212	38,7166

Berdasarkan tabel 4.20 partisipasi massa dalam arah x dan y yang ditinjau dari respons spectrum menunjukkan lebih besar daripada 90 persen, sehingga memenuhi persyaratan.

4.3.3.7 Kontrol Drift (Simpangan antar Lantai)

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

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

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

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

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5,5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

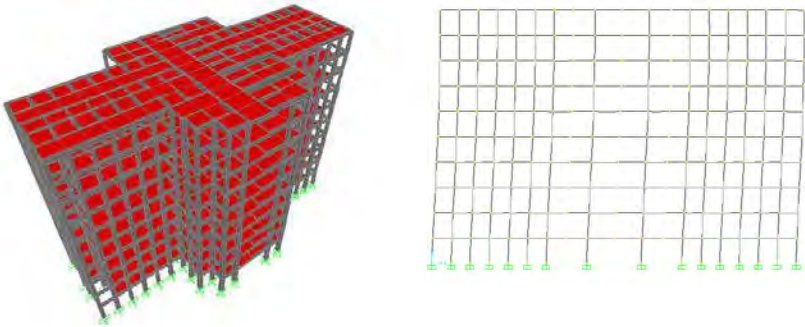
Tabel 4.21 Simpangan Antar Lantai Ijin

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}

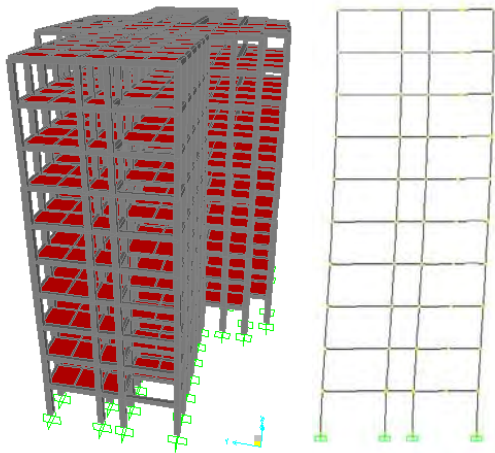
Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus, drift dibatasi sebesar:

Lantai 1-atap

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,020 \cdot h_{sx} \\ &= 0,020 \cdot 4650 \\ &= 93\text{mm} \end{aligned}$$



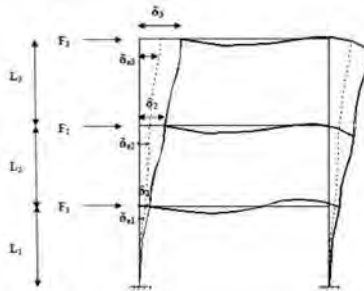
Gambar 4.14 Simpangan Arah X



Gambar 4.15 Simpangan Arah Y

perhitungan simpangan lantai 1: $\Delta 1 = \delta 1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas: $\Delta 2 = (\delta 2 - \delta 1)Cd/I$



Gambar 4.16 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 4.22 Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah X

Tingkat	hi	δ_{xe}	δ_x	Drift (Δ_s)	Syarat Δ_s	ket
	m	m	m	m	m	
atap	4,65	0,036	0,196	0,008	0,093	OK
10	4,65	0,034	0,189	0,013	0,093	OK
9	4,65	0,032	0,175	0,019	0,093	OK
8	4,65	0,028	0,157	0,019	0,093	OK
7	4,65	0,025	0,138	0,023	0,093	OK
6	4,65	0,021	0,115	0,027	0,093	OK
5	4,65	0,016	0,088	0,025	0,093	OK
4	4,65	0,011	0,063	0,025	0,093	OK
3	4,65	0,007	0,038	0,024	0,093	OK
2	4,65	0,003	0,014	0,014	0,093	OK
1	0	0,000	0,000	0,000	0,093	OK

Tabel 4.23 Kinerja Struktur akibat Beban Gempa Dinamik Arah Y

Tingkat	hi	δ_{ye}	δ_y	Drift (Δ_s)	Syarat Δ_s	ket
	m	m	m	m	m	
atap	4,65	0,048	0,263	0,010	0,093	OK
10	4,65	0,046	0,253	0,018	0,093	OK
9	4,65	0,043	0,235	0,027	0,093	OK
8	4,65	0,038	0,209	0,028	0,093	OK
7	4,65	0,033	0,180	0,031	0,093	OK
6	4,65	0,027	0,149	0,033	0,093	OK
5	4,65	0,021	0,116	0,031	0,093	OK
4	4,65	0,015	0,084	0,034	0,093	OK
3	4,65	0,009	0,051	0,032	0,093	OK
2	4,65	0,003	0,019	0,019	0,093	OK
1	0	0,000	0,000	0,000	0,093	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta_n = (\delta_2 - \delta_1)Cd/I < \Delta_a$$

Sehingga berdasarkan Tabel 4.22 dan Tabel 4.23 simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan tersebut.

4.4 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEGANG

4.4.1 Umum

Perencanaan beton prategang dilakukan pada lantai 7 hingga lantai atap, pada setiap lantai terdapat 2 buah balok prategang, gedung perkantoran Gedung Bupati Lombok Timur. Karena pada setiap lantai tersebut membutuhkan ruangan dengan luas yang efektif tanpa adanya kolom. Sehingga jumlah balok prategang yang terdapat dalam modifikasi perencanaan gedung ini adalah 10 balok.

Pada perencanaan ini metode yang digunakan pada balok prategang 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

Berikut ini adalah data perencanaan dari balok prategang:

- Panjang bentang = 25 m
- Dimensi balok prategang = 75/125 cm
- Mutu beton balok prategang ($f'c$) = 40 MPa
- Mutu beton Pelat lantai ($f'c$) = 40 MPa
- Selimut beton balok prategang (d') = 50 mm
- 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) :
$$f_{ci} = 0,88 \times 40 = 35,2 \text{ MPa}$$
- Untuk tebal pelat yang digunakan adalah 12 cm

4.4.3 Mencari Lebar Efektif

Perhitungan lebar efektif berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak melebihi ketentuan sebagai berikut:

- delapan kali tebal pelat
- setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan sehingga perhitungan lebar efektif sebagai berikut:

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{25}{4} = 6,25m = 6250 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 75 + (8 \times 12) = 1,71m = 1710 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{2} (L - b) = \frac{1}{2} (25 - 0,75) = 12,125 \text{ m} = 12125 \text{ mm}$$

Sehingga besar lebar efektif yang digunakan adalah nilai terkecil dari persyaratan tersebut yaitu sebesar 1710 mm.

4.4.4 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton

a. Tegangan ijin baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. 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 prategang atau perangkat angkur. (SNI 2847:2013 Ps.18.5.1).
2. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya prategang 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 prategang.

b. Tegangan ijin beton tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut:

1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan), tegangan serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tk} = 0,6 \times f_{ci} = 0,6 \times 35,2 = 21,12 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar direncanakan untuk tidak dapat terjadi retak, sehingga diklasifikasikan sebagai kelas T :
 $\sigma_{tr} = f_t > 0,5\sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$
- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,70 f_{ci}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 b)
 $\sigma_{tk} = 0,7 \times f_{ci} = 0,7 \times 35,2 = 24,64 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0,5 \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.1 c)
 $\sigma_{tr} = 0,5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{35,2} = 2,97 \text{ MPa}$

2. Pada kondisi beban layan (setelah terjadi kehilangan prategang)

- Tegangan tekan : $0,45 f_c$ (SNI 2847:2013 pasal 18.4.2.)
 $\sigma_{tk} = 0,45 \times f_c = 0,45 \times 35 = 15,75 \text{ MPa}$
- Tegangan tarik (SNI 2847:2013 pasal 18.3.3)
 Kelas T = $0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq \sqrt{f'_c}$
 $= 0,62\sqrt{40} < ft \leq \sqrt{40}$
 $= 3,92 < ft \leq 6,32 \text{ MPa}$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon prategang yang diisyaratkan, MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian prategang 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 prategang saat struktur kantilever terdiri dari balok prategang dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya prategang
- b. Pada saat diberi gaya prategang
- c. Pada saat peralihan gaya prategang

- Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur (Lin & Burns, 1996).

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{eff} \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 1,71 \times 0,12 \\ &= 492,48 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned} q_d &= \gamma_{beton} \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 2400 \times 0,75 \times 1,25 \\ &= 22500 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

- Beban hidup ruang perkantoran berdasarkan SNI

1727:2013

$$q = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$q = q \times b_{eff} = 240 \times 1,71 = 410,4 \text{ kg/m}$$

4.4.6 Penentuan Gaya Prategang Awal

4.4.6.1 Analisa Penampang Global

Penampang balok prategang menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok prategang sama, sehingga tidak perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya.

Dimensi penampang

Tebal pelat= 12 cm

$$A_{\text{pelat}} = \frac{b_{\text{eff}} \times t_f}{n} = \frac{171 \times 12}{1} = 2052 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = b \times (h - t_f) = 75 \times (125 - 12) = 8475 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{pelat}} + A_{\text{balok}} = 2052 + 8475 = 10527 \text{ cm}^2$$

$$c = (h - t_f)/2 + t_f = (125 - 12)/2 + 12 = 68,5 \text{ cm}$$

$$y_a = \frac{A_{\text{pelat}} \times \frac{t_f}{2} + A_{\text{balok}} \times c}{A_{\text{total}}} = \frac{2052 \times \frac{12}{2} + 8475 \times 68,5}{10527} = 56,32 \text{ cm}$$

$$y_b = h - y_a = 125 - 56,32 = 68,68 \text{ cm}$$

$$d_a = y_a - t_f/2 = 56,32 - 12/2 = 50,32 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - [(h - t_f)/2] = 68,68 - [(125 - 12)/2] = 12,18 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} + (A_{\text{balok}} \times d_b^2) + \frac{b \times t^3}{12} + (A_{\text{pelat}} \times d_a^2)$$

$$= 15495891 \text{ cm}^4$$

$$W_a = \frac{I_x}{y_a} = 275154,8 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_x}{y_b} = 225614,7 \text{ cm}^3$$

$$K_a = \frac{W_b}{A_{\text{total}}} = 21,43 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_a}{A_{\text{total}}} = 26,14 \text{ cm}$$

4.4.6.2 Gaya Prategang Awal (F_o)

Pada perencanaan struktur balok prategang gedung Bupati Lombok Timur ini, gaya prategang awal (F_o) direncanakan sebesar 3000 kN.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan di setiap lantainya.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang
 - Tarik Ijin = 2,97 MPa
 - Tekan Ijin = -21,12MPa
- Pada saat transfer ditumpuan
 - Tarik Ijin = 2,97 MPa
 - Tekan Ijin = -24,64 MPa
- Pada saat beban layan
 - Tarik ijin = sesuai kelas T = $3,92 < ft \leq 6,32 \text{ MPa}$
 - Tekan ijin = -18 MPa

Direncanakan eksentrisitas sebagai berikut :

Eksentrisitas di tumpuan = 314,32 mm (diatas cgc)

Eksentrisitas di tengah bentang = 536,83 mm (dibawah cgc)

Perhitungan kontrol salah satu lantai (lantai 7)

Pada saat transfer (akibat 1D):

M lapangan = 1395,022 kN

M tumpuan = -1715,746 kN

Tumpuan:

Serat atas

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

$$-24,64 \leq -\frac{3000000}{1052700} + \frac{3000000 \times (-314,32)}{275154770} - \frac{-1715746200}{275154770}$$

$$-24,64 \leq -0,04 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

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

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{1052700} - \frac{3000000 \times (-314,32)}{225614650} + \frac{-1715746200}{225614650}$$

$$2,97 \geq -6,28 \text{ MPa (OK)}$$

Tengah bentang:

Serat atas

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

$$2,97 \geq -\frac{3000000}{1052700} + \frac{3000000 \times (536,83)}{275154770} - \frac{1395021900}{275154770}$$

$$2,97 \geq -2,07 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

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

$$-21,12 \leq -\frac{3000000}{1052700} - \frac{3000000 \times (536,83)}{225614650} + \frac{1395021900}{225614650}$$

$$-21,12 \leq -3,80 \text{ MPa (OK)}$$

Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

M lapangan = 2113,923 kNm

M tumpuan = -2569,118 kNm

Diasumsikan kehilangan prategang 20 %

$F = 0,8 \times F_o = 0,8 \times 3000 = 2400 \text{ kN}$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a}$$

$$6,325 \geq -\frac{2400000}{1052700} + \frac{2400000 \times (-214,32)}{275154770} - \frac{-2569118000}{275154770}$$

$$6,325 \geq 4,316 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

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

$$-18 \leq -\frac{2400000}{1052700} - \frac{2400000 \times (-214,32)}{225614650} + \frac{-2569118000}{225614650}$$

$$-18 \leq -10,32 \text{ MPa (OK)}$$

Tengah bentang:

Serat atas

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

$$-18 \leq -\frac{2400000}{1052700} + \frac{2800000 \times (536,83)}{275154770} - \frac{2113922700}{275154770}$$

$$-18 \leq -5,28 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

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

$$6,325 \geq -\frac{2400000}{1052700} - \frac{2800000 \times (536,83)}{225614650} + \frac{2113922700}{225614650}$$

$$6,325 \geq 1,38 \text{ MPa (OK)}$$

Dengan cara yang sama dilakukan kontrol tegangan di setiap lantai. Hasil kontrol pada setiap lantai memenuhi persyaratan tegangan ijin.

4.4.6.3 Penentuan Tendon yang digunakan

penentuan tendon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved)
- $f_{p_{max}} = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$
- Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{3000000}{1395} = 1076,47 \text{ mm}^2$$

- Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-22
- Jumlah strand : 22
- *Minimum breaking load* : 4050 kN
- Diameter strand : 12,7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12,7^2 \times 22 = 2786,89 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu} \dots(\text{OK})$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{3000000}{2786,89} = 1076,47 \text{ Mpa}$$

4.4.6.4 Kehilangan Gaya Prategang

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

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

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

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkutan/slip anker terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke anker.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkutan.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkutan berpengaruh sampai ke tengah bentang :

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

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

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

$f_{pakai} = 1255,88 \text{ MPa}$

$\mu = 0,25$ (wire strand tendon)

$K = 0,0049$ (wire strand tendon)

$f = 851,15 \text{ mm}$

$\alpha =$ sudut kelengkungan tendon ($8f/L$) = 0,24

$L = 25 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 307,81 \text{ mm} = 0,30781 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 12,5 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$\mu = 0,25 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0,0049 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon (8y/L)} = 0,24$$

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\text{Nilai } F_{pf} = 0,83 F_o = 2479,637 \text{ kN}$$

$$\Delta F_{pf} = 3000 - 2479 = 520,363 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{520363}{2786,89} = 186,72 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{186,72}{1076,47} = 8,675 \%$$

4. Akibat Kekakuan kolom

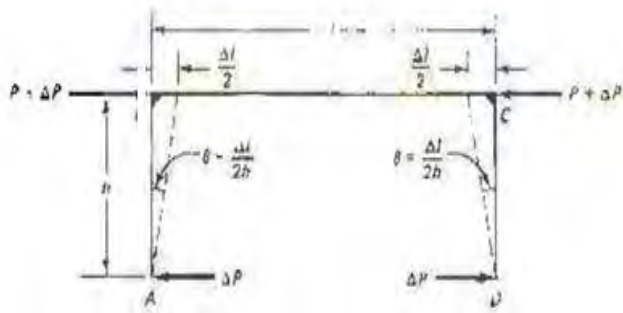
Beton prategang dengan desain cor monolit harus diperhatikan kehilangan prategang akibat kekekangan kolom. Hal ini terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom. Gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom

menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang yang diberikan digunakan mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang 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 prategang yang hilang semakin kecil serta momen yang diterima kolom juga berkurang.

Pada perencanaan balok prategang yang dicor monolit disetiap lantai, momen yang terjadi akibat kekekangan saat jacking pada lantai 7 merupakan hasil akumulatif dari lantai-lantai di atasnya. Sehingga kehilangan terbesar terjadi pada lantai 7.

Besarnya momen yang terjadi pada lantai dasar akibat jacking di lantai dasar didapat dari program bantu SAP 2000, sehingga didapat momen sebagai berikut:



Gambar 4.17 kehilangan prategang akibat kolom

$$M_A = 235,3362 \text{ kNm} = 235336,2 \text{ Nm}$$

$$M_B = -235,3348 \text{ kNm} = -235334,8 \text{ Nm}$$

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{lv} = \frac{235336,2 - (-235334,8)}{4,65} = 101219,57 N$$

$$\Delta f_p = \frac{\Delta P}{A_{pakai}} = \frac{101219,57}{2786,89} = 36,32 MPa$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{36,32}{1076,47} = 3,374 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

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

1. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak :

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

Dimana :

K_{cr} = 1 untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat sluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

E_s = 200000 Mpa

E_c = $4700 \times 40^{0,5} = 29725,41$ Mpa

$$f_{c_{ir}} = \sigma_t \leq \frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{wb} - \frac{M_g}{wb}$$

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{3000000}{1052700} + \frac{3000000 \times 536,83}{225614650} \right) = 9,99 MPa$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{1395021900}{225614650} \right) = 6,18 MPa$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 25,63 MPa$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkak ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{25,63}{1076,47} = 2,38 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8,2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0,00236(v/s)]. [100 - RH]$$

RH = 78% (untuk kota Selong)

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

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{1052700}{5920} = 15,96 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6,73$$

$$SH = 3,02 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{3,02}{1076,47} = 0,28 \%$$

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

Rumus perhitungan kehilangan prategang 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

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0,15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1076,47}{1860} = 0,58, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai}$$

berikut

$$C = 0,49$$

$$RE = 65,51 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{65,51}{1076,47} = 6,09\%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$8,675\% + 3,37\% + 2,38\% + 0,28\% + 6,09\% = 20,80 \%$$

4.4.6.5 Kontrol gaya prategang setelah kehilangan

Besar gaya prategang yang terjadi setelah kehilangan prategang adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100-20,80}{100} \times 3000 = 2376,030 \text{ kN}$$

Berdasarkan Gambar 4.18 dan 4.19 diperlihatkan distribusi tegangan untuk berbagai tahap pembebanan. Pembahasannya adalah sebagai berikut:

- (a) Tegangan akibat gaya prategang awal (F_o) dan berat sendiri balok prategang.

Pada tumpuan:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -0,04 \text{ Mpa} \geq -24,64 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -6,28 \text{ Mpa} \leq 2,97 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -2,07 \text{ Mpa} \leq 2,97 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -3,80 \text{ Mpa} \geq -21,12 \text{ Mpa (OK)}$$

- (b) Tegang setelah terjadi kehilangan gaya prategang, gaya prategang efektif, berat sendiri balok prategang dan akibat berat beban mati tambahan dan beban hidup

Pada tumpuan:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 4,37 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M}{W_b} = -10,33 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -5,30 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M}{W_b} = 1,46 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

- (c) Tegangan akibat berat sendiri balok dan pelat, beban mati tambahan, beban hidup dan gempa (saat beban hidup 100%)

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 6,312 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -12,71 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -5,07 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 1,18 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$

- (d) Tegangan akibat berat sendiri balok dan pelat, beban mati tambahan, beban hidup dan gempa (saat beban hidup 30%)

Pada tumpuan:

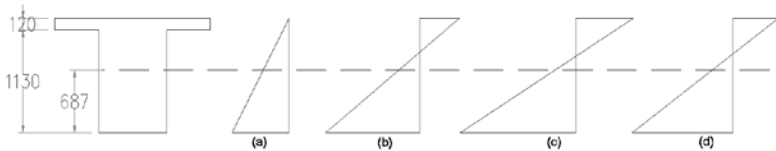
$$\text{Serat atas } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 4,981 \text{ Mpa} \leq 6,32 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -11,08 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

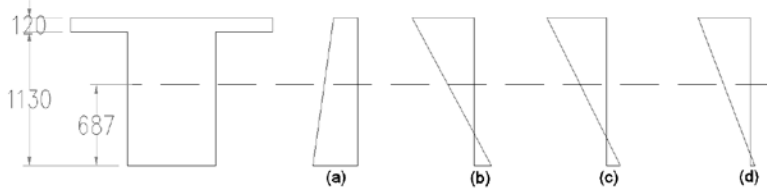
Pada tengah bentang:

$$\text{Serat atas: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = -4,44 \text{ Mpa} \geq -18 \text{ Mpa (OK)}$$

$$\text{Serat bawah: } -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M}{W_a} = 0,40 \text{ Mpa} \leq 6,325 \text{ Mpa (OK)}$$



Gambar 4.18 Tegangan di tumpuan



Gambar 4.19 Tegangan di Lapangan

4.4.6.6 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

Lendutan yang terjadi didapat dari program bantu SAP 2000. Kontrol lendutan diambil lendutan yang paling besar tiap lantai. Lendutan yang terjadi terdiri dari:

- a. Lendutan saat jacking
 1. Akibat tekanan tendon
0,007791 m = 7,791 mm (keatas)
 2. Akibat beban mati
0,01678 m = 16,78 mm (kebawah)
- b. Saat beban bekerja
 1. Akibat tendon setelah kehilangan
0,006171 m = 6,171mm (keatas)
 2. Akibat beban mati dan beban hidup
0,024998 m = 24,998 (kebawah)

Sehingga total lendutan yang terjadi pada saat jacking adalah 8,989 mm kebawah dan pada saat beban bekerja adalah 18,827 mm kebawah.

Lendutan ijin diambil L/480 dari SNI 2847:2013 tabel 9.5(b).

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{25000}{480} = 52,083 \text{ mm}$$

$$f < f_{ijin}$$

$$8,989 \text{ mm} < 52,083 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$18,827 \text{ mm} < 52,083 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

4.4.6.7 Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7.

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 2786,89 \text{ mm}^2$$

$$d = 1250 - 1150 = 1100 \text{ mm}$$

$$b = 750 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$Y_p = 0,55$$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0,05 = 0,76$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{Y_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

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

$$f_{ps} = 1860 \left\{ 1 - \frac{0,55}{0,76} 0,17 \right\} = 1632,37 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 2786,89 \times 1632,37 = 4549235,63 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 f'_c b} = 178,4 \text{ mm}$$

$$M_n = 4549235,63 (1100 - 178,4/2) = 4598367374 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 4598,37 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9$$

$$0,9 \times 4598,37 \geq 2709,72 \text{ kNm}$$

$$4138,531 \text{ kNm} \geq 2709,72 \text{ kNm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.8 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 2376 \text{ kN}$$

$$K_t = 214,32 \text{ mm}$$

$$e = 536,83 \text{ mm}$$

$$W_b = 225614650 \text{ mm}^3$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{40} = 3,92 \text{ MPa}$$

$$M_1 = F(e + K_t)$$

$$= 2376000 (536,83 + 214,32) = 1784755139,2 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = f_r \times W_b$$

$$= 3,92 \times 225614650$$

$$= 884409428 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 2669164567 \text{ Nmm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi Mn > 1.2M_{cr}$$

$$0,9 \times 4598,37 > 1,2 \times 2669,16$$

$$4138,53 \text{ kNm} > 3202,997 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.9 Daerah Limit Kabel

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada, seperti pada SNI 2847:2013.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{15495891}{10527}} = 38,37 \text{ cm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{W_t}{A} = \frac{275154,8}{10527} = 26,138 \text{ cm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{W_b}{A} = \frac{225614,7}{10527} = 21,432 \text{ cm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{2568,57}{2376} = 1,08 \text{ m} = 1080 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{1714,72}{3000} = 0,57 \text{ m} = 570 \text{ mm}$$

4.4.6.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak

Perencanaan kebutuhan tulangan lunak didasarkan pada gaya gempa yang terjadi. Besarnya gaya gempa yang terjadi diperoleh dari analisa *software* SAP 2000 v14 akibat 1.2D+1L±1Ex

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan kiri (1.2D+1L±1Ex)} &= -356034,680 \text{ kgm} \\ \text{Momen tumpuan kiri (1.2D+1L)} &= \frac{-303628,34 \text{ kgm}}{-52406,340 \text{ kgm}} \end{aligned}$$

Momen negatif maksimum (Mu) : **-52406,340 kgm**

Momen positif maksimum (Mu) : **52406,340 kgm**

Mn (75% dari Mu) = 0,75 x Mu / 0,9 = **43671,95 kgm**

1. Kontrol Momen Nominal Tendon

$$M_n \text{ total} = Mu / 0,9 = 52406,340 / 0,9 = 58229,27 \text{ kgm}$$

Mn tendon hanya boleh sebesar 25 % dari Mn total.

$$M_n \text{ tendon} = 0,25 \times 58229,27 = 14557,32 \text{ kgm}$$

Dari perhitungan sebelumnya di bagian momen nominal didapatkan $\phi M_n = 413853,1 \text{ kgm}$

Seharusnya $\phi M_n > M_n \text{ tendon}$

Tetapi $413853,1 \text{ kgm} > 14557,32 \text{ kgm}$ (OK)

2. Data Kebutuhan Tulangan Lunak

- Mutu baja : 400 Mpa
- Mutu beton : 40 MPa
- Dimensi balok : 75/125 cm
- Panjang balok : 25 m
- Diameter tulangan longitudinal (D) : 25 mm
- Diameter tulangan sengkang (D) : 13 mm
- Selimut beton : 50 mm
- $d = 1250 - 50 - 13 - 25/2 = 1174,5 \text{ mm}$

Perhitungan rasio tulangan sesuai dengan data mutu bahan yang telah ditentukan

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

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0,0039$$

Jadi dipakai $\rho_{\min} = 0,0039$

Karena mutu beton berada di atas 28 MPa, maka nilai β_1 , kita gunakan perumusan sesuai dengan (SNI 2847:2013 ps 12.2.7.3)

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

$$\beta_1 = 0,76$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{43671,95 \times 10^4}{0,9 \times 750 \times 1174,5^2} = 0,47 \text{ MPa}$$

Menentukan rasio tulangan yang perlu

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

$$\rho = 0,0011$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{pakai}}$$

$$0,0039 > 0,0011$$

sehingga $\rho = 0,0039$

karena digunakan ρ_{\min} sehingga kebutuhan tulangan lunak tumpuan atas dan tumpuan bawah sama.

Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho b d = 0,0039 \times 750 \times 1174,5 = 3479,46 \text{ mm}^2$$

Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{\frac{1}{4} \pi \phi^2} = \frac{3479,46}{\frac{1}{4} \pi 25^2} = 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak} = \frac{b - n \cdot DL - 2(\text{tebal cover}) - 2 Ds}{n - 1}$$

$$\text{Jarak} = \frac{750 - 8.25 - 2.50 - 2.13}{8 - 1} = 60 \text{ mm}$$

Jarak 60 mm > 25 mm (memenuhi)

$$a = \frac{Asx f_y}{0,85x f_c' x b} = 61,6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{61,6}{0,76} = 80,63 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{c} = 14,57$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times (d/c - 1) = 0,041$$

Kondisi TENSION karena $\varepsilon_t > 0,005$, sehingga nilai $\phi = 0,9$

$$M_{pr \text{ kanan}} = As \times 1,25 \times f_y \times (d - a/2) = 2245649699 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr \text{ kiri}} = M_{pr \text{ kanan}} = 2245649699 \text{ Nmm}$$

Beban terbagi rata pada pelat Lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

$$\text{Beban mati} : 492,48 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup} : 410,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Balok} : 2400 \times 0,75 \times 1,25 = 2250 \text{ kg/m}$$

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1,0L)$$

$$= (1,2 \times 2742,48 + 1,0 \times 410,4)$$

$$= 3947,616 \text{ kgm}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+)

maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{224564,97 + 224564,97}{25 - 0,75} - \frac{3947,616 \times (25 - 0,75)}{2} \\ &= -29344,02 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u x Ln}{2} \\
 &= \frac{224564,97 + 224564,97}{25 - 0,75} + \frac{3947,616 x (25 - 0,75)}{2} \\
 &= 66385,67 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Catatan: 0,75 adalah lebar kolom preliminary dalam satuan meter.

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

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

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

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} = \frac{224564,97 + 224564,97}{25 - 0,75} = 18521 \text{ kg} > 0,5 \times 66385,67 = 33192,83 \text{ kg (NOT OK)}$$

2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c$
 $321286 \text{ N} < 0,2 \times 1052700 \times 40 = 8421600 \text{ N}$
 (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok $< 0,2 A_g f'_c$. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser $V_c = 0$.

dengan demikian maka

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_{ekn} / \phi \\
 V_s &= 66385,67 / 0,9 \\
 &= 73761,85 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Direncanakan senggang 2 kaki $D13$

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2 \\
 S &= A_v \times f_y \times d / V_s = 169 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar senggang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.3.4.2:

1. $d/4 = 146,125 \text{ mm}$
2. $8 \times D \text{ utama} = 200 \text{ mm}$

$$3. 24\emptyset = 312 \text{ mm}$$

$$4. 300 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 169 mm. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak = 100 mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1250 = 2500 \text{ mm}$ dari muka kolom

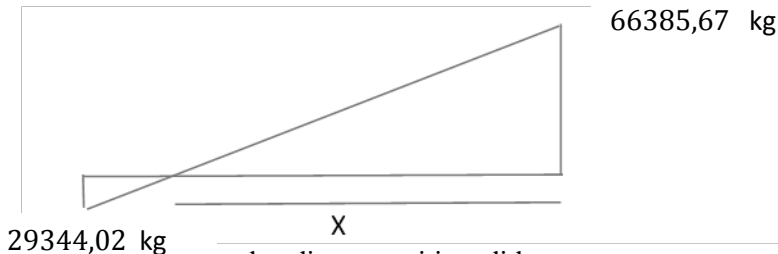
Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max.}$

$$V_{smax} = 0,66\sqrt{f'c'}xbwxd = 367695,4161 \text{ kg} > V_s = 73761,85 \text{ kg}$$

(OK)

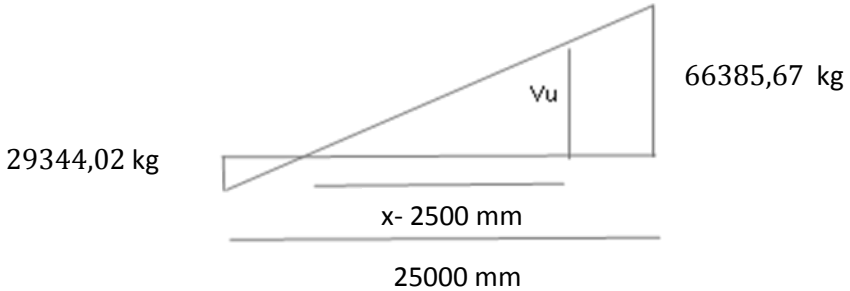
b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis



perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{25 - 0,75 - x} = \frac{66385,67}{29344,02}$$

$$x = 16,82 \text{ m}$$



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

$$\frac{16,82 - 2,5}{16,82} = \frac{Vu}{66385,67}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan
 $Vu = 56516,63 \text{ kg}$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} = \frac{56516,63}{0,9} - \frac{\sqrt{f'c}}{6} bw d = 30056,13 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D13 mm, maka $Av =$

$$Av = 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = Av \times fy \times d/Vs = 464,94 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 587,25 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 450 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 450 mm.

Penulangan Torsi

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

Tu kurang dari:

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'c}}}$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1}$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847 2013}$$

pasal 9.3.2.3

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, Tu dipilih dengan cara gabungan nilai torsi envelope. Sehingga didapat:

$$T_{\text{torsi}} = 35984,37 \text{ kgm}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$$

$$A_{cp} = 1052700 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 4960 \text{ mm}^2$$

$$T_u = 359843700 \text{ Nmm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 359843700 / 0,75 = 479791600 \text{ Nmm}$$

$$479791600 \text{ Nmm} < 0,75 \times 1 \times \sqrt{40} \frac{(1052700)^2}{4960} + \sqrt{1 + \frac{18}{0,33 \times 1 \times \sqrt{40}}}$$

$$479791600 \text{ Nmm} > 272887479 \text{ Nmm}$$

NOT OK

Persyaratan diatas tidak memenuhi, sehingga balok memerlukan tulangan torsi.

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$A_{oh} = 747500 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 3600 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 635375 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2 \times Aoh \times fy \times \cot 45^0}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{479791600}{2 \times 747500 \times 400 \times \cot 45^0}$$

$$Avt = 802,33 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2Ø13-100 (Tumpuan)

Luas sengkang permeter (Avs)

$$\begin{aligned} Avs &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/100 \\ &= 2654,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$Avs + Avt = 2654,64 + 802,33 = 3456,97 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 1. \quad Avs + Avt &> \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times S}{fy} \\ 3456,97 &> \frac{75\sqrt{40}}{1200} \times \frac{750 \times 1000}{400} \\ 3456,97 &> 741,159 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad Avs + Avt &> \frac{b \times S}{3 \times fy} \\ 3456,97 &> \frac{750 \times 1000}{3 \times 400} \\ 3456,97 &> 625 \dots \dots \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Jarak sengkang total:

$$\begin{aligned} 1. \quad s &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt} = \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3456,97} = 100 \text{ mm} \\ 2. \quad S &= Ph/8 = 3600/8 = 450 \text{ mm} \\ 3. \quad S &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil jarak terkecil = 100 mm, digunakan s = 100 mm

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi menjadi
2 Ø13-100 mm.

Dengan cara yang sama didapat jarak torsi untuk sengkang pada daerah diluar sendi plastis $s = 450$ mm, jadi dipakai sengkang 2Ø13 – 450 mm

2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

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

$$A_t = \frac{802,33}{1000} \times 3600 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 2888,38 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi pada tumpuan:

Tarik (8 D25 : $A_s = 3926,99 \text{ mm}^2$)

Tekan (8 D25 : $A_s = 3926,99 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ total} = 7853,98 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$(A_t + A_{st}) = 2888,38 + 7853,98 = 10742,36 \text{ mm}^2$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{f'c}xAc_p}{12 \times f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{Avt}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{40}x1052700}{12 \times 400} - \left(\frac{802,33}{100} \right) \times 3600 \times \frac{400}{400}$$

$$10742,36 > -21948,51 \dots \dots \dots \dots \text{OK}$$

Jumlah tulangan torsi:

$$n = \frac{A_t}{\frac{0,25 \times \pi \times D^2}{4}}$$

$$n = \frac{2888,38}{3926,99}$$

$$n = 0,73 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 2 buah yang diletakan dikanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan.

Untuk penulangan pada balok atap dibuat sama dengan balok lantai.

Resume perhitungan penulangan balok prategang

Tulangan Lentur : 8 D 25

Tulangan torsi : 2 D 25

Tulangan Geser

Tumpuan : 2 D 13 -100

Lapangan : 2 D 13- 500

4.4.6.11 Kontrol Momen Nominal Penampang secara Keseluruhan

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja prategang yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa.. Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon prategang

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon prategang yaitu

$$M_n = 4825829156 \text{ Nmm}$$

$$a = 61,6 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 8D 25 dan tulangan torsi 2D25

$$A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$$

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

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1250 - 150 = 1150 \text{ mm}$$

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

$$M_n = 4908,74 \cdot 400 \cdot (1150 - 61,6 / 2) = 2197544061 \text{ Nmm}$$

M_n = kuat lentur nominal (Nmm)

A_s = luas tulangan tarik (mm^2)

f_y = tegangan leleh baja (MPa)

f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)

a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 4825829156 + 2197544061$$

$$= 7023373217 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0,9. \text{ Nilai } M_u \text{ yang}$$

diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

ϕM_n	> M_u
$0,9 \times 7023373217 \text{ Nmm}$	> 35126050000 Nmm
6321035895 Nmm	> $35126050000 \text{ Nmm (OK)}$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton prategang secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

4.4.6.12 Pengangkuran Ujung

Balok prategang 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 prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan

nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengankuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya Tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengankuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2.

Dalam perencanaan gedung Bupati Lombok Timur ini, digunakan angkur mati dan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya prategang dengan sistem pasca tarik.

Penulangan pengekanan di seluruh pengankuran 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 pengankuran global sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya prategang awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 3000000 \text{ N}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \cdot 3000000 = 3600000 \text{ N}$$

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

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

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

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 290 mm (angkur dengan strand 5-22, VSL tabel)

e = 314,32 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

$$h = 1250 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \left(1 - \frac{314,32}{1250} \right) = 673689,6 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5(1250 - 2 \times 314,32) = 310,68 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{673689,6}{400} = 1684,224 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D16 ($A_v = 402,133 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{1684,224}{402,133} = 4,2 \approx 5 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{310,68}{5} = 62,136 \text{ mm, diambil } 60 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2D16, dengan nilai $s = 60 \text{ mm}$.

4.4.6.13 Partial Prestressing Ratio (PPR)

momen batas (prategang)

$$\text{PPR} = \frac{\text{momen batas (prategang)}}{\text{momen batas total (prategang dan tulangan)}}$$

$$\text{PPR} = \frac{4825829156}{4825829156 + 2197544061} = 0,687$$

Presentase nilai PPR = 68,7 %

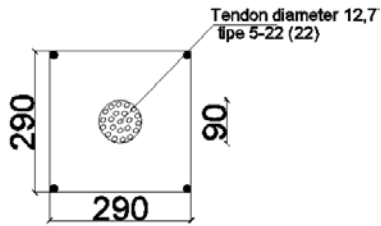
4.4.6.14 Desain Angkur yang Digunakan

Dalam tugas akhir ini digunakan 2 jenis angkur yaitu

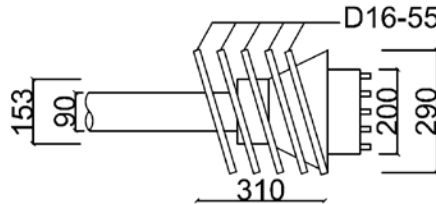
a. Angkur Hidup

Berdasarkan spesifikasi tendon yang digunakan menurut brosur VSL

- Tendon unit : 5-22
- Jumlah strand : 22
- *Minimum breaking load* : 4050 kN
- Diameter strand : 12,7 mm



Gambar 4.20 ankur hidup

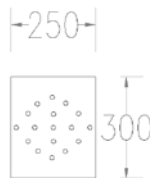


Gambar 4.21 Detail ankur hidup

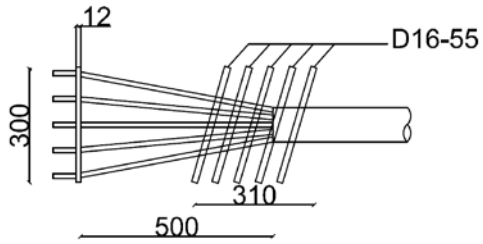
b. Angkur mati

Berdasarkan spesifikasi tendon yang digunakan menurut brosur VSL

- Tendon unit : 5-22
- Jumlah strand : 22
- *Minimum breaking load* : 4050 kN
- Diameter strand : 12,7 mm



Gambar 4.22 ankur mati



Gambar 4.23 Detail angkur mati

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

4.5 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEGANG

4.5.1 Umum

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

4.5.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung Bupati Lombok Timur direncanakan beberapa balok induk, yang dapat dilihat pada tabel 4.24.

Tabel 4.24 Dimensi Balok

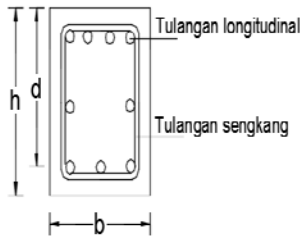
balok induk									
nama balok	Bentang	h min	h	b	h	b	dimensi pakai		
	m	m	m	m	cm	cm	h cm	b cm	
B1	3	0,243	0,250	0,167	65	45	65	45	
	3,5	0,283	0,300	0,200					
	4	0,324	0,350	0,233					
	6,5	0,526	0,550	0,367					
	7	0,567	0,600	0,400					
	7,5	0,607	0,650	0,433					
B2	10	0,810	0,850	0,567	85	60	75	50	

4.5.2.1 Perencanaan Tulangan Balok Induk B1

Data Perencanaan Tulangan Lentur Balok Induk

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

Dimensi	: 45/65
Tebal decking (d')	: 40 mm SNI 2847:2013 pasal(7.7)
Tulangan lentur (D)	: 25mm
Tulangan sengkang (D)	: 13 mm
Mutu Tulangan (f_y)	: 400 Mpa
Mutu sengkang (f_y)	: 400 Mpa
Mutu beton ($f'c$)	: 40 Mpa



Gambar 4.24 Penampang Balok Induk

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

$$= 650 - (40 + 13 + 0,5 \times 25) = 584,5 \text{ mm}$$

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)}$$

$$= 0,85 - 0,05 (40 - 28) / 7 = 0,76$$

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

I. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)}$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{400} = 0,0039$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} \quad \text{SNI 2847:2013 pasal (10.5.1)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{400} = 0,0035$$

Dari kedua harga ρ_{min} tersebut, diambil harga yang terbesar 0,0039

II. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11,76$$

III. Menentukan Mn dan Rn yang digunakan

$$Mn = Mu/\Phi$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Kombinasi yang digunakan adalah **envelope** karena kombinasi beban tersebut yang memberi dampak momen terbesar untuk balok induk.

Momen negatif tumpuan Atas = **-55362,81 Kgm**

Momen Positif tumpuan Bawah = **27681,41 Kgm**

Momen positif Lapangan maksimum = **22870,98 Kgm**

Menentukan Rn

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

IV. Rasio Tulangan yang dibutuhkan

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.25.

Tabel 4.25 Penulangan Lentur

Balok	Lokasi	Mu	Mn	ρ	ρ	As perlu	Jumlah			Lapis	s
		kgm	kgm	perlu	pakai	mm2					mm
BI (450x650)	tumpuan	-55362,8	61514,23	0,010673	0,010673	2807,315	6	D	25	1	35
	tumpuan	27681,41	30757,12	0,005158	0,005158	1356,695	3	D	25	1	130
	Lapangan	22870,98	25412,2	0,004238	0,004238	1114,71	3	D	25	1	130

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12,2}{0,8}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right)$$

Tabel 4.26 Faktor Reduksi

Lokasi	As (mm2)	a (mm)	c (mm)	ϵ_t	ϕ	
tumpuan	2945,243	77,000	100,747	0,0144	0,9	Terkontrol Tarik
tumpuan	1472,622	38,500	50,374	0,0318	0,9	Terkontrol Tarik
Lapangan	1472,622	38,500	50,374	0,0318	0,9	Terkontrol Tarik

V. Penulangan Geser

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

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.5.4 : 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 struktur 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:

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel 4.27.

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0.85 f' c b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 4.27 Momen Probabilitas

bentang m	posisi		tulanan n	D mm	As mm ²	a mm	MPr	
							Nmm	kgm
7,5	gempa ka	+	6	25	2945,243	96,250	789877553,022	78987,755
7,5	gempa ka	-	3	25	1472,622	48,125	412656213,180	41265,621
7,5	gempa ki	+	6	25	2945,243	96,250	789877553,022	78987,755
7,5	gempa ki	-	3	25	1472,622	48,125	412656213,180	41265,621

Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 3157,5 kg/m

Beban hidup : 1800 kg/m

Beban Balok $2400 \times 0,45 \times 0,65 = 702$ kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1,2D + 1L)$$

$$= (1,2 \times (3157,5 + 1800)) + 1,0 \times 702$$

$$= 6431,4 \text{ kg/m}$$

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

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{78987,755 + 41265,621}{7,5 - 2(0,5 \times 85)} - \frac{6531,4 (7,5 - 2(0,5 \times 85))}{2} \\ &= -3301 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{78987,755 + 41265,621}{7,5 - 2(0,5 \times 85)} + \frac{6531,4 (7,5 - 2(0,5 \times 85))}{2} \\ &= 39468 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Senggang Balok di daerah sendi Plastik (Tumpuan) :

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

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

$$\frac{78987,755 + 41265,621}{7,5 - 2(0,5 \times 85)} = 18083 \text{ kg} > 0,5 \times (39468) = 19733,81 \text{ kg}$$
 (NOT OK)
- Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c$
 $28841,6 \text{ N} < 0,2 \times 0,45 \times 0,65 \times 40 = 2340000 \text{ N}$
 (OK)

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat nomor 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok $< 0,2 A_g f'_c$. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser $V_c = 0$.

Sehingga V_s :

$$V_s = \frac{V_e}{\varphi} = \frac{39468}{0,9} = 43852,91 \text{ kg}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 141,53 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847:2013. Pasal. 21.3.4.2:

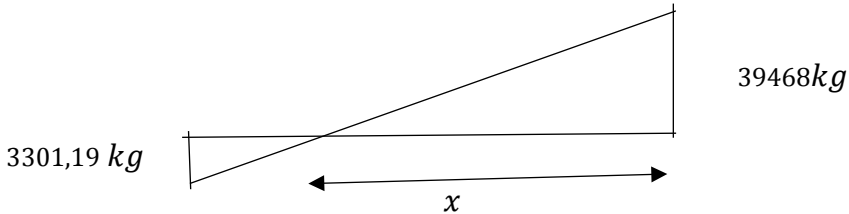
1. $d/4 = 146,125 \text{ mm}$
2. $8 \times D \text{ utama} = 200 \text{ mm}$
3. $24\emptyset = 312 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 100 mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 650 = 1300 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok. Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$

$$V_{smax} = 0,66 \sqrt{f'c} \times b \times w \times d = 1097920,67 \text{ N} > V_s = 438529,1 \text{ N (OK)}$$

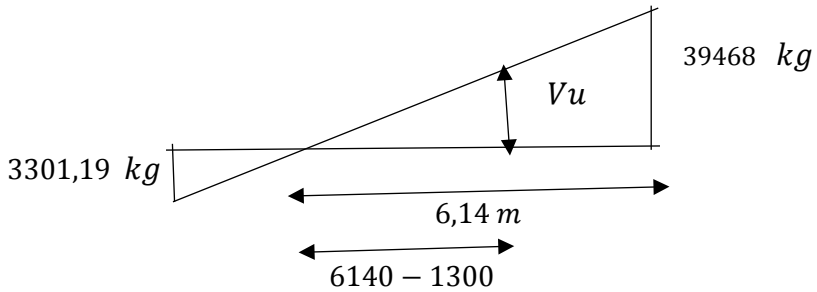
b Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{41227}{x} = \frac{3301,19}{(7,5 - 2(0,5 \cdot 0,85)) - x}$$

$$x = 6,14 \text{ m}$$



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{39468}{6140} = \frac{Vu}{6140 - 1300}$$

$$Vu = 31106,8 \text{ kg}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan $Vu = 31106,8 \text{ kg}$

$$Vc = \frac{bx d \sqrt{f'c}}{6} = 277253 \text{ N}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{31106,8}{0,9} - 277253 = 6837,84 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D 13 mm

$$Av = 2x \frac{1}{4} x \pi x D^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{Av x fy x d}{Vs} = 907,68 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang, tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 292,25 \text{ mm}$$

Sehingga diambil jarak sengkang terkecil yaitu $s = 292,25 \text{ mm}$.

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm.

IX. Penulangan Torsi Balok

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

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

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI 2847:2013 psl 8.6.1

Φ = 0,75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000. Didapat dari SAP:

Torsi = 2542,5 kgm

Kontrol kebutuhan torsi:

$$T_u \leq \phi 0,083\lambda\sqrt{f'c}\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$$A_{cp} = b \times h = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(450 + 650) = 2200 \text{ mm}$$

$$T_u = 2542,5 \text{ kgm} = 25425000 \text{ Nmm}$$

$$T_n = T_u/\Phi = 25425000/0,9 = 28250000 \text{ Nmm}$$

$$28250000 \leq 0,75 \times 1 \sqrt{40} \frac{(292500)^2}{2200} = 15310819 \text{ Nmm (OK)}$$

Persyaratan diatas memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi.

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$A_{oh} = (450-2 \times 40) \times (650-2 \times 40) = 210900 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$P_h = 2((450-2 \times 40) + (650-2 \times 40)) = 1880 \text{ mm}$$

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 107865 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\frac{Avt}{s} = \frac{Tn}{2 \times Aoh \times fy \times \cot 45^0}$$

$$\frac{Avt}{1000} = \frac{28250000}{2 \times 210900 \times 400 \times \cot 45^0}$$

$$Avt = 167,44 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2D13-100 (Tumpuan)

Luas sengkang permeter (Avs)

$$\begin{aligned} Avs &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/100 \\ &= 2654,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$Avs + Avt = 2654,65 + 167,44 = 2822,08 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 1. \quad Avs + Avt &> \frac{75\sqrt{f'c}}{1200} \times \frac{b \times S}{fy} \\ 2822,08 &> \frac{75\sqrt{40}}{1200} \times \frac{450 \times 1000}{400} \\ 2822,08 &> 444,69 \dots \dots OK \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad Avs + Avt &> \frac{b \times S}{3 \times fy} \\ 2822,08 &> \frac{450 \times 1000}{3 \times 400} \\ 2822,08 &> 375 \dots \dots \dots OK \end{aligned}$$

Jarak sengkang total:

$$\begin{aligned} 1. \quad s &= \frac{n \times 0,25 \times \pi \times d^2 \times S}{Avs + Avt} \\ s &= \frac{2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{2822,08} = 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$2. \quad S = Ph/8 = 1880/8 = 235 \text{ mm}$$

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

Diambil jarak terkecil = 120 mm, digunakan $s = 100\text{mm}$
 Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi tetap memenuhi 2 D13-100 mm.

2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$A_t = \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \left(\frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = \frac{167,44}{1000} \times 1880 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$A_t = 314,78 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi pada tumpuan:

Tarik (6 D25 : $A_s = 2945,24 \text{ mm}^2$)

Tekan (3 D25 : $A_s = 1472,622 \text{ mm}^2$)

$A_s \text{ total} = 4417,86 \text{ mm}^2$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (A_t + A_{st})$$

$$= 314,78 + 4417,86$$

$$= 4732,65 \text{ mm}^2$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{f'c}xAc_p}{12 \times f_y \text{ lentur}} - \left(\frac{A_{vt}}{s} \right) \times Ph \times \frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}}$$

$$A_t + A_{st} > \frac{5x\sqrt{40}x292500}{12 \times 400} - \left(\frac{167,44}{100} \right) \times 1880 \times \frac{400}{400}$$

$$4732,65 > -1220,81 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Jumlah tulangan torsi:

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

$$n = \frac{314,78}{0,25 \times \pi \times 25^2}$$

$$n = 2 \text{ buah}$$

Gunakan minimal 2 buah yang diletakan dikanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan.

X. Pemutusan Tulangan Balok

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Pada tumpuan, tulangan pada lapisan atas adalah 6D25 dan lapisan bawah 3D25.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi 0,9D + Mpr pada ujung komponen. Kuat momen nominal (ϕM_n) dari 3D25 (Lapangan) adalah 412,66 kNm. Karena itu 6D25 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 412,66 kNm (lihat gambar..)

