



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114 106 016

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA

Dosen Pembimbing II  
Ir. Djoko Irawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114 106 016

Dosen Pembimbing I  
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA

Dosen Pembimbing II  
Ir. Djoko Irawan, MS

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF P1  
BUILDING OF SURABAYA PETRA CHRISTIAN  
UNIVERSITY USING PRECAST CONCRETE**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114 106 016

Supervisor I  
Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA

Supervisor II  
Ir. Djoko Irawan, MS

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

**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 :

**CANDRA SARATOGA SITANGGANG**  
NRP. 3114 106 016

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir :  
Tanggal Ujian : 10 Januari 2017  
Periode Wisuda : Maret 2017

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan,

2. Ir. Djoko Irawan, MS



**SURABAYA**  
**JANUARI, 2017**

# **DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG P1 UNIVERSITAS KRISTEN PETRA SURABAYA MENGUNAKAN BETON PRACETAK**

**Nama Mahasiswa** : Candra Saratoga Sitanggang  
**NRP** : 3114106016  
**Jurusan** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Dosen Pembimbing** :  
**1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA**  
**2. Ir. Djoko Irawan, MS**

## **ABSTRAK**

*Beton pracetak merupakan salah satu inovasi yang memiliki kelebihan dibandingkan beton konvensional. Beberapa kelebihannya adalah penggunaan bekisting, scaffolding, dan beton basah yang lebih sedikit. Hal ini dibuktikan berdasarkan penilitan yang telah dilakukan bahwa penghematan bekisting, scaffolding, beton basah pada konstruksi beton pracetak adalah berturut-turut 75%, 75%-90%, dan 90% dibandingkan dengan konstruksi beton konvensional (cast in place) (Vidjeapriya dan Jaya, 2013).*

*Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya merupakan gedung kampus yang terdiri dari 13 lantai yang dilaksanakan menggunakan metode cast in situ. Dalam hal ini, penulis memodifikasi ulang struktur gedung tersebut dengan menggunakan metode beton pracetak (precast) pada balok dan pelatnya. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Ganda.*

*Hasil dari modifikasi struktur gedung P1 UK Petra ini meliputi ukuran balok induk 50/70, 30/45, dan 25/35, ukuran balok anak 40/60 dan 35/50, dan 3 macam ukuran kolom yaitu lantai 1-4 100x90 cm, lantai 5-8 90x80 cm, lantai 9-12 80x70 cm. Jenis sambungan yang digunakan adalah sambungan basah, meliputi sambungan penyaluran tulangan untuk sambungan balok-kolom yang menggunakan konsol pendek, sambungan*

*dapped end pada sambungan balok induk dan balok anak, serta sambungan penyaluran tulangan untuk sambungan pelat dengan balok dan pelat dengan pelat.*

***Kata Kunci: Dapped End, Konsol, Pracetak, Sambungan Basah, Sistem Ganda.***

# STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF P1 BUILDING OF SURABAYA PETRA CHRISTIAN UNIVERSITY USING PRECAST CONCRETE

**Name** : Candra Saratoga Sitanggang  
**NRP/Register No.** : 3114106016  
**Department** : Civil Engineering FTSP-ITS  
**Supervisors** :  
1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

## ABSTRACT

*Precast concrete is one of the innovations that have advantages over conventional concrete. Some of the advantages are the fewer using of formwork, scaffolding, and wet concrete. It is evidenced by the research results which showed that the savings of formwork, scaffolding, wet concrete in precast concrete construction are 75%, 75%-90%, and 90 %, respectively, compared with cast in place concrete construction (Vidjeapriya and Jaya , 2013).*

*P1 building of Petra Christian University is a 13-story campus building which is constructed using cast in situ method. In this case, the author re-modifies the building structure using precast concrete method on its beams and plates. The structural system used is the Dual System.*

*Structural modification results of P1 building of Petra include primary beam sizes of 50/70, 30/45, and 25/35, secondary beam sizes of 40/60 and 35/50, and three kinds of column sizes namely 1-4 floors of 110x90 cm, 5-8 floors of 100x80 cm, 9-13 floors of 90x70 cm. Wet connection is chosen as the connection of the precast structure, including reinforcement splice of beam-column connections using corbel, the dapped end connection on primary beam and secondary beam connection, as well as the*

*reinforcement splice for connections of plates to beams and plates to plates.*

**Keywords:** *Corbel, Dapped End, Dual System, Precast, Wet Connection.*



## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena berkat limpahan rahmat dan karuniaNya lah Tugas Akhir dengan judul “Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak” ini dapat diselesaikan dengan tepat waktu.

Penulis juga mengucapkan terimakasih yang sebesar-besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu selama pengerjaan tugas akhir ini, terutama kepada :

1. Ayah, Ibu, beserta keluarga dirumah yang telah mendukung keputusan saya untuk kuliah di jurusan teknik sipil ITS.
2. Ibu Prof. Dr. Ir. Triwulan, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
3. Bapak Ir. Djoko Irawan, MS, selaku dosen pembimbing sekaligus dosen wali, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
4. Bapak Trijoko Wahyu Adi, ST., MT., PhD selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil-FTSP ITS
5. Teman – teman Mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil ITS yang telah banyak membantu dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan laporan Tugas Akhir ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran yang membangun sangat diharapkan penulis agar dimasa datang menjadi lebih baik. Penulis juga memohon maaf atas segala kekurangan yang ada dalam laporan Tugas Akhir ini.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>LEMBAR PENGESAHAN.....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRAK .....</b>	<b>vii</b>
<b>KATA PENGANTAR.....</b>	<b>xi</b>
<b>DAFTAR ISI.....</b>	<b>xiii</b>
<b>DAFTAR GAMBAR.....</b>	<b>xvii</b>
<b>DAFTAR TABEL .....</b>	<b>xxii</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah .....	2
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah .....	3
1.5 Manfaat .....	4
<b>BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....</b>	<b>5</b>
2.1 Umum.....	5
2.2 Jenis-Jenis Sambungan Beton Pracetak .....	5
2.2.1 Sambungan Balok Kolom .....	7
2.2.2 Sambungan Balok Induk dan Balok Anak .....	13
2.2.3 Sambungan Balok dan Pelat Lantai .....	15
2.3 Elemen-Element Beton Pracetak .....	15
2.3.1 Balok.....	15
2.3.2 Kolom.....	16
2.3.3 Pelat Lantai.....	16
2.4 Metode Pengangkatan (Handling) .....	17
2.5 Metode Konstruksi (Erection) .....	21
2.5.1 Sistem Pemasangan Komponen Pracetak.....	22
<b>BAB III METODOLOGI .....</b>	<b>25</b>
3.1 Umum.....	25
3.2 Pengumpulan Data .....	26
3.3 Studi Literatur.....	26
3.4 Preliminary Design .....	26
3.4.1 Dimensi Prarencana Balok .....	27
3.4.2 Dimensi Prarencana Pelat Lantai .....	27
3.4.3 Dimensi Prarencana Kolom.....	27

3.4.4	Dimensi Prarencana Dinding Geser .....	28
3.5	Perencanaan Struktur Sekunder .....	28
3.5.1	Perencanaan Pelat Lantai.....	28
3.5.2	Perencanaan Balok Anak.....	30
3.5.3	Perhitungan Tulangan Tangga .....	31
3.5.4	Perencanaan Lift.....	31
3.6	Perencanaan Ketahanan Gempa.....	32
3.6.1	Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur Gedung.....	32
3.6.2	Struktur Penahan Gaya Seismik .....	34
3.6.3	Periode Alami Struktur .....	34
3.6.4	Koefisien Respon Seismik.....	35
3.6.5	Respons Spektra.....	36
3.6.6	Kombinasi Pembebanan .....	39
3.7	Parameter Ketahanan Gempa .....	40
3.7.1	Simpangan Antarlantai (Story Drift).....	40
3.7.2	Pengaruh P-Delta .....	40
3.7.3	Eksentrisitas dan Torsi .....	42
3.7.4	Distribusi Gaya Geser .....	43
3.8	Perencanaan Struktur Utama .....	44
3.8.1	Perencanaan Balok Induk.....	44
3.8.2	Perencanaan Kolom .....	46
3.8.3	Perencanaan Struktur Dinding Geser .....	46
3.9	Perencanaan Sambungan.....	47
3.9.1	Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom.....	48
3.9.2	Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	49
3.9.3	Perencanaan Sambungan Balok dengan Pelat .....	49
3.9.4	Perencanaan Sambungan Pelat dengan Pelat.....	50
3.10	Perencanaan Bangunan Bawah.....	50
3.10.1	Perencanaan Pondasi.....	50
3.10.2	Daya Dukung Grup Tiang Pancang .....	51
3.10.3	Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang .....	51
3.10.4	Kontrol Geser Ponds pada Poer .....	51
3.10.5	Perencanaan Balok Sloof.....	52

<b>BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN.....</b>	<b>55</b>
4.1 Umum.....	55
4.2 Perencanaan Dimensi Balok.....	55
4.2.1 Dimensi Balok Induk .....	56
4.2.2 Dimensi Balok Anak.....	57
4.3 Perencanaan Tebal Pelat.....	58
4.4 Perencanaan Dimensi Kolom .....	59
4.4.1 Dimensi Kolom Interior .....	59
4.4.2 Dimensi Kolom Eksterior.....	64
4.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser.....	65
4.6 Metode Konstruksi.....	66
4.6.1 Metode Konstruksi Pelat Pracetak .....	66
4.6.2 Metode Konstruksi Balok Pracetak.....	68
4.7 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak.....	70
4.7.1 Data Perencanaan Pelat S2 .....	71
4.7.2 Pembebanan Pelat Lantai .....	71
4.7.3 Perhitungan Tulangan Pelat.....	73
4.8 Analisa Struktur Balok Anak Pracetak BA1 .....	98
4.8.1 Pembebanan Balok Anak Pracetak .....	99
4.8.2 Perhitungan Tulangan Balok .....	101
4.9 Perencanaan Tangga .....	119
4.9.1 Data Perencanaan.....	121
4.9.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur.....	123
4.9.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam.....	124
4.9.4 Perhitungan TulanganPelat Tangga dan Bordes .....	127
4.10 Perencanaan Balok Lift .....	139
4.10.1Data Perencanaan.....	139
4.10.2Pembebanan Lift .....	141
4.10.3Balok Penggantung Lift 30/40.....	141
4.11 Pemodelan Struktur.....	146
4.12 Pembebanan.....	148
4.12.1Beban Mati .....	148
4.12.2Beban Hidup .....	148
4.12.3Beban Gempa Rencana .....	149
4.12.4Kombinasi Pembebanan.....	154

4.12.5	Hasil analisa Struktur .....	154
4.13	Desain Struktur Primer.....	175
4.13.1	Desai Balok Primer .....	175
4.13.2	Desain Kolom .....	210
4.13.3	Desain Hubungan Balok-Kolom (HBK) .....	223
4.13.4	Desain Dinding Geser .....	225
4.14	Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom.....	231
4.14.1	Perencanaan Konsol pada Kolom .....	231
4.14.2	Panjang Penyaluran Sambungan Balok – Kolom .....	237
4.14.3	Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak.....	239
4.14.4	Perhitungan Konsol pada Balok Induk.....	243
4.14.5	Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok.....	246
4.14.6	Perencanaan Sambungan Antar <i>Half Slab</i> .....	246
4.15	Perencanaan Pondasi .....	248
4.15.1	Kriteria Design .....	248
4.15.2	Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	249
4.15.3	Kedalaman Pondasi Tiang.....	254
4.15.4	Penulangan Pile Cap .....	258
4.16	Perencanaan Sloof.....	262
4.16.1	Data Perencanaan .....	262
4.16.2	Penulangan Lentur Sloof .....	263
4.16.3	Penulangan Geser Sloof .....	264
	<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN .....</b>	<b>267</b>
5.1	Kesimpulan.....	267
5.2	Saran .....	268
	<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>269</b>
	<b>LAMPIRAN</b>	

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Sambungan Pracetak tipe A (Loo dan Yao, 1995).....	7
Gambar 2.2	Sambungan Pracetak tipe B (Loo dan Yao, 1995).....	7
Gambar 2.3	Jenis Sambungan Balok-Kolom Pracetak (a) <i>Billet</i> (b) <i>Welded Plate</i> (Elliot et al, 1998).....	8
Gambar 2.4	(a) Sambungan <i>cast in place</i> pada kolom (b) Sambungan <i>cast in place</i> pada balok.....	9
Gambar 2.5	Konsol Pendek.....	9
Gambar 2.6	(a), (b), (c), (d) Sambungan Pracetak (Prisetley et al, 1999).....	12
Gambar 2.7	Sambungan Balok Induk dan Balok Anak (a) jenis tumpuan yang menggantung (b) jenis tumpuan langsung (c) jenis sambungan sisi geser (Elliot 2013) .....	14
Gambar 2.8	Sambungan <i>Dapped End</i> (sumber: PCI).....	14
Gambar 2.9	Penampang balok pracetak (Ervianto 2006) .....	15
Gambar 2.10	Bentuk dan penampang kolom (Ervianto 2006)..	16
Gambar 2.11	Jenis pelat lantai (Ervianto 2006) .....	17
Gambar 2.12	Pengangkatan vertikal tegak (PCI, 2010).....	18
Gambar 2.13	Pengangkatan vertikal datar (PCI, 2010) .....	19
Gambar 2.14	Pengangkatan vertikal dengan inklinasi (PCI, 2010).....	20
Gambar 2.15	Pengangkatan vertikal komponen tidak prismatic (PCI, 2010).....	20
Gambar 2.16	Metode <i>erection</i> arah vertikal (Ervianto 2006) ...	21
Gambar 2.17	Metode <i>erection</i> arah horizontal (Ervianto 2006).....	22
Gambar 2.18	(a) dan (b) Tahapan Pelaksanaan Konstruksi .....	22
Gambar 3.1	Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir .....	25
Gambar 3.2	Spektrum Respons Desain .....	39
Gambar 3.3	Faktor Pembesaran Torsi, $A_x$ .....	43
Gambar 3.4	Sambungan Balok dengan Kolom .....	48

Gambar 3.5	Parameter Geometri Konsol Pendek.....	49
Gambar 3.6	Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak.....	49
Gambar 3.7	Sambungan Pelat dengan Pelat.....	50
Gambar 3.8	Sketsa pondasi tiang pancang dan poer.....	52
Gambar 4.1	Denah Balok Induk dan Balok Anak .....	56
Gambar 4.2	Potongan Denah Pelat Lantai .....	58
Gambar 4.3	Momen Akibat Pengangkatan Pelat.....	67
Gambar 4.4	Analisa Pengangkuran Saat Pengangkatan Pelat .	67
Gambar 4.5	Momen Akibat Pengangkatan Balok .....	69
Gambar 4.6	Pengangkuran Untuk Pengangkatan Balok .....	69
Gambar 4.7	Tipe Pelat S2 atau S2-A (4 x 4 m <sup>2</sup> ).....	70
Gambar 4.8	Titik Pengangkatan Pelat .....	73
Gambar 4.9	Sketsa Penulangan Pelat Arah X Saat Pengangkatan.....	74
Gambar 4.10	Diagram Tegangan Pelat Arah X Saat Pengangkatan .....	75
Gambar 4.11	Sketsa Penulangan Pelat Arah Y Saat Pengangkatan.....	76
Gambar 4.12	Diagram Tegangan Pelat Arah Y Saat Pengangkatan .....	78
Gambar 4.13	Skema Pengangkatan Pelat Lantai.....	80
Gambar 4.14	Sketsa Penulangan Pelat Sebelum Komposit .....	83
Gambar 4.15	Perletakan pembebanan .....	83
Gambar 4.16	Sketsa Penulangan Pelat Arah X Setelah Komposit.....	90
Gambar 4.17	Sketsa Penulangan Pelat Arah Y Setelah Komposit.....	90
Gambar 4.18	Letak <i>shear connector</i> .....	97
Gambar 4.19	Posisi balok anak dan pelat lantai.....	99
Gambar 4.20	Pembebanan pada balok kondisi sebelum Komposit.....	99
Gambar 4.21	Pembebanan pada balok kondisi setelah Komposit.....	100
Gambar 4.22	Titik Pengangkatan Pelat .....	102
Gambar 4.23	Sudut pengangkatan.....	102

Gambar 4.24	Sketsa Penulangan Balok Anak Saat Pengangkatan .....	104
Gambar 4.25	Diagram Tegangan Balok Anak Saat Pengangkatan .....	106
Gambar 4.26	Sketsa Penulangan Balok Anak Sebelum Komposit.....	108
Gambar 4.27	Diagram Tegangan Balok Anak Sebelum Komposit.....	110
Gambar 4.28	Sketsa Penulangan Balok Anak Setelah Komposit.....	113
Gambar 4.29	Diagram Tegangan Balok Anak Setelah Komposit.....	115
Gambar 4.30	Sketsa Penulangan Tekan Balok Anak Setelah Komposit.....	116
Gambar 4.31	Tulangan lapangan BA1 .....	119
Gambar 4.32	Tulangan tumpuan BA1 .....	119
Gambar 4.33	Denah Tangga .....	120
Gambar 4.34	Potongan 1-1 .....	120
Gambar 4.35	Potongan 2-2 .....	121
Gambar 4.36	Perencanaan Tangga .....	123
Gambar 4.37	Sketsa Beban pada Tangga.....	124
Gambar 4.38	Bidang Lintang (D) pada Tangga .....	126
Gambar 4.39	Bidang Momen (M) pada Tangga .....	127
Gambar 4.40	Balok Bordes .....	133
Gambar 4.41	Balok Bordes .....	136
Gambar 4.42	<i>Lift</i> .....	140
Gambar 4.43	Penampang Balok.....	142
Gambar 4.44	Denah Struktur Gedung P1 .....	146
Gambar 4.45	Potongan Struktur Gedung P1 .....	147
Gambar 4.46	Model 3D Struktur Gedung P1.....	147
Gambar 4.47	Spektrum Respons Gempa Rencana .....	152
Gambar 4.48	Sketsa Pembebanan Horizontal P.....	170
Gambar 4.49	Posisi balok anak dan pelat lantai.....	176
Gambar 4.50	Pembebanan pada balok kondisi sebelum Komposit.....	177