Jarak penampang dengan $M_n = 412,66$ kNm dihitung sebagai berikut: Diketahui

$$M_{pr} (6D25) = 789,88 \text{ kN m}$$

$$M_{pr} (3D25) = 412,66 \text{ kN m}$$

$$Q(0.9 D) = 34,74 \text{ kN/m}$$

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$= \frac{3 \times 0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 40 \times 450}$$

$$= 38,50 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 f_y \times (d - a/2)$$

$$= 3 \times \pi \times 0,25 \times 25^2 \times 1,25 \times 400 \times (584,5 - 38,5/2)$$

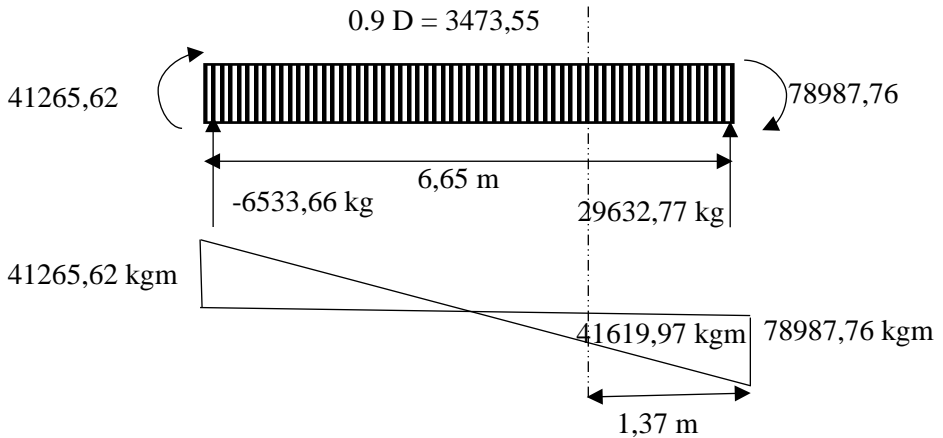
$$= 41619,97 \text{ Nmm}$$

$$= 41619,97 \text{ Kgm}$$

$$3473,55 \frac{1}{2} x^2 - 29632,77 x + 78987,76 = 41619,97$$

$$3473,55 \frac{1}{2} x^2 - 29632,77 x + 37367,79 = 0$$

$$x = 1,37 \text{ m}$$



Sesuai pasal 14.10.3 (tulangan 6D25) akan dihentikan sejauh:

1. $x + d = 1,37 + 0.5845 = 1,956$ m (menentukan)
2. $x + 1.2 db = 1,37 + 12 0,025 = 1,40$ m

panjang 1,956 m ini harus lebih panjang dari panjang penyaluran (SNI 2847:2013 Psl 12.2.3) yang dihitung dengan rumusan:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{C + Ktr} \frac{\psi_s}{d_b}$$

Dimana:

$$\psi_t = 1,3 \quad \psi_e = 1 \quad Ktr = 0$$

$$\psi_s = 1 \quad \lambda = 1$$

c = faktor yang mewakili sisi penutup terkecil

$$= 40 + 13 + 25/2 = 65,5 \text{ mm}$$

atau

c = setengah spasi pusat ke pusat tulangan lentur

$$= (\frac{1}{2} \times 100) + 25 = 75 \text{ mm}$$

Digunakan $c = 65,5 \text{ mm}$

$$\frac{C + Ktr}{d_b} = \frac{65,5 + 0}{25} = 2,62$$

$$l_d = \frac{fy}{1,1\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{C + Ktr}{d_b}} d_b$$

$$l_d = \frac{400}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40}} \frac{1,3 (1)(1)}{2,62} 25 = 713,213 \text{ mm} = 0,7132 \text{ m}$$

$$l_d = 0,7132 \text{ m}$$

$$l_d = 0,7132 \text{ m} < l = 1,956 \text{ m}$$

Dipasang titik putus dari muka kolom = 1,956 m

Panjang penyaluran = 0,7132 m

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, ldh diambil lebih besar dari SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1:

$$8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{fy d_b}{5,4 \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \cdot 25}{5,4 \sqrt{40}} = 292,803 \text{ mm}$$

Sehingga diambil ldh=300 mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait 12 db = 300 mm sesuai SNI 2847:2013 Pasal 7.1.2.

Dengan perhitungan yang sama seperti diatas, hasil dari penulangan balok induk tipe lainnya dapat dilihat pada tabel 4.28 hingga tabel 4.30.

Tabel 4.28 Daftar Penulangan Lentur

Balok	L m	Lokasi	fy	f'c	Penulangan Lentur						
			Mpa	Mpa	n	D (mm)	S (mm)	lapis			
Bl.1 45 X 65	3	Tumpuan atas	400	40	6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	3,5	Tumpuan atas			6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	4	Tumpuan atas			6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	6,5	Tumpuan atas			6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	7	Tumpuan atas			6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	7,5	Tumpuan atas			6	25	35	1			
		Tumpuan bawah			3	25	130	1			
		Lapangan			3	25	130	1			
	Bl.2 50 X 75	10			Tumpuan atas			7	25	35	1
					Tumpuan bawah			4	25	95	1
					Lapangan			4	25	95	1

Tabel 4.29 Daftar Penulangan Geser

Balok	L	f_y	f_c	Penulangan Geser				
	m	Mpa	Mpa	Lokasi	Panjang (mm)	D (mm)	S (mm)	n
BL1 45 X 65	3	400	40	sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
	3,5			sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
	4			sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
	6,5			sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
	7			sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
	7,5			sendi plastis	1300	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	250	2
BL2 50 X 75	10			sendi plastis	1500	13	100	2
				diluar sendi plastis		13	300	2

Tabel 4.30 Daftar Penulangan Torsi

Balok	L	fy	fc	Penulangan Torsi	
	m	Mpa	Mpa	n	D (mm)
Bl.1 45 X 65	3	400	40	2	25
	3,5			2	25
	4			2	25
	6,5			2	25
	7			2	25
	7,5			2	25
Bl.2 50 X 75	10			2	25

4.5.1 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

4.5.3.1 Data Umum Perencanaan kolom

Data umum perencanaan kolom adalah sebagai berikut :

Dimensi :	K1	60/60
	K2	70/70
	K3	75/75
	K4	85/85
Tinggi lantai:		465 cm
Mutu beton :		40 Mpa
Mutu tulangan :		400 Mpa
Decking (d') :		40 mm

Untuk salah satu contoh perhitungan kolom digunakan K4 60/60 dengan ketinggian lantai 3m. sehingga gaya aksial dan momen yang terjadi didapat dari program bantu SAP dan dapat dilihat pada tabel 4.31.

Tabel 4.31 Gaya Aksial dan Momen

K 60 x 60		L=	465	cm
Kombinasi	Aksial	Momen +	Momen -	M pakai
	kg	kgm	kgm	kgm
1.4D	309782,36	22877,07	20681,87	22877,07
1.2D+1.6L	330818,3	25667,27	23211,81	25667,27
1.2D+L+Ey+0,3Ex	312060,71	29936,09	27211,12	29936,09
1.2D+L+Ex+0,3Ey	311838,25	39712,18	35801,19	39712,18
0.9D+Ex+0,3Ey	204649,71	31023,48	28046,08	31023,48
0.9D+Ey+0,3Ex	204872,18	21329,98	19294,44	21329,98
Maks	330818,3	39712,18	35801,19	39712,18

4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.
600 mm > 300 mm (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.1)
- b. Rasio dimensi kurang dari 0,4
Rasio b/h = 600/600 = 1 > 0,4
(SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1.2)

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 330818,3 kg = 3308183 N

$$3308183 \text{ N} \geq 600 \times 600 \times \frac{40}{10}$$

$$3308183 \text{ N} \geq 1440000 \text{ N} \dots \text{OK}$$

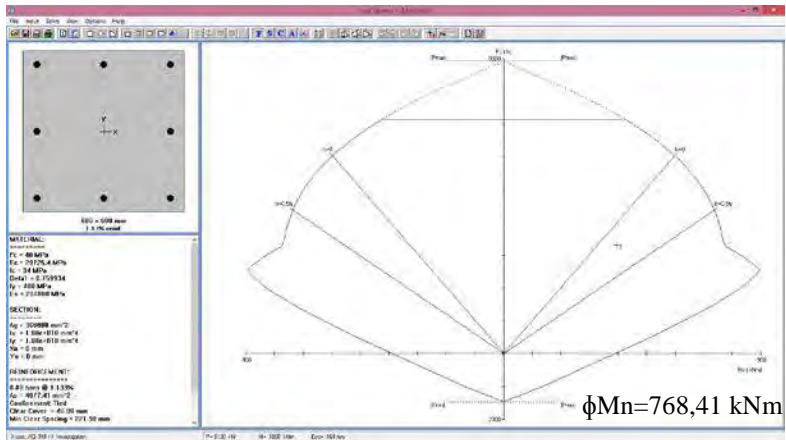
4.5.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP diambil yang terbesar yang terdapat pada tabel 4.29

Tabel 4.32 Gaya Aksial dan Momen Maksimum

ukuran	aksial – (kg)	momen + (kgm)	momen – (kgm)	M pakai (kgm)
60/60	330818,3	39712,18	35801,19	39712,18

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL. Dengan penulangan longitudinal 8D25 didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 4.25 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = f_y$

4.5.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 8D25, dengan rasio tulangan = 1,13 % (OK).

4.5.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap Beban aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 3308183 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 600 \times 600 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 3926,99 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

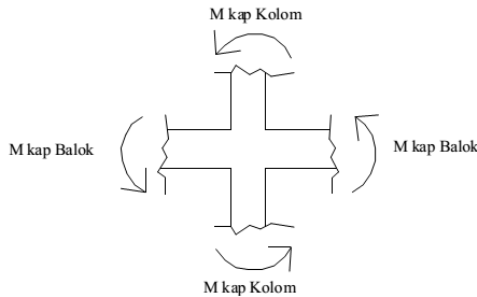
$$\varphi P_n = 7112185 \text{ N} > P_u = 3308183 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

4.5.3.6 Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 4.26 Ilustrasi Kuat Momen yang bertemu di HBK

$$\sum M_{nc} = \frac{M_{nc} + M_{nc}}{\phi} = \frac{786,41 + 786,41}{0,65} = 2364,34 \text{ kNm}$$

Nilai M_g dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

B1	B2
$M_{nb}^+ = 366,99 \text{ kNm}$	$M_{nb}^+ = 255,20 \text{ kNm}$
$M_{nb}^- = -509,38 \text{ kNm}$	$M_{nb}^- = -439,03 \text{ kNm}$

$$M_{nb}^+ = (366,99 + 255,20)/2 = 311,10 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = (509,38 + 439,03)/2 = 474,20 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = ((311,10 + 474,20) / 0,9) = 872,56 \text{ kNm}$$

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Maka ;

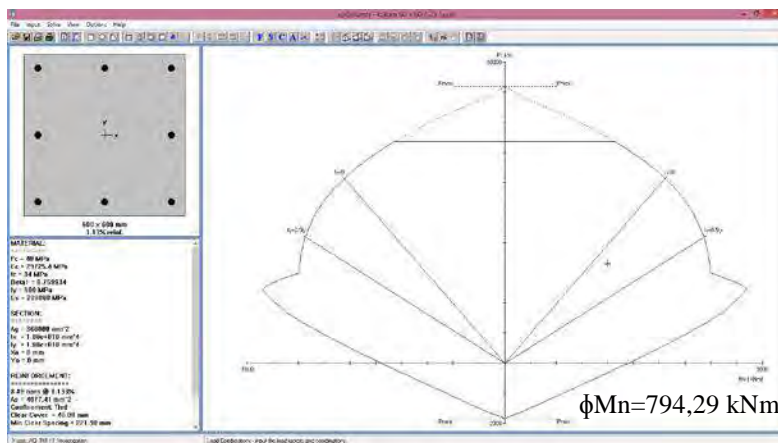
$$\sum M_{nc} = 2354,34 \text{ kNm} > 1,2 \times 872,56 = 1047,07 \text{ kNm (Ok)}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

4.5.3.7 Kontrol Gaya tekan terhadap Gaya geser Rencana (Ve)

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan

pada Mpr komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.27 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = 1.25f_y$

Dengan bantuan Gambar 4.22.

$$M_{pr} = M_b = 794,29 / \phi = 794,29 / 0,65 = 1221,99 \text{ kNm}$$

Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$V_e = (2 \times M_{pr}) / l_n \\ = (2 \times 1221,99) / (4,65 - 0,75) = 626,67 \text{ kN}$$

Perhitungan Mpr balok :

M_{pr} balok yang digunakan adalah M_{pr} yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan M_{pr} dari balok di satu sisi HBK dan M_{pr}^+ dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkam M_{pr}

balok sebagai berikut :

Perhitungan M_{pr}^+

$$- M_{pr}^+ = 311,10 \text{ kNm}$$

$$- M_{pr}^- = 474,20 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_1} + \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

Dimana: $L_1 = 4,65 \text{ m}$ dan $L_2 = 4,65 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2x \frac{311,10 + 474,20}{4,65} x \frac{4,65}{4,65 + 4,65} = 403,22 \text{ kN}$$

Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 626,67 kN.

4.5.3.8 Pengekangan Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.6

$$l_o \geq h = 600 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3900 = 650 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 600 = 150 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0,5x(600 - 2x(40 + 13/2)))}{3} \right)$$

$$= 132,17 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 132,17 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'c}{fyt} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'c}{fyt}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm²)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

S = 100 mm

$b_c = b - 2d^2 - d_s = 600 - 2(16) - 40 = 528$ mm

$A_g = 600 \times 600 = 360000$ mm²

$A_{ch} = (600 - 40)^2 = 313600$ mm²

$F_{yh} = 400$ MPa

Maka:

$$A_{sh} = 0,3 \frac{100(528)(40)}{400} \left[\frac{360000}{313600} - 1 \right] = 234,37 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 \frac{100 \cdot 528 \cdot 40}{400} = 475,2 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 3D16-100 ($A_{sh} = 603,19$ mm²) > 475,2 mm²

Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 3308183N > 1440000 N, maka V_c

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\
 &= \left(1 + \frac{3308183}{14 \times 600 \times 600}\right) \frac{\sqrt{40}}{6} \times 600 \times 528 \\
 &= 553127,6 \text{ N} \\
 &= 553,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 3D16 – 100 mm ($A_v = 603,19 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\
 &= \frac{603,19 \times 400 \times 528}{100} \\
 &= 1273928 \text{ N} \\
 &= 1273,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\Phi(V_s + V_c) > V_u$$

$$0,65 (1273,93 + 553,13) > 403,22 \text{ kN}$$

$$1187,59 \text{ kN} > 403,22 \text{ kN} \dots \text{ OK}$$

Ini membuktikan bahwa A_{sh} sudah cukup untuk menahan geser.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150$$

mm

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$.

4.5.3.9 Panjang Lewatan Sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 12.2.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{25 (400)}{4 \sqrt{40}} \geq 0,04 25 (400)$$

$$l_d = 395,28 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm}$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 400 mm.

4.5.3.10 Kontrol Kebutuhan penulangan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 3308183 \text{ N}$$

$$T_u = 4233400 \text{ Nmm}$$

$$T_n = 0,33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0,6 \cdot 0,33 \sqrt{40} \left(\frac{360000}{2400} \right) \sqrt{1 + \frac{3469849,1}{0,33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 92230377034 \text{ Nmm}$$

$$\begin{array}{lcl} T_n & > & T_u \\ 92230377034 \text{ Nmm} & > & 4233400 \text{ Nmm} \end{array}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

Dengan cara perhitungan yang sama seperti diatas, didapatkan hasil penulangan kolom jenis yang lain terdapat pada tabel 4.35 berikut:

Tabel 4.33 Penulangan Kolom

Tipe Kolom	Tulangan Longitudinal		Tulangan Geser				Panjang lewatan (mm)
	n	D(mm)		n	D(mm)	mm	
60/60	8	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
70/70	12	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
75/75 Prategang	12	25	Sendi Plastis	3	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	3	16	150	
85/85	16	25	Sendi Plastis	4	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	4	16	150	
85/85 prategang	16	25	Sendi Plastis	4	16	100	400
			Diluar Sendi plastis	4	16	150	

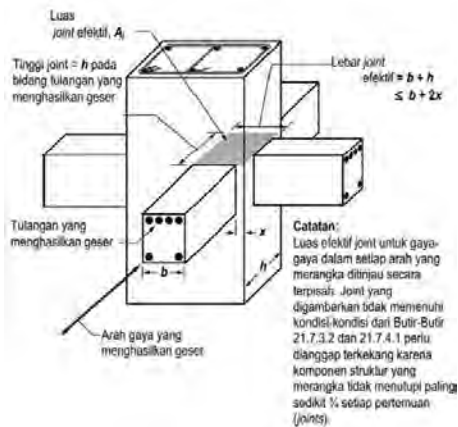
4.5.4 Hubungan Balok Kolom

4.5.4.1 Umum

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 2847:2013 pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam suatu *joint* telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ($^{3/4}$) lebar kolom.

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa V_n *joint* tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut :

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, $V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan, $V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk kasus-kasus lainnya, $V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j$



Gambar 4.28

Hubungan Balok Kolom

4.5.4.2 Data Perencanaan

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom, yaitu terdapat dalam tabel berikut.

Tabel 4.34 Jenis Hubungan Balok Kolom

tipe	sisi terkekang	pengekang			
		BI.1	BI.1		
A	2	BI.1	BI.1		
B	3	BI.1	BI.1	BI.1	
C	3	BI.1	BI.1	BI.2	
D	4	BI.1	BI.1	BI.1	BI.1
E	4	BI.1	BI.1	BI.1	BI.2

F	4	BI.1	BI.1	BI.1	BA.1
G	4	BP	BA.1	BI.1	BI.1
H	4	BI.2	BA.1	BI.1	BI.1

Terdapat beberapa jenis kolom, sehingga pada perhitungan hubungan balok kolom diambil salah satu jenis kolom pada salah satu tipe hubungan balok kolom.

Tabel 4.35 HBK tipe A

Tipe A				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang

Meskipun pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 2 balok tetapi menurut SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom. Sehingga joint tersebut termasuk **kondisi lain lain**.

4.5.4.3 Perhitungan Hubungan Balok Kolom

Pada data hubungan balok kolom tipe A yang telah tersebut diatas, didapat dimensi hbk, yaitu:

$$\begin{aligned} b &= b \text{ balok} &= 450 \text{ mm} \\ h &= h \text{ kolom} &= 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 270000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$V_n = 1x\sqrt{f'_c} A_j = 1x\sqrt{40x}270000 = 1707629,936 \text{ N}$$

(kuat geser)

Dari analisa struktur dengan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah 94639,17 kg = 946391,7 N < V_n hbk... (OK).

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe A memenuhi persyaratan.

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom yang direncanakan memenuhi persyaratan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.38.

Tabel 4.36 HBK Tipe A dengan berbagai jenis kolom

Tipe A				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1707629,936	N	OK	
K2	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1992234,926	N	OK	
K4	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2419142,41	N	OK	

Tabel 4.37 HBK Tipe B dengan berbagai jenis kolom

Tipe B				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1707630	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1992235	N	OK	
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2419142	N	OK	

Tabel 4.38 HBK Tipe C dengan berbagai jenis kolom

Tipe C				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.2	500	750	450	mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1897367	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.2	500	750	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2213594	N	OK	
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.2	500	750	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2687936	N	OK	

Tabel 4.39 HBK Tipe D dengan berbagai jenis kolom

Tipe D				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1707630	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1992235	N	OK	
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2419142	N	OK	

Tabel 4.40 HBK Tipe E dengan berbagai jenis kolom

Tipe E				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.2	500	750	450	mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1897367	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.2	500	750	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2213594	N	OK	
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.2	500	750	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2687936	N	OK	

Tabel 4.41 HBK Tipe F dengan berbagai jenis kolom

Tipe F				
K1	600	600	(3/4 h)	
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
BI.1	450	650	450	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1707630	N	OK	
K1	700	700	(3/4 h)	
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
BI.1	450	650	525	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	1992235	N	OK	
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2419142	N	OK	

Tabel 4.42 HBK Tipe G dengan berbagai jenis kolom

Tipe G				
K1	750	750	(3/4 h)	
BP	750	1250	562,5	mengekang
BI.1	450	650	562,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	562,5	tidak mengekang
BA.1	300	450	562,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	3557562	N	OK	

Tabel 4.43 HBK Tipe H dengan berbagai jenis kolom

Tipe H				
K1	850	850	(3/4 h)	
BI.2	500	750	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BI.1	450	650	637,5	tidak mengekang
BA.1	300	450	637,5	tidak mengekang
Vn	1	akar f'c Ag		
	2687936	N	OK	

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

4.6 PERENCANAAN PONDASI

4.6.1 Umum

Pondasi merupakan komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Untuk merencanakan pondasi harus memperhatikan beberapa hal diantaranya jenis tanah, kondisi tanah dan struktur tanah, karena sangat berkaitan dengan daya dukung tanah tersebut dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Penyelidikan atas tanah tersebut sangatlah perlu dilakukan agar mendapatkan parameter-parameter sebagai masukan dalam perencanaan, agar didapatkan pondasi yang stabil, aman, dan efisien.

4.6.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom kemudian ke tiang pancang. Sehingga perencanaan tiang pancang di tinjau perkolom. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban dari $1D+1L+1Ex+0,3Ey$ yang didapat dari program bantu SAP yang dapat dilihat pada tabel 4.44.

Tabel 4.44 Beban yang terdapat pada kolom

Joint	Beban		Mx	My	Hx	Hy
	Kgf	Tonf				
P1	403721,780	403,722	29,648	47,393	12,289	3,207
P2	645981,630	645,982	29,960	50,933	14,696	0,176
P3	666369,890	666,370	30,578	42,531	9,222	0,117
P4	424521,420	424,521	30,655	36,753	5,525	2,921
P5	253743,510	253,744	19,799	26,371	8,185	3,682
P6	251420,510	251,421	31,678	55,288	16,697	3,021
P7	230304,300	230,304	19,730	30,476	10,897	1,318

P8	262401,980	262,402	28,783	55,185	16,604	2,334
P9	237439,320	237,439	18,142	30,434	10,879	0,757
P10	295778,750	295,779	24,962	55,916	17,175	2,581
P11	545475,890	545,476	30,384	58,003	18,667	5,788
P12	839706,110	839,706	25,622	55,702	17,379	5,587
P13	918394,120	918,394	25,352	45,102	10,534	6,041
P14	594371,340	594,371	29,914	43,659	9,677	6,637
P15	307001,540	307,002	25,251	51,927	15,206	2,429
P16	239649,500	239,650	18,138	29,013	10,244	0,818
P17	263109,660	263,110	28,928	52,803	15,644	2,255
P18	230465,910	230,466	19,773	29,171	10,319	1,308
P19	251407,400	251,407	31,806	52,392	15,379	2,967
P20	253189,630	253,190	19,875	24,685	7,352	3,641
P21	299434,170	299,434	20,670	26,518	8,250	6,991
P22	321823,430	321,823	31,069	55,450	16,734	8,784
P23	285603,180	285,603	15,247	30,628	10,965	6,807
P24	336842,070	336,842	27,579	55,441	16,712	7,835
P25	289469,040	289,469	12,988	30,436	10,856	6,292
P26	344576,000	344,576	24,575	55,387	16,769	7,133
P27	559241,590	559,242	25,181	57,774	18,487	11,905
P28	937261,890	937,262	23,414	56,253	17,661	6,763
P29	945869,780	945,870	23,046	44,666	10,112	7,106
P30	562532,650	562,533	25,627	45,218	10,556	11,974
P31	345325,710	345,326	24,659	53,578	16,104	7,205
P32	289422,640	289,423	13,098	29,657	10,575	6,213
P33	336349,910	336,350	27,671	53,610	15,984	7,811
P34	285139,470	285,139	15,321	29,534	10,470	6,753

P35	321649,530	321,650	31,199	52,911	15,540	8,722
P36	299024,790	299,025	20,762	25,119	7,553	6,926
P37	263749,330	263,749	21,256	26,082	7,937	6,483
P38	289352,640	289,353	33,965	55,902	16,926	6,664
P39	276854,870	276,855	20,560	30,981	11,153	3,236
P40	329538,610	329,539	31,674	55,532	16,672	4,947
P41	281920,620	281,921	18,387	30,721	11,005	2,470
P42	321146,030	321,146	27,535	55,860	17,010	4,812
P43	475265,970	475,266	33,030	53,916	15,779	11,192
P44	477768,920	477,769	33,450	48,056	12,286	11,185
P45	320770,290	320,770	27,744	54,535	16,588	4,776
P46	281185,130	281,185	18,440	30,048	10,774	2,458
P47	327444,920	327,445	31,800	53,899	16,062	4,895
P48	275327,630	275,328	20,621	29,673	10,520	3,200
P49	287900,170	287,900	34,102	52,600	15,241	6,595
P50	262744,460	262,744	21,347	24,883	7,381	6,420
P51	519639,390	519,639	34,774	47,854	12,137	10,778
P52	526693,610	526,694	23,580	55,233	17,197	6,317
P53	533542,790	533,543	23,792	43,238	9,313	5,995
P54	516791,750	516,792	35,142	39,173	6,719	12,053
P55	205290,050	205,290	17,628	26,408	7,898	4,922
P56	213217,220	213,217	27,345	56,653	16,927	5,652
P57	217392,740	217,393	11,954	31,674	11,385	6,324
P58	253972,600	253,973	23,128	56,835	17,049	5,924
P59	229445,020	229,445	9,916	31,539	11,326	5,720
P60	276022,670	276,023	20,680	57,231	17,464	5,219
P61	446774,060	446,774	34,948	55,018	16,090	9,745

P62	467428,920	467,429	35,034	47,098	11,329	11,343
P63	278294,670	278,295	20,827	54,585	16,290	5,224
P64	229251,500	229,252	9,979	30,439	10,871	5,735
P65	253042,320	253,042	23,235	54,705	16,221	5,884
P66	216466,620	216,467	12,015	30,148	10,656	6,299
P67	212575,660	212,576	27,465	53,277	15,295	5,610
P68	204667,390	204,667	17,707	25,017	7,268	4,877
P69	412175,790	412,176	34,035	44,830	10,504	12,152
P70	516755,610	516,756	21,520	55,414	17,666	7,310
P71	518739,890	518,740	21,441	39,305	6,995	7,085
P72	413958,740	413,959	34,426	36,835	5,566	12,319
P73	390793,310	390,793	28,255	49,419	13,136	9,912
P74	461314,210	461,314	27,923	49,631	13,283	8,768
P75	462858,620	462,859	28,164	50,885	14,315	8,438
P76	391399,160	391,399	28,616	49,995	13,725	10,254
P77	356888,500	356,889	28,430	53,433	15,203	7,995
P78	577308,640	577,309	15,171	63,367	21,969	8,338
P79	576485,840	576,486	15,201	44,564	9,677	8,273
P80	356794,280	356,794	28,742	46,532	11,118	7,945

4.6.3 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile*. Tiang pancang yang digunakan ada dua macam yaitu:

1. Tiang Pancang D80

- *Outside diameter* = 800 mm
- *Wall Thickness* = 100 mm
- Kelas = A1
- *Concret cross section* = 2564 cm²

- *Unit weight* = 641 kg/m
- *Bending Moment crack* = 40.7 tm
- *Bending moment ultimate* = 63,6 tm
- *Allowable axial load* = 415 ton

4.6.4 Data Tanah

Penentuan jenis pondasi yang digunakan berdasarkan beban yang terdapat di atasnya dan daya dukung tanah. beban di atas pondasi didapat dari hasil perhitungan struktur.

Setelah itu dilakukan penyelidikan data tanah untuk mengetahui bagaimana daya dukung tanah, sehingga dapat menentukan jenis pondasi serta kedalaman pondasi yang dibutuhkan. Data tanah pada perencanaan ini diambil sesuai data penyelidikan tanah di daerah kota Selong.

4.6.4.1 Daya dukung tiang pancang tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

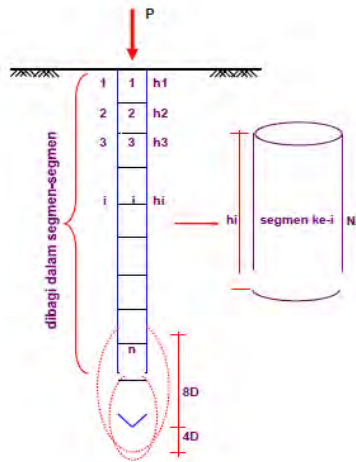
1. Koreksi terhadap muka air tanah
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 4.29 Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i

$C_{li} = f_{si}$

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

$C_n = 40 \text{ N}$

Harga N merupakan rata-rata N_2 $4D$ dibawah ujung sampai $8D$ diatas ujung tiang.

$$C_{li} = F_{si} = /2$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N A ujung} + \Sigma(N_i/2) \text{ Asi}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = P_{ult}/SF, \text{ dengan } SF = 2$$

Tabel 4.45 Daya Dukung Tanah

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N >15sand	gsat	g'	po	N Corr	N rata2 ujung	Qujung	fsi	Rsi	S Rsi	Qult = Qujung + S	Qijin = Qult/SF
				(t/m3)	(t/m3)	(ton/m2)			(ton)	(ton/m2)	(ton)	(ton)	Rsi	SF=3; (ton)
1	2	L	2	1,738	1,738	0,869	4,00	3,79	76,20	2,00	2,51	2,51	78,72	26,24
1,5	2	L	2	1,738	1,738	1,738	4,00	3,66	73,49	2,00	2,51	5,03	78,52	26,17
2	2	L	2	1,738	0,738	2,107	4,00	3,49	70,24	2,00	2,51	7,54	77,78	25,93
2,5	2	L	2	1,738	0,738	2,476	4,00	3,32	66,69	2,00	2,51	10,05	76,75	25,58
3	2	L	2	1,738	0,738	2,845	3,74	3,16	63,63	1,87	2,35	12,40	76,03	25,34
3,5	2	L	2	1,738	0,738	3,214	3,50	3,00	60,41	1,75	2,20	14,60	75,01	25,00
4	2	P	2	1,738	0,738	3,583	3,29	2,86	57,60	0,66	0,83	15,43	73,02	24,34
4,5	1,75	P	1,75	1,738	0,738	3,952	2,71	2,74	55,11	0,54	0,68	16,11	71,22	23,74
5	1,5	P	1,5	1,738	0,738	4,321	2,20	2,61	52,52	0,44	0,55	16,66	69,18	23,06
5,5	1,25	P	1,25	1,809	0,809	4,7255	1,73	2,46	49,56	0,35	0,43	17,10	66,66	22,22
6	1,25	P	1,25	1,809	0,809	5,13	1,64	2,33	46,76	0,33	0,41	17,51	64,27	21,42
6,5	1	P	1	1,809	0,809	5,5345	1,24	2,20	44,17	0,25	0,31	17,82	61,99	20,66
7	1	P	1	1,809	0,809	5,939	1,18	2,08	41,84	0,24	0,30	18,12	59,96	19,99
7,5	1	P	1	1,809	0,809	6,3435	1,13	1,87	37,61	0,23	0,28	18,41	56,01	18,67
8	0,75	P	0,75	1,809	0,809	6,748	0,81	1,66	33,38	0,16	0,20	18,61	51,99	17,33

8,5	0,25	P	0,25	1,809	0,809	7,1525	0,26	1,45	29,14	0,05	0,07	18,67	47,82	15,94
9	0,1	P	0,1	1,809	0,809	7,557	0,10	1,24	24,91	0,02	0,03	18,70	43,61	14,54
9,5	0	P	0	1,809	0,809	7,9615	0,00	1,09	21,94	0,00	0,00	18,70	40,64	13,55
10	0	P	0	1,809	0,809	8,366	0,00	0,96	19,22	0,00	0,00	18,70	37,92	12,64
10,5	0	P	0	1,738	0,738	8,735	0,00	0,93	18,66	0,00	0,00	18,70	37,36	12,45
11	0	P	0	1,738	0,738	9,104	0,00	0,93	18,69	0,00	0,00	18,70	37,39	12,46
11,5	0	P	0	1,738	0,738	9,473	0,00	1,00	20,20	0,00	0,00	18,70	38,90	12,97
12	0	P	0	1,738	0,738	9,842	0,00	1,15	23,12	0,00	0,00	18,70	41,81	13,94
12,5	1	P	1	1,738	0,738	10,211	0,94	1,34	27,04	0,19	0,24	18,93	45,97	15,32
13	1	P	1	1,738	0,738	10,58	0,93	1,60	32,27	0,19	0,23	19,17	51,43	17,14
13,5	3	P	3	1,738	0,738	10,949	2,76	1,91	38,44	0,55	0,69	19,86	58,30	19,43
14	3	P	3	1,738	0,738	11,318	2,74	2,31	46,45	0,55	0,69	20,55	67,00	22,33
14,5	4	P	4	1,738	0,738	11,687	3,62	2,81	56,56	0,72	0,91	21,46	78,02	26,01
15	5	P	5	1,738	0,738	12,056	4,49	3,39	68,08	0,90	1,13	22,59	90,66	30,22
15,5	6	L	6	1,704	0,704	12,408	5,34	4,05	81,47	2,67	3,36	25,95	107,42	35,81
16	7	L	7	1,704	0,704	12,76	6,19	4,76	95,77	3,09	3,89	29,83	125,60	41,87
16,5	8	L	8	1,704	0,704	13,112	7,02	5,49	110,40	3,51	4,41	34,24	144,65	48,22
17	10	L	10	1,704	0,704	13,464	8,70	6,24	125,37	4,35	5,47	39,71	165,08	55,03

17,5	12	L	12	1,704	0,704	13,816	10,36	7,02	141,11	5,18	6,51	46,22	187,33	62,44
18	13	P	13	1,704	0,704	14,168	11,14	7,84	157,61	2,23	2,80	49,02	206,63	68,88
18,5	15	P	15	1,704	0,704	14,52	12,76	8,70	174,86	2,55	3,21	52,23	227,08	75,69
19	16	L	16	1,704	0,704	14,872	13,51	9,50	190,99	6,76	8,49	60,72	251,71	83,90
19,5	16,5	L	16,5	1,704	0,704	15,224	13,83	10,30	207,02	6,91	8,69	69,41	276,43	92,14
20	17	L	17	1,704	0,704	15,576	14,14	10,99	221,00	7,07	8,89	78,29	299,30	99,77
20,5	18	L	18	1,673	0,673	15,913	14,87	11,68	234,89	7,44	9,34	87,64	322,53	107,51
21	19	L	19	1,673	0,673	16,249	15,59	12,32	247,73	7,80	9,80	97,43	345,17	115,06
21,5	20	L	20	1,673	0,673	16,586	16,30	12,99	261,21	8,15	10,24	107,67	368,88	122,96
22	20	L	20	1,673	0,673	16,922	16,19	13,65	274,48	8,09	10,17	117,85	392,32	130,77
22,5	20	L	20	1,673	0,673	17,259	16,08	14,30	287,54	8,04	10,10	127,95	415,48	138,49
23	20	L	20	1,673	0,673	17,595	15,97	14,94	300,39	7,98	10,03	137,98	438,37	146,12
23,5	20	L	20	1,673	0,673	17,932	15,86	15,48	311,32	7,93	9,97	147,95	459,27	153,09
24	20	L	20	1,673	0,673	18,268	15,76	15,97	321,14	7,88	9,90	157,85	478,99	159,66
24,5	22	L	22	1,673	0,673	18,605	17,22	16,24	326,54	8,61	10,82	168,67	495,21	165,07
25	23	L	23	1,673	0,673	18,941	17,88	16,45	330,66	8,94	11,24	179,91	510,56	170,19
25,5	24	L	24	1,743	0,743	19,313	18,53	16,63	334,34	9,26	11,64	191,55	525,89	175,30
26	25	L	25	1,743	0,743	19,684	19,16	16,82	338,10	9,58	12,04	203,59	541,68	180,56

26,5	25	L	25	1,743	0,743	20,056	19,03	17,01	341,93	9,51	11,96	215,54	557,48	185,83
27	26	L	26	1,743	0,743	20,427	19,65	17,17	345,23	9,82	12,35	227,89	573,12	191,04

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut:

Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF (SF=2) = 207.5 ton

Pada kedalaman 27 m daya dukung tanah = 191,04 ton

Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar 27 m

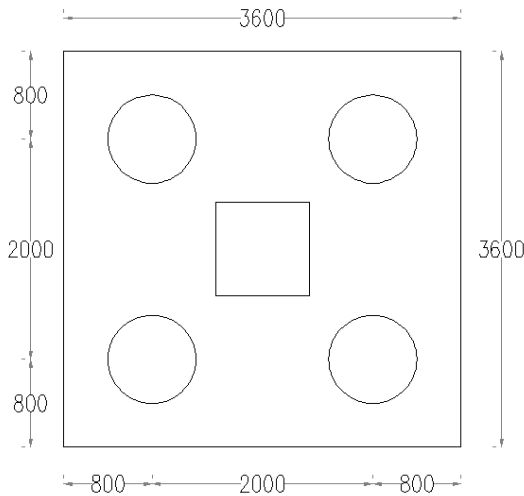
4.6.4.2 Daya dukung tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 4.46.

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :
2,5 D = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
1 D = 800 mm



Gambar 4.30 Pengaturan jarak tiang pancang pondasi kolom

Tabel 4.46 Jumlah kebutuhan tiang pancang

Joint	Beban		Mx	My	Hx	Hy	Pijin 1tiang pancang (D80)	Jumlah Tiang Pancang (D80)	
	Kgf	Tonf						tm	tm
P1	403721,780	403,722	29,648	47,393	12,289	3,207	191,04	2,113274	3
P2	645981,630	645,982	29,960	50,933	14,696	0,176	191,04	3,381379	4
P3	666369,890	666,370	30,578	42,531	9,222	0,117	191,04	3,488101	4
P4	424521,420	424,521	30,655	36,753	5,525	2,921	191,04	2,22215	3
P5	253743,510	253,744	19,799	26,371	8,185	3,682	191,04	1,328216	2
P6	251420,510	251,421	31,678	55,288	16,697	3,021	191,04	1,316056	2
P7	230304,300	230,304	19,730	30,476	10,897	1,318	191,04	1,205524	2
P8	262401,980	262,402	28,783	55,185	16,604	2,334	191,04	1,373538	2
P9	237439,320	237,439	18,142	30,434	10,879	0,757	191,04	1,242872	2
P10	295778,750	295,779	24,962	55,916	17,175	2,581	191,04	1,548249	2
P11	545475,890	545,476	30,384	58,003	18,667	5,788	191,04	2,855284	3
P12	839706,110	839,706	25,622	55,702	17,379	5,587	191,04	4,395427	5
P13	918394,120	918,394	25,352	45,102	10,534	6,041	191,04	4,807318	5

P14	594371,340	594,371	29,914	43,659	9,677	6,637	191,04	3,111226	4
P15	307001,540	307,002	25,251	51,927	15,206	2,429	191,04	1,606994	2
P16	239649,500	239,650	18,138	29,013	10,244	0,818	191,04	1,254441	2
P17	263109,660	263,110	28,928	52,803	15,644	2,255	191,04	1,377243	2
P18	230465,910	230,466	19,773	29,171	10,319	1,308	191,04	1,20637	2
P19	251407,400	251,407	31,806	52,392	15,379	2,967	191,04	1,315988	2
P20	253189,630	253,190	19,875	24,685	7,352	3,641	191,04	1,325317	2
P21	299434,170	299,434	20,670	26,518	8,250	6,991	191,04	1,567383	2
P22	321823,430	321,823	31,069	55,450	16,734	8,784	191,04	1,684579	2
P23	285603,180	285,603	15,247	30,628	10,965	6,807	191,04	1,494985	2
P24	336842,070	336,842	27,579	55,441	16,712	7,835	191,04	1,763194	2
P25	289469,040	289,469	12,988	30,436	10,856	6,292	191,04	1,51522	2
P26	344576,000	344,576	24,575	55,387	16,769	7,133	191,04	1,803677	2
P27	559241,590	559,242	25,181	57,774	18,487	11,905	191,04	2,92734	3
P28	937261,890	937,262	23,414	56,253	17,661	6,763	191,04	4,906081	5
P29	945869,780	945,870	23,046	44,666	10,112	7,106	191,04	4,951138	5
P30	562532,650	562,533	25,627	45,218	10,556	11,974	191,04	2,944567	3

P31	345325,710	345,326	24,659	53,578	16,104	7,205	191,04	1,807601	2
P32	289422,640	289,423	13,098	29,657	10,575	6,213	191,04	1,514978	2
P33	336349,910	336,350	27,671	53,610	15,984	7,811	191,04	1,760618	2
P34	285139,470	285,139	15,321	29,534	10,470	6,753	191,04	1,492557	2
P35	321649,530	321,650	31,199	52,911	15,540	8,722	191,04	1,683669	2
P36	299024,790	299,025	20,762	25,119	7,553	6,926	191,04	1,56524	2
P37	263749,330	263,749	21,256	26,082	7,937	6,483	191,04	1,380591	2
P38	289352,640	289,353	33,965	55,902	16,926	6,664	191,04	1,514611	2
P39	276854,870	276,855	20,560	30,981	11,153	3,236	191,04	1,449192	2
P40	329538,610	329,539	31,674	55,532	16,672	4,947	191,04	1,724964	2
P41	281920,620	281,921	18,387	30,721	11,005	2,470	191,04	1,475708	2
P42	321146,030	321,146	27,535	55,860	17,010	4,812	191,04	1,681033	2
P43	475265,970	475,266	33,030	53,916	15,779	11,192	191,04	2,487771	3
P44	477768,920	477,769	33,450	48,056	12,286	11,185	191,04	2,500873	3
P45	320770,290	320,770	27,744	54,535	16,588	4,776	191,04	1,679066	2
P46	281185,130	281,185	18,440	30,048	10,774	2,458	191,04	1,471859	2
P47	327444,920	327,445	31,800	53,899	16,062	4,895	191,04	1,714005	2

P48	275327,630	275,328	20,621	29,673	10,520	3,200	191,04	1,441198	2
P49	287900,170	287,900	34,102	52,600	15,241	6,595	191,04	1,507008	2
P50	262744,460	262,744	21,347	24,883	7,381	6,420	191,04	1,375331	2
P51	519639,390	519,639	34,774	47,854	12,137	10,778	191,04	2,720043	3
P52	526693,610	526,694	23,580	55,233	17,197	6,317	191,04	2,756968	3
P53	533542,790	533,543	23,792	43,238	9,313	5,995	191,04	2,79282	3
P54	516791,750	516,792	35,142	39,173	6,719	12,053	191,04	2,705137	3
P55	205290,050	205,290	17,628	26,408	7,898	4,922	191,04	1,074587	2
P56	213217,220	213,217	27,345	56,653	16,927	5,652	191,04	1,116082	2
P57	217392,740	217,393	11,954	31,674	11,385	6,324	191,04	1,137938	2
P58	253972,600	253,973	23,128	56,835	17,049	5,924	191,04	1,329415	2
P59	229445,020	229,445	9,916	31,539	11,326	5,720	191,04	1,201026	2
P60	276022,670	276,023	20,680	57,231	17,464	5,219	191,04	1,444836	2
P61	446774,060	446,774	34,948	55,018	16,090	9,745	191,04	2,338631	3
P62	467428,920	467,429	35,034	47,098	11,329	11,343	191,04	2,446748	3
P63	278294,670	278,295	20,827	54,585	16,290	5,224	191,04	1,456728	2
P64	229251,500	229,252	9,979	30,439	10,871	5,735	191,04	1,200013	2

P65	253042,320	253,042	23,235	54,705	16,221	5,884	191,04	1,324545	2
P66	216466,620	216,467	12,015	30,148	10,656	6,299	191,04	1,133091	2
P67	212575,660	212,576	27,465	53,277	15,295	5,610	191,04	1,112723	2
P68	204667,390	204,667	17,707	25,017	7,268	4,877	191,04	1,071328	2
P69	412175,790	412,176	34,035	44,830	10,504	12,152	191,04	2,157527	3
P70	516755,610	516,756	21,520	55,414	17,666	7,310	191,04	2,704948	3
P71	518739,890	518,740	21,441	39,305	6,995	7,085	191,04	2,715335	3
P72	413958,740	413,959	34,426	36,835	5,566	12,319	191,04	2,16686	3
P73	390793,310	390,793	28,255	49,419	13,136	9,912	191,04	2,045601	3
P74	461314,210	461,314	27,923	49,631	13,283	8,768	191,04	2,414741	3
P75	462858,620	462,859	28,164	50,885	14,315	8,438	191,04	2,422825	3
P76	391399,160	391,399	28,616	49,995	13,725	10,254	191,04	2,048772	3
P77	356888,500	356,889	28,430	53,433	15,203	7,995	191,04	1,868126	2
P78	577308,640	577,309	15,171	63,367	21,969	8,338	191,04	3,021912	4
P79	576485,840	576,486	15,201	44,564	9,677	8,273	191,04	3,017605	4
P80	356794,280	356,794	28,742	46,532	11,118	7,945	191,04	1,867633	2

Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Seiler-Keeney Formula. Efisiensi :

$$(\eta) = \left\{ 1 - \left(\frac{36s}{75S^2 - 7} \right) \times \left(\frac{(m+n-2)}{m+n-1} \right) \right\} + \frac{0,3}{m+n}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

Hasil dari $Q_L (\text{group}) > P$ yang terjadi (OK). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.47.

Tabel 4.47 Perhitungan Daya Dukung tiang pancang group

Pondasi	beban (Pu)	Pijin	jumlah tiang pancang		Diameter	Konfigurasi Tiang		Jarak antar Tiang	Efisiensi	Kontrol Efisiensi	KET	
	ton	ton	buah		m	m	n	(s)		ton		
type 1	P5	253,744	191,04	1,328	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P6	251,421	191,04	1,316	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P7	230,304	191,04	1,206	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P8	262,402	191,04	1,374	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P9	237,439	191,04	1,243	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P16	239,650	191,04	1,254	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P17	263,110	191,04	1,377	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P18	230,466	191,04	1,206	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P19	251,407	191,04	1,316	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P20	253,190	191,04	1,325	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P55	205,290	191,04	1,075	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P56	213,217	191,04	1,116	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P57	217,393	191,04	1,138	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
P58	253,973	191,04	1,329	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK	

	P59	229,445	191,04	1,201	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P64	229,252	191,04	1,200	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P65	253,042	191,04	1,325	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P66	216,467	191,04	1,133	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P67	212,576	191,04	1,113	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
	P68	204,667	191,04	1,071	2	0,8	1	2	2	0,977	373,345	OK
type 2	P1	403,722	191,04	2,113	4	0,8	3	2	2	0,876	501,883	OK
	P4	424,521	191,04	2,222	4	0,8	3	2	2	0,876	501,883	OK
	P2	645,982	191,04	3,381	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P3	666,370	191,04	3,488	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P52	526,694	191,04	2,757	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P53	533,543	191,04	2,793	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P70	516,756	191,04	2,705	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P71	518,740	191,04	2,715	4	0,8	2	2	2	0,911	696,289	OK
	P78	577,309	191,04	3,022	4	0,8	3	2	2	0,876	669,178	OK
P79	576,486	191,04	3,018	4	0,8	3	2	2	0,876	669,178	OK	
type 3a	P12	839,706	191,04	4,395	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK
	P13	918,394	191,04	4,807	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK

	P28	937,262	191,04	4,906	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK
	P29	945,870	191,04	4,951	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK
type 3b	P10,P11	841,255	191,04	4,404	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK
	P14, P15	901,373	191,04	4,718	6	0,8	3	2	2	0,876	1003,767	OK
type 4	P21, P22, P37, P38	1174,360	191,04	6,147	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
	P23, P24, P39, P40	1228,839	191,04	6,432	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
	P33, P34, P47, P48	1224,262	191,04	6,408	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
	P35, P36, P49, P50	1171,319	191,04	6,131	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
	P73, P74, P77	1208,996	191,04	6,328	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
	P75, P76, P80	1211,052	191,04	6,339	8	0,8	3	3	2	0,853	1304,294	OK
type 5	P51, P60, P61, P69	1654,612	191,04	8,661	12	0,8	3	4	2,4	0,873	2002,365	OK
	P54, P62, P63, P72	1676,474	191,04	8,775	12	0,8	3	4	2,4	0,873	2002,365	OK
type 6	P25, P26, P27, P41, P42, P43	1951,618	191,04	10,216	15	0,8	5	3	2	0,827	2369,492	OK
	P30, P31, P32, P44, P45, P46	2277,005	191,04	11,919	15	0,8	5	3	2	0,827	2369,492	OK

4.6.5 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 :

$$P_{max} = \frac{Pn}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Dimana P ijin (D80) = 191,04 ton. Sebagai contoh perhitungan adalah pondasi type 2 dengan gaya akibat kombinasi pembebanan 1D + 1L + 1Ex + 0,3Ey sebesar:

$$P_u = 666,37 \text{ t}$$

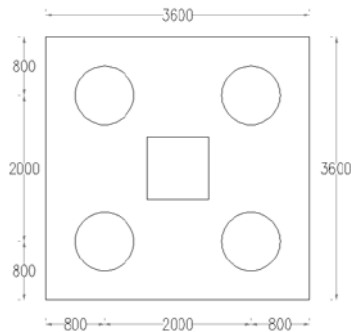
$$M_x = 30,58 \text{ tm}$$

$$M_y = 42,53 \text{ tm}$$

maka direncanakan jumlah pancang sebanyak:

$$\begin{aligned} n &= P_u / Q_{ijin} \\ &= 666,37 / 191,04 \\ &= 3,49 \approx 4 \end{aligned}$$

Dengan konfigurasi 4 pancang diameter 80 cm dan jarak antar pancang sebesar 2,5D, maka dilakukan penghitungan P_{max} yaitu:



Gambar 4.31 konfigurasi pondasi tiang 2 x 2

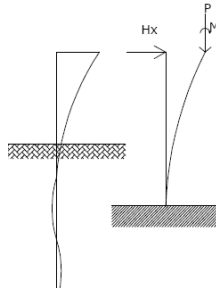
$$\begin{aligned}
 x_1 &= 1,0 \text{ meter} \\
 y_1 &= 1,0 \text{ meter} \\
 x_{\max} &= 1,0 \text{ meter} \\
 y_{\max} &= 1,0 \text{ meter} \\
 \Sigma X^2 &= (1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2) = 4 \text{ m}^2 \\
 \Sigma Y^2 &= (1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2 + 1,0^2) = 4 \text{ m}^2 \\
 P_{\max} &= \frac{F_3}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\Sigma x^2} \\
 P_{\max} &= \frac{666,37}{4} + \frac{(30,58) \cdot 1}{4} + \frac{(42,53) \cdot 1}{4} \\
 P_{\max} &= 169,44 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Nilai dari P_{\max} harus lebih kecil dari P_{ijin} tiang pondasi. Apabila untuk satu kombinasi pembebanan jumlah tiang sudah mencukupi, maka perlu adanya perhitungan yang sama untuk kombinasi pembebanan yang lainnya. Perhitungan setiap titik sama menggunakan cara seperti di atas, sehingga kebutuhan jumlah pondasi tiang dapat diketahui. Untuk konfigurasi pondasi tipe lainnya dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.48 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Pondasi	Pu	Mx	My	n	xmax	ymax	ΣX^2	ΣY^2	Pmax	Pijin	KET
Type 1	263,11	31,81	56,84	2,00	0,00	1,00	0,00	2,00	159,97	191,04	OK
Type 2	666,37	30,58	42,53	4,00	1,00	1,00	4,00	4,00	184,87	191,04	OK
Type 3a	945,87	23,05	44,67	6,00	2,00	1,00	16,00	6,00	167,07	191,04	OK
Type 3b	901,37	55,16	95,59	6,00	3,75	1,00	34,38	6,00	169,85	191,04	OK
Type 4	1228,84	95,06	172,58	8,00	3,75	3,50	48,50	42,00	184,65	191,04	OK
Type 5	1676,47	125,43	177,69	12,00	4,15	7,10	82,83	233,40	153,09	191,04	OK
Type 6	2277,01	143,02	261,09	15,00	7,50	3,50	303,75	73,75	141,45	191,04	OK

4.6.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.32 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Type 2

Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 21,97 t

H_{\max} 1 tiang = 5,50 t

D_r = 35.32%

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

f (soil modulus of elacticity coefficient) = 0.384 kg/cm³

E = 297254,1 kg/cm²

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (80 - 12)^4 = 1049555,84 \text{ cm}^4$$

Fd = 1,5 (deflection coefficient)

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{297254,1 \times 1049555,84}{0.384} \right)^{\frac{1}{5}} = 240,97 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 1,5 \left(\frac{5492,27 \times 240,97^3}{297254,1 \times 1049555,84} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,36 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding \text{ ultimate}} \quad (\text{dari Spesifikasi WIKA BETON})$$

$$Fm = 1$$

$$M = 1(5,50 \times 2.4) \leq 63,60 \text{ tm}$$

$$M = 13,23 \text{ tm} \leq 63,60 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.49

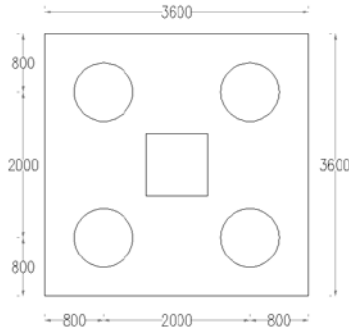
Tabel 4.49 Kontrol Lateral Tiang Pancang

tipe tiang group	Hmax 1 tiang	defleksi	Mmax	Mu ijin	ket
	t	cm	tm	tm	
type 1	4,093	0,275	9,862	63,6	OK
	8,348	0,562	20,117	63,6	OK
	5,449	0,367	13,130	63,6	OK
	8,302	0,558	20,005	63,6	OK
	5,440	0,366	13,108	63,6	OK
	5,122	0,345	12,342	63,6	OK
	7,822	0,526	18,849	63,6	OK
	5,160	0,347	12,433	63,6	OK
	7,689	0,517	18,529	63,6	OK
	3,676	0,247	8,858	63,6	OK
	3,949	0,266	9,516	63,6	OK
	8,463	0,569	20,394	63,6	OK
	5,692	0,383	13,717	63,6	OK
	8,524	0,573	20,541	63,6	OK
	5,663	0,381	13,647	63,6	OK