Gambar 4.51	Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit ..	178
Gambar 4.52	Titik Pengangkatan Pelat .....	179
Gambar 4.53	Sudut pengangkatan.....	180
Gambar 4.54	Sketsa Penulangan Balok Induk Saat Pengangkatan .....	181
Gambar 4.55	Diagram Tegangan Balok Induk Saat Pengangkatan .....	183
Gambar 4.56	Sketsa Penulangan Balok Induk Sebelum Komposit.....	186
Gambar 4.57	Diagram Tegangan Balok Induk Sebelum Komposit.....	187
Gambar 4.58	Momen ultimit balok .....	191
Gambar 4.59	Sketsa Penulangan Balok Induk Setelah Komposit.....	192
Gambar 4.60	Diagram Tegangan Balok Induk Setelah Komposit.....	194
Gambar 4.61	Diagram Tegangan Tul. Tekan Balok Setelah Komposit.....	196
Gambar 4.62	Asumsi Balok T.....	197
Gambar 4.63	Diagram Tegangan Balok Induk Daerah Lapangan.....	200
Gambar 4.64	Kontrol Balok T.....	201
Gambar 4.65	Gaya geser tumpuan ultimit .....	203
Gambar 4.66	Gaya geser lapangan ultimit .....	205
Gambar 4.67	Torsi yang terjadi pada BI-1.....	207
Gambar 4.68	Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar .....	208
Gambar 4.69	Kolom K1.....	210
Gambar 4.70	Sumbu Lokal Kolom K1 .....	210
Gambar 4.71	Penampang Kolom K1 .....	212
Gambar 4.72	Diagram Interaksi K1 Lantai 1 .....	212
Gambar 4.73	Diagram Interaksi K1 Lantai 2 .....	213
Gambar 4.74	Sketsa Kuat Momen yang Bertemu di HBK .....	214
Gambar 4.75	Diagram Interaksi menggunakan tulangan 1,25fy .....	219

Gambar 4.76	Gaya geser ultimit maksimum pada kolom K1 .	220
Gambar 4.77	Penampang Kolom K1 .....	220
Gambar 4.78	Gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom K1 ...	221
Gambar 4.79	<i>Free body diagram</i> HBK .....	224
Gambar 4.80	Penampang Dinding Geser.....	225
Gambar 4.81	Diagram interaksi dinding geser.....	228
Gambar 4.82	Geometrik Konsol Pendek .....	231
Gambar 4.83	Konsol Pendek pada Kolom K1 .....	234
Gambar 4.84	Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk .	238
Gambar 4.85	Sambungan Dapped End (sumber: PCI) .....	239
Gambar 4.86	Sketsa Sambungan Dapped End.....	240
Gambar 4.87	Sambungan Antar Half Slab.....	247
Gambar 4.88	Konfigurasi Tiang Pancang .....	255
Gambar 4.89	Tinjauan Geser 2 arah Kolom .....	257
Gambar 4.90	Tinjauan Geser 2 arah Tiang .....	258
Gambar 4.91	Momen Lentur dimuka kolom Arah X .....	259
Gambar 4.92	Momen Lentur di muka kolom Arah Y .....	260
Gambar 4.93	Diagram Interaksi Balok Sloof 35/50 .....	263
Gambar 4.94	Output Momen Tahanan Balok Sloof 35/50 .....	264

## DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur .....	32
Tabel 3.2	Ketidakteraturan Vertikal pada Struktur .....	33
Tabel 3.3	Prosedur Analisis yang Boleh Digunakan.....	33
Tabel 3.4	Nilai parameter periode pendekatan $C_r$ dan $x$ ....	35
Tabel 3.5	Koefisien Batas untuk Periode yang Dihitung ....	35
Tabel 3.6	Klasifikasi situs .....	37
Tabel 3.7	Koefisien situs $F_a$ .....	37
Tabel 3.8	Koefisien situs $F_v$ .....	38
Tabel 3.9	Simpangan antarlantai izin ( $\Delta_a$ ) .....	40
Tabel 4.1	Rekapitulasi dimensi balok induk.....	57
Tabel 4.2	Rekapitulasi dimensi balok anak .....	58
Tabel 4.3	Rekapitulasi dimensi kolom interior .....	64
Tabel 4.4	Rekapitulasi dimensi kolom eksterior.....	65
Tabel 4.5	Rekapitulasi penulangan half slab 4x4 m <sup>2</sup> .....	98
Tabel 4.6	Tipe pelat .....	98
Tabel 4.7	Rekapitulasi penulangan balok BA1.....	118
Tabel 4.8	Spesifikasi <i>Passenger Elevator</i> .....	140
Tabel 4.9	Kontrol berat bangunan.....	155
Tabel 4.10	Gaya geser dasar ekuivalen arah X.....	156
Tabel 4.11	Gaya geser dasar ekuivalen arah Y.....	157
Tabel 4.12	Kontrol sistem ganda .....	159
Tabel 4.13	Periode struktur dan rasio partisipasi massa.....	159
Tabel 4.14	Simpangan antarlantai arah X .....	160
Tabel 4.15	Simpangan antarlantai arah Y .....	161
Tabel 4.16	Kontrol Pengaruh $P-\Delta$ Arah X .....	162
Tabel 4.17	Kontrol Pengaruh $P-\Delta$ Arah Y .....	163
Tabel 4.18	Data eksentrisitas torsi bawaan .....	164
Tabel 4.19	Data eksentrisitas torsi tak terduga .....	165
Tabel 4.20	Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_v$ untuk gempa arah X.....	166
Tabel 4.21	Nilai dari $\delta_{max}$ , $\delta_{avg}$ , dan $A_v$ untuk gempa arah Y.....	167
Tabel 4.22	Perubahan dimensi balok .....	168

Tabel 4.23	Perubahan dimensi kolom.....	168
Tabel 4.24	Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak (1a) arah X..	170
Tabel 4.25	Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (1b) arah X.....	171
Tabel 4.26	Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak (1a) arah Y..	173
Tabel 4.27	Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (1b) arah Y.....	174
Tabel 4.28	Rekapitulasi Penulangan Balok Induk B1.....	209
Tabel 4.29	Rekapitulasi Penulangan Balok Induk.....	209
Tabel 4.30	Rekapitulasi Penulangan Kolom.....	223
Tabel 4.31	Brosur tiang pancang WIKA beton.....	249
Tabel 4.32	Daya dukung ijin BH-1 metode konvensional dengan formula Luciano decourt.....	251
Tabel 4.32	Daya dukung ijin BH-1 metode konvensional dengan formula Luciano decourtn(lanjutan).....	252
Tabel 4.32	Daya dukung ijin BH-1 metode konvensional dengan formula Luciano decourt (lanjutan).....	253
Tabel 4.33	Jarak tiang pancang kolom.....	255

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Pembangunan gedung beton bertingkat biasanya menggunakan dua alternatif, yaitu dengan metode beton konvensional (*cast in place*) dan beton pracetak (*precast*). Beton pracetak merupakan salah satu inovasi yang memiliki kelebihan dibandingkan beton konvensional. Beberapa kelebihannya adalah penggunaan bekisting, scaffolding, dan beton basah yang lebih sedikit. Hal ini dibuktikan berdasarkan penilitan yang telah dilakukan bahwa penghematan bekisting, *scaffolding*, beton basah pada konstruksi beton pracetak adalah berturut-turut 75%, 75%-90%, dan 90% dibandingkan dengan konstruksi beton konvensional (*cast in place*) (Vidjeapriya dan Jaya, 2013). Selain itu, waktu pelaksanaan di lapangan untuk konstruksi beton pracetak bisa mencapai 20% lebih cepat dibandingkan dengan konstruksi yang sama menggunakan beton konvensional (Vidjeapriya dan Jaya, 2013).

Karena elemen-elemen beton pracetak diproduksi di pabrik, maka kualitas beton bisa lebih terjamin, hasil akhir elemen beton yang pada kualitas tinggi, dan proses produksi yang tidak ditentukan oleh kondisi cuaca. Jumlah tenaga kerja yang dibutuhkan di lapangan juga lebih sedikit, penghematan tenaga kerja sekitar 50-80% untuk pekerjaan beton pracetak dibandingkan dengan beton konvensional (Vidjeapriya dan Jaya, 2013).

Saat ini, potensi pasar beton pracetak di Indonesia sekitar 40% dari pekerjaan beton keseluruhan. Dan dengan adanya kebijakan dari Kementerian PUPR untuk meningkatkan lagi hingga minimal 50%, maka secara bertahap implementasi beton pracetak terus ditambah sehingga mencapai seluruh potensi yang ada. Dengan semakin besarnya penerapan beton pracetak, diharapkan produk konstruksi nasional akan semakin berkualitas dan lebih efisien (Nurjaman, 2016).

Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya merupakan gedung *green building* yang memiliki konsep hemat listrik, hemat air, memiliki lahan tepat guna, kualitas lingkungan terjaga seperti aliran pembuangan air dan daur ulang sampah, serta material bangunan yang ramah lingkungan. Gedung ini sengaja dibuat miring untuk mengurangi tekanan langsung matahari, sehingga tidak panas dan akhirnya penggunaan AC bisa lebih kecil. Penggunaan energi dari AC bisa mencapai 55-60 persen dalam sebuah bangunan. Lalu di atas auditorium pada gedung miring ini ada atap hijau berupa taman dan bagian bawah gedung terbuka.

Pada Tugas Akhir ini, penulis akan memodifikasi struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak. Pada awalnya gedung bertingkat 12 lantai ini dibangun menggunakan beton konvensional. Dalam modifikasi ini, kolom akan tetap menggunakan beton konvensional, sementara balok dan pelat lantai menggunakan beton pracetak, sementara sistem struktur akan tetap menggunakan Sistem Ganda.

## 1.2 Perumusan Masalah

Masalah utama yang timbul dari modifikasi struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak adalah bagaimana merencanakan ulang struktur Gedung Kampus P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak?

Ada beberapa detail permasalahan yang akan dibahas, antara lain:

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder, meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok lift?
2. Bagaimana menganalisis struktur gedung terhadap beban gravitasi dan beban gempa yang bekerja dengan program bantu ETABS?
3. Bagaimana merencanakan struktur utama, meliputi balok induk dan kolom?
4. Bagaimana merencanakan sambungan pada komponen-komponen beton pracetak?
5. Bagaimana menganalisis metode konstruksi pracetak?

6. Bagaimana merencanakan pondasi gedung tersebut?
7. Bagaimana hasil akhir modifikasi perencanaan gedung yang dituangkan dalam gambar teknik menggunakan program bantu AutoCAD?

### **1.3 Tujuan**

Tujuan utama yang ingin dicapai dari modifikasi struktur Gedung Kampus P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak ini adalah merencanakan ulang struktur Gedung Kampus P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak, dengan detail-detail tujuan sebagai berikut:

1. Merencanakan struktur sekunder, meliputi pelat lantai, tangga, balok anak, dan balok lift.
2. Menganalisis struktur gedung terhadap beban gravitasi dan beban gempa yang bekerja dengan program bantu ETABS.
3. Merencanakan struktur utama, meliputi balok induk dan kolom.
4. Merencanakan sambungan pada komponen-komponen beton pracetak.
5. Menganalisis metode konstruksi pracetak.
6. Merencanakan pondasi gedung.
7. Membuat hasil akhir modifikasi perencanaan gedung yang dituangkan dalam gambar teknik menggunakan program bantu AutoCAD.

### **1.4 Batasan Masalah**

Ruang lingkup permasalahan dan pembahasan pada modifikasi perencanaan ini dibatasi oleh beberapa hal, antara lain:

1. Elemen struktur yang menggunakan beton pracetak adalah balok dan pelat lantai, sementara kolom tetap menggunakan beton konvensional.
2. Unsur arsitektural serta utilitas tidak diperhitungkan dalam modifikasi perencanaan ini.
3. Analisa biaya dan aspek manajemen konstruksi lainnya tidak diperhitungkan, hanya memperhitungkan kekuatan struktur.

### **1.5 Manfaat**

Manfaat dari modifikasi perencanaan struktur gedung ini adalah:

1. Memberikan perancangan struktur baru Gedung Kampus P1 Universitas Kristen Petra menggunakan beton pracetak.
2. Agar dapat menjadi salah satu acuan studi untuk pembaca tentang beton pracetak.
3. Menambah ilmu tentang beton pracetak bagi penulis.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Karena struktur yang dibangun berada di wilayah rawan gempa, khususnya Indonesia, maka struktur tersebut harus direncanakan mampu menahan gaya lateral yang bekerja. Performa konstruksi beton pracetak di wilayah gempa ditentukan oleh perilaku sambungannya, karena sambungan merupakan bagian terlemah dari struktur beton pracetak. Sambungan berfungsi untuk menyalurkan beban, menahan perpindahan, dan/atau memberikan stabilitas (PCI 2010). Hal tersebut dapat dicapai apabila sambungan tersebut bersifat kaku (*rigid*). Beberapa peneliti dunia telah melakukan investigasi tentang perilaku sambungan balok kolom pada saat menerima beban gempa baik berupa eksperimen langsung maupun analisis. Dalam bab ini telah dirangkum literatur-literatur penting dalam penggunaan beton pracetak yang telah banyak digunakan.

#### **2.2 Jenis-Jenis Sambungan Beton Pracetak**

Pada konstruksi pracetak, sambungan yang biasa digunakan adalah metode sambungan basah dan metode sambungan kering. Metode sambungan basah adalah metode penyambungan komponen beton pracetak di mana sambungan tersebut baru dapat berfungsi secara efektif setelah beberapa waktu tertentu. Yang termasuk dalam jenis ini adalah sambungan *in situ concrete joints* (Ervianto 2006). Metode sambungan kering adalah metode penyambungan komponen beton pracetak di mana sambungan tersebut dapat segera berfungsi secara efektif. Yang termasuk dalam metode ini adalah alat sambung berupa las dan baut (Ervianto 2006).

##### **a. Sambungan Basah**

Sambungan basah dapat dibedakan menjadi 2, yaitu:

##### **1. *In Situ Concrete Joints***

Sambungan jenis ini dapat diaplikasikan pada komponen-komponen beton pracetak:

- a) Kolom dengan kolom
- b) Kolom dengan balok
- c) Pelat dengan balok

Metode pelaksanaannya adalah dengan melakukan pengecoran pada pertemuan dari komponen-komponen tersebut. Diharapkan hasil pertemuan dari tiap komponen tersebut dapat menyatu. Sedangkan untuk cara penyambungan tulangan dapat digunakan *coupler* ataupun secara *overlapping*.

## 2. *Pre-Packed Aggregate*

Cara penyambungan jenis ini adalah dengan menempatkan agregat pada bagian yang akan disambung dan kemudian dilakukan injeksi air semen pada bagian tersebut dengan menggunakan pompa hidrolis sehingga air semen tersebut akan mengisi rongga dari agregat tersebut.

## b. Sambungan Kering

Jenis sambungan ini dapat dibedakan menjadi 2, yaitu:

### 1. Sambungan Las

Alat sambung jenis ini menggunakan pelat baja yang ditanam dalam beton pracetak yang akan disambung. Kedua plat ini selanjutnya disambung dengan bantuan las. Melalui plat baja inilah gaya-gaya akan diteruskan ke komponen yang terkait. Setelah pekerjaan pengelasan dilanjutkan dengan menutup pelat sambung tersebut dengan adukan beton yang bertujuan untuk melindungi pelat dari korosi.

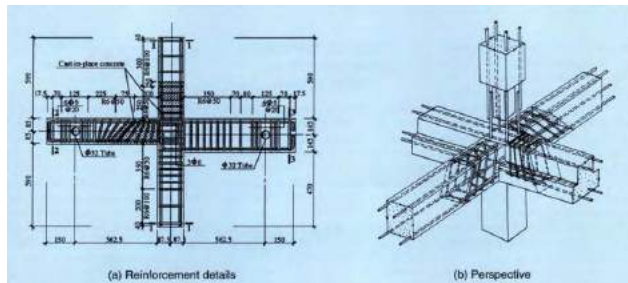
### 2. Sambungan Baut

Pada penyambungan dengan cara ini juga diperlukan pelat baja di kedua elemen beton pracetak yang akan disatukan. Kedua komponen tersebut disatukan melalui pelat tersebut dengan alat sambung berupa baut dengan kuat tarik tinggi. Selanjutnya pelat tersebut dicor dengan adukan beton guna melindungi dari korosi.

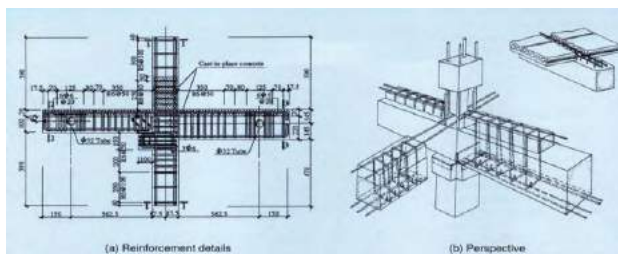
## 2.2.1 Sambungan Balok dan Kolom

### a. Sambungan Basah

Loo and Yao (1995) melakukan investigasi melalui eksperimen pada 18 model sambungan interior yang berskala 1:2 untuk mengevaluasi kekuatan dan sifat daktilitasnya pada beban statis dan beban berulang. Semua sampel tersebut merupakan hasil produksi dari pabrik. Eksperimen ini dibagi menjadi 6 grup untuk 2 sampel pracetak (tipe A dan tipe B) dan satu model monolit. Tampak perspektif sambungan tipe A dan tipe B ditunjukkan pada Gambar 2.1 dan 2.2. Setiap model memiliki dimensi yang sama, tetapi berbeda kekuatan beton dan atau rasio tulangnya. Dapat disimpulkan bahwa pada beban yang bekerja yaitu beban gempa dan beban berulang, sambungan pracetak mencapai kuat lentur yang lebih tinggi daripada sambungan monolit beton konvensional. Untuk beban berulang, sambungan pracetak memiliki kapasitas penyerapan energi yang lebih besar daripada sampel monolit.

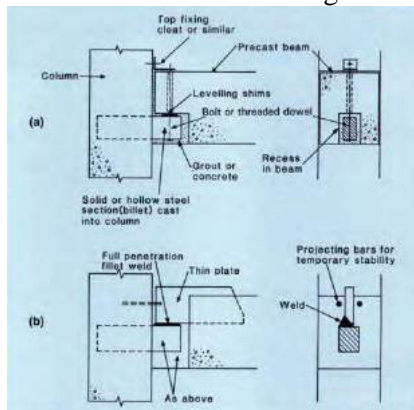


**Gambar 2.1** Sambungan Pracetak tipe A (Loo dan Yao, 1995)



**Gambar 2.2** Sambungan Pracetak tipe B (Loo dan Yao, 1995)

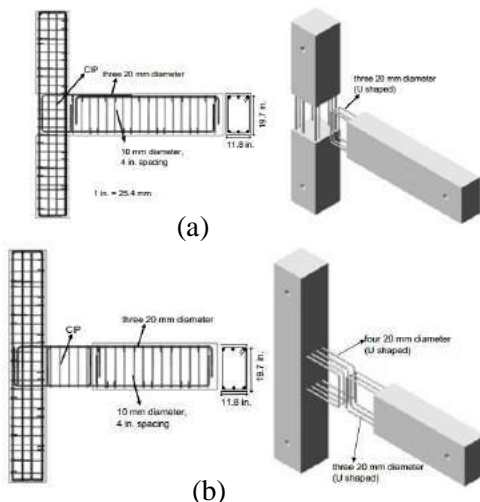
Elliot et al (1998) mempelajari perilaku dari sambungan balok kolom pada rangka beton pracetak dan struktur portal. Jenis sambungan yang digunakan pada balok kolom dapat dilihat pada gambar 2.3. Pada kebanyakan jenis sambungan, yang dianalisis adalah kegagalan pada sifat daktailnya. Elliot menyimpulkan bahwa kestabilan struktur dapat ditingkatkan dengan memanfaatkan kekuatan dan kekakuan sambungan balok kolom pracetak pada analisis rangka semi rigid. Metode ini ditemukan untuk sambungan interior, tetapi tidak berlaku untuk sambungan eksterior.



**Gambar 2.3** Jenis Sambungan Balok-Kolom Pracetak (a) *Billet* (b) *Welded Plate* (Elliot et al, 1998)

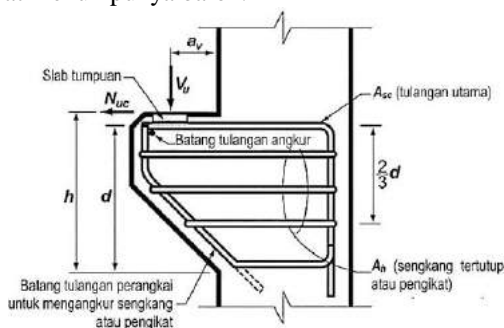
Ertas et al (2006) menampilkan hasil pengujian 4 jenis sambungan sistem rangka pemikul momen dan 1 sambungan monolit beton konvensional yang sama-sama didesain di daerah gempa tinggi. Performa sambungan beton pracetak terhadap perpindahannya akibat beban siklis berbalik dibandingkan dengan sambungan monolit konvensional. Sambungan pracetak dibagi menjadi beberapa grup *cast in place* yang dikompositkan dengan baja dan baut. Sambungan *cast in situ* diletakkan pada sambungan balok-kolom beton pracetak. Sambungan komposit adalah detail sambungan yang digunakan industri pracetak di Turki. Dilakukan pengujian terhadap 2 model sambungan baut tanpa konsol. Selama pengujian, dibandingkan respon yang berbeda dari jenis sambungan

yang berbeda terhadap beban yang sama. Dari perbandingan performa parameter, seperti disipasi energi dan kemudahan pabriaksi, ditunjukkan bahwa sambungan modifikasi menggunakan baut lebih cocok untuk daerah dengan kekuatan gempa yang tinggi.



**Gambar 2.4** (a) Sambungan *cast in place* pada kolom (b) Sambungan *cast in place* pada balok

Pada sambungan balok-kolom dapat juga digunakan sambungan panjang penyaluran tulangan di mana pada kolom terdapat konsol pendek sebagai tempat menumpunya balok.

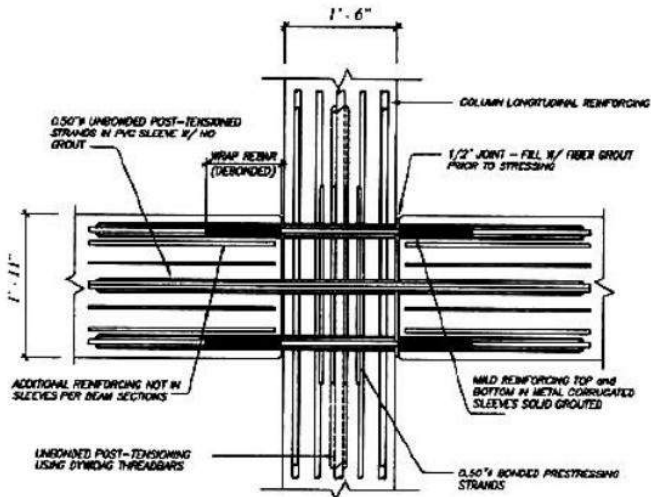


**Gambar 2.5** Konsol Pendek

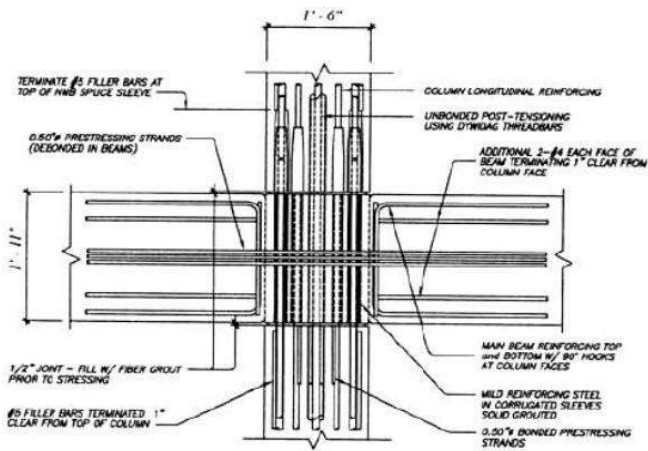
**b. Sambungan Kering**

Prestley dan MacRae (1996) melakukan pengujian pada 2 buah sambungan balok kolom pracetak dengan sistem paskatarik tanpa *grouting* pada beban siklis dari perpindahan inelastis. Satu sambungan mewakili sambungan eksterior dan satu lagi sambungan interior pratekan satu arah. Sampel-sampel tersebut didesain dengan konsep *gradually reduced beam* dan tulangan geser sambungan yang dibandingkan dengan sambungan monolit ekivalen, tetapi dengan menggunakan penulangan spesial pada daerah sendi plastis balok. Kedua sambungan bekerja dengan baik, dengan sedikit kerusakan pada rasio penyimpangan hingga 3%. Dari hasil pengujian, dapat disimpulkan bahwa performa seismik yang baik dapat dilihat pada sambungan pracetak tanpa *grouting*.

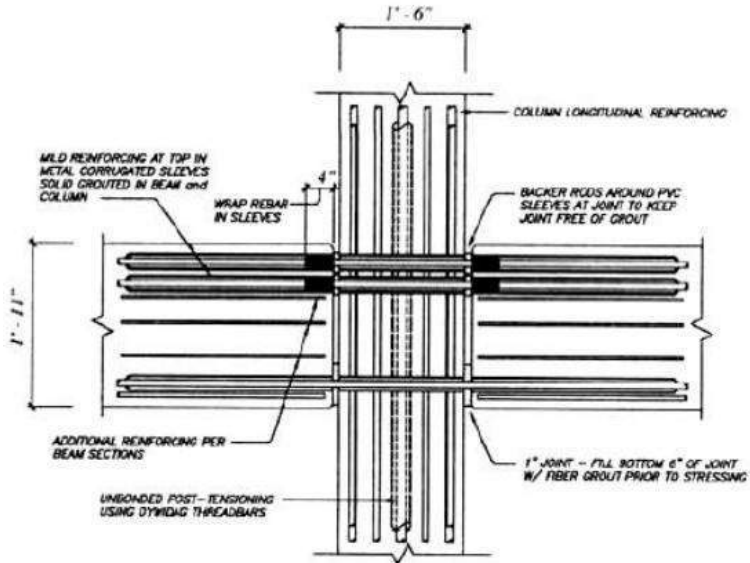
Priestley et al (1999) melakukan pengujian pada gedung 5 lantai yang menggunakan beton pracetak yang dibangun pada skala 60% beban seismik yang bekerja. Berdasarkan hasil pengujian, dapat disimpulkan bahwa perilaku struktur cukup baik, dengan hanya sedikit kerusakan pada arah dinding geser dan tidak ada kehilangan kekuatan yang berarti pada arah *frame*, meskipun pengujian dilakukan hingga level penyimpangan 4,5%, 100% lebih tinggi dari level perencanaan penyimpangan awal. Perbedaan sambungan dapat dilihat pada gambar 2.4 (a) sampai (d).



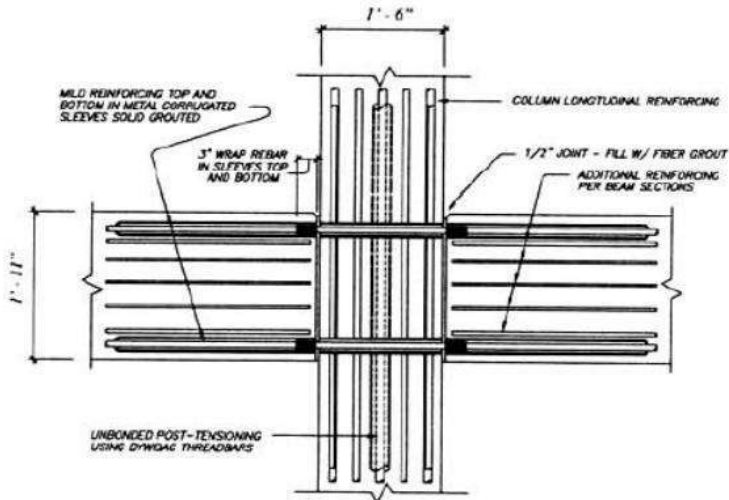
(a) Sambungan Hibrid Paska Tarik



(b) Sambungan Hibrid Pra Tarik



(c) Sambungan TCY-Gap



(d) Sambungan TCY

(e)

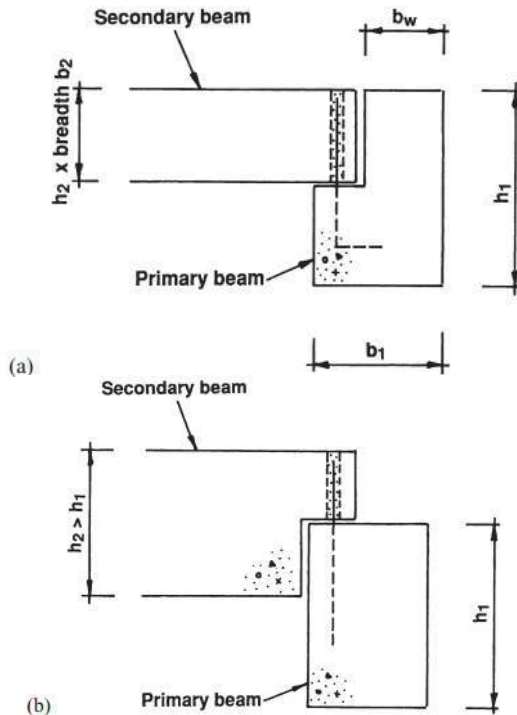
**Gambar 2.6** (a), (b), (c), (d) Sambungan Pracetak (Prisetley et al, 1999)

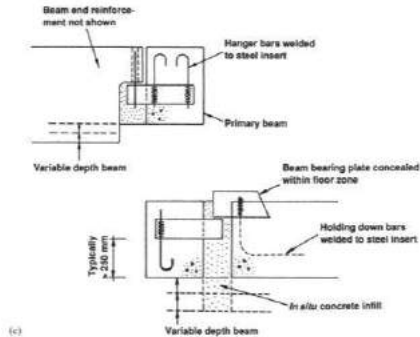


Vidjeapriya dan Jaya (2013) membuat percobaan sambungan balok dan kolom menggunakan baut J dan *cleat angles*. Diharapkan, sambungan yang menggunakan baut J memiliki perilaku yang lebih daktail (dan disipasi energi) dibandingkan dengan sambungan monolit pada beton konvensional. Sementara sambungan menggunakan *cleat angles* masih kurang daktail.

### 2.2.2 Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Sambungan balok induk dan balok anak dapat dilakukan seperti pada gambar di bawah ini:

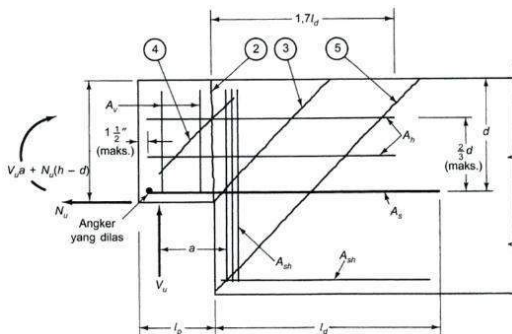




**Gambar 2.7** Sambungan Balok Induk dan Balok Anak (a) jenis tumpuan yang menggantung (b) jenis tumpuan langsung (c) jenis sambungan sisi geser (Elliot 2013)

Sambungan ini membutuhkan perhatian khusus terutama pada balok induk, di mana terjadi gabungan gaya geser, lentur, dan torsi yang dapat menentukan kedalaman tumpuan balok. Sisipan menggunakan baja paling banyak digunakan terutama jika reaksi balok lebih besar dari 150 kN (Park dalam Elliot 2013).

Untuk menyambung balok induk dan balok anak, terdapat juga jenis sambungan *dapped end*. Balok *dapped end* adalah suatu elemen struktural yang tingginya dikurangi di ujung-ujungnya untuk memberikan dukungan atau landasan yang dibutuhkan di atas konsol tanpa kehilangan tinggi bersih di antara lantai yang satu dengan lainnya.



**Gambar 2.8** Sambungan *Dapped End* (sumber: PCI)

### 2.2.3 Sambungan Balok dan Pelat Lantai

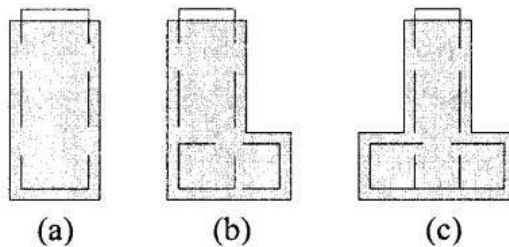
Sambungan balok-pelat dapat dibagi menjadi 2 tipe yaitu, sambungan pada tepi struktur dan sambungan pada bagian internal struktur. Sambungan antara pelat dan balok pada struktur biasanya dilakukan dengan membuat ikatan dan penulangan atau bisa divariasikan dengan perletakan sederhana. Ini memastikan bahwa beban yang diaplikasikan cukup untuk ditransfer dan juga memastikan kontinuitas struktur. Pelat lantai fabrikasi (seperti *hollow core slabs*) biasanya tidak terdapat tulangan yang bisa dikaitkan atau *digrout* ke elemen lainnya, karena itu gesekan (sambungan perletakan sederhana) antar elemen dapat dibuat untuk memastikan keutuhan struktur dan keseluruhan kontinuitas. Gesekan ini dapat dibuat dengan meng-*grout* rongga pada *hollow core slab* atau membuat *bearing pad*. Akan dijelaskan secara singkat tentang sambungan internal balok dan pelat.

## 2.3 Elemen-Elemen Beton Pracetak

### 2.3.1 Balok

Elemen balok dapat diproduksi dengan berbagai bentuk dan macam bentuk penampangnya. Penentuan bentuk penampang dari sebuah balok dipengaruhi oleh sistem yang akan digunakan, misalnya sistem sambungan antara balok dan pelat lantai, sistem sambungan antara balok dengan kolom. Ada beberapa jenis penampang balok pracetak, yaitu:

- Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*)
- Balok berpenampang L (*L-shaped beam*)
- Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)



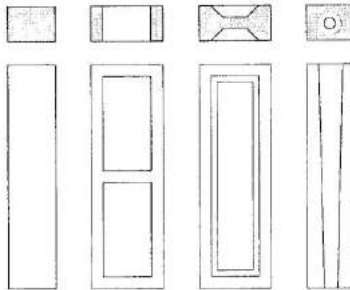
**Gambar 2.9** Penampang balok pracetak (Ervianto 2006)

### 2.3.2 Kolom

Jenis kolom beton yang dapat diproduksi secara pracetak tergantung dari ketinggian bangunan/jumlah tingkat, metode *erection* yang akan digunakan, kemampuan angkat alat bantu/*crane*. Kolom pracetak dapat diproduksi tanpa menyambung (kolom setinggi bangunan yang direncanakan) atau dengan sambungan (dilakukan penyambungan di antara tinggi bangunan). Untuk bangunan dengan ketinggian di bawah 30 meter, penggunaan kolom menerus (tanpa sambungan) masih dimungkinkan sedangkan untuk yang di atas 30 meter sebaiknya digunakan kolom dengan sambungan.