	5,436	0,366	13,098	63,6	OK
	8,111	0,546	19,544	63,6	OK
	5,328	0,358	12,839	63,6	OK
	7,648	0,514	18,428	63,6	OK
	3,634	0,244	8,757	63,6	OK
type 2	3,072	0,207	7,403	63,6	OK
	1,381	0,093	3,328	63,6	OK
	3,674	0,247	8,853	63,6	OK
	2,306	0,155	5,556	63,6	OK
	4,299	0,289	10,360	63,6	OK
	2,328	0,157	5,610	63,6	OK
	4,417	0,297	10,643	63,6	OK
	1,749	0,118	4,214	63,6	OK
	5,492	0,369	13,235	63,6	OK
2,419	0,163	5,830	63,6	OK	
type 3a	2,896	0,195	6,979	63,6	OK
	1,756	0,118	4,231	63,6	OK
	2,944	0,198	7,093	63,6	OK
	1,685	0,113	4,061	63,6	OK
type 3b	5,974	0,402	14,394	63,6	OK
	4,147	0,279	9,993	63,6	OK
type 4	6,231	0,419	15,015	63,6	OK
	6,938	0,467	16,718	63,6	OK
	6,629	0,446	15,975	63,6	OK
	5,714	0,384	13,770	63,6	OK
	5,203	0,350	12,537	63,6	OK
	4,895	0,329	11,795	63,6	OK
type 5	4,683	0,315	11,284	63,6	OK
	3,325	0,373	8,013	63,6	OK
type 6	5,994	0,941	14,443	63,6	OK
	5,126	1,034	12,351	63,6	OK

4.6.7 Perencanaan Poer (*Pile Cap*)

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe D. Data perencanaan adalah sebagai berikut:



Gambar 4.33 Denah Poer Tipe 2

$$P_u = 6663,7 \text{ kN}$$

$$P_{\max} \text{ (1 tiang)} = 1848,7 \text{ kN}$$

$$\Sigma \text{ tiang pancang tiap group} = 4$$

$$\text{Dimensi kolom} = 800 \times 800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 3,6 \times 3,6 \times 1 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan } (D) = 29 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif: } d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 29 - 13 = 897,5 \text{ mm}$$

Penulangan Pile Cap

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

Berat Pile Cap (W_g): $2400 \times 3,6 \times 3,6 \times 1 = 31104 \text{ kg} = 311,04 \text{ kN}$

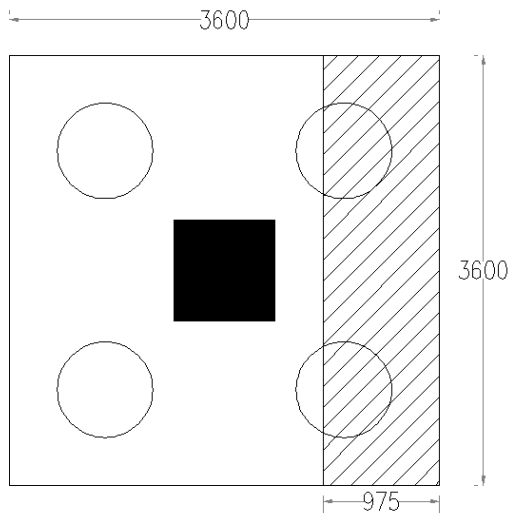
$$P_n, \text{Pile} = \frac{P_u + W_g(\text{pile cap})}{n \text{ pile}} = \frac{6663,7 + 311,04}{4} = 1743,68 \text{ kN}$$

$P_n \text{ Pile} < P \text{ max (1 tiang)}$

$1743,68 \text{ kN} < 1848,7 \text{ kN (OK)}$

Desain untuk Geser

One-way Shear



Gambar 4.34 Critical Section

$$P_u, \text{Pile} = \frac{P_u + 1,2 W_g(\text{pile cap})}{n \text{ pile}} = \frac{6663,7 + 1,2 \cdot 311,04}{4} = 1759,24 \text{ kN}$$

$$P_u, \text{reduce} = \frac{a}{\phi} P_u, \text{pile} = \frac{575}{800} \cdot 1759,24 = 1264,45 \text{ kN}$$

Pada daerah yang kritis gaya dari dua pile (reduced) dan berat sendiri pile cap. Sehingga gaya geser pada one-way shear adalah:

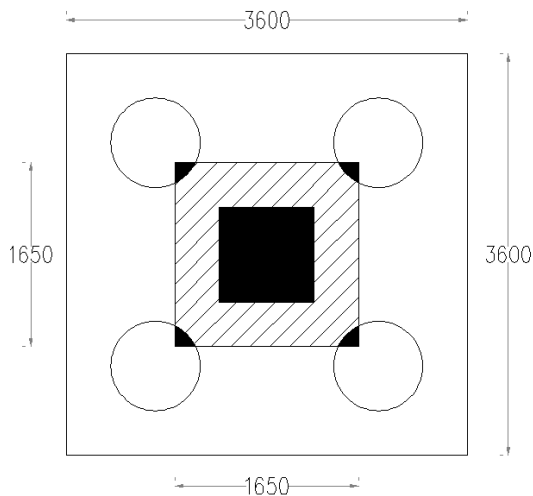
$$\begin{aligned} V_u &= 2 P_u, \text{reduce} - \text{berat pile cap} \\ &= 2(1264,45) - (24 \times 3,6 \times 1 \times 0,975) \\ &= 2427,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas geser beton:

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,75 (f'c)^{0.5} b \text{ pile cap } d \\
 &= 0,75 (40)^{0.5} 3600 \cdot 898,5 \\
 &= 15325978,68\text{N} > V_u = 2427814,79 \text{ N (OK)}
 \end{aligned}$$

Punching Shear

Bagian geser adalah pada $d/2$ dari muka kolom, seperti pada gambar dibawah.



Gambar 4.35 Critical Punching Surface

$$\begin{aligned}
 a1 &= 1,65 \text{ m} \\
 b1 &= 1,65 \text{ m} \\
 U &= 2 (a1+b1) = 6,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Pada SNI tidak memberikan prosedur eksplisit untuk memperhitungkan *punching load* pada pile cap. Sehingga punching load dapat diasumsikan sama dengan beban kolom dikurang berat dari bagian pile yang terletak pada $d/2$ ($800/2=400$ mm). Punching Load bisa diperhitungkan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \lambda &= 0,49 \\
 \beta &= 1 \\
 P_{u,punch} &= P_u + W_u - P \text{ pile(dalam } d/2)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= P_u + W_u - (n \cdot \lambda \cdot P_{u,pile}) \\
 &= 6663,7 + (1,2 \cdot 24 \cdot 1,65 \cdot 1,65 \cdot 1) - (4 \cdot 0,523 \cdot 1759,24) \\
 &= 3315,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tegangan geser pada Punching area:

$$\tau_u = P_{u,punch}/U \cdot d = 3315,48 \cdot 10^3 / 6600 \cdot 898,5 = 0,56 \text{ MPa}$$

Kapasitas geser pada pile cap (dua arah) adalah nilai terkecil dari persamaan dibawah, dimana $U = b_o$.

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d = 19106386,75 \text{ N}$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 23132578,12 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 123762956,14 \text{ N (Menentukan)}$$

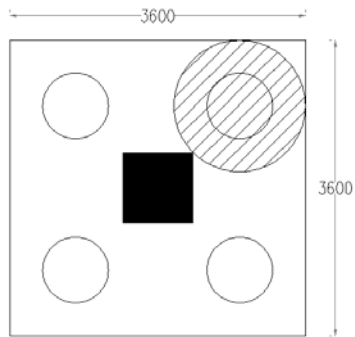
Kapasitas geser beton:

$$V_c = 123762956,14 \text{ N} > P_{u,punch} = 3315481,45 \text{ N (OK)}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_c &= 0,33 \lambda (f'_c)^{0,5} \\
 &= 0,33 \cdot 1 \cdot (40)^{0,5} \\
 &= 2,087 \text{ MPa} > \tau_u = 0,56 \text{ MPa (OK)}
 \end{aligned}$$

Sehingga ketebalan pile cap memenuhi persyaratan untuk punching shear.

Punching Shear for individual pile



Gambar 4.36 Critical Punching pile

$$P_{u,pile} = 1759,24 \text{ kN}$$

$$U = 5,0625 \text{ m (dari autocad)}$$

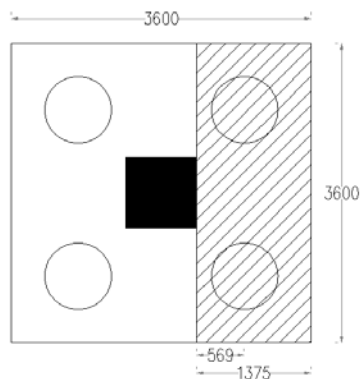
Tegangan geser ultimate :

$$\tau_u = P_{u,pile}/U \cdot d = 1759,24 \cdot 10^3 / 5062,5 \cdot 897,5 = 0,387 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,387 \text{ MPa} < \tau_c = 2,087 \text{ MPa (OK)}$$

Desain untuk Lentur

Bagian paling kritis untuk lentur adalah pada muka kolom.



Gambar 4.37 Bagian Kritis untuk Desain Lentur

$$\begin{aligned}
 Mu &= n \cdot P_u \cdot \text{pile. X} - W_u X \\
 &= 2 (1759,24) \cdot 0,569 - (1,2 \cdot 24 \cdot 3,6 \cdot 1,375 \cdot 1,375/2) \\
 &= 1904,001 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b \times d^2} = \frac{1904,001 \times 10^6}{0,9 \times 3600 \times 897,5^2} = 0,73 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11,76$$

$$\rho = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 0,73}{400}} \right) = 0,0018$$

$$\rho_{\min} = 0,25 (f_c')^{0,5} / f_y = 0,0039$$

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

$$\beta_1 = 0,8$$

Sehingga: ρ pakai = 0,0039

Tulangan dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0039 \times 3600 \times 897,5 = 12771,65 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 20D29 ($A_s = 13210,40 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' b} = \frac{113210,40 \cdot 400}{0,85 \cdot 40 \cdot 3600} = 43,17 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43,17}{0,8} = 53,96 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left(\frac{898,5}{53,96} - 1 \right) = 0,047$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0,005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0,9.

Tabel 4.50 Penulangan Pile Cap

pondasi	penulangan			
	arah x		arah y	
Type1	20	D29	9	D29
Type2	20	D29	20	D29
Type3a	31	D29	20	D29
Type3b	31	D29	20	D29
Type4	31	D29	31	D29
Type5	48	D29	35	D29
Type6	31	D29	52	D29

4.6.8 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut :

P kolom	= 945,8698 ton
Panjang Sloof L	= 10 m
Mutu Beton f_c'	= 40 MPa
Mutu Baja f_y	= 400 MPa
Decking	= 50 mm
Diameter Tulangan Utama	= 29 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Dimensi Sloof	= 500 mm x 750 mm
Tinggi Efektif	= 750-50-13-(1/2 . 29)
	= 672,5 mm

Dimensi Sloof

Pada perancangan *sloof* ini, penulis mengambil ukuran *sloof* berdasarkan *sloof* yang berhubungan dengan (kolom yang mempunyai gaya aksial terbesar yaitu $P_u = 945,8698$ ton. Penentuan dimensi dari *sloof* dilakukan dengan memperhitungkan syarat bahwa tegangan tarik yang terjadi tidak boleh melampaui tegangan ijin beton (modulus keruntuhan) yaitu sebesar :

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

Maka perhitungannya :

Tegangan tarik ijin :

$$f_{r \text{ ijin}} = 0,7 \times \sqrt{40} = 4,43 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi

$$f_r = \frac{P_u}{0,8 \times b \times h} = \frac{945869,8}{0,8 \times 500 \times 750} = 3,15 \text{ Mpa} < f_{r \text{ ijin}} \text{..OK}$$

Penulangan Sloof

Penulangan Lentur Sloof

Penulangan *sloof* didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom. Adapun beban *sloof* adalah:

$$\begin{aligned} \text{Berat aksial } N_u &= 10\% \times 945,87 \text{ ton} \\ &= 94,59 \text{ ton} \end{aligned}$$

Berat yang diterima *sloof* :

$$\text{Berat sendiri} = 0,5 \times 0,75 \times 2,4 = 0,9 \text{ t/m}$$

$$Q_u = 1,2 \times 0,9 = 1,08 \text{ t/m}$$

Momen yang terjadi (tumpuan menerus)

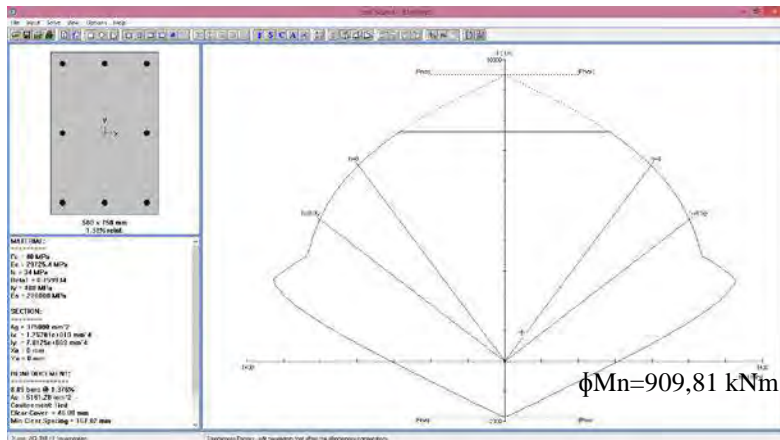
$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \cdot q_u \cdot L^2 \\ &= 1/12 \cdot 1,08 \cdot 5^2 \\ &= 9 \text{ tm} \\ &= 90 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lalu menggunakan program PCACol dengan memasukkan beban:

$$P = 945,87 \text{ kN}$$

$$M = 90 \text{ kNm}$$

Sehingga didapatkan diagram interaksi seperti pada di bawah ini :



Gambar 4.38 Diagram Interaksi Balok Sloof 50/75

Dari diagram interaksi untuk :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \text{ didapat } \rho = 1,38\%$$

$$\text{Dipasang Tulangan } 8 \text{ D } 29 \text{ (} A_s = 5286.286 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat ϕM_n sebesar = 909,81 kNm

$$\phi M_n = 909,81 \text{ kNm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_{pr} = 909,81 / 0,9 = 1010,9$$

$$V_u = \frac{M_{pr} + M_{pr}}{h_n}$$

$$= \frac{1010,9 + 1010,9}{5} = 181,962 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} x \sqrt{f_c} x b w x d x \left[1 + \frac{N_u}{14. A_g} \right] \\
 &= \frac{1}{6} x \sqrt{40} x 500 x 672,5 \left[1 + \frac{963,59}{14 x 500 x 750} \right] \\
 &= 354445,1 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,9 x 354445,1 \text{ N} = 319000,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= 1/3 x b w x d \\
 &= 1/3 x 500 x 672,5 \\
 &= 112083,3 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi(V_c + V_s \text{ min}) = 419875,6 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_u < \phi(V_c + 2/3 (f^c)^{0.5} b w d) &= 0,9 (360242,7 + 2/3 40^{0.5} 500 \\
 672,5) &= 1594980 \text{ N (OK)}
 \end{aligned}$$

Kriteria kebutuhan tulangan geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
 $181962 \text{ N} > 0,5 319000,6 = 159500,3 \text{ N}$
 Sehingga membutuhkan tulangan geser
2. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum
 $159500,3 \text{ N} < 181962 \text{ N} < 319000,6 \text{ N}$
 memenuhi persyaratan tulangan geser minimum

Sehingga digunakan tulangan geser minimum

$$S \text{ maks} = d/2 = 672,5/2 = 336,25 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan sengkang D13-300 mm

4.7 METODE PELAKSANAAN

4.7.1 Umum

Metode pelaksanaan merupakan salah satu yang terpenting yang tidak dapat dipisahkan dalam suatu perencanaan konstruksi bangunan. Khususnya untuk balok pratekan, metode pelaksanaan dapat menentukan kinerja struktur yang direncanakan.

Pada sub bab ini akan dibahas metode pelaksanaan yang berkaitan dengan pekerjaan pengecoran balok, kolom dan pelat, namun lebih dikhususkan pada pekerjaan balok pratekan yang dicor secara monolit dengan kolom penahanya.

Metode pelaksanaan ini dimodelakan dalam program bantu SAP berupa *stage construction*, sehingga besar gaya-gaya dalam yang bekerja saat pengangkutan dapat dilihat.

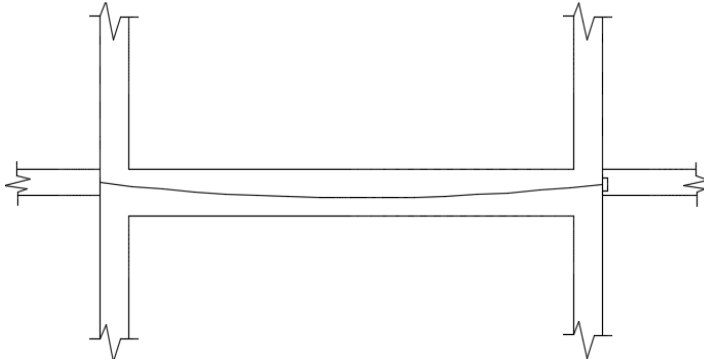
4.7.2 Pekerjaan Kolom, Balok dan Pelat Lantai

Pekerjaan yang pertama dilakukan adalah pengecoran kolom pada lantai satu. Setelah dilakukan pengecoran kolom pada lantai satu kemudian dilakukan pengecoran balok. Kemudian dilakukan pengecoran pelat.

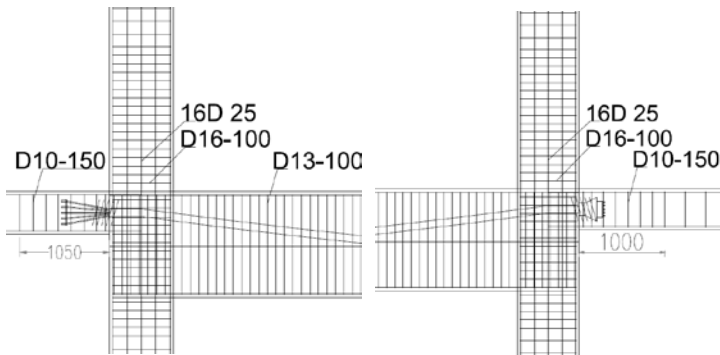
4.7.3 Pekerjaan Kolom, Balok Pratekan dan Pelat

Balok pratekan yang direncanakan dipasang mulai dari lantai 7 hingga lantai atap. Balok pratekan dan kolom yang memikul balok pratekan dicor secara monolit. Karena dalam pelaksanaannya digunakan metode post tension maka terlebih dahulu dilakukan pengecoran pada balok prategang dengan dibantu bekisting dan perancah, setelah beton mulai mengeras kemudian dilakukan pengangkutan dengan 3000 kN Kemudian setelah itu dilakukan pengecoran pelat.

Setelah pengecoran pelat, kemudian dilakukan pengecoran pada balok yang berada disekitar balok prategang seperti pada gambar 4.39 dan 4.40.



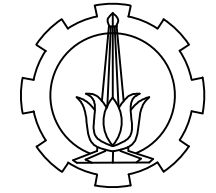
Gambar 4.39 Ilustrasi Pemasangan Balok Pratekan



Gambar 4.40 Detail Hubungan Balok Kolom

Gaya prategang yang diberikan tiap lantai memiliki pengaruh pada lantai dibawahnya, sehingga dalam desain penulangan lentur dan geser untuk balok prategang diambil gaya – gaya terbesar yang terjadi pada balok pratekan yang palig dasar.

Metode pekerjaan struktur untuk lantai diatasnya sama dengan metode pada lantai sebelumnya.



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI I-4

SKALA

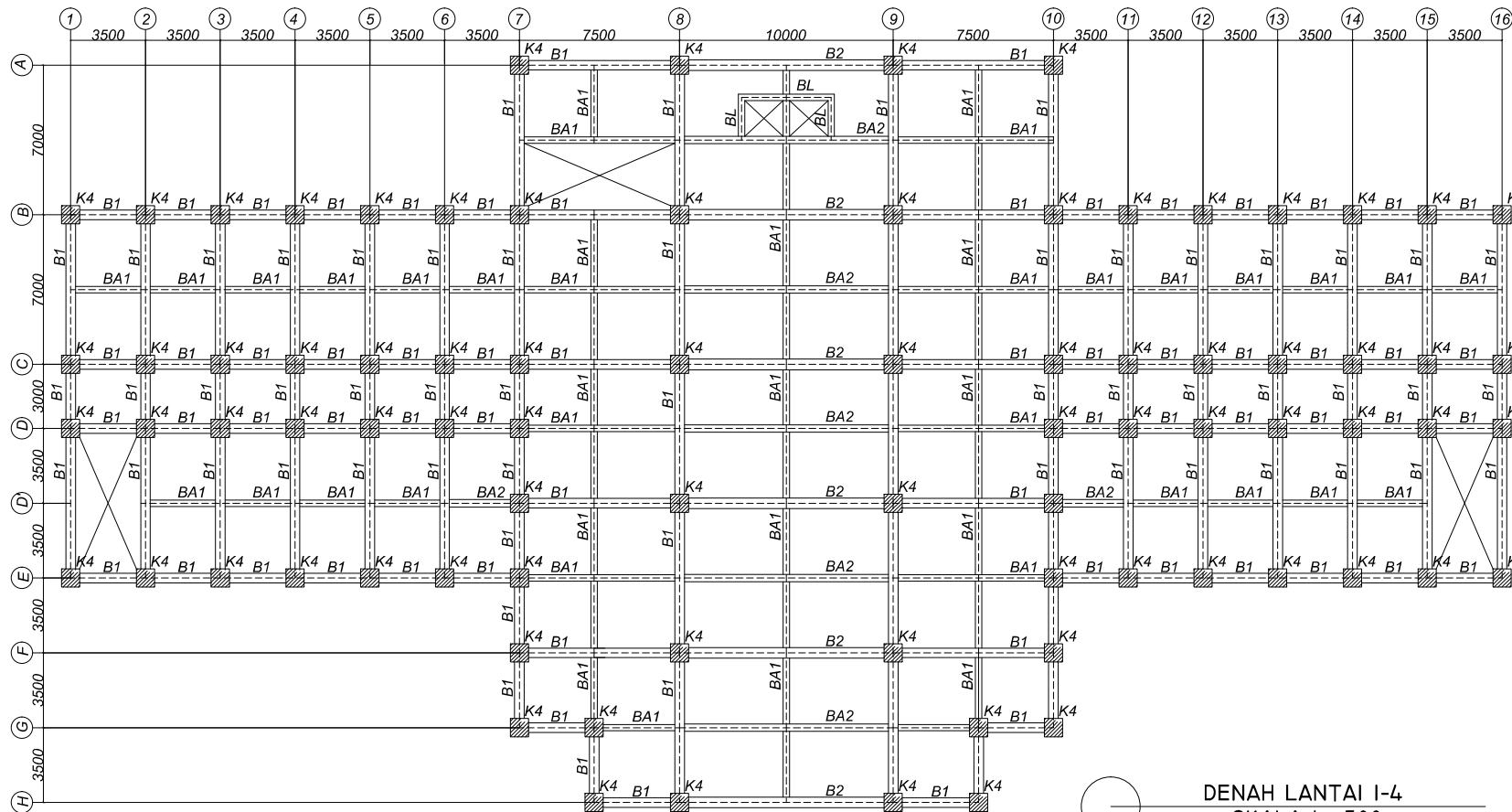
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
01

JUMLAH
25

CATATAN

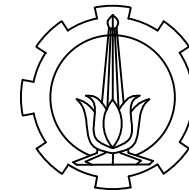


DENAH LANTAI I-4
SKALA 1 : 300

BALOK	
NAMA	DIMENSI
B1	450 / 650
B2	500 / 750
BP	750 / 125
BA1	300 / 450
BA2	350 / 500
BL	300 / 450

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	600 / 600
K2	700 / 700
K3	750 / 750
K4	850 / 850

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI 5

SKALA

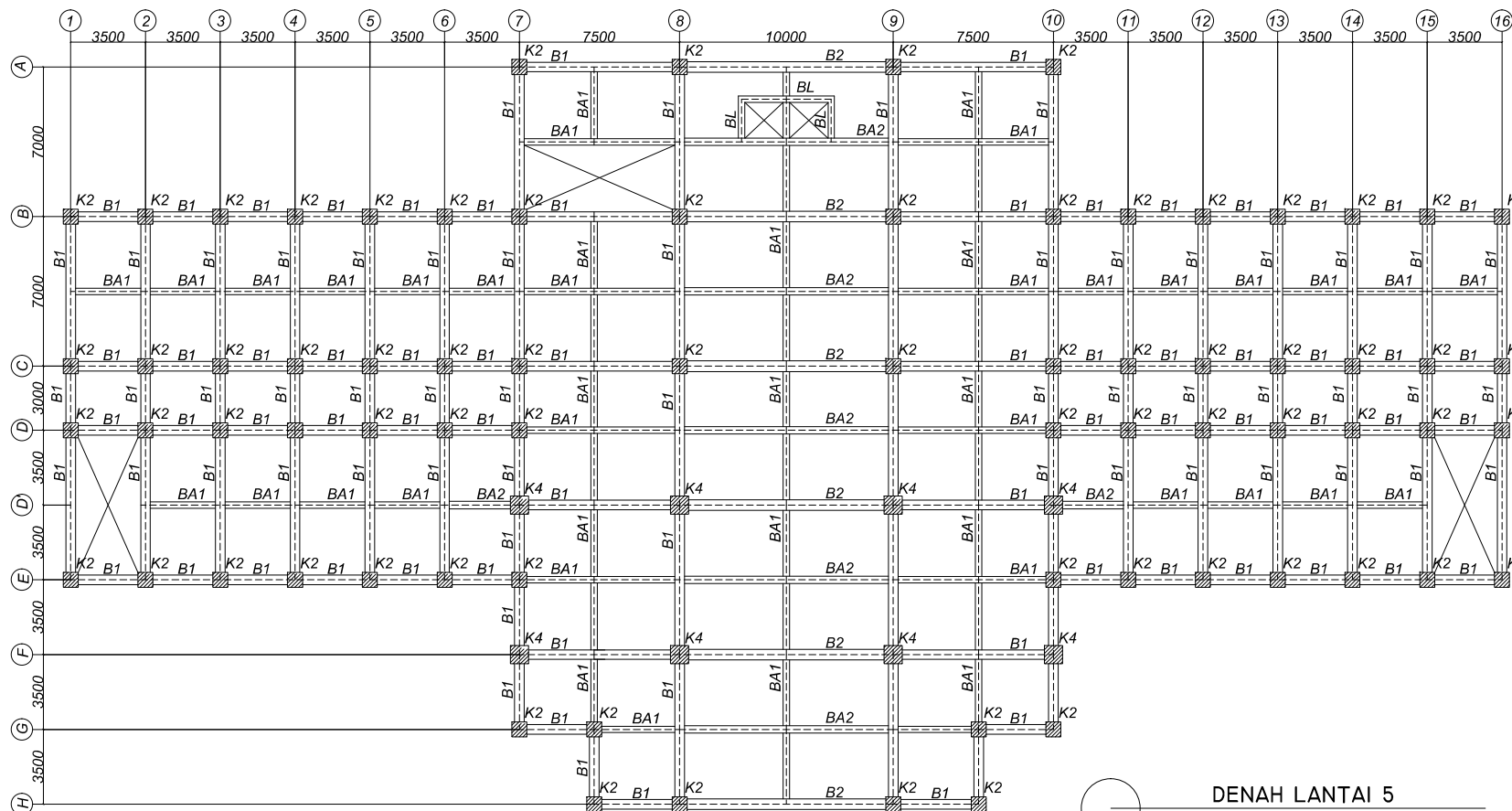
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
02