Apabila ingin menggunakan elemen kolom pracetak dengan sambungan, maka pihak perencana harus mendesain kolom menjadi dua bagian atau lebih. Sambungan kolom dapat ditempatkan di setiap panjang tertentu, misalnya saja setiap 1 tingkat atau 2 tingkat. Sambungan kolom dapat ditempatkan pada beberapa keadaan:

- Sambungan ditempatkan tepat di pertemuan antara balok-kolom
- Sambungan ditempatkan sedikit di atas pertemuan antara balok-kolom

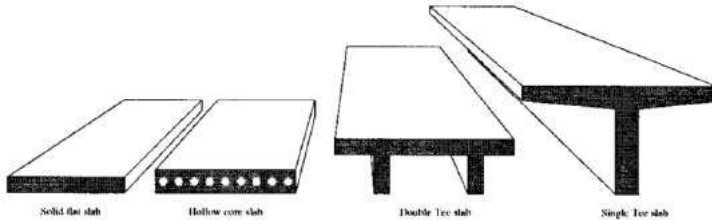


**Gambar 2.10** Bentuk dan penampang kolom (Ervianto 2006)

### 2.3.3 Pelat Lantai

Sebagai elemen struktur yang langsung mendukung beban penghuni sebuah bangunan gedung, pelat lantai harus sesuai dengan ketentuan dan peraturan yang berlaku. Eksistensi pelat lantai dalam bangunan tinggi membutuhkan material hingga 50% dari kebutuhan

total material elemen struktur. Oleh karena itu, pelat lantai merupakan elemen yang penting untuk dikaji guna mendapatkan metode pengadaan yang efisien. Bentuk dari beberapa jenis pelat adalah sebagai berikut.



**Gambar 2.11** Jenis pelat lantai (Ervianto 2006)

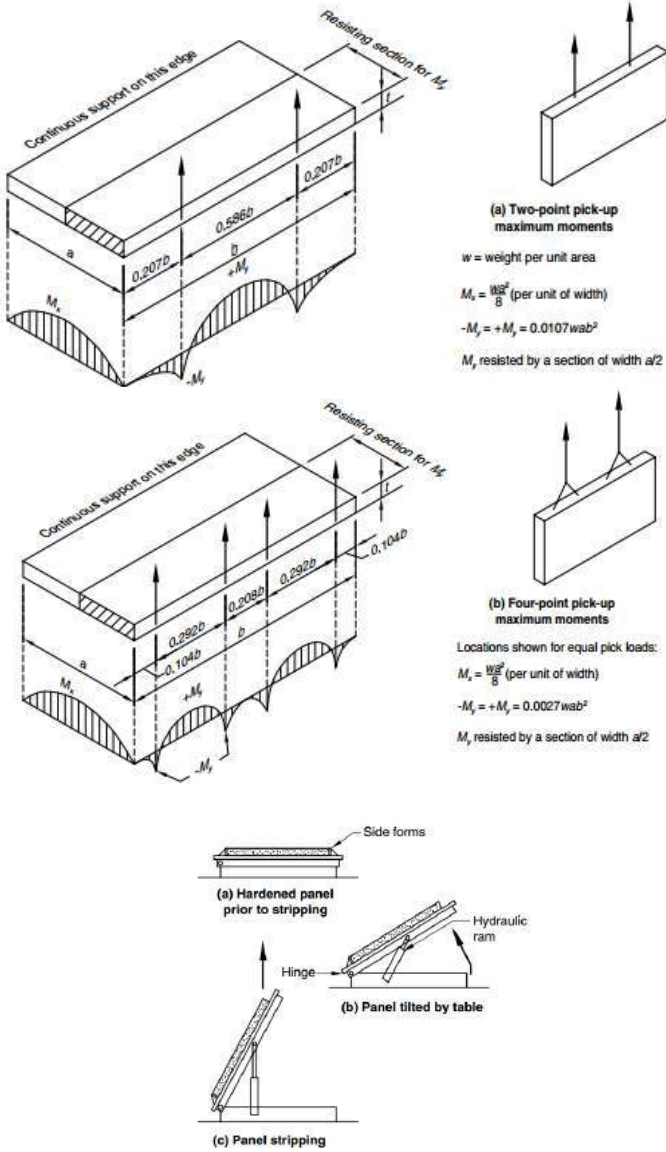
## 2.4 Metode Pengangkatan (*Handling*)

*Handling* adalah pemindahan komponen pracetak dari *moulding*/bekisting sampai pada tahap pemasangan. Dalam perencanaan sistem pracetak *quality control* untuk *handling* perlu kita perhatikan dalam setiap tahapan konstruksi mulai dari Produksi, *Demoulding*, Penyimpanan, Transportasi sampai pada tahap pemasangan. Di mana selama proses *handling* tersebut perlu diperhitungkan kekuatan elemen pracetak dari berbagai macam cara *handling* dan alat bantu *handling* yang digunakan sehingga elemen pracetak aman dan tidak rusak. Hal-hal yang harus diperhatikan selama pengangkatan:

- Stabilitas dan kontrol tegangan pada elemen pada saat diangkat
- Ukuran dan berat elemen yang dapat dikirim dan sesuai dengan alat berat yang diperlukan
- Kapasitas alat (*mobile crane* atau *tower crane*) di pabrik atau di *site* serta posisi dan jangkauan alat angkat
- Jarak penumpukan, rotasi penumpukan, dan penempatan penumpukkan.

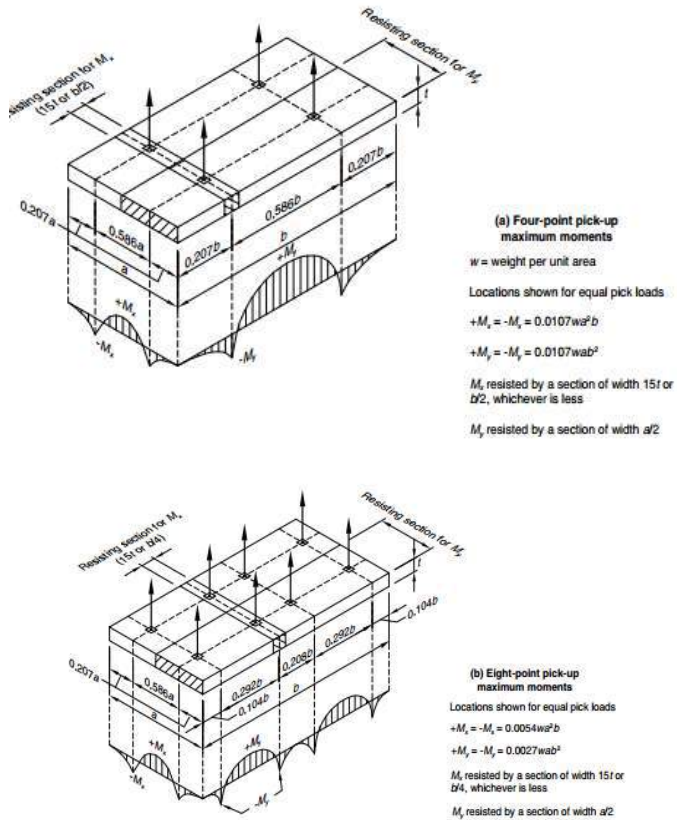
Beberapa contoh posisi pengangkatan elemen pracetak:

- Pengangkatan vertikal tegak



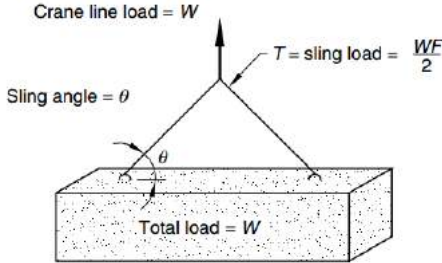
**Gambar 2.12** Pengangkatan vertikal tegak (PCI, 2010)

## 2. Pengangkatan vertikal datar



**Gambar 2.13** Pengangkatan vertikal datar (PCI, 2010)

3. Pengangkatan vertikal dengan inklinasi

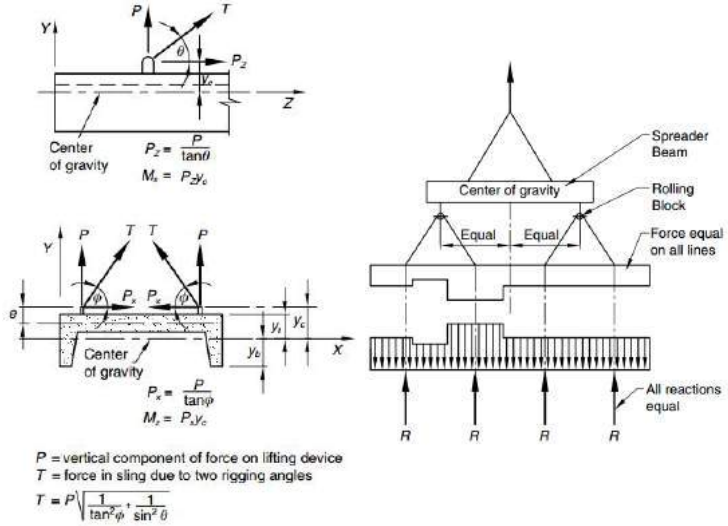


Multiplication factor $F$ for the total load on sling with a sling angle of $\theta$					
$\theta$	90°	75°	60°	45°	30°
$F$	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00

Note:  $\theta$  is usually not less than 60°. Check bi-directional sling angle. A 30° sling angle is not recommended.

Gambar 2.14 Pengangkatan vertikal dengan inklinasi (PCI, 2010)

4. Pengangkatan vertikal komponen tidak prismatis



Gambar 2.15 Pengangkatan vertikal komponen tidak prismatis (PCI, 2010)

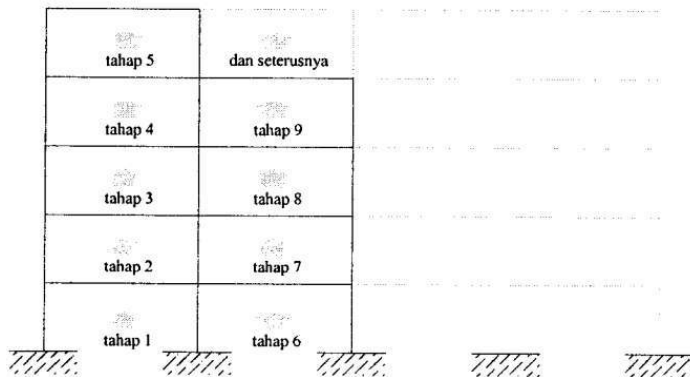


## 2.5 Metode Konstruksi (*Erection*)

Metode konstruksi yang dapat digunakan dibedakan menjadi 2, yaitu metode vertikal (*vertical method*) dan metode horizontal (*horizontal method*).

### a. Metode Vertikal

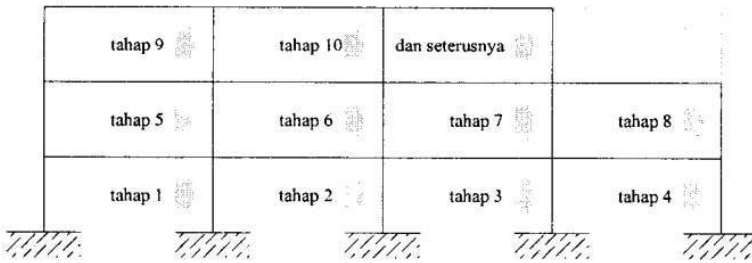
*Erection* dengan metode vertikal adalah kegiatan penyatuan komponen beton pracetak yang dilaksanakan pada arah vertikal struktur bangunan yang mempunyai kolom menerus dari lantai dasar hingga lantai paling atas, yang dengan cara demikian maka sambungan-sambungan pada lantai di atasnya harus dapat segera bekerja secara efisien. Pada bangunan yang mempunyai ketinggian tertentu, selama proses *erection* harus ditambah/ditopang oleh struktur sementara (*bracing*) yang berfungsi menahan gaya-gaya yang timbul selama *erection*. Pemasangan *bracing* ini pada umumnya tidak mengalami kesulitan. Namun demikian, hal ini membutuhkan waktu untuk pelaksanaannya sehingga akan menambah siklus waktu *erection*. Komponen beton pracetak yang berbentuk panel/dinding *tilt-up construction*. Komponen ini dipasang dengan memiringkannya dan kemudian menegakkannya dengan ditopang oleh *steel support*. Pemasangan komponen ini termasuk *vertical method* karena sambungan-sambungannya harus segera dapat berfungsi secara efektif.



**Gambar 2.16** Metode *erection* arah vertikal (Ervianto 2006)

## b. Metode Horizontal

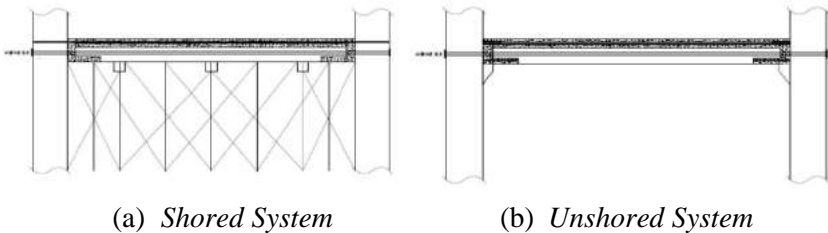
Penyatuan komponen beton pracetak dengan metode horizontal adalah proses *erection* yang pelaksanaannya tiap satu lantai (arah horizontal bangunan). Metode ini digunakan untuk struktur bangunan yang terdiri dari komponen kolom *precast* dengan sambungan pada tempat-tempat tertentu. Sambungan pada metode ini tidak harus segera dapat berfungsi sehingga tersedia waktu yang cukup untuk pengerasan beton. Sambungan yang cocok untuk metode ini adalah *in-situ concrete joint*.



**Gambar 2.17** Metode *erection* arah horizontal (Ervianto 2006)

### 2.5.1 Sistem Pemasangan Komponen Pracetak

Tahap pelaksanaan konstruksi dapat dibedakan menjadi 2, yaitu *Shoring* dan *Unshoring*.



**Gambar 2.18** (a) dan (b) Tahapan Pelaksanaan Konstruksi (Gambiro, 2014)

#### a. *Shored System*

*Shored System* merupakan cara pemasangan komponen pracetak yang menggunakan perancah atau dengan kata lain berat sendiri komponen pracetak (pelat/balok) atau berat saat

konstruksi ditumpu oleh beberapa perancah. Ada beberapa hal penting yang harus diperhatikan saat menggunakan sistem ini, yaitu:

- a. Tidak ada momen saat pelaksanaan
  - b. Beban hidup ditopang oleh struktur komposit
  - c. Perencanaan penulangan didesain terhadap beban saat layan
  - d. Ada pekerjaan pemasangan perancah dan memerlukan waktu untuk menyatelnya
  - e. Mengganggu kegiatan pekerjaan lain.
- b. *Unshored System*

*Unshored System* merupakan cara pemasangan komponen pracetak yang tidak menggunakan perancah, melainkan tumpuan. Atau dengan kata lain, berat sendiri komponen pracetak (pelat/balok) atau berat saat konstruksi ditumpu oleh dua tumpuan pada ujung-ujungnya. Dalam pelaksanaan sistem ini, ada beberapa hal yang harus diperhatikan yaitu:

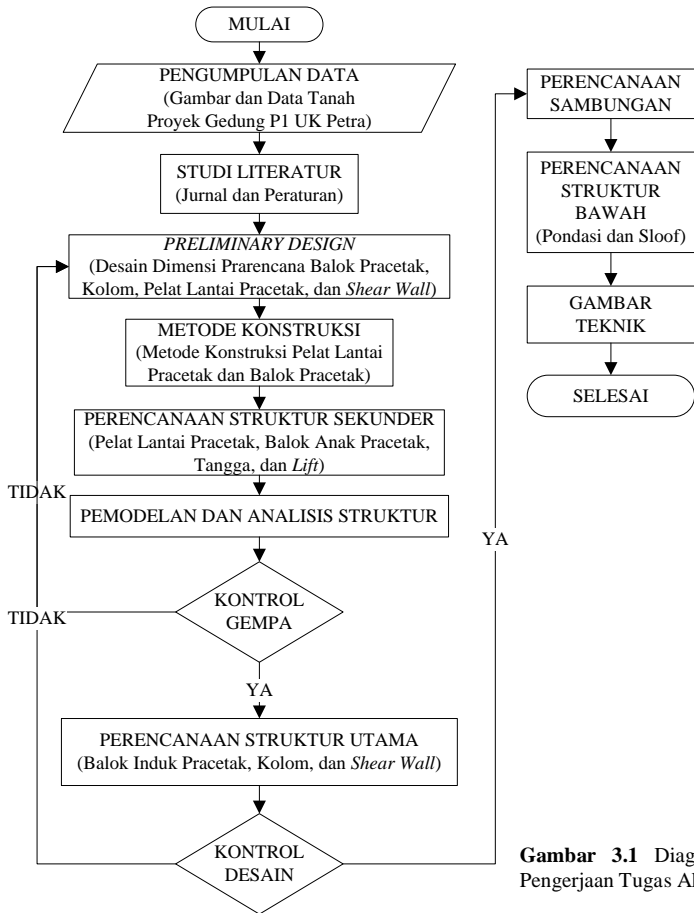
- a. Terjadi momen saat pelaksanaan (beban mati dan beban hidup saat konstruksi yang ditumpu oleh struktur komposit)
- b. Pada saat konstruksi, balok ditumpu 2 tumpuan. Pada saat layan, balok menjadi statis tak tentu.
- c. Momen pada tumpuan hanya berdasarkan beban hidup dan gempa.
- d. Perencanaan penulangan terhadap beban konstruksi, beban mati dan beban layan.
- e. Tidak ada pekerjaan pemasangan perancah.
- f. Kegiatan pekerjaan yang lain tidak terganggu oleh keberadaan perancah.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

# BAB III METODOLOGI

## 3.1 Umum

Guna memperlancar Tugas Akhir, maka diperlukan alur dari setiap tahapan perencanaan. Tahapan-tahapan yang akan digunakan untuk memodifikasi perencanaan Gedung P1 Universitas Kristen Petra pada Tugas Akhir ini adalah:



**Gambar 3.1** Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir

### 3.2 Pengumpulan Data

Data-data yang dikumpulkan merupakan data lapangan yang digunakan dalam perencanaan. Data tersebut berupa data tanah dan gambar gedung yang digunakan sebagai objek modifikasi perencanaan dalam hal ini Gedung P1 Universitas Kristen Petra, seperti *site plan*, denah, pembalokan serta data-data lain yang diperlukan.

1. Data Umum Gedung
  - a. Nama Gedung : Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya
  - b. Lokasi Gedung : Jalan Siwalankerto 121-131 Surabaya
  - c. Fungsi Gedung : Kampus
  - d. Jumlah Lantai : 13 lantai
  - e. Tinggi Total Gedung :  $\pm 54$  meter
2. Data Bahan
  - a. Mutu Beton :  $f'_c$  35 MPa
  - b. Mutu Baja :  $f_y$  400
3. Data Tanah : Terlampir

### 3.3 Studi Literatur

Literatur yang digunakan sebagai acuan dalam modifikasi perencanaan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. SNI 2847:2013
2. SNI 7833:2012
3. SNI 1727:2013
4. SNI 1726:2012
5. Jurnal ASCE, ACI, PCI, dan [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com)
6. PCI *Handbook*
7. Literatur Beton Pracetak lainnya

### 3.4 Preliminary Design

*Preliminary design* merupakan tahapan pradesain dimensi elemen struktural yang mencakup balok, kolom dan pelat lantai.

Tahapan ini diperlukan dalam panduan perhitungan struktur dan analisa pada perencanaan dari gedung ini.

### 3.4.1 Dimensi Prarencana Balok

Tebal minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa. Sedangkan untuk mutu selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan  $(0,4 + \frac{f_y}{700})$ .

1.  $h_{min} = \frac{L}{16}$  (untuk balok induk)
2.  $h_{min} = \frac{L}{21}$  (untuk balok anak)

Untuk lebar balok boleh diambil 2/3 dari tinggi balok.

### 3.4.2 Dimensi Prarencana Pelat Lantai

Dalam menentukan dimensi prarencana pelat lantai, langkah-langkah perhitungan yang dibutuhkan adalah:

1. Menentukan terlebih dahulu apakah pelat tergolong pelat satu arah (*one way slab*) atau pelat dua arah (*two way slab*).
2. Tebal minimum pelat satu arah (*one way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)). Sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1
3. Dimensi pelat minimum mengacu pada Katalog Produk Industri Beton Pracetak dan Prategang 2014 yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat.

### 3.4.3 Dimensi Prarencana Kolom

Dimensi kolom dihitung menggunakan *arbitrary area* beban pelat dan balok diambil dari sumbu ke sumbu pelat ( $\frac{1}{2}$  bentang ke arah kanan – kiri dan depan – belakang). Dipilih *tributary area* kolom yang memiliki luas *arbitrary area* yang paling besar. Untuk perencanaan, dimensi kolom dapat dibuat sama untuk setiap dua

atau tiga lantai. Setiap kolom dalam satu lantai memiliki dimensi yang sama.

Menurut SNI 2847-2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi  $\phi = 0,65$ .

$$A = \frac{W}{\phi \times f_c'}$$

di mana:  $W$  = Beban aksial yang diterima kolom

$f_c'$  = Kuat tekan beton karakteristik

$A$  = Luas penampang kolom

### 3.4.4 Dimensi Prarencana Dinding Geser

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013 Pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding yang didesain sebagai komponen struktur tekan tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bentang tertumpu, yang mana yang lebih pendek, atau kurang dari 100mm.

Ketebalan *shear wall* minimum direncanakan dengan metode empiris, yaitu:

$$\text{Tebal shear wall} \geq \frac{1}{25} hw$$

$$\text{Tebal shear wall} \geq \frac{1}{25} lw$$

di mana:

$hw$  = tinggi bagian dinding

$lw$  = panjang bagian dinding

## 3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

### 3.5.1 Perencanaan Pelat Lantai

#### a. Perencanaan Tulangan Lentur Pelat

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur pelat dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013 yang meliputi 3 kondisi, yaitu, saat pengangkatan, sebelum komposit, dan setelah komposit. Perumusan yang digunakan adalah

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{1}{2}a\right)$$



Keterangan:

$M_n$  = Momen nominal/tahanan

$\phi$  = Koefisien yang ditentukan berdasarkan regangan

$A_s$  = Luasan tulangan yang digunakan

$f_y$  = Kuat tarik baja

$d$  = Jarak serat terluar ke titik berat tulangan

$a$  = Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

### b. Perhitungan Tulangan Geser Pelat

Sedangkan untuk perhitungan kebutuhan tulangan geser, dapat dilakukan langkah-langkah sebagai berikut:

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

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

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

tulangan geser

dimana:

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

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

$$\bullet \phi = 0,75 \text{ (untuk geser)}$$

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 terfaktor

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

### c. Perhitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1.

## 3.5.2 Perencanaan Balok Anak

### a. Perencanaan Tulangan Lentur Balok Anak

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.3.2. Perumusan yang digunakan adalah:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

Keterangan:

$M_n$  = Momen nominal/tahanan

$\phi$  = Koefisien yang ditentukan berdasarkan regangan

$A_s$  = Luasan tulangan yang digunakan

$f_y$  = Kuat tarik baja

$d$  = Jarak serat terluar ke titik berat tulangan

$a$  = Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

### b. Perhitungan Tulangan Geser Balok Anak

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi  $\phi V_n \geq V_u$ , dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 2847-2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang merupakansumbangan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

Dan untuk

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'cb_w}d$$

(SNI 2847-2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$

(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1)

Dimana:

$V_u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### 3.5.3 Perhitungan Tulangan Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

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

b. Syarat kemiringan tangga:  $25 \leq \theta \leq 40$

di mana:

$i$  = Lebar injakan

$t$  = Tinggi tanjakan

$\theta$  = Kemiringan tangga

### 3.5.4 Perencanaan Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dalam gedung dan satu tingkat ke tingkat lain. Perencanaan lift disesuaikan dengan pemikiran jumlah lantai dan perkiraan jumlah pengguna lift. Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift.

Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada

saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

### 3.6 Perencanaan Ketahanan Gempa

#### 3.6.1 Klasifikasi Ketidakberaturan Struktur Gedung

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakberaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada tabel 3.1 dan 3.2.

**Tabel 3.1** Ketidakberaturan Horizontal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakteraturan torsi</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakteraturan torsi berlebihan</b> didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel13 12.2.2	E dan F D B, C, dan D C dan D C dan D D B, C, dan D
2.	<b>Ketidakteraturan sudut dalam</b> didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	<b>Ketidakteraturan diskontinuitas diafragma</b> didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpolong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ke tingkat selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	<b>Ketidakteraturan pergeseran melintang terhadap bidang</b> didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel13 12.2.2	B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F
5.	<b>Ketidakteraturan sistem nonparalel</b> didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3 7.7.3 Tabel13 12.2.2	C, D, E, dan F B, C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

**Tabel 3.2** Ketidakberaturan Vertikal pada Struktur

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	<b>Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E, dan F
1b.	<b>Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan</b> didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 80 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E, dan F
2.	<b>Ketidakteraturan Berat (Massa)</b> didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	<b>Ketidakteraturan Geometri Vertikal</b> didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horizontal sistem penahan gaya gempa tingkat di dekatnya.	Tabel 13	D, E, dan F
4.	<b>Diskontinuitas Arah Bidang dalam Ketidakteraturan Elemen Penahan Gaya Lateral Vertikal</b> didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E, dan F
5b.	<b>Diskontinuitas dalam Ketidakteraturan Kuat Lateral Tingkat yang Berlebihan</b> didefinisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada tabel 3.3.

**Tabel 3.3** Prosedur Analisis yang Boleh Digunakan

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat			
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat			
	Semua struktur lainnya			
D, E, F	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat			
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat			
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan			
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5T_s$ dan mempunyai hanya ketidakteraturan horizontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari <b>Tabel 10</b> atau ketidakteraturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari <b>Tabel 11</b>			
	Semua struktur lainnya	TI		

CATATAN: Diijinkan, TI: Tidak Diijinkan

Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan, yaitu:

1. Parameter keutamaan bangunan berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 03-1726-2012.
2. Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik ( $S_1$ ) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek ( $S_{DS}$ ) berdasarkan pasal 6.3 SNI 03-1726-2012.

### 3.6.2 Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditetapkan pada SNI 03-1726-2013 pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Dalam SNI 03-1726-2013, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini.

1. Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ )
2. Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ )
3. Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0$ )
4. Faktor batasan tinggi sistem struktur

### 3.6.3 Periode Alami Struktur

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2, terdapat dua nilai batas untuk periode bangunan, yaitu nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) dan nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ).

Nilai minimum periode bangunan ( $T_{a \text{ minimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h n^x$$

di mana:

$T_{a \text{ minimum}}$  = Nilai batas bawah periode bangunan

$h n$  = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

$C_r$  dan  $x$  = Ditentukan dari Tabel 3.4

**Tabel 3.4** Nilai parameter periode pendekatan  $C_r$  dan  $x$ 

Tipe struktur	$C_r$	$x$
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen 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 <sup>a</sup>	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 <sup>a</sup>	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 <sup>a</sup>	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 <sup>a</sup>	0,75

Nilai maksimum periode bangunan ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan oleh rumus:

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}}$$

di mana:

$T_{a \text{ maksimum}}$  = Nilai batas atas periode bangunan

$h_n$  = Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 3.5

**Tabel 3.5** Koefisien Batas untuk Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{D1}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

### 3.6.4 Koefisien Respons Seismik

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1, perhitungan koefisien respons seismik ( $C_s$ ) harus ditentukan sesuai dengan rumus berikut ini.

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

di mana:

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I$  = faktor keutamaan hunian

Nilai  $C_s$  yang dihitung pada persamaan di atas tidak perlu melebihi nilai berikut ini.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left( \frac{R}{I} \right)} \quad (\text{dengan } T \text{ sbg waktu getar dari ETABS})$$

Nilai  $C_s$  yang dihitung tidak kurang dari nilai berikut ini.

$$C_{s_{minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana  $S_1$  sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left( \frac{R}{I} \right)}$$

di mana:

$S_{D1}$  = parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik

$S_1$  = parameter percepatan respons spektrum desain yang dipetakan

$T$  = periode struktur dasar (detik)

### 3.6.5 Respons Spektra

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dibuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 6.3 adalah:



1. Parameter percepatan batuan dasar  
Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_1$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik).
2. Parameter kelas situs  
Koefisien situs  $F_a$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  yang terdapat pada Tabel 3.6 dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah yang terdapat pada Tabel 3.7.

**Tabel 3.6** Klasifikasi Situs

Kelas situs	$T_v$ (m/detik)	$N$ atau $N_u$	$\bar{z}_v$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser nirair $\bar{z}_v < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{z}_v < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

**Tabel 3.7** Koefisien Situs  $F_a$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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 <sup>b</sup>				

Koefisien situs  $F_v$  ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_1$  yang terdapat pada Tabel 3.8 dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

**Tabel 3.8** Koefisien Situs  $F_v$

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
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	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

3. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ )

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

- a. Penentuan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

- b. Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

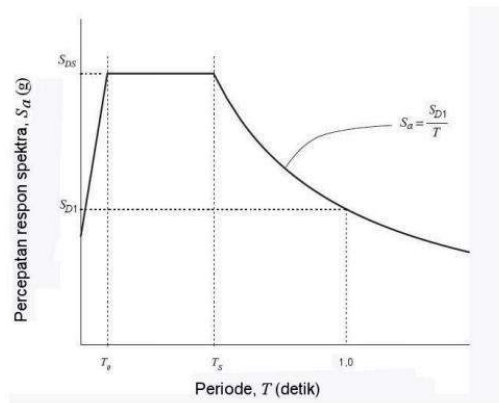
- c. Penentuan nilai  $S_a$

- 1) Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

- 2) Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons desain,  $S_a$ , sama dengan  $S_{DS}$ .
- 3) Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$



**Gambar 3.2** Spektrum Respons Desain

### 3.6.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.2.1:

1.  $U = 1,4 D$
2.  $U = 1,2 D + 1,6 L$
3.  $U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$
4.  $U = 1,0 D + 1,0 L$
5.  $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

di mana:

$U$  = beban *ultimate*

$D$  = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

### 3.7 Parameter Ketahanan Gempa

#### 3.7.1 Simpangan Antarlantai (*Story Drift*)

Nilai perpindahan elastis masing-masing lantai/*total drift* ( $\delta_e$ ) didapat dari ETABS. Nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) yang diperbesar ditentukan berdasarkan rumus:

$$\delta_x = \frac{Cd (\delta_{lantai\ atas} - \delta_{lantai\ bawah})}{Ie}$$

Di mana:

Cd = faktor pembesaran defleksi

Ie = faktor keutamaan bangunan

Mengontrol nilai simpangan antar lantai (*story drift*) yang diperbesar terhadap nilai batas untuk simpangan antarlantai (*story drift*)  $\Delta_a$  yang terdapat pada tabel 3.9:

**Tabel 3.9** Simpangan antarlantai izin ( $\Delta_a$ )

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

#### 3.7.2 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.7, pengaruh P-Delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antarlantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ) seperti yang ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,1:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h_{sx} C_d}$$

Di mana:

- $P_x$  = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung  $P_x$ , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1
- $\Delta$  = simpangan antarlantai tingkat desain
- $I_e$  = faktor keutamaan bangunan
- $V_x$  = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan (x-1) (kN)
- $h_{sx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
- $C_d$  = faktor perbesaran defleksi

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) harus tidak melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan sebagai berikut.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25$$

Di mana:

- $\beta$  = rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat x dan (x-1); rasio ini secara konservatif diambil sebesar 1.

Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) lebih besar dari 0,1 tetapi kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-Delta pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan (1- $\theta$ ).

Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-Delta disertakan dalam analisis, otomatis persamaan  $\theta_{max}$  masih harus dipenuhi, tetapi nilai  $\theta$  yang dihitung dari persamaan perhitungan nilai  $\theta$  menggunakan hasil analisis P-Delta diizinkan dibagi dengan (1+  $\theta$ ) sebelum diperiksa dengan persamaan  $\theta_{max}$ .

### 3.7.3 Eksentrisitas dan Torsi

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.4.1; pasal 7.8.4.2; dan pasal 7.8.4.3, terdapat dua jenis torsi yang terjadi, yaitu torsi bawaan dan torsi tak terduga. Jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Torsi di dalam SNI 03-1726-2012 termasuk ke dalam ketidakberaturan horizontal. Untuk mengetahui ada tidaknya ketidakberaturan torsi pada suatu struktur dapat ditentukan dengan melihat defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ) pada struktur tersebut seperti pada Gambar 3.2. Berikut ini merupakan tipe dari ketidakberaturan torsi yang ditentukan berdasarkan defleksi maksimum ( $\delta_{\max}$ ) dan defleksi rata-rata ( $\delta_{\text{avg}}$ ):

- a.  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  : Tanpa ketidakberaturan torsi
- b.  $1,2 \delta_{\text{avg}} \leq \delta_{\max} \leq 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1a
- c.  $\delta_{\max} > 1,4 \delta_{\text{avg}}$  : Ketidakberaturan torsi 1b

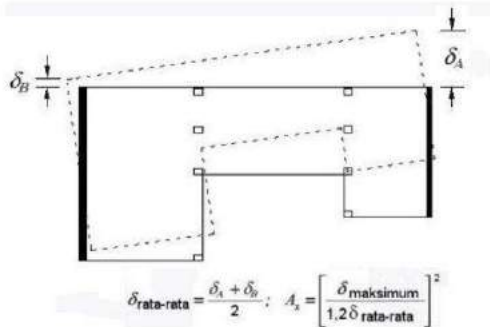
Di dalam SNI 03-1726-2012, terdapat parameter pembesaran momen torsi tak terduga ( $A_x$ ). Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F, di mana tipe 1a atau 1b ketidakberaturan torsi terjadi seperti didefinisikan pada Tabel 3.7 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan  $M_{\text{ta}}$  di masing-masing tingkat dengan faktor pembesaran ( $A_x$ ) seperti yang diperlihatkan pada Gambar 3.2 dan ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1,2 \delta_{\text{avg}}} \right)^2$$

di mana:

$\delta_{\max}$  = perpindahan maksimum di tingkat x (mm) yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$

$\delta_{avg}$  = rata-rata perpindahan di titik terjauh struktur di tingkat x yang dihitung dengan mengasumsikan  $A_x = 1$   
 Faktor pembesaran torsi  $A_x$  tidak diisyaratkan melebihi 3.



**Gambar 3.3** Faktor Pembesaran Torsi,  $A_x$

### 3.7.4 Distribusi Gaya Geser

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar  $V_t$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan persamaan:

$$V_t \geq 0,85 V_1$$

Di mana  $V_1$  adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam pertama atau yang didapat dari prosedur gaya lateral ekuivalen terhadap pengaruh gempa rencana.

Oleh karena itu, berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala, yaitu:

$$Faktor\ Skala = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1$$

Di mana:

$V_1$  = geser dasar prosedur gaya lateral ekuivalen

$V_t$  = geser dasar dari kombinasi ragam yang disyaratkan

### 3.8 Perencanaan Struktur Utama

#### 3.8.1 Perencanaan Balok Induk

##### a. Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Balok merupakan komponen struktur yang terkena beban lentur. Tata cara perhitungan penulangan lentur untuk komponen balok dapat dilihat pada SNI 2847-2013 Pasal 21.3.2. Perumusan yang digunakan adalah:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

Keterangan:

$M_n$  = Momen nominal/tahanan

$\phi$  = Koefisien yang ditentukan berdasarkan regangan

$A_s$  = Luasan tulangan yang digunakan

$f_y$  = Kuat tarik baja

$d$  = Jarak serat terluar ke titik berat tulangan

$a$  = Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

##### b. Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi  $\phi V_n \geq V_u$ , dimana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

(SNI 2847-2013, Pasal 9.3)

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s$$

(SNI 2847-2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)



Dan untuk

$$V_c = 0,17\alpha\sqrt{f'c}b_w d$$

(SNI 2847-2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada :

$$\phi V_n \geq V_u$$

(SNI 03-2847-2002, Pasal 11.1)

di mana :

$V_u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### c. Kontrol Torsi

Pengaruh Torsi boleh diabaikan apabila:

$$T_u \leq \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

(SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.1)

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n$$

(SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.5)

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2 A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \phi$$

(SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.3.6)

di mana:

$T_u$  = Momen torsi terfaktor

$T_n$  = Kuat momen torsi

- $T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton  
 $T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser  
 $A_0$  = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser ( $\text{mm}^2$ )

### 3.8.2 Perencanaan Kolom

#### a. Perencanaan Tulangan Kolom

Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

#### b. 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 column weak beam*.

### 3.8.3 Perencanaan Struktur Dinding Geser

#### a. Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f' c . A_g \left[ 1 - \left( \frac{k . I_c}{32h} \right)^2 \right]$$

(SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

### b. Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3.)

$$\varphi x V_n = \varphi \frac{5}{6} x \sqrt{f'c} . h . d \geq V_u \quad (\text{SNI 2847:2013, pasal 11.9.3}).$$

di mana :

$$d = 0,8 I_w$$

### 3.9 Perencanaan Sambungan

Kelemahan konstruksi pracetak adalah terletak pada sambungan yang relatif kurang kaku atau monolit, sehingga lemah terhadap beban lateral khususnya dalam menahan beban gempa, mengingat Indonesia merupakan daerah dengan intensitas gempa yang cukup besar. Untuk itu sambungan antara elemen balok pracetak dengan kolom maupun dengan plat pracetak direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit (*cast in place emulation*).