JUMLAH
25

CATATAN



DENAH LANTAI 5
SKALA 1 : 300

BALOK

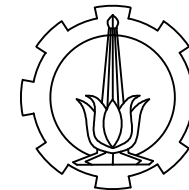
NAMA	DIMENSI
B1	450 / 650
B2	500 / 750
BP	750 / 125
BA1	300 / 450
BA2	350 / 500
BL	300 / 450

KOLOM

NAMA	DIMENSI
K1	600 / 600
K2	700 / 700
K3	750 / 750
K4	850 / 850

PELAT

NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI 6

SKALA

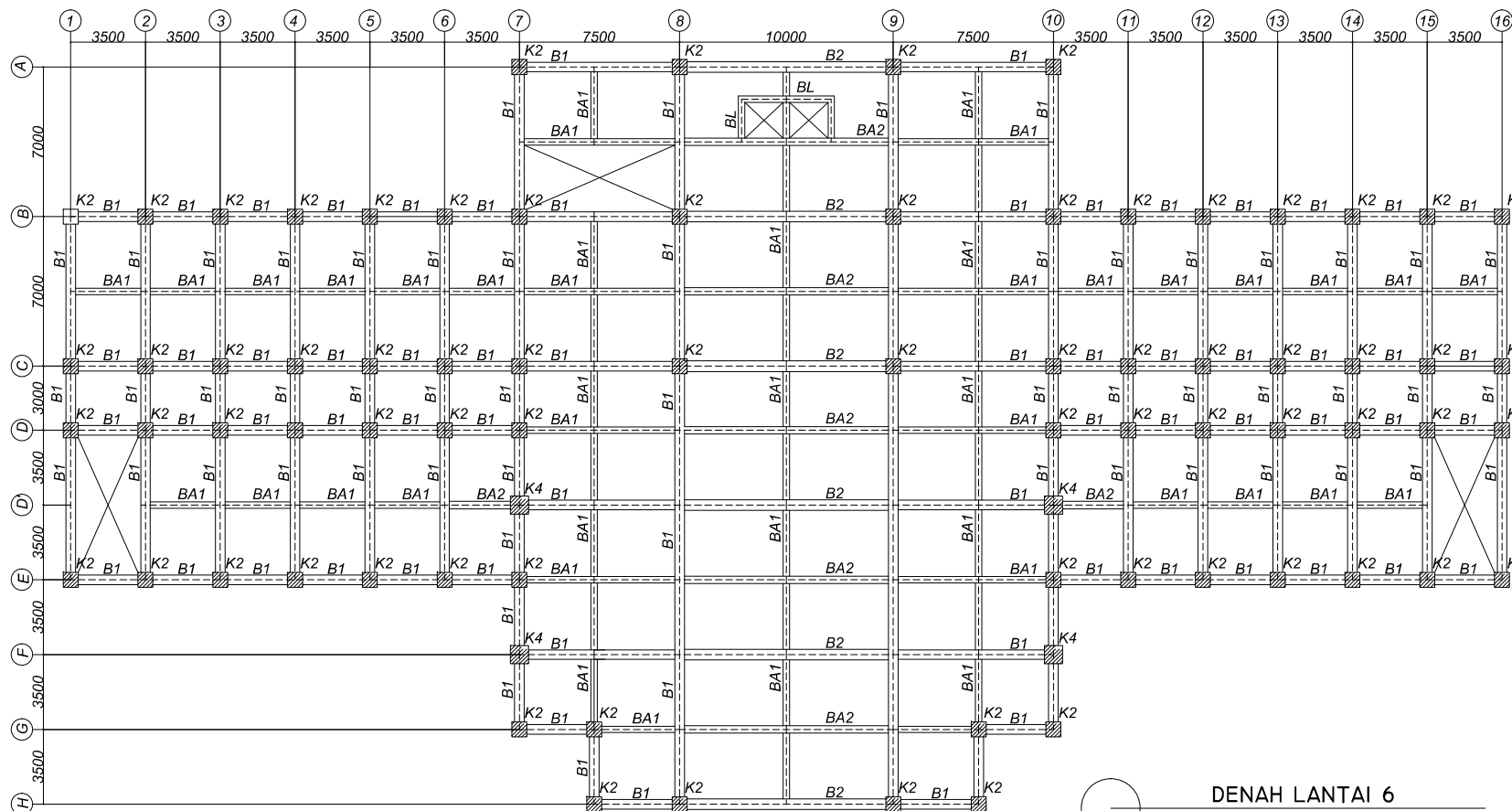
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
03

JUMLAH
25

CATATAN



DENAH LANTAI 6
SKALA 1 : 300

BALOK

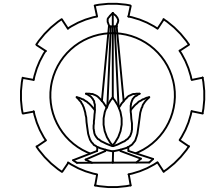
NAMA	DIMENSI
B1	450 / 650
B2	500 / 750
BP	750 / 125
BA1	300 / 450
BA2	350 / 500
BL	300 / 450

KOLOM

NAMA	DIMENSI
K1	600 / 600
K2	700 / 700
K3	750 / 750
K4	850 / 850

PELAT

NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI 7

SKALA

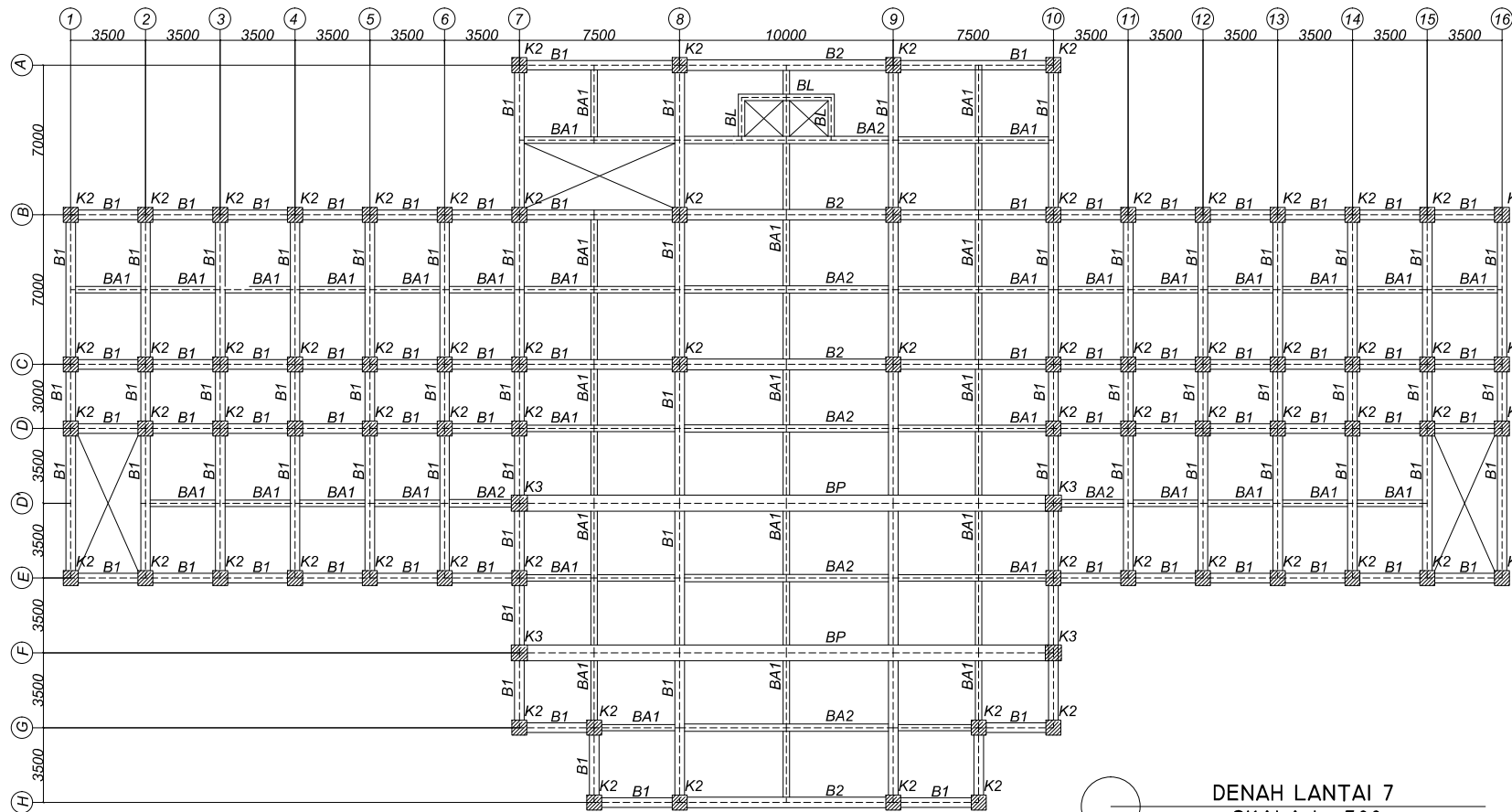
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
04

JUMLAH
25

CATATAN

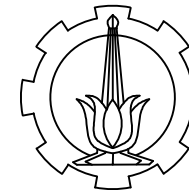


DENAH LANTAI 7
SKALA 1 : 300

BALOK	
NAMA	DIMENSI
B1	450 / 650
B2	500 / 750
BP	750 / 125
BA1	300 / 450
BA2	350 / 500
BL	300 / 450

KOLOM	
NAMA	DIMENSI
K1	600 / 600
K2	700 / 700
K3	750 / 750
K4	850 / 850

PELAT	
NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
LANTAI 8 - 10

SKALA

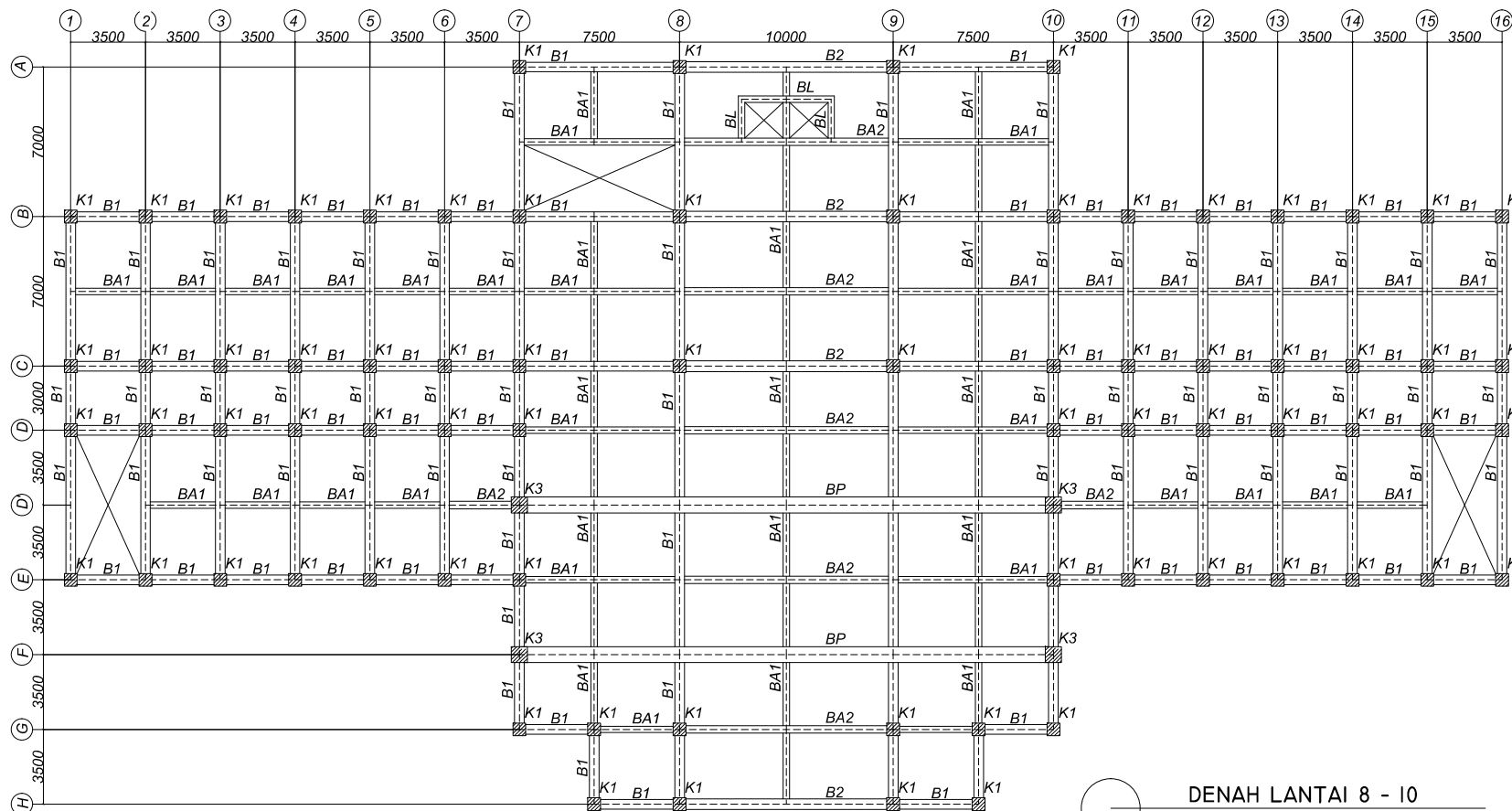
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
05

JUMLAH
25

CATATAN



DENAH LANTAI 8 - 10
SKALA 1 : 300

BALOK

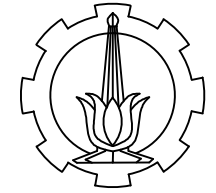
NAMA	DIMENSI
B1	450 / 650
B2	500 / 750
BP	750 / 125
BA1	300 / 450
BA2	350 / 500
BL	300 / 450

KOLOM

NAMA	DIMENSI
K1	600 / 600
K2	700 / 700
K3	750 / 750
K4	850 / 850

PELAT

NAMA	TEBAL
ATAP	120
LANTAI	120



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DENAH
PONDASI

SKALA

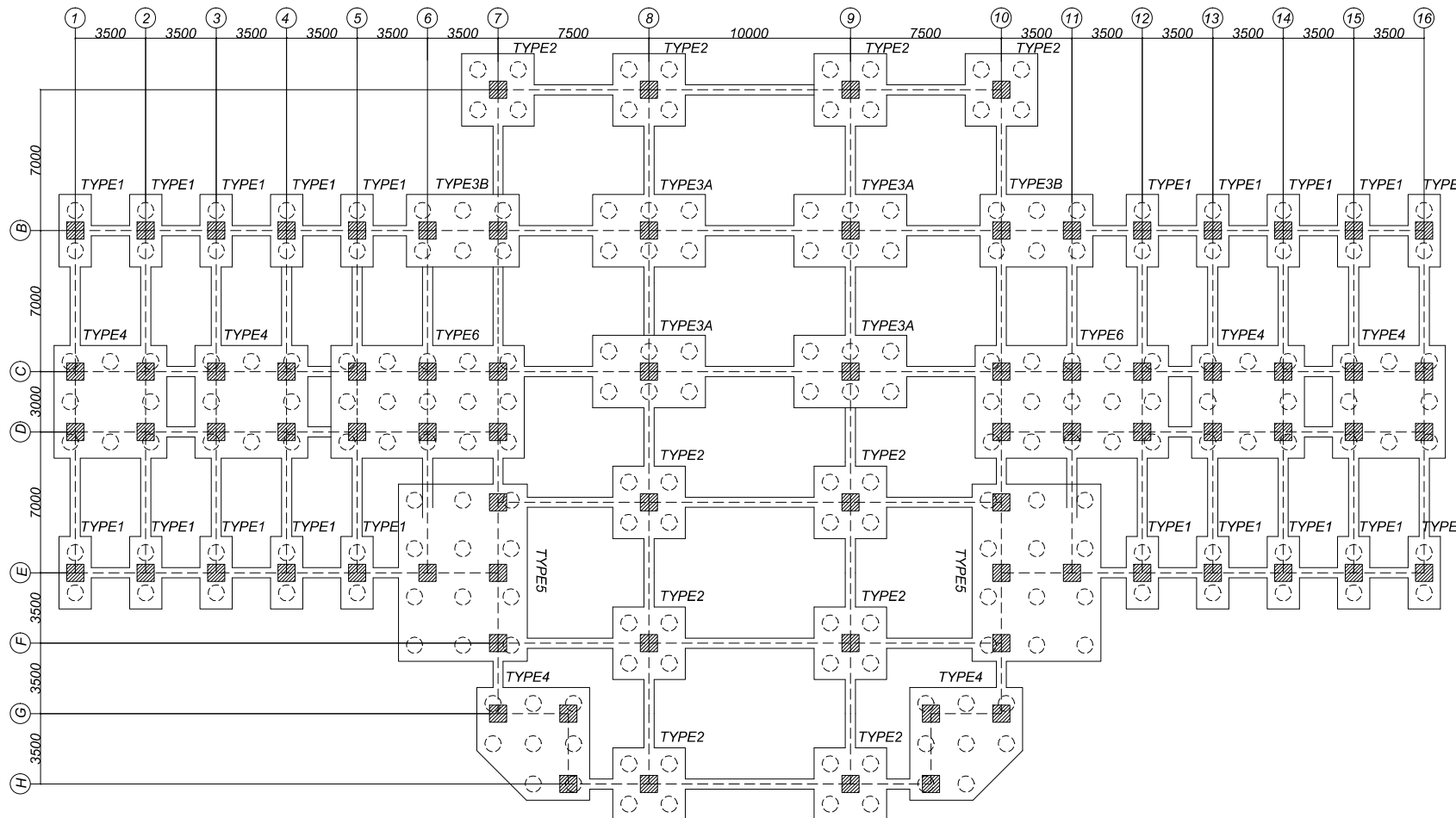
1 : 300

NOMOR GAMBAR

NOMOR
06

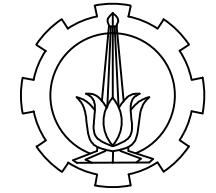
JUMLAH
25

CATATAN



DENAH PONDASI
SKALA 1 : 300

PONDASI		
TYPE	DIAMETER TIANG (mm)	JUMLAH TIANG
TYPE 1	800	2
TYPE 2	800	4
TYPE 3A	800	6
TYPE 3B	800	6
TYPE 4	800	8
TYPE 5	800	12
TYPE 6	800	15



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

POTONGAN
MEMANJANG

SKALA

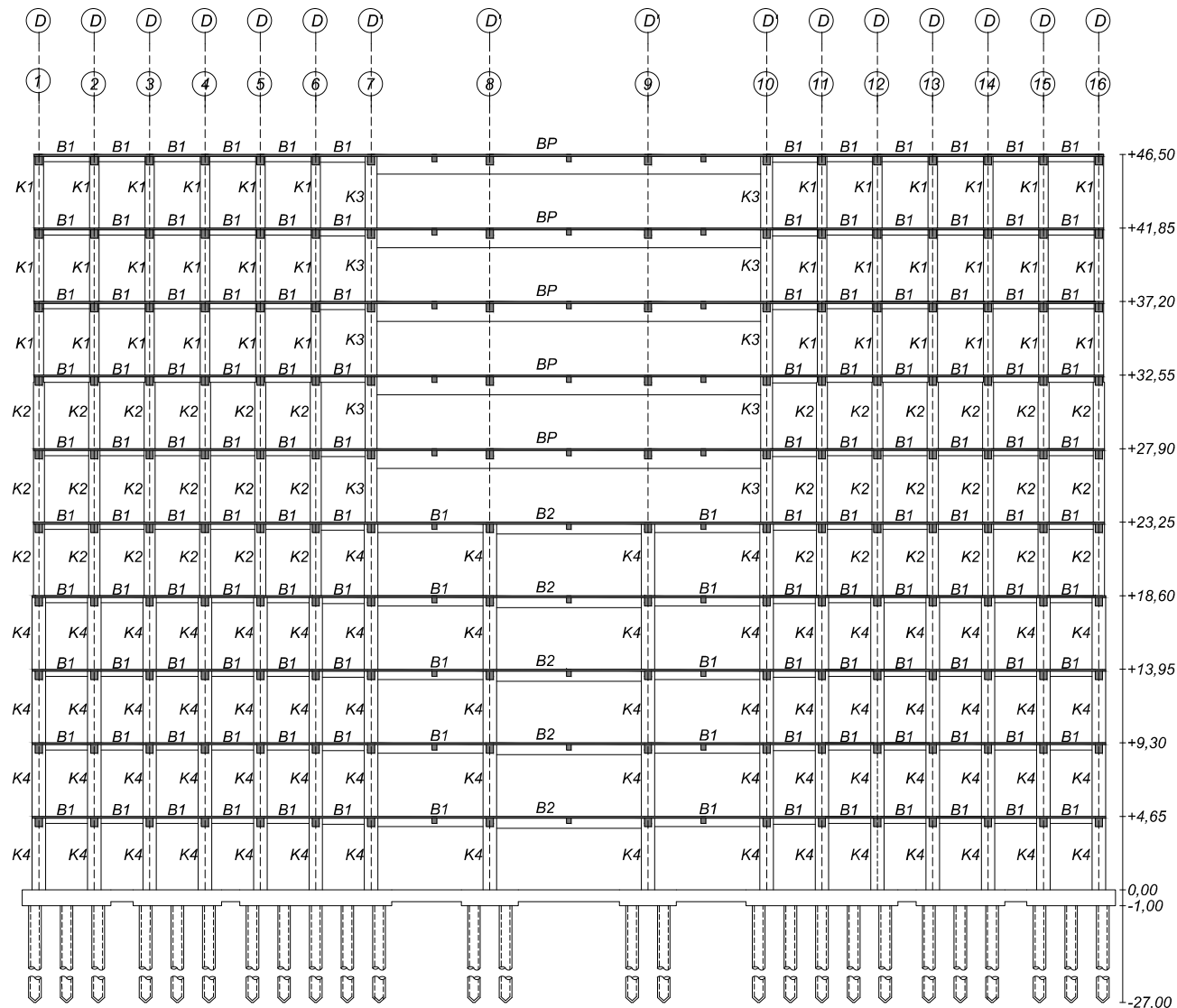
1 : 400

NOMOR GAMBAR

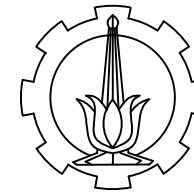
NOMOR
07

JUMLAH
25

CATATAN



POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1 : 400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