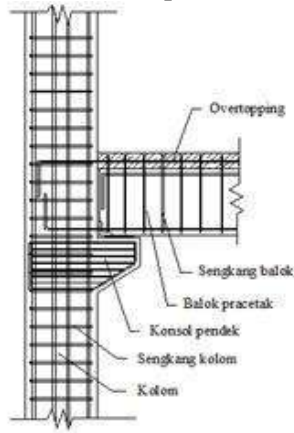
Dengan metode konstruksi semi pracetak, yaitu elemen pracetak dengan tuangan beton *cast in place* di atasnya, maka diharapkan sambungan elemen-elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Untuk menjamin kekakuan dan kekuatan pada detail sambungan ini memang butuh penelitian mengenai perilaku sambungan tersebut terhadap beban gempa. Berdasarkan beberapa referensi hasil penelitian yang dimuat dalam PCI jurnal, ada rekomendasi pendetailan sambungan elemen pracetak dibuat dalam kondisi daktail sesuai dengan konsep desain kapasitas *strong coloumn weak beam*.

Dalam perencanaan sambungan pracetak, gaya – gaya disalurkan dengan cara menggunakan sambungan grouting, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombuinasi cara – cara tersebut. Dalam penulisan tugas akhir ini digunakan sambungan basah yaitu dengan pelapisan beton bertulang cor setempat.

### 3.9.1 Perencanaan Sambungan pada Balok dan Kolom

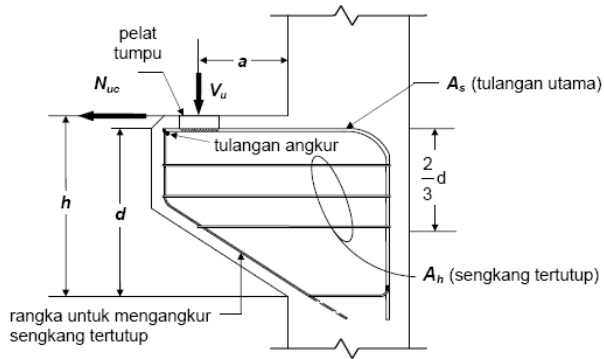
Pada sambungan balok dan kolom digunakan sambungan penyaluran tulangan. Oleh sebab itu pada sambungan elemen pracetak ini harus direncanakan sedemikian rupa sehingga memiliki kekakuan yang sama dengan beton cor di tempat. Untuk menghasilkan sambungan dengan kekakuan yang relatif sama dengan beton cor di tempat, dapat dilakukan beberapa hal berikut ini.

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan balok pracetak dan kolom dikasarkkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 2847:2013 pasal 7.13, yaitu tulangan menerus atau pemberian kait standar pada sambungan ujung.



**Gambar 3.4** Sambungan Balok dengan Kolom

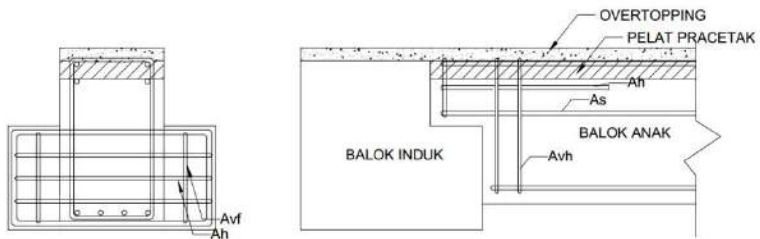
Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



**Gambar 3.5** Parameter Geometri Konsol Pendek

### 3.9.2 Perencanaan Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Pada sambungan balok induk dan balok anak digunakan sambungan *dapped end* di mana balok anak menumpu pada konsol pendek balok induk. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.



**Gambar 3.6** Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

### 3.9.3 Perencanaan Sambungan Balok dengan Pelat

Pada sambungan balok dan pelat digunakan sambungan penyaluran tulangan. Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat

pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.

1. Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
2. Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 03- 2847-2013 pasal 7.13.
3. *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.

### 3.9.4 Perencanaan Sambungan Pelat dengan Pelat

Pada sambungan pelat dan pelat digunakan sambungan basah yaitu sambungan penyaluran tulangan yang dicor monolit dengan *overtopping*. Panjang penyaluran yang diperhitungkan dilambangkan dengan  $l_d$ .



**Gambar 3.7** Sambungan Pelat dengan Pelat

### 3.10 Perencanaan Bangunan Bawah

Perencanaan bangunan bawah ini berupa perencanaan pondasi yang ada pada proyek pembangunan gedung tersebut.

#### 3.10.1 Perencanaan Pondasi

Pondasi direncanakan menggunakan tiang pancang. Perhitungan daya dukung pondasi didasarkan pada *Standart Penetration Test* (SPT) terlampir dengan menggunakan rumus *Luciano de Court*.

$$Q_{ult} = \left[ \alpha \times (\check{N}_p \times K) \times A_p \right] + \left[ \beta \times \left( \frac{\check{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right]$$

Dimana:

$Q_{ult}$  = Daya dukung tiang ultimit

$\alpha, \beta = 1$

- $N_p$  = Nilai rata-rata SPT sepanjang 4D di atas sampai dengan 4D di bawah ujung tiang  
 $A_p$  = Luas penampang di ujung tiang  
 $N_s$  = Nilai N rata-rata sepanjang tiang dengan nilai  $3 \leq N \leq 50$   
 $A_s$  = Luas selimut tiang (keliling x panjang tiang)

### 3.10.2 Daya Dukung Grup Tiang Pancang

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban-beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya. Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing-masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang

$$Q_{L(\text{grup})} = Q_{L(1 \text{ tiang})} \times n \times E_k$$

Dimana:

- $Q_L$  = Daya dukung tiang pancang  
 $n$  = Jumlah tiang dalam grup  
 $E_k$  = Efisiensi grup tiang pancang

### 3.10.3 Perumusan Efisiensi Grup Tiang Pancang

Efisiensi tiang pancang dihitung menggunakan rumus *Converse – Labarre*:

$$E_k = 1 - \frac{\text{arc tan}\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana:

- $m$  = Jumlah baris tiang dalam grup  
 $n$  = Jumlah kolom tiang dalam grup  
 $d$  = Diameter sebuah tiang pondasi  
 $s$  = Jarak as ke as tiang dalam grup

### 3.10.4 Kontrol Geser Ponds pada Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari:

$$1. V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(a)})$$

11.11.12.1(a)

$$2. V_c = 0,083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(b)})$$

11.11.12.1(b)

$$3. V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{SNI 2847:2013 pasal 11.11.12.1(c)})$$

Dimana :

$\beta$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$b_o$  = keliling pada penampang kritis pada poer

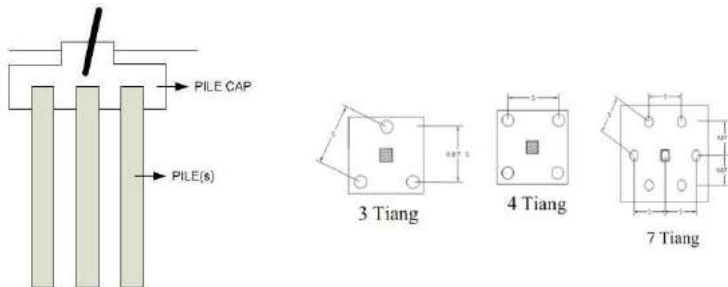
$$= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d)$$

$\alpha_s$  = 30, untuk kolom tepi

= 40, untuk kolom tengah

= 20, untuk kolom pojok

$\phi V_c > P_u \dots \dots \text{OK}$  (Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser)



**Gambar 3.8** Sketsa pondasi tiang pancang dan poer

### 3.10.5 Perencanaan Balok Sloof

Fungsi utama balok sloof adalah sebagai pengikat antar pondasi sehingga diharapkan bila terjadi penurunan pada pondasi, penurunan itu dapat tertahan atau akan terjadi secara bersamaan.



Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom. Gaya aksial 10% ini bekerja bolak-balik sebagai gaya normal pada balok sloof sehingga perhitungannya dapat dilakukan seperti kolom. Momen-momen dapat terjadi akibat beban dari struktur atas.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB IV**

### **HASIL DAN PEMBAHASAN**

#### **4.1 Umum**

Data-data yang digunakan dalam modifikasi perencanaan Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya menggunakan beton pracetak biasa adalah sebagai berikut.

1. Fungsi Bangunan : Kampus
2. Lokasi : Jalan Siwalankerto 121 – 131  
Surabaya
3. Jumlah Lantai : 12 lantai
4. Ketinggian Lantai : a. Lantai 1 – 2 = 3,00 m  
b. Lantai 3 = 8,00 m  
c. Lantai 4 – 12 = 4,00 m
5. Tinggi Bangunan : ± 50,00 m
6. Mutu Beton ( $f'c$ ) : 35 MPa
7. Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa

#### **4.2 Perencanaan Dimensi Balok**

Modifikasi balok pada tugas akhir ini menggunakan balok pracetak dengan penampang persegi. Dimensi yang didapatkan dari desain prarencana ini merupakan dimensi utuh. Dimensi balok pracetak sendiri merupakan hasil pengurangan dimensi utuh terhadap tebal *overtopping* (*cor in site*). Sehingga, dalam perencanaan balok akan mengacu dari tahap perencanaan balok pracetak, pengangkatan balok pracetak, hingga saat komposit (*cor in site*). Dengan sistem tersebut, diharapkan dapat membentuk struktur balok yang monolit.

Mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 Tabel 9.5(a), untuk  $f_y$  selain 420 MPa, tebal minimum balok harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ . Maka, untuk tebal minimum balok yang tertumpu sederhana digunakan:

$$h_{min} = \frac{l}{16} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

Sedangkan untuk balok kantilever digunakan tebal minimum sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{l}{8} \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

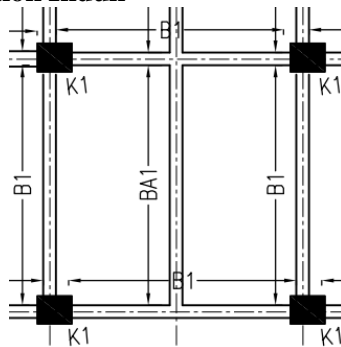
Untuk lebar balok digunakan  $\frac{2}{3}$  dari tinggi balok, maka:

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

di mana:

- b = lebar balok
- h = tinggi balok
- l = bentang balok

#### 4.2.1 Dimensi Balok Induk



**Gambar 4.1** Denah Balok Induk dan Balok Anak

Untuk balok induk dengan bentang 8 m tertumpu sederhana (B1), diperoleh:

$$h_{min} = \frac{l}{16} \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right) = \frac{8000}{16} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 485,71 \text{ mm}$$

Digunakan  $h = 700 \text{ mm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 700 = 466,67 \text{ mm}$$

Digunakan  $b = 500 \text{ mm}$

Maka, untuk balok B1 direncanakan dengan dimensi 50/70 cm.

Untuk balok induk kantilever dengan bentang 2 m (BK1), diperoleh:

$$h_{min} = \frac{l}{8} \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right) = \frac{2000}{8} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 242,85 \text{ mm}$$

Digunakan  $h = 350 \text{ mm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 350 = 233,33 \text{ mm}$$

Digunakan  $b = 300 \text{ mm}$

Maka, untuk balok BK1 direncanakan dengan dimensi 30/35 cm.

**Tabel 4.1** Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Nama Balok Induk	Bentang (l)	$h_{min}$	$h_{renc}$	b	$b_{renc}$	Dimensi
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm)
B1	8000	485,71	700	466,67	500	<b>50/70</b>
B2	5000	303,57	450	300	300	<b>30/45</b>
B3	1250	75,89	150	100	100	<b>10/15</b>
B4	2400	145,71	200	133,33	150	<b>15/20</b>
B5	6400	388,57	550	366,67	400	<b>40/55</b>
B6	3200	194,29	300	200	200	<b>20/30</b>
B7	5600	340	500	333,33	350	<b>35/50</b>
B8	4800	291,43	400	266,67	300	<b>30/40</b>
B9	4000	242,86	350	233,33	250	<b>25/35</b>
B10	7200	437,14	600	400	400	<b>40/60</b>
B11	2000	121,43	200	133,33	150	<b>15/20</b>
B12	1900	115,36	200	133,33	150	<b>15/20</b>
BK1	2000	242,85	350	233,33	300	<b>30/35</b>
BK2	2700	327,86	400	266,67	300	<b>30/40</b>

#### 4.2.2 Dimensi Balok Anak

Mengacu pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 Tabel 9.5(a), untuk  $f_y$  selain 420 MPa, tebal minimum balok harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ . Maka, untuk tebal minimum balok anak dengan kedua ujung menerus digunakan:

$$h_{min} = \frac{l}{21} \left( 0,4 + \frac{fy}{700} \right)$$

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

Untuk balok anak dengan bentang 8 m (BA1), diperoleh:

$$h_{min} = \frac{l}{21} \left( 0,4 + \frac{f_y}{700} \right) = \frac{8000}{21} \left( 0,4 + \frac{400}{700} \right) = 370,07 \text{ mm}$$

Digunakan  $h = 600 \text{ mm}$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 600 = 400 \text{ mm}$$

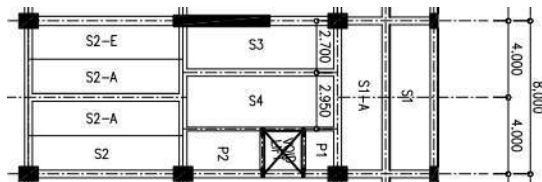
Digunakan  $b = 400 \text{ mm}$

Maka, untuk balok BA1 direncanakan dengan dimensi 40/60 cm.

**Tabel 4.2** Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode Balok Anak	Bentang (l)	$h_{min}$	$h_{renc}$	b	$b_{renc}$	Dimensi
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm)
BA1	8000	370,07	600	400	400	<b>40/60</b>
BA2	2700	124,90	300	200	200	<b>20/30</b>
BA3	2350	108,71	300	200	200	<b>20/30</b>

### 4.3 Perencanaan Tebal Pelat



**Gambar 4.2** Potongan Denah Pelat Lantai

Jenis pelat lantai yang digunakan adalah *Half Slab* dan pelat dibuat sedemikian sehingga berperilaku satu arah. *Half Slab* yang menggunakan beton pracetak sebagai dasarnya dan beton cor setempat sebagai *topping*/penutupnya. Luas tributari pelat terbesar dalam denah struktur adalah  $8 \times 4 \text{ m}^2$  dan pelat pracetak akan dibagi

lagi menjadi panel-panel. Luas panel terbesar adalah  $8 \times 2,95 \text{ m}^2$ . Direncanakan dimensi *half slab* sebagai berikut:

- Tebal pelat = 8 cm
- *Overtopping* = 6 cm

#### 4.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Kolom merupakan penyangga dari pelat lantai dan balok di atasnya. Dimensi kolom dihitung menggunakan *arbitrary area* beban pelat dan balok diambil dari sumbu ke sumbu pelat ( $\frac{1}{2}$  bentang ke arah kanan – kiri dan depan – belakang). Dipilih *tributary area* kolom yang memiliki luas yang paling besar.

Untuk perencanaan, dimensi kolom dapat dibuat sama untuk setiap dua atau tiga lantai. Setiap kolom dalam satu lantai memiliki dimensi yang sama.