POTONGAN
MELINTANG

SKALA

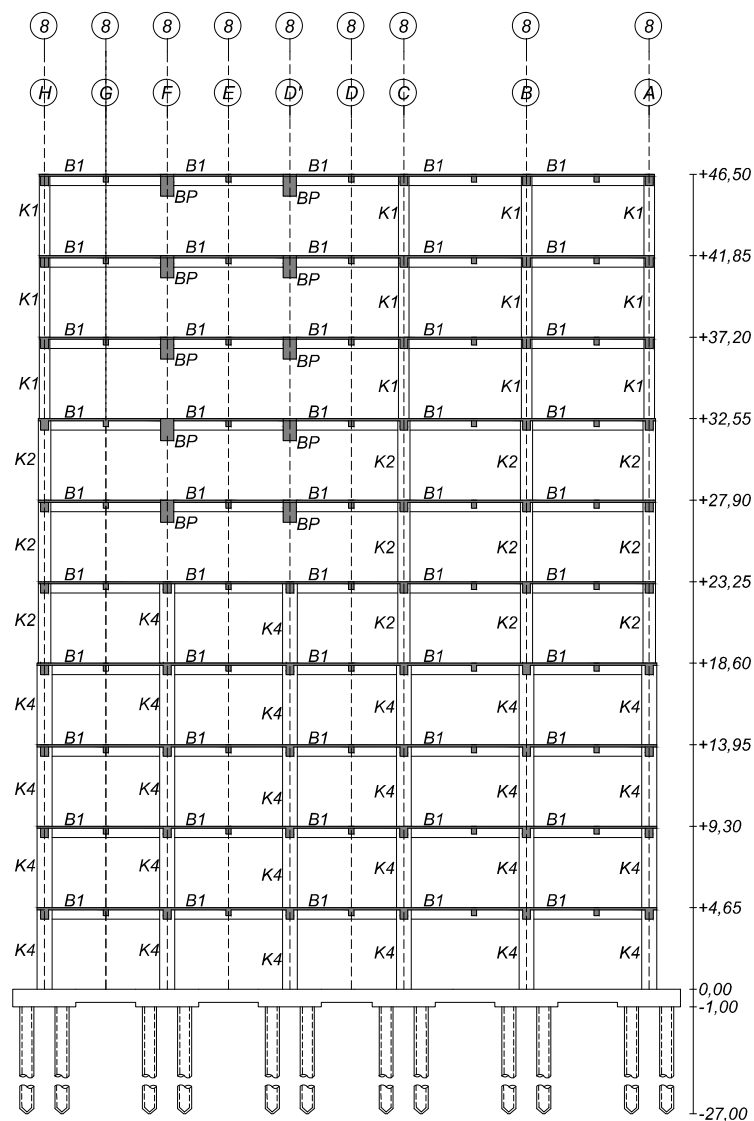
1 : 400

NOMOR GAMBAR

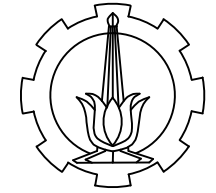
NOMOR
08

JUMLAH
25

CATATAN



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1 : 400



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL
TANGGA

SKALA

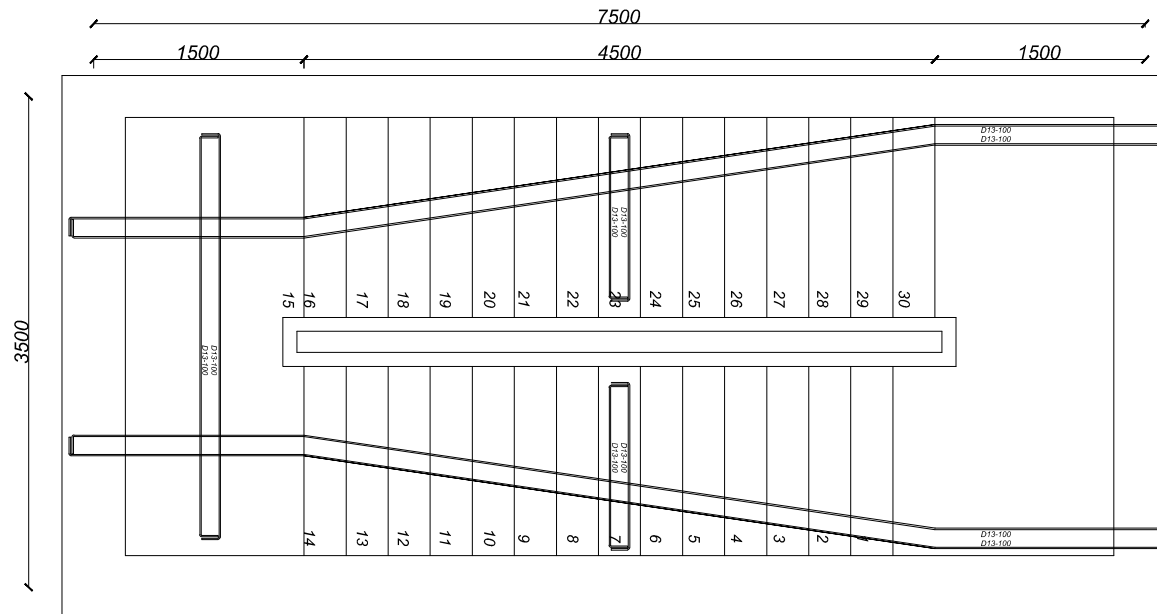
1 : 50

NOMOR GAMBAR

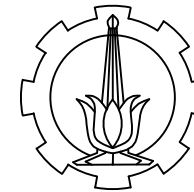
NOMOR
09

JUMLAH
25

CATATAN



DETAIL TANGGA
SKALA 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL
TANGGA

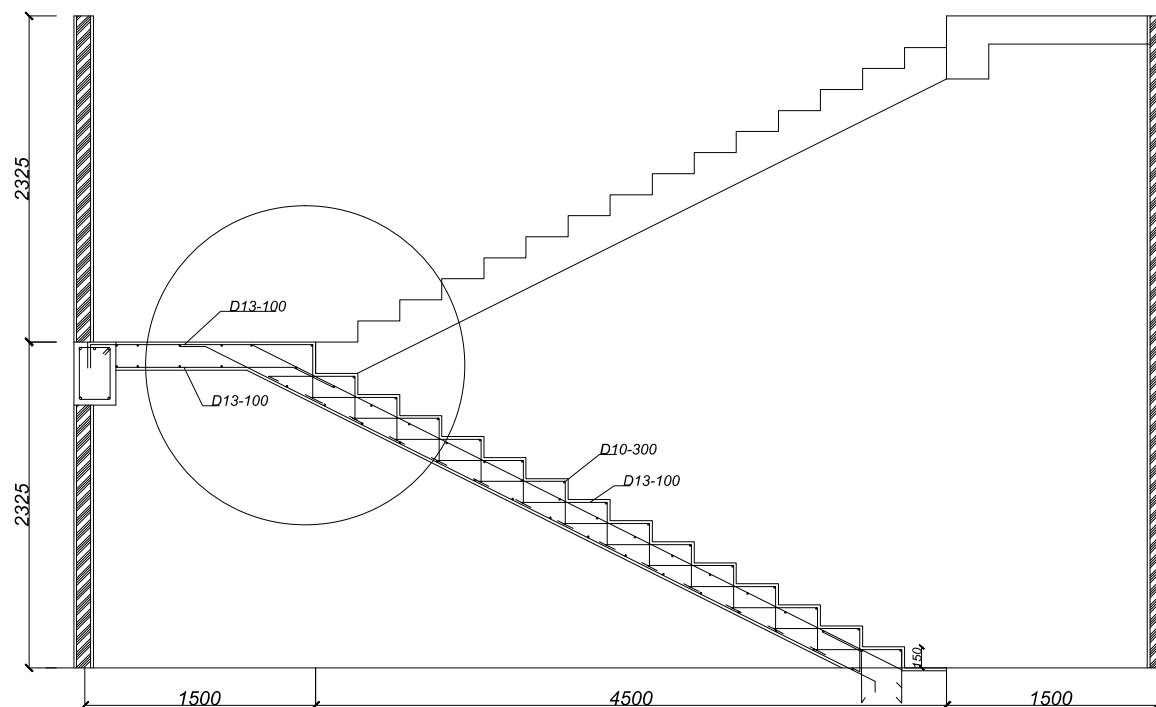
SKALA

1 : 50

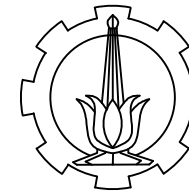
NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
10	25

CATATAN



DETAIL TANGGA
SKALA 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PELAT

SKALA

1 : 150

NOMOR GAMBAR

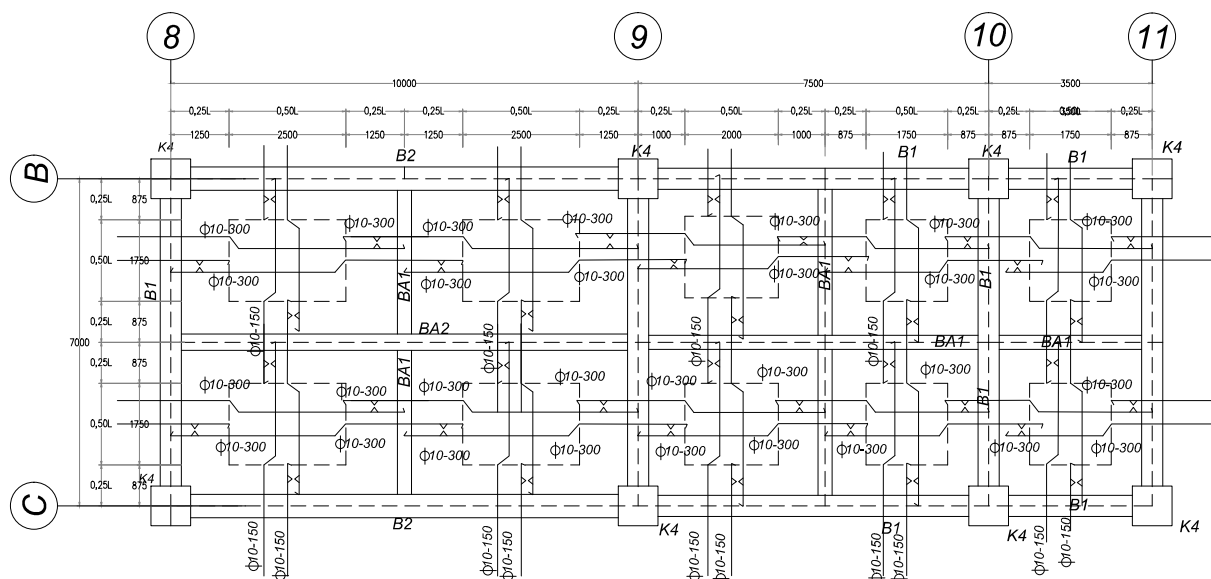
NOMOR

II

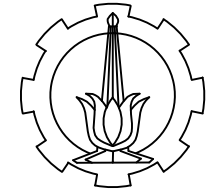
JUMLAH

25

CATATAN



DETAIL PENULANGAN PELAT
SKALA 1 : 150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK ANAK

SKALA

1 : 25

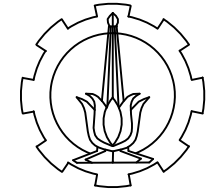
NOMOR GAMBAR

NOMOR
12

JUMLAH
25

CATATAN

TIPE	BA.1			BA.2		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 X 450			350 X 500		
ATAS	3 D19	3 D19	3 D19	4 D19	4 D19	4 D19
BAWAH	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19	2 D19
SENGKANG	D10-100	D10-150	D10-100	D10-100	D10-150	D10-100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
SLOOF DAN BALOK LIFT

SKALA

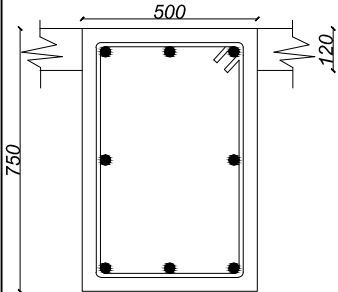
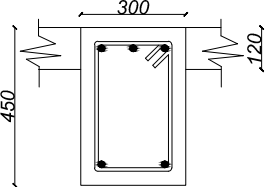
1 : 20

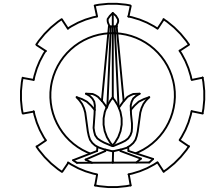
NOMOR GAMBAR

NOMOR
13

JUMLAH
25

CATATAN

TIPE	SLOOF	BALOK LIFT
PENAMPANG		
DIMENSI	500X 750	350 X 500
ATAS	3 D29	3 D19
BAWAH	3 D29	2 D19
SENGKANG	D13-150	D10-150
SAMPING	2 D29	



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK INDUK

SKALA

1 : 25

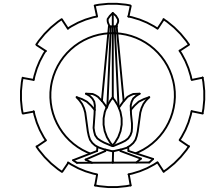
NOMOR GAMBAR

NOMOR
14

JUMLAH
25

CATATAN

TIPE	B1			B2		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	
PENAMPANG						
DIMENSI	450 X 650			500 X 750		
ATAS	5 D25	3 D25	5 D25	7 D25	4 D25	7 D25
BAWAH	3 D25	3 D25	3 D25	4 D25	4 D25	4 D25
SENGKANG	D13-100	D13-250	D13-100	D13-100	D13-300	D13-100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
KOLOM

SKALA

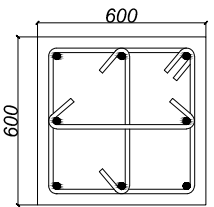
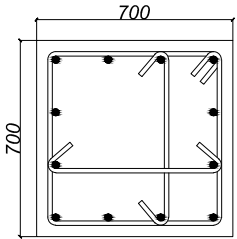
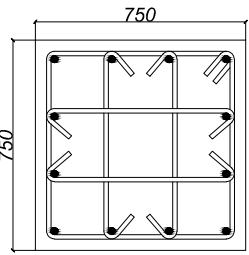
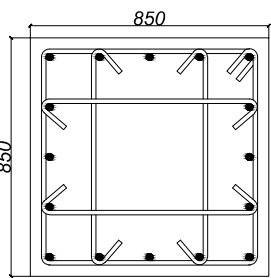
1 : 25

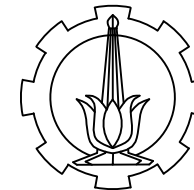
NOMOR GAMBAR

NOMOR
15

JUMLAH
25

CATATAN

TIPE	K1	K2	K3	K4
PENAMPANG				
DIMENSI	600 X 600	750 X 750	750 X 750	850 X 850
TULANGAN UTAMA	8 D25	12 D 25	12 D25	16 D25
SENGKANG	16 - 100	16 - 100	16 - 100	16 - 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK PRATEGANG
LT 7-10

SKALA

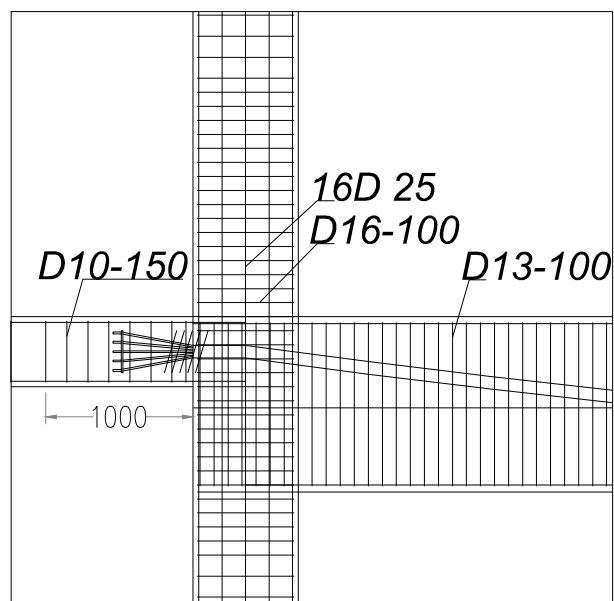
1 : 50

NOMOR GAMBAR

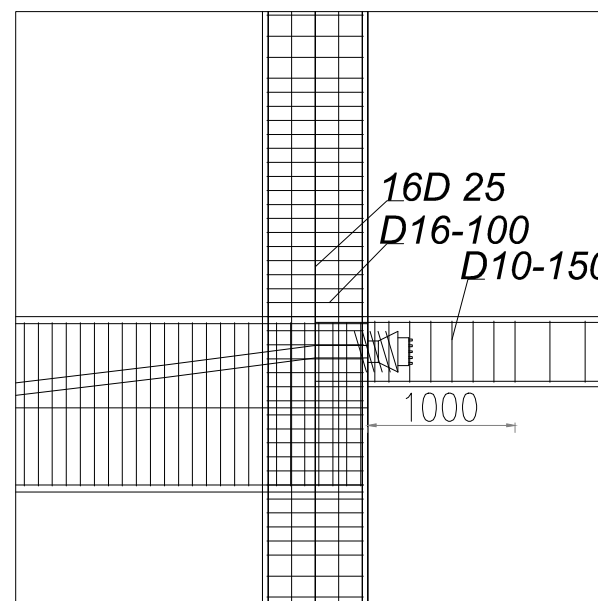
NOMOR
17

JUMLAH
25

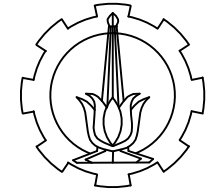
CATATAN



DETAIL PENULANGAN TUMPUAN KIRI
SKALA 1 : 50



DETAIL PENULANGAN TUMPUAN KANAN
SKALA 1 : 50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK PRATEGANG

SKALA

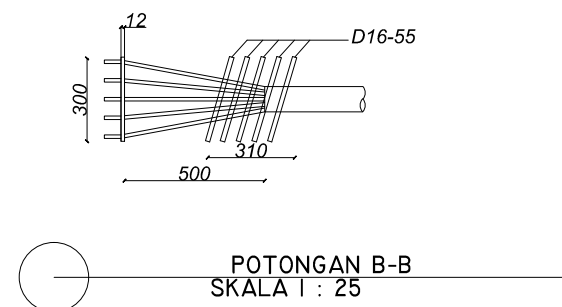
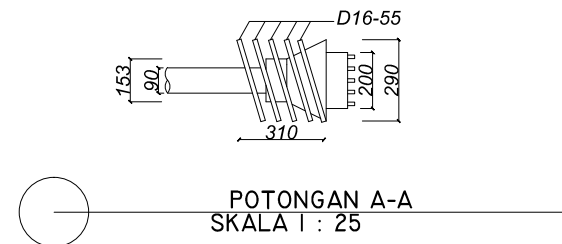
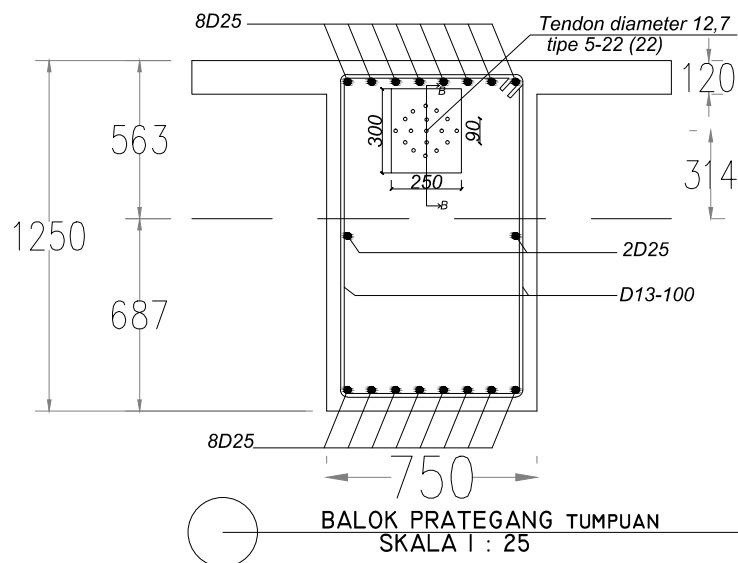
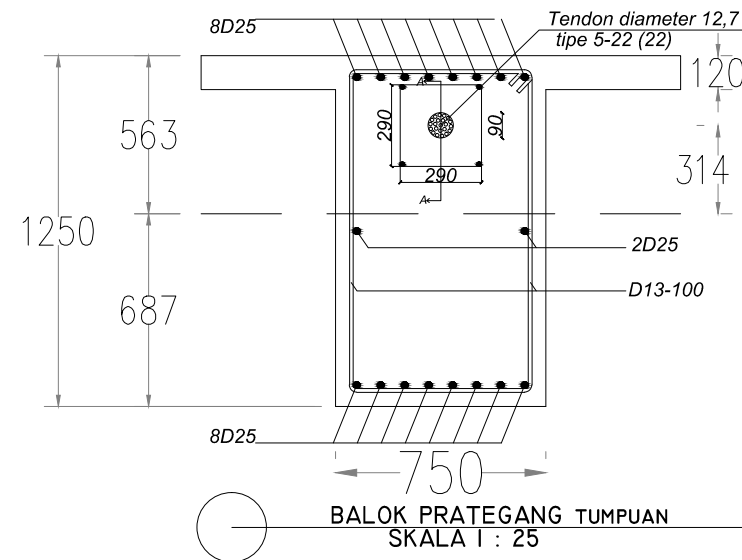
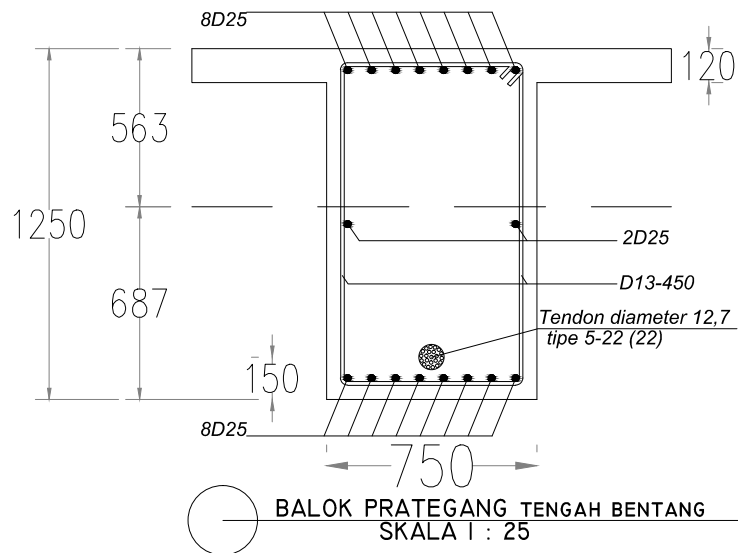
1 : 25

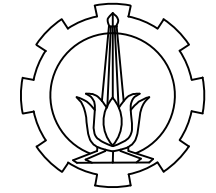
NOMOR GAMBAR

NOMOR
18

JUMLAH
25

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE I

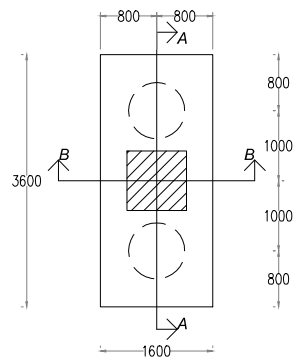
SKALA

1 : 100

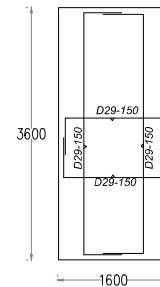
NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
19	25

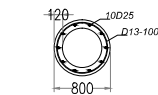
CATATAN



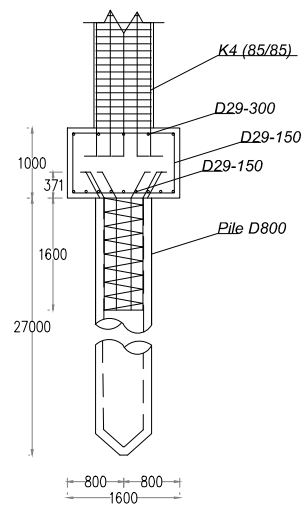
DENAH PONDASI TYPE I
SKALA 1 : 100



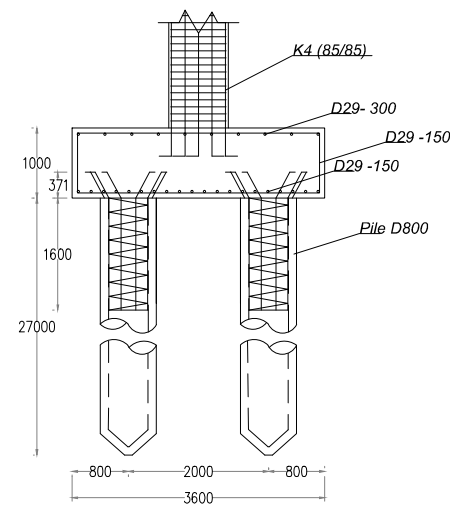
DETAIL PENULANGAN PONDASI
SKALA 1 : 100



DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 2

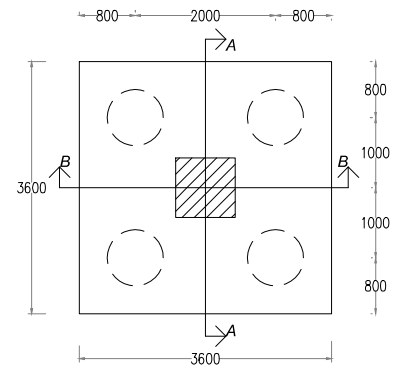
SKALA

1 : 100

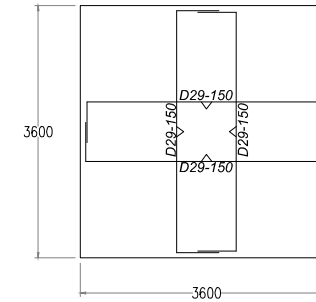
NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
20	25

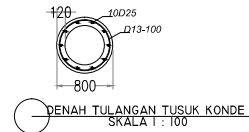
CATATAN



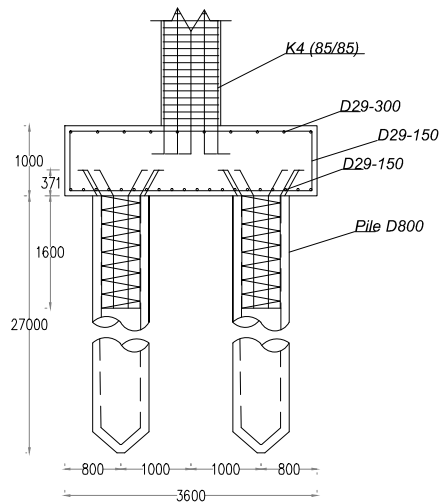
DENAH PONDASI TYPE 2
SKALA 1 : 100



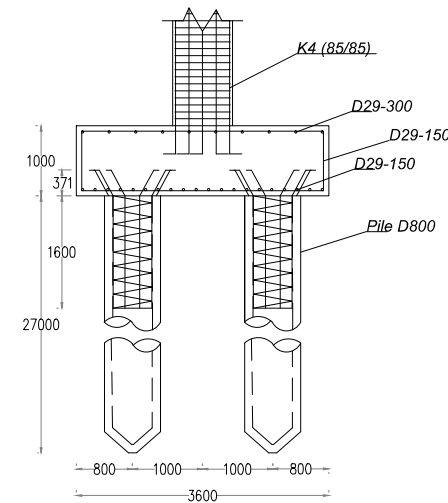
DETAIL PENULANGAN PONDASI
SKALA 1 : 100



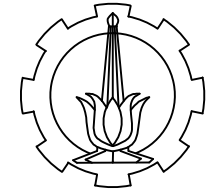
DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 3A

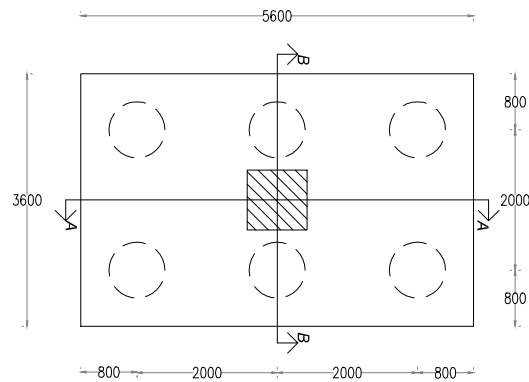
SKALA

1 : 100

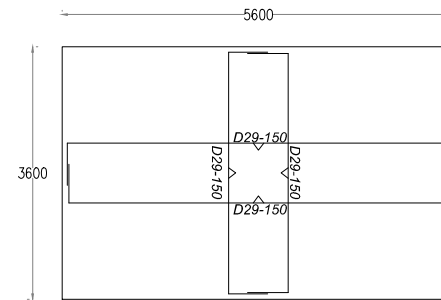
NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
21	25

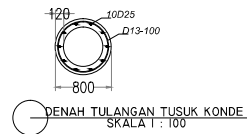
CATATAN



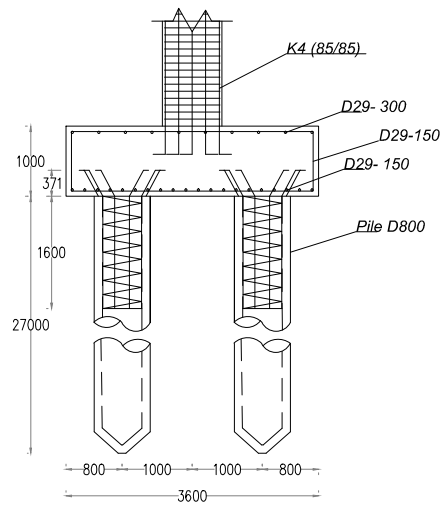
DENAH PONDASI TYPE 3A
SKALA 1 : 100



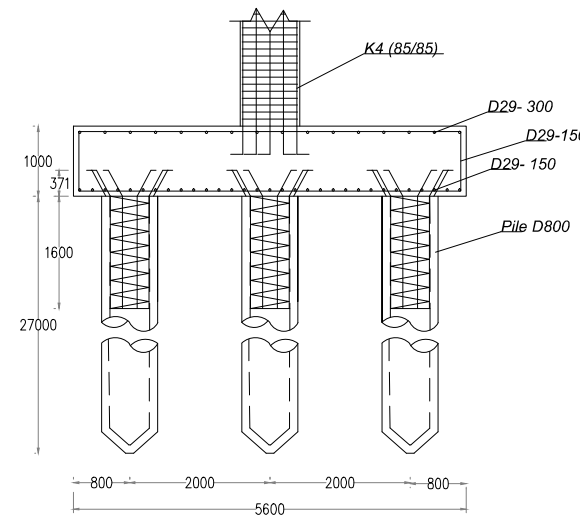
DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1 : 100



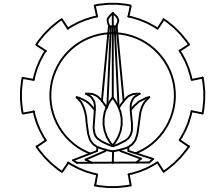
DETAIL TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 3B

SKALA

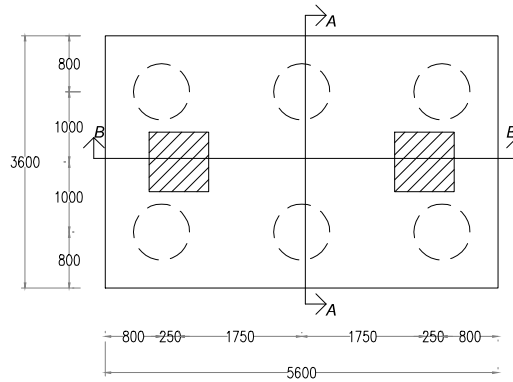
1 : 100

NOMOR GAMBAR

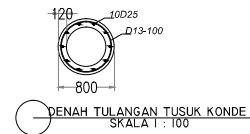
NOMOR
22

JUMLAH
25

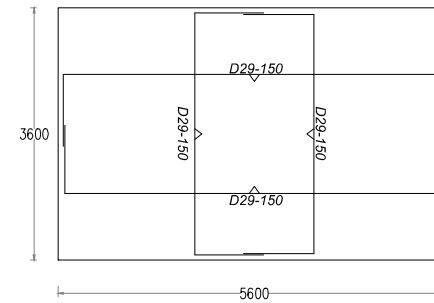
CATATAN



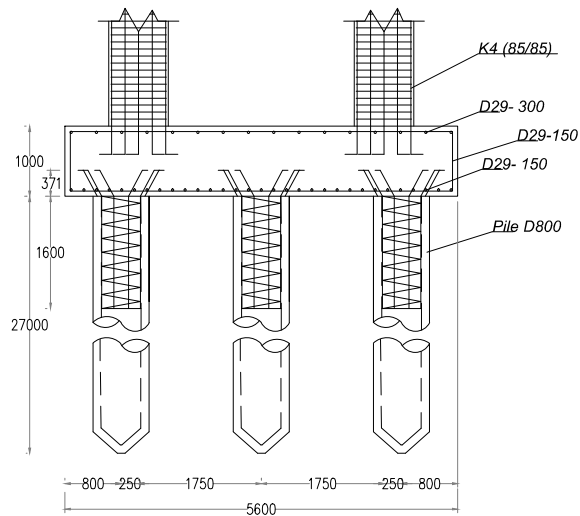
DENAH PONDASI TYPE 3B
SKALA 1 : 100



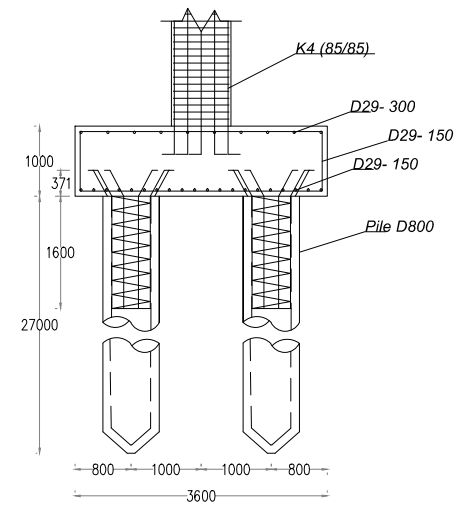
DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



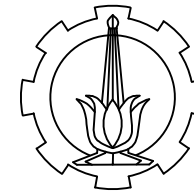
DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PHD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 4

SKALA

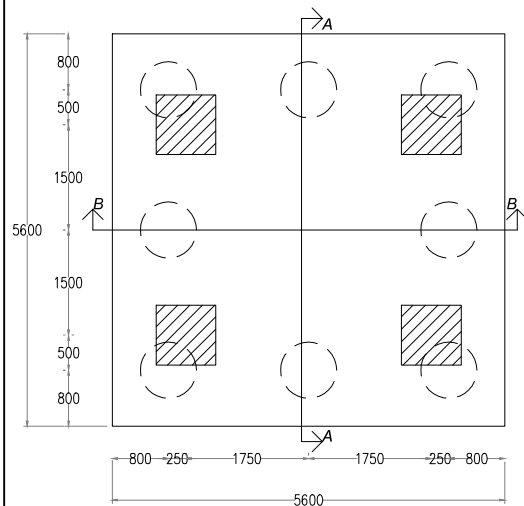
1 : 100

NOMOR GAMBAR

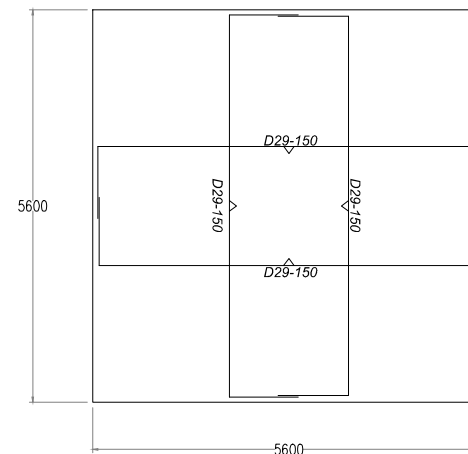
NOMOR
23

JUMLAH
25

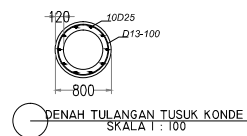
CATATAN



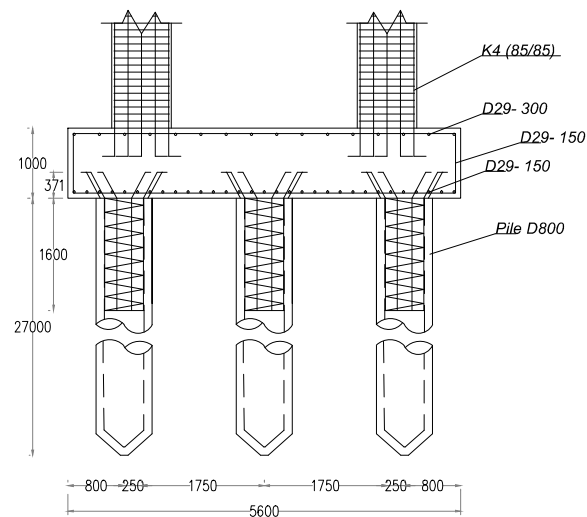
DENAH PONDASI TYPE 4
SKALA 1 : 100



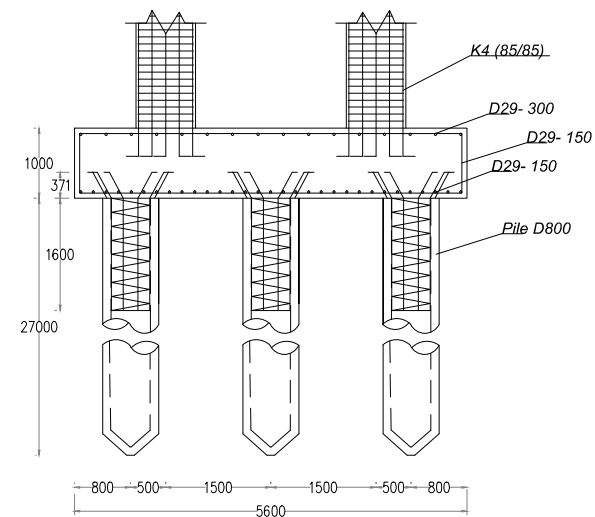
DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1 : 100



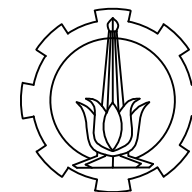
DENAH TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
 GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
 MENGGUNAKAN BALOK
 PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
 CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
 31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
 PONDASI TYPE 5

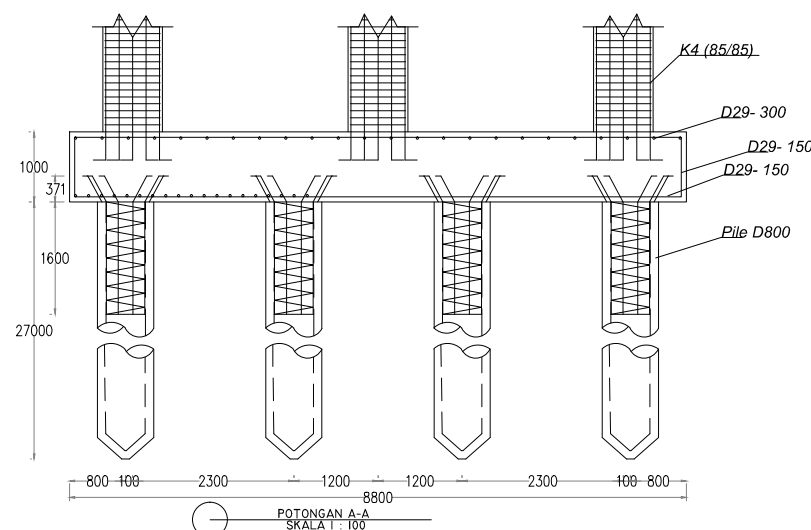
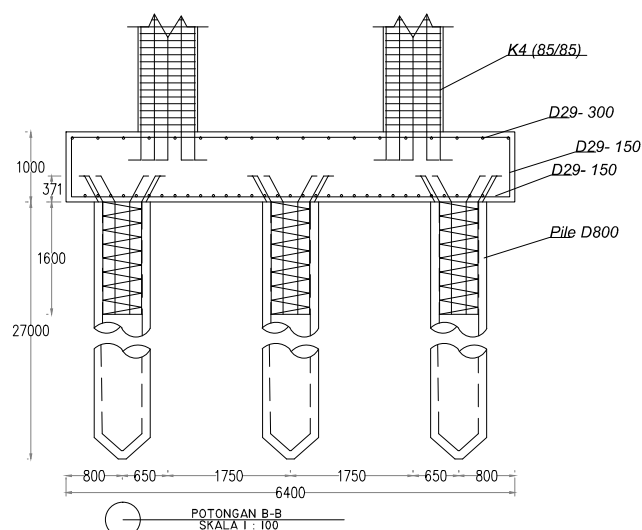
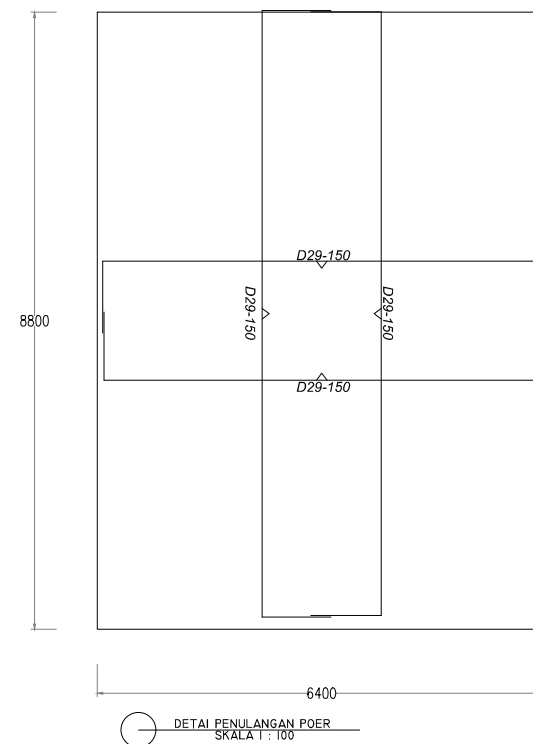
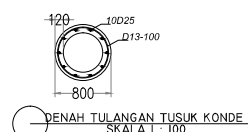
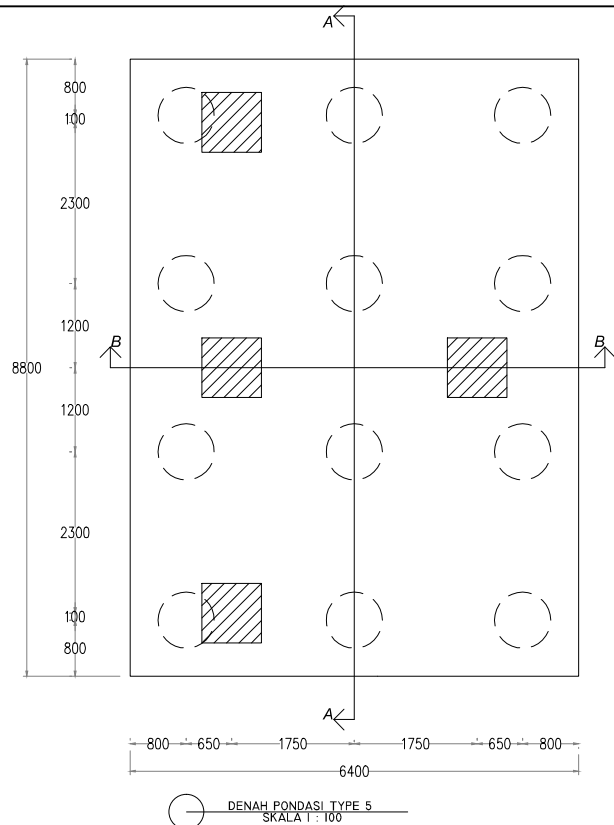
SKALA

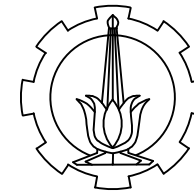
1 : 100

NOMOR GAMBAR

NOMOR	JUMLAH
24	25

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR
GEDUNG BUPATI LOMBOK TIMUR
MENGUNAKAN BALOK
PRATEGANG MONOLIT

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PhD
CANDRA IRAWAN, ST.MT.

MAHASISWA

FEDYA DIAJENG ARYANI
31 12 100 151

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
PONDASI TYPE 6

SKALA

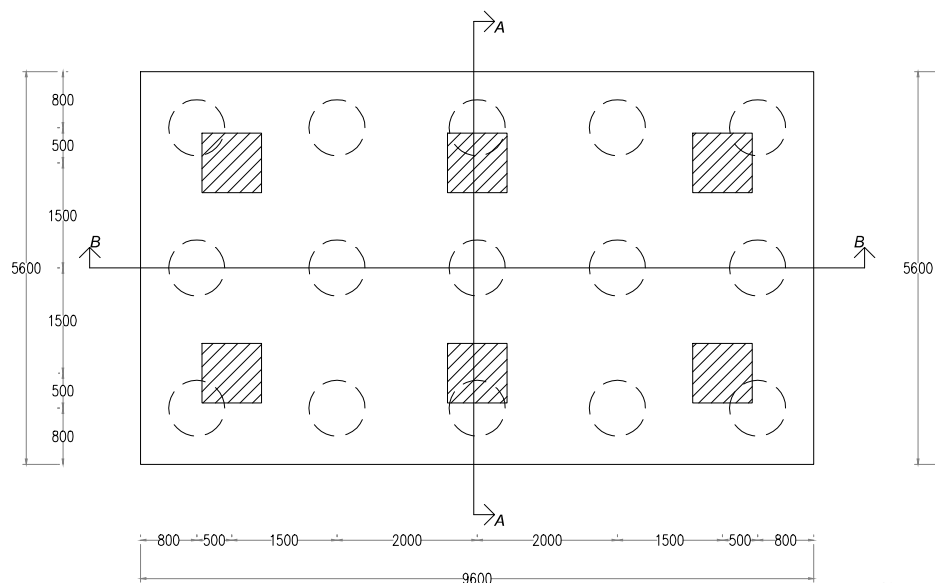
1 : 100

NOMOR GAMBAR

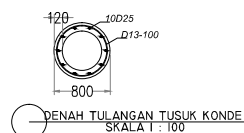
NOMOR
25

JUMLAH
25

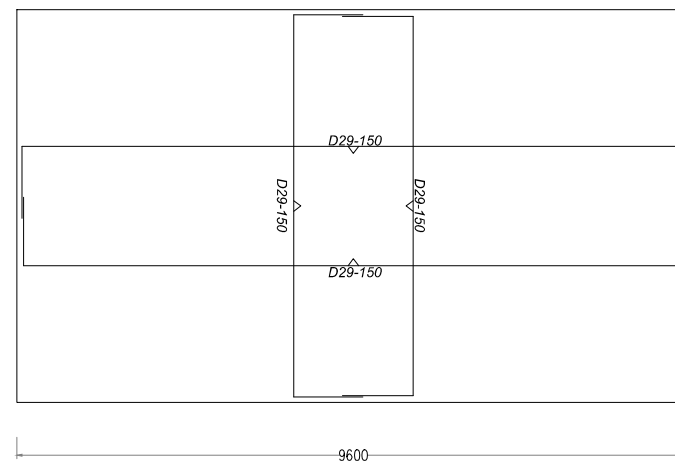
CATATAN



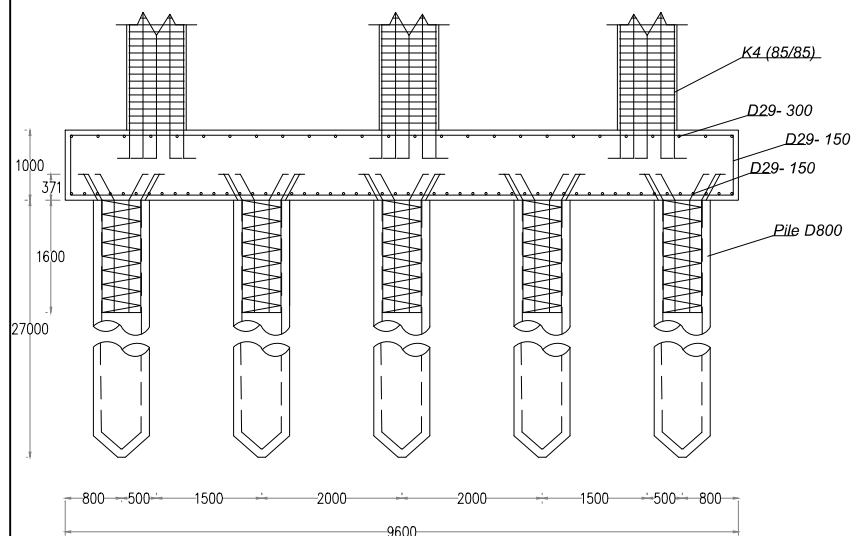
DENAH PONDASI TYPE 6
SKALA 1 : 100



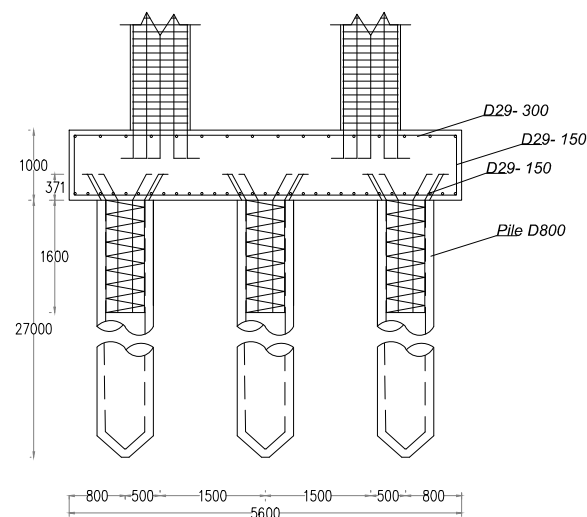
DENAH TULANGAN TUSUK KONDE
SKALA 1 : 100



DETAIL PENULANGAN POER
SKALA 1 : 100



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



POTONGAN A-A
SKALA 1 : 100

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Desain Modifikasi Struktur Gedung Bupati Lombok Timur Menggunakan Balok Prategang Monolit ini ditarik kesimpulan, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan balok prategang didasari oleh kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 6-10.
2. Perencanaan Gedung Bupati Lombok Timur memiliki dimensi struktur sekunder dan struktur utama yang didapatkan dari SNI 2847:2013, ditunjukkan sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak
 - BA.1 : 30/45 cm
 - Tulangan lentur : 3D19
 - Tulangan geser : D10-150
 - BA.2 : 35/50 cm
 - Tulangan lentur : 5D19
 - Tulangan geser : D10-150
- Blok lift : 30/45 cm
 - Tulangan lentur : 3D19
 - Tulangan geser : D10-150
- Balok bordes : 45/65 cm
 - Tulangan lentur : 6D16
 - Tulangan geser : D10-150
- Tebal Pelat bordes : 20 cm
 - Tulangan lentur : D13-150
- Tebal Pelat tangga : 20 cm
 - Tulangan lentur : D13-150

- Tebal pelat lantai : 12 cm
 - Tulangan lentur : D10-150
- Tebal Pelat Atap : 12 cm
 - Tulangan lentur : D10-150
- Struktur Utama:
- Balok Induk
 - B1 : 45/65 cm
 - Tulangan lentur : 6D25
 - Tulangan geser : D13-100
 - B2 : 50/75 cm
 - Tulangan lentur : 7D25
 - Tulangan geser : D13-100
- Balok Prategang : 75/100 cm
 - Tulangan lentur : 8D25
 - Tulangan torsi : 2D25
 - Tulangan geser : D13-100
 - Fo : 3000 kN
- Kolom
 - Kolom lantai 8-10 : 60/60 cm
 - Tulangan lentur : 8D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Kolom lantai 5-7 : 70/70 cm
 - Tulangan lentur : 12D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Kolom lantai 1-4 : 85/85 cm
 - Tulangan lentur : 16D25
 - Tulangan geser : D16-100
 - Kolom Prategang : 75/75 cm
 - Tulangan lentur : 12D25
 - Tulangan geser : D16-100

- Tiang Pancang : D80
 - Wall tickness : 120 mm
 - Kelas : A1
 - Bending momen crack : 40,7 tm
 - Bending momon ultimate : 63,6 tm
 - Allowed axial load : 415 ton
3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727:2012.
 4. Balok prategang dan kolom yang memikul balok prategang dicor monolit.
 5. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 versi 14.2.2.
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respons spektrum di daerah Selong, sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012.
 7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 2847:2013, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Sistem rangka pemikul momen khusus.
 8. Pondasi direncanakan sesuai ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui poer.
 9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Bupati Lombok Timur dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah sebagai berikut:

1. Pengembangan teknologi dalam beton prategang ditingkatkan, khususnya pada gedung agar dalam pengaplikasiannya menjadi lebih efisien dan mudah untuk dilaksanakan.
2. Diperlukan adanya suatu penyusunan anggaran biaya untuk melengkapi detail perencanaan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- Ankit, Sahu dkk. 2014. *Cost Comparison Between Rcc and Post:Tensioned Prestressed Beams Spanning 26m*. New Delhi.
- Artiningsih, TP.2008.**Perilaku Siklik Balok Prategang Parsial Pratarik Akibat Perbedaan Rasio Tulangan**.Bogor: Departement Teknik Sipil Universitas Pakuan
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 1726:2012)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013)**. Jakarta: BSNI.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)**, Bandung : PU
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta: PU.
- Hasan A.R, Sudrajat dkk. 2005. **Kajian Struktur Gedung Bertingkat Balok Beton Prategang Akibat Beban Lateral**. Bandung.
- Kelvin., dan Taringan, Johannes.2013.**Perencanaan Portal Bangunan Bertingkat 10 Dengan Menggunakan Prestressed Concrete Sesuai Dengan Aci 318:05**. Medan:Repository.usu Departement Teknik Sipil Universitas Sumatra Utara
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H.2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.

Nawy, Edward G. 2001. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition**. New Jersey: Prentice Hall

Triwiyono, 1998. **Pengaruh Kekakuan Kolom pada Pemindahan Gaya Balok Beton Prategang pada Gedung Bertingkat Tinggi**. Laporan penelitian Universitas Gajah Mada.

Wendy, Yenvy. 2009. **Pengaruh Desain *Prestressed* Balok Bentang Terpanjang Terhadap Elemen: Elemen Struktur Lainnya**. Padang.

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Fedya Diajeng Aryani ini dilahirkan di Semarang pada tanggal 20 November 1993. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 2 Rensing, SMP Negeri 1 Selong dan SMA Negeri 1 Selong. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur mandiri dan terdaftar dengan NRP 3112100151. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir “*Desain Modifikasi Struktur Gedung Bupati Lombok Timur Menggunakan Balok Prategang Monolit*”.

Email : fedyadiajeng@gmail.com