##### 4.4.1 Dimensi Kolom Interior

Kolom interior yang ditinjau memiliki ketinggian hingga lantai 12 ( $\pm 50 \text{ m}$ ). *Tributary area* terbesar yang dipikul kolom ini berukuran  $8 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ . Jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam desain awal adalah:

##### 1. Lantai Atap

##### a. Beban Mati (DL)

1) Pelat Lantai	= $8 \times 8 \times 0,14 \times 2,4$	= 27,65 t
2) Balok Induk	= $0,5 \times 0,7 \times 8 \times 2,4 \times 2$	= 13,44 t
3) Balok Anak	= $0,4 \times 0,6 \times 8 \times 2,4$	= 4,61 t
4) Aspal	= $8 \times 8 \times 0,014$	= 0,90 t
5) Langit-Langit	= $8 \times 8 \times 0,011$	= 0,70 t
6) Penggantung	= $8 \times 8 \times 0,005$	= 0,32 t
7) M & E	= $8 \times 8 \times 0,027$	= 1,73 t

Total Beban Mati (DL) = 49,34 t

##### b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah  $37,16 \text{ m}^2$  atau lebih diizinkan

untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 4 \text{ (kolom - kolom interior)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 8 \times 8 = 256 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 64}} \right) = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 8 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 13,13 \text{ t}$$

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

$$P (\text{Atap}) = 1,2(49,34) + 1,6(13,13)$$

$$P (\text{Atap}) = 80,22 \text{ t}$$

## 2. Lantai A (tinggi kolom 4 m)

### a. Beban Mati (DL)

$$1) \text{ Pelat Lantai} = 8 \times 8 \times 0,14 \times 2,4 = 27,65 \text{ t}$$

$$2) \text{ Balok Induk} = 0,5 \times 0,7 \times 8 \times 2,4 \times 2 = 13,44 \text{ t}$$

$$3) \text{ Balok Anak} = 0,4 \times 0,6 \times 8 \times 2,4 = 4,61 \text{ t}$$

$$4) \text{ Keramik} = 8 \times 8 \times 0,014 = 0,90 \text{ t}$$

$$5) \text{ Spesi} = 8 \times 8 \times 0,021 = 1,34 \text{ t}$$

$$6) \text{ Langit-Langit} = 8 \times 8 \times 0,011 = 0,70 \text{ t}$$

$$7) \text{ Penggantung} = 8 \times 8 \times 0,005 = 0,32 \text{ t}$$

$$8) \text{ M \& E} = 8 \times 8 \times 0,027 = 1,73 \text{ t}$$

$$9) \text{ Dinding} = 8 \times 4 \times 0,2 \times 4 = 25,6 \text{ t}$$

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 76,29 \text{ t}$$



## b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah  $37,16 \text{ m}^2$  atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 4 \text{ (kolom - kolom interior)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 8 \times 8 = 256 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 64}} \right) = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 8 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 13,13 \text{ t}$$

$$P \text{ (Lantai A)} = 1,2DL + 1,6LL$$

$$P \text{ (Lantai A)} = 1,2(76,29) + 1,6(13,13)$$

$$P \text{ (Lantai A)} = 112,55 \text{ t}$$

## 3. Lantai B (tinggi kolom 3 m)

## a. Beban Mati (DL)

$$1) \text{ Pelat Lantai} = 8 \times 8 \times 0,14 \times 2,4 = 27,65 \text{ t}$$

$$2) \text{ Balok Induk} = 0,5 \times 0,7 \times 8 \times 2,4 \times 2 = 13,44 \text{ t}$$

$$3) \text{ Balok Anak} = 0,4 \times 0,6 \times 8 \times 2,4 = 4,61 \text{ t}$$

$$4) \text{ Keramik} = 8 \times 8 \times 0,014 = 0,90 \text{ t}$$

$$5) \text{ Spesi} = 8 \times 8 \times 0,021 = 1,34 \text{ t}$$

$$6) \text{ Langit-Langit} = 8 \times 8 \times 0,011 = 0,70 \text{ t}$$

$$7) \text{ Penggantung} = 8 \times 8 \times 0,005 = 0,32 \text{ t}$$

$$8) \text{ M \& E} = 8 \times 8 \times 0,027 = 1,73 \text{ t}$$

$$9) \text{ Dinding} = 8 \times 3 \times 0,2 \times 4 = 19,20 \text{ t}$$

$$\text{Total Beban Mati (DL)} = 68,89 \text{ t}$$

b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah  $37,16 \text{ m}^2$  atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 4 \text{ (kolom - kolom interior)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 8 \times 8 = 256 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 64}} \right) = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 8 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 13,13 \text{ t}$$

$$P \text{ (Lantai B)} = 1,2DL + 1,6LL$$

$$P \text{ (Lantai B)} = 1,2(68,89) + 1,6(13,13)$$

$$P \text{ (Lantai B)} = 104,87 \text{ t}$$

4. Lantai C (tinggi kolom 8 m)

a. Beban Mati (DL)

$$1) \text{ Pelat Lantai} = 8 \times 8 \times 0,14 \times 2,4 = 27,65 \text{ t}$$

$$2) \text{ Balok Induk} = 0,5 \times 0,7 \times 8 \times 2,4 \times 2 = 13,44 \text{ t}$$

$$3) \text{ Balok Anak} = 0,4 \times 0,6 \times 8 \times 2,4 = 4,61 \text{ t}$$

$$4) \text{ Keramik} = 8 \times 8 \times 0,014 = 0,90 \text{ t}$$

$$5) \text{ Spesi} = 8 \times 8 \times 0,021 = 1,34 \text{ t}$$

6) Langit-Langit	= 8 x 8 x 0,011	= 0,70 t
7) Penggantung	= 8 x 8 x 0,005	= 0,32 t
8) M & E	= 8 x 8 x 0,027	= 1,73 t
9) Dinding	= 8 x 8 x 0,2 x 4	= 51,20 t
Total Beban Mati (DL)		= 101,89 t

b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah 37,16 m<sup>2</sup> atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 4 \text{ (kolom - kolom interior)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 8 \times 8 = 256 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 64}} \right) = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 8 \text{ m} \times 8 \text{ m} \times 0,21 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 13,13 \text{ t}$$

$$P \text{ (Lantai C)} = 1,2DL + 1,6LL$$

$$P \text{ (Lantai C)} = 1,2(101,89) + 1,6(13,13)$$

$$P \text{ (Lantai C)} = 143,27 \text{ t}$$

Tabel 4.3 Rekapitulasi Dimensi Kolom Interior

Tingkat	Kolom	Jarak antar Lantai (m)	P (t)	P kumulatif (t)	Luas kolom (mm <sup>2</sup> )	b = h (mm)	b = h (mm)
Roof	12-Roof	4	80.22	80.22	35261.36	187.78	
12	11-12	4	112.55	192.77	84734.93	291.09	500/500
11	10-11	4	112.55	305.32	134208.51	366.34	
10	9-10	4	112.55	417.88	183682.08	428.58	
9	8-9	4	112.55	530.43	233155.66	482.86	600/600
8	7-8	4	112.55	642.98	282629.23	531.63	
7	6-7	4	112.55	755.53	332102.81	576.28	
6	5-6	4	112.55	868.09	381576.38	617.72	700/700
5	4-5	4	112.55	980.64	431049.96	656.54	
4	3-4	8	143.27	1123.91	494026.83	702.87	
3	2-3	3	104.87	1228.78	540124.58	734.93	800/800
2	1-2	3	104.87	1333.66	586222.33	765.65	
1	GF-1	0	0	1333.66	586222.33	765.65	

#### 4.4.2 Dimensi Kolom Eksterior

Kolom eksterior yang ditinjau merupakan kolom yang hanya memiliki ketinggian hingga lantai ketiga. Untuk kolom eksterior yang memiliki ketinggian penuh (12 lantai), dimensinya disamakan dengan kolom interior. *Tributary area* yang dipikul kolom ini berukuran 8 m x 8 m. Jenis pembebanan yang diperhitungkan dalam desain awal adalah:

##### 1. Lantai D (tinggi kolom 3 m)

###### a. Beban Mati (DL)

- 1) Pelat Lantai =  $2,5 \times 8 \times 0,14 \times 2,4 = 8,64 \text{ t}$
  - 2) Balok Induk =  $0,5 \times 0,7 \times 8 \times 2,4 \times 1,5 = 10,08 \text{ t}$
  - 3) Balok Anak =  $0,4 \times 0,6 \times 8 \times 2,4 \times 0,5 = 2,30 \text{ t}$
  - 4) Keramik =  $2,5 \times 8 \times 0,014 = 0,28 \text{ t}$
  - 5) Spesi =  $2,5 \times 8 \times 0,021 = 0,42 \text{ t}$
  - 6) Langit-Langit =  $2,5 \times 8 \times 0,011 = 0,22 \text{ t}$
  - 7) Penggantung =  $2,5 \times 8 \times 0,005 = 0,10 \text{ t}$
  - 8) M & E =  $2,5 \times 8 \times 0,027 = 0,54 \text{ t}$
  - 9) Dinding =  $8 \times 3 \times 0,2 \times 2 = 9,60 \text{ t}$
- Total Beban Mati (DL) = 32,18 t

###### b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah 37,16 m<sup>2</sup> atau lebih diizinkan

untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 4 \text{ (kolom - kolom interior)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 2,5 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 4 \times 8 \times 2,5 = 80 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 20}} \right) = 0,29 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,29 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 8 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 0,29 \text{ t/m}^2$$

$$LL = 5,83 \text{ t}$$

$$P \text{ (Lantai D)} = 1,2DL + 1,6LL$$

$$P \text{ (Lantai D)} = 1,2(32,18) + 1,6(5,83)$$

$$P \text{ (Lantai D)} = 47,95 \text{ t}$$

**Tabel 4.4** Rekapitulasi Dimensi Kolom Eksterior

Tingkat	Kolom	Jarak antar Lantai (m)	P (t)	P kumulatif (t)	Luas kolom (mm <sup>2</sup> )	b = h (mm)	b = h (mm)
3	2-3	3	47.95	47.95	21075.56	145.17	300/300
2	1-2	3	47.95	95.89	42151.12	205.31	
1	Gr-1	0	0	95.89	42151.12	205.31	

#### 4.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1, ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm. Oleh karena itu, akan direncanakan ketebalan dinding geser sebagai berikut.

$$\text{Panjang bentang dinding geser} = 8000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi dinding geser} = 8000 \text{ mm}$$

$$h/25 = 8000/25 = 320 \text{ mm}$$

$$l/25 = 8000/25 = 320 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal dinding geser 350 mm.

## 4.6 Metode Konstruksi

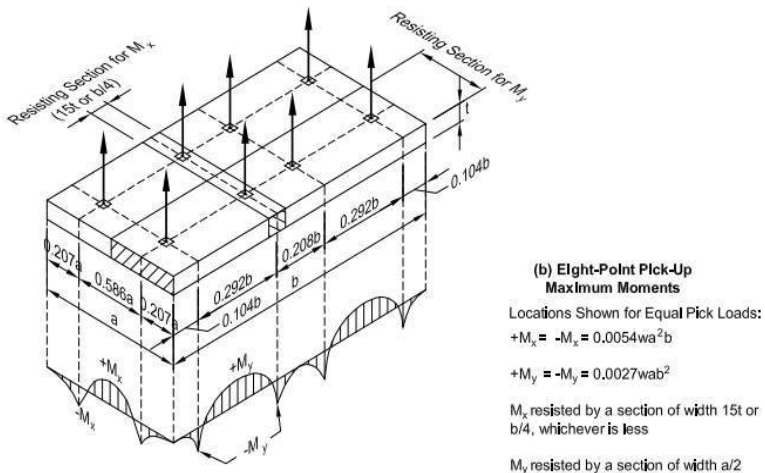
### 4.6.1 Metode Konstruksi Pelat Pracetak

Jenis pelat pracetak yang digunakan adalah *half slab*. *Half slab* merupakan pelat pracetak yang dicor kurang lebih separuh dari tebal pelat sebenarnya. Setelah *half slab* dipasang pada posisinya yaitu menumpu pada balok induk dan atau balok anak, berikutnya akan dicor kembali separuhnya yang disebut dengan *overtopping*. *Half slab* dianalisa secara menyeluruh, yaitu analisa saat pengangkatan, analisa dalam kondisi pelaksanaan (sebelum komposit), dan analisa saat kondisi menerima beban tetap (setelah komposit). Analisa saat pengangkatan dan sebelum komposit dilakukan pada kondisi setebal pelat pracetak saja, sedangkan kondisi setelah komposit dianalisa sebagai struktur komposit karena tambahan *overtopping* di atasnya. Dalam analisa dan perencanaan elemen *half slab* ditinjau setiap meter lebar pelat, dengan menganggap elemen pracetak seperti penampang balok yang bertumpu di dua tumpuan. Desain tebal dan jumlah tulangan yang dipakai adalah desain yang mampu menahan kombinasi beban yang bekerja dalam kondisi tersebut atau yang terbesar.

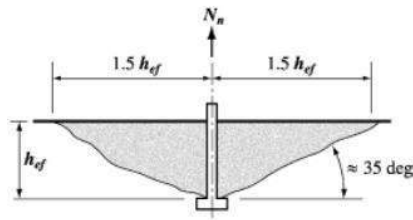
#### a. Analisa Pelat Pracetak Saat Pengangkatan

Kondisi pertama adalah saat pelat pracetak diangkat oleh *crane*. Beban yang bekerja pada pelat adalah berat sendiri pelat pracetak. Pengangkatan pelat pracetak menggunakan delapan buah titik angkat. Dalam pemodelannya, titik angkat tersebut dapat dijadikan sebagai tumpuan. Pada kondisi ini, pelat yang diangkat dapat diasumsikan seperti pelat yang menumpu di atas delapan buah tumpuan. Besarnya momen yang terjadi berdasarkan letak titik angkatnya tersebut sudah disediakan langsung oleh PCI pada Gambar 3.1 dan dihitung sebagai penulangan angkat pelat.

Pada saat pengangkatan, dilakukan juga kontrol terhadap retak beton pelat. Kontrol retak ini mengasumsikan bahwa pelat diangkat setelah beton berumur 3 hari. Kekuatan pengangkatan yang digunakan dalam tahap ini juga perlu dianalisa. Analisa kekuatan angkur meliputi analisa kekuatan angkur baja tarik dan kekuatan pecah beton dari angkur angkat terhadap gaya tarik. Analisa ini mengacu pada ACI 318-05 Appendix D. Chapter 5.2. Angkur yang direncanakan dalam elemen pracetak ini adalah menggunakan tulangan polos yang dibengkokkan pada ujungnya. Selain itu, tegangan yang terjadi akibat pengangkatan juga perlu dikontrol. Dan lendutan yang terjadi juga harus lebih kecil dari lendutan ijin.



**Gambar 4.3** Momen Akibat Pengangkatan Pelat



**Gambar 4.4** Analisa Pengangkatan Saat Pengangkatan Pelat

**b. Analisa Pelat Pracetak Sebelum Komposit**

Pelat pracetak sebelum komposit diletakkan pada ujung-ujung balok sebagai tumpuan, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, berat *overtopping* yang dihitung 1,5 kali tebal *overtopping* terkait tumpukan mortar saat pelaksanaan pengecoran *overtopping*, dan beban pekerja. Dalam tahap ini juga dipasang tulangan pada bagian *overtopping*. Sehingga perlu dilakukan kontrol apakah dibutuhkan *shear connector* atau tidak. Saat pelat dipasang pada tumpuan, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak dan beban beton yang dituang. Dalam tahap ini, perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi agar beton tidak retak dan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.

**c. Analisa Pelat Pracetak Saat Komposit**

Setelah pelat pracetak yang dipasang pada tumpuan sudah komposit dengan *overtopping*, beban yang bekerja pada pelat pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, beban mati tambahan, dan beban hidup yang akan dikenakan faktor beban. Dalam tahap ini, perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi agar beton tidak retak dan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.

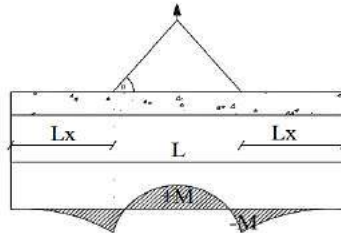
**4.6.2 Metode Konstruksi Balok Pracetak**

Jenis balok pracetak yang digunakan adalah *half beam*. *Half beam* merupakan balok pracetak yang dicor kurang lebih separuh dari tebal balok sebenarnya. Setelah balok berada pada posisinya, berikutnya dicor kembali hingga mencapai ketebalan rencana atau disebut *overtopping*. Pengecoran ini dilakukan bersamaan dengan pengecoran *overtopping* pelat lantai. Sama seperti pelat, balok pracetak juga akan dianalisa dalam kondisi pengangkatan dan kondisi beban layan (sebelum dan sesudah komposit).



### a. Analisa Balok Pracetak Saat Pengangkatan

Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan. Pada bagian ini, digunakan titik angkat sebanyak 2 buah.



**Gambar 4.5** Momen Akibat Pengangkatan Balok

Beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak. Pada saat pengangkatan, perlu dilakukan kontrol terhadap retak beton balok. Kontrol retak ini mengasumsikan bahwa balok diangkat setelah beton berumur 14 hari. Selain itu, kontrol terhadap kekuatan pengangkatan, tegangan yang terjadi, dan lendutan juga perlu diperhatikan.



**Gambar 4.6** Pengangkatan Untuk Pengangkatan Balok

### b. Analisa Balok Pracetak Sebelum Komposit

Pada tahap ini, balok pracetak akan diletakkan pada konsol kolom sebagai tumpuan. Beban yang bekerja pada balok pracetak adalah berat sendiri elemen pracetak, beton *overtopping*, dan beban pekerja. Dalam tahap ini, perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi agar beton tidak retak dan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.

### c. Analisa Pelat Pracetak Saat Komposit

Setelah balok pracetak yang dipasang pada tumpuan sudah komposit dengan *overtopping*, beban yang bekerja adalah berat sendiri elemen pracetak, beban mati tambahan, dan beban hidup yang akan dikenakan faktor beban. Dalam tahap ini, perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan yang terjadi agar beton tidak retak dan kontrol terhadap lendutan yang terjadi agar lebih kecil dari lendutan ijin.

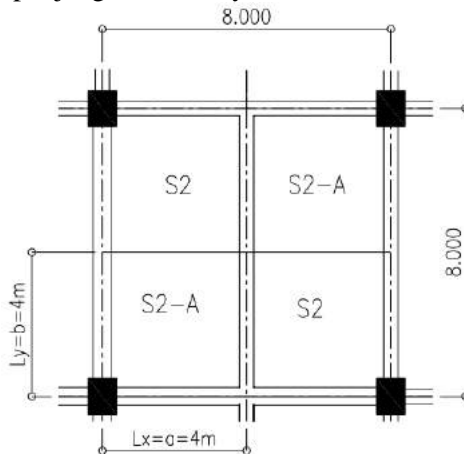
### 4.7 Pemodelan dan Analisa Struktur Pelat Pracetak

Pelat yang dianalisis adalah pelat tipe S2 yang memiliki berukuran  $4 \times 4 \text{ m}^2$  dengan tumpuan yang menumpu pada bentang 4 m. Dimensi yang digunakan untuk tebal pelat adalah:

Tebal *half slab* = 80 mm

Tebal *topping* = 60 mm

Pada perencanaan pelat pracetak, pelat harus berperilaku sama saat masih menjadi satu buah panel maupun setelah menjadi satu-kesatuan utuh pelat lantai (gabungan panel). Pada tugas akhir ini, diusahakan untuk membuat pelat menjadi sistem satu arah dengan membuat pelat hanya menumpu pada 2 sisi maupun dengan perbandingan panjang sisi x dan y.



**Gambar 4.7** Tipe Pelat S2 atau S2-A ( $4 \times 4 \text{ m}^2$ )

#### 4.7.1 Data Perencanaan Pelat S2

Pada panel S2, saat sebelum komposit dan sesudah komposit pelat berperilaku satu arah. Data perencanaan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain adalah:

- a. Tebal pelat pracetak = 80 mm
- b. Tebal topping = 60 mm
- c. Mutu beton ( $f'_c$ ) = 35 MPa
- d. Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- e. Diameter tulangan rencana = 16 mm
- f. Selimut beton = 20 mm

#### 4.7.2 Pembebanan Pelat Lantai

##### Saat Pengangkatan

1. Beban mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pracetak (DL)} &= 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban kejut pengangkatan} &= 0,5 \times 192 = \underline{96 \text{ kg/m}^2} + \\ &\text{DL} = 288 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1,2(288) + 1,6(0) \\ &= 345,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Beban untuk 1 meter pias lebar pelat =  $345,6 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$   
 $q_u = 345,6 \text{ kg/m}$

##### Sebelum Komposit

- a. Beban mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri pracetak} &= 0,08 \times 2400 = 192 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Berat topping} &= 0,06 \times 2400 \times 1,5 = \underline{216 \text{ kg/m}^2} + \\ &\text{DL} = 408 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- b. Beban hidup (LL) = 100 kg/m<sup>2</sup> (beban pekerja)

$$\begin{aligned} \text{Beban total} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\ &= 1,2(408) + 1,6(100) \\ &= 649,6 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban untuk 1 meter pias lebar pelat =  $649,6 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$   
 $q_u = 649,6 \text{ kg/m}$

**Saat Komposit**

## a. Beban mati (DL)

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pelat penuh} &= 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Plafond + penggantung} &= 18 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ubin (t=20mm)} &= 0,02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Spesi (t=20mm)} &= 0,02 \times 2400 = 48 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Ducting AC + pipa} &= 15 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{DL} &= 465 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

## b. Beban Hidup (LL)

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah  $37,16 \text{ m}^2$  atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$$K_{LL} = 1 \text{ (pelat satu arah)}$$

$$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$$

$$K_{LL} A_T = 1 \times 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 64}} \right) = 0,315 \text{ t/m}^2$$

$$L \geq 0,50 L_o$$

$$L \geq 0,50 (0,383)$$

$$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$$

$$L = 0,315 \text{ t/m}^2 = 315 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban total} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\
 &= 1,2(465) + 1,6(315) \\
 &= 1062 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

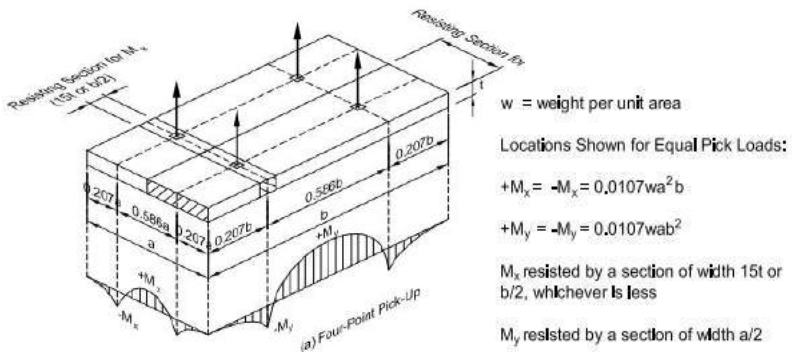
$$\begin{aligned}
 \text{Beban untuk 1 meter pias lebar pelat} &= 1062 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 \text{qu} &= 1062 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### 4.7.3 Perhitungan Tulangan Pelat

Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam tiga tahap, penulangan saat pengangkatan, sebelum komposit dan saat komposit. Kondisi **saat pengangkatan** merupakan kondisi *half slab* saat diangkat menggunakan *tower crane*. Kondisi **sebelum komposit** merupakan kondisi saat *half slab* sudah menumpu pada balok dan akan dilakukan pengecoran topping. Pada tahap ini, komponen pracetak dan komponen topping belum menyatu dalam memikul beban. Kondisi **setelah komposit** merupakan kondisi saat topping dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan, yang memperhitungkan tulangan yang paling kritis di antara ketiga keadaan di atas.

#### 1. Kondisi Saat Pengangkatan

Pada saat pengangkatan direncanakan menggunakan 4 buah titik angkat seperti gambar di bawah berdasarkan PCI edisi ke-6.



Gambar 4.8 Titik Pengangkatan Pelat

#### ▪ Momen yang Terjadi

Momen Arah X:

$$M_x = 0,0107 \text{ qu } a^2 b$$

$$M_x = 0,0107 \times 345,6 \times 4^2 \times 4 \times 10^{-2}$$

$$M_x = 2,37 \text{ kNm} = 2.366.669 \text{ Nmm}$$

Momen Arah Y:

$$M_y = 0,0107 \text{ qu a b}^2$$

$$M_y = 0,0107 \times 345,6 \times 4^2 \times 4 \times 10^{-2}$$

$$M_y = 2,37 \text{ kNm} = 2.366.669 \text{ Nmm}$$

#### ▪ Penulangan Pelat Arah X



**Gambar 4.9** Sketsa Penulangan Pelat Arah X Saat Pengangkatan

$$d_x = h - 20 - \frac{1}{2}(16) = 80 - 20 - 8 = 52 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d_x^2} = \frac{2.366.669}{0,9 \times 1000 \times 52^2} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,97}{400}} \right) = 0,0025 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat duktail.

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0255 \left( \rho_{perlu} = 0,0025 < \rho_{maks} = 0,0255 \right)$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = 0,0025$$

### Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times dx = 0,0025 \times 1000 \times 52 = 128,56 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D16}}{A_s} = \frac{1000 \times 201,06}{128,56} \\ &= 1563,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

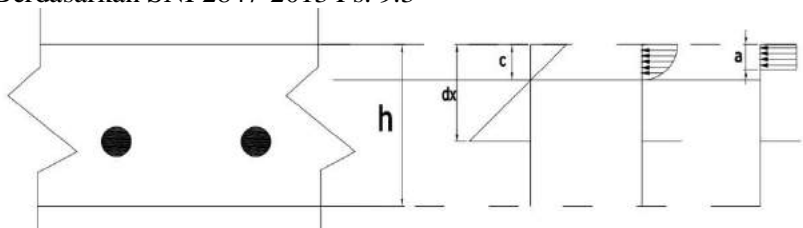
$$s \leq 240 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{1000 \times A_{D16}}{s} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3



**Gambar 4.10** Diagram Tegangan Pelat Arah X Saat Pengangkatan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 13,52 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,52}{0,8} = 16,90 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{52}{16,90} - 1 \right) = 0,0062 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 1005,31 \times 400 \times \left( 52 - \frac{1}{2} \times 13,52 \right)$$

$$= 16.373.459,85 \text{ Nmm} = 16,37 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 16,37 \text{ kNm} > Mu = 2,37 \text{ kNm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D16-200.

### Kontrol Terhadap Persyaratan Geser

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = qu \left( \frac{lx}{2} - \frac{dx}{1000} \right) = 345,6 \left( \frac{4}{2} - \frac{52}{1000} \right) \times 10^{-2} = 6,73 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b dx)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 52)$$

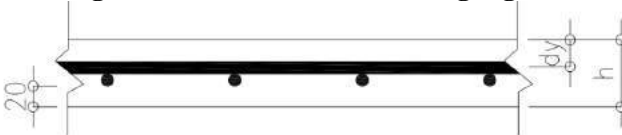
$$\phi Vc = 39.223,61 \text{ N} = 39,22 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi Vc \geq V_u$$

$$19,61 \text{ kN} \geq 6,73 \text{ kN}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

### ▪ Penulangan Pelat Arah Y Akibat Pengangkatan



**Gambar 4.11** Sketsa Penulangan Pelat Arah Y Saat Pengangkatan

$$d_y = h - 20 - 16 - \frac{1}{2}(16) = 80 - 20 - 16 - 8 = 36 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d_y^2} = \frac{2.366.669}{0,9 \times 1000 \times 36^2} = 2,03 \text{ MPa}$$



$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 2,03}{400}} \right) = 0,0053 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,0053 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0053}$$

### Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0053 \times 1000 \times 36 = 189,31 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D16}}{A_s} = \frac{1000 \times 201,06}{189,31} = 1062,1 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

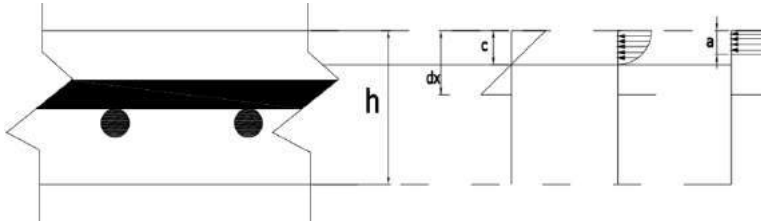
$$s \leq 240 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times A_{D16}}{s} = \frac{1000 \times 206,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

**Gambar 4.12** Diagram Tegangan Pelat Arah Y Saat Pengangkatan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 13,52 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{13,52}{0,8} = 16,9 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_y}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{36}{16,9} - 1 \right) = 0,0034$$

Berdasarkan pasal 9.3 SNI 2847:2013, untuk  $\varepsilon_t = 0,0034$  dapat diambil  $\phi = 0,77$  melalui interpolasi.

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d_y - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,77 \times 1005,31 \times 400 \times \left( 36 - \frac{1}{2} \times 13,52 \right)$$

$$= 9.007.263 \text{ Nmm} = 9,01 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 9,01 \text{ kNm} > M_u = 2,37 \text{ kNm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D16-200.

Kontrol Terhadap Persyaratan Geser

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = qu \left( \frac{l_y}{2} - \frac{d_y}{1000} \right) = 345,6 \left( \frac{4}{2} - \frac{36}{1000} \right) \times 10^{-2} = 6,79 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d y) \\ \phi V_c &= 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 36) \\ \phi V_c &= 27.154,81 \text{ N} = 27,15 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}1/2 \phi V_c &\geq V_u \\ 13,58 \text{ kN} &\geq 6,79 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

### **Kontrol Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013. Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 3 hari:

$$\begin{aligned}f''c &= 0,46 \times f'_c = 0,46 \times 35 = 16,1 \text{ MPa} \\ f_r &= 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \qquad \qquad \qquad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)} \\ f_r &= 0,62 (1) \sqrt{16,1} \\ f_r &= 2,49 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 80^3 = 42.666.666,7 \text{ mm}^4 \\ M_{cr} &= \frac{f_r \times I}{c} = \frac{2,49 \times 42.666.666,7}{16,9} = 6.286.390,537 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

Momen layan yang bekerja adalah:

$$\begin{aligned}M_x = M_y &= 0,0107 \text{ qDL a}^2 b = 0,0107 \times 288 \times 4^2 \times 4 \times 10^{-2} \\ M_x = M_y &= 1,97 \text{ kNm} = 1.970.000 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$M_{cr} = 6.286.390,537 \text{ Nmm} \geq M_x = 1.970.000 \text{ Nmm (OK)}$$

$$M_{cr} = 6.286.390,537 \text{ Nmm} \geq M_y = 1.970.000 \text{ Nmm (OK)}$$

### **Kontrol Tegangan Akibat Pengangkatan**

Kontrol ini mengacu pada metode pengangkatan pelat yang dikeluarkan oleh PCI edisi ke-6 atau pada Gambar 5.2.

Diasumsikan pelat pracetak diangkat setelah berumur 3 hari. Tegangan ditahan oleh b yang merupakan nilai terkecil dari a/2, b/2, atau 15t.

$$b/2 = 4/2 = 2$$

$$a/2 = 4/2 = 2$$

$$15t = 15 \times 0,08 = 1,2 \text{ m}$$

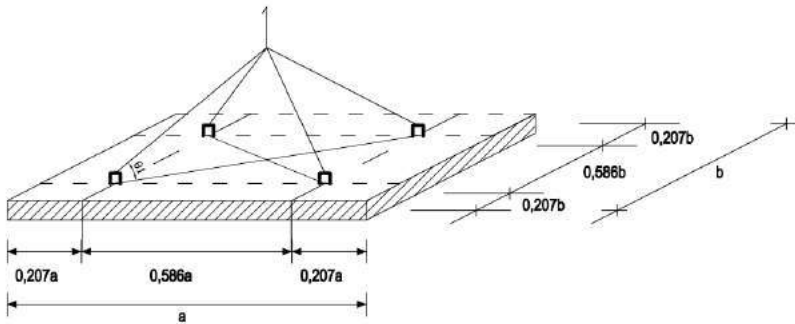
$$\text{Dipakai } b = 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm}$$

$$S = \frac{1}{6} b h^2 = \frac{1}{6} (1200)(80^2) = 1.280.000 \text{ mm}^3$$

$$P = \frac{a \times b \times t^3 \times \gamma_{beton}}{4}$$

$$P = \frac{4 \times 4 \times 0,08 \times 2400}{4}$$

$$P = 768 \text{ kg} = 7680 \text{ N}$$



**Gambar 4.13** Skema Pengangkatan Pelat Lantai

$$\theta_1 = 60^\circ$$

$$P_1 = P \sin \theta_1 = 7680 \sin 60 = 6651,1 \text{ N}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x c}{I} + \frac{P}{b \times t} < fr$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1.970.000 \times 16,9}{42.666.666,7} + \frac{6651}{1200 \times 80} < 2,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = 0,85 \text{ MPa} < 2,49 \text{ MPa} \text{ (OK)}$$

### **Dimensi Angkur Pengangkatan**

Setiap angkur (*hook*) menerima beban sebesar P, yaitu 768 kg. Maka, dibutuhkan diameter angkur sebesar:

$$d = \sqrt{\frac{4P}{\pi f y}} = \sqrt{\frac{4 \times 768}{\pi \times 4000}} = 0,49 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Digunakan 4 buah angkur dengan diameter 10 mm.

### **Kontrol Lendutan**

Momen Akibat Beban Mati:

$$M_{DL} = 197,22 \text{ kgm}$$

- Momen tak terfaktor maksimum yang terjadi pada elemen struktur pada saat lendutan dihitung:

$$M_a = M_{DL} = 197,22 \text{ kgm} = 1.972.200 \text{ Nmm}$$

- Momen batas retak:

$$M_{cr} = 2.653.587,1 \text{ Nmm}$$

- Momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja:

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 80^3 = 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

- Momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu.

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_s(d - x) = 0$$

$$\frac{1000x^2}{2} - 6 \times 201,06(52 - x) = 0$$

$$500x^2 + 1.206,36x - 62.730,72 = 0$$

$$x_1 = 10,06 \text{ mm} \text{ dan } x_2 = -12,47 \text{ mm}$$

Dipakai  $x = 10,06 \text{ mm}$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n \times A_s(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1000(10,06)^3}{3} + 6 \times 201,06(52 - 10,06)^2$$

$$I_{cr} = 2.461.312,734 \text{ mm}^4$$

• Momen Inersia Efektif

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left(\frac{2.653.587,1}{1.972.200}\right)^3 42.666.666,67$$

$$+ \left[1 - \left(\frac{2.653.587,1}{1.972.200}\right)^3\right] 2.461.312,734 \leq I_g$$

$$I_e = 1,04 \times 10^8 - 3,53 \times 10^6 \leq 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 100.470.000 \text{ mm}^4 \leq 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

$$I_e = I_g = 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700\sqrt{f''c} = 4700\sqrt{16,1} = 1,89 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{5ql^4}{384E_c I_e} = \frac{5 \times 2,88 \times 4000^4}{384 \times 1,89 \times 10^4 \times 4,27 \times 10^7} = 11,9 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah  $\frac{l}{240}$ .

$$\frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,7 \text{ mm}$$

→  $\Delta = 11,9 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 16,7 \text{ mm}$  (Oke, Lendutan memenuhi)

### Kapasitas Crane

Dengan berat pelat lantai sebesar 288 kg/m<sup>2</sup>, maka berat total pelat = 288 x 4 x 4 = 4.608 kg = 5 ton. Oleh karena itu digunakan *tower crane* XCMG dengan kapasitas angkat 12 ton yang diproduksi oleh XGTL180.

## 2. Perencanaan Pelat Kondisi Sebelum Komposit

- Data perencanaan penulangan pelat:

Dimensi pelat = 4000 mm x 4000 mm

Tebal pelat pracetak = 80 mm

Tebal overtopping = 60 mm

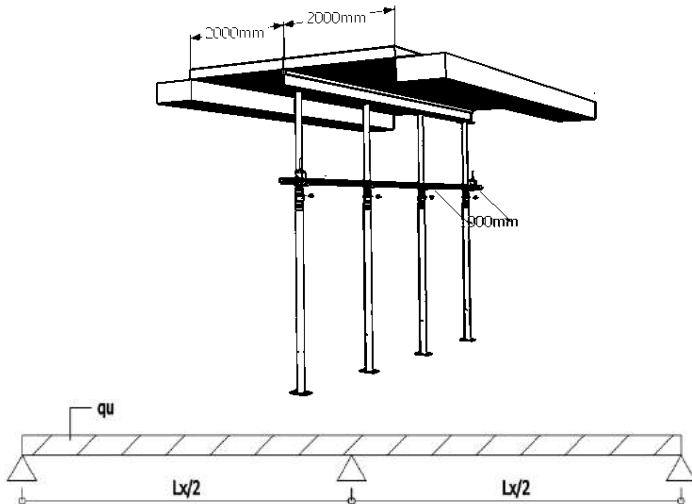
Tebal decking = 20 mm  
 Diameter tulangan rencana = 16 mm



**Gambar 4.14** Sketsa Penulangan Pelat Sebelum Komposit

$$d_x = h - 20 - \frac{1}{2}(16) = 80 - 20 - 8 = 52 \text{ mm}$$

▪ **Penulangan Pelat Sebelum Komposit**



**Gambar 4.15** Perletakan pembebanan

$$M = 1/10 \text{ qu } (Lx/2)^2$$

$$M = 1/10 \times 649,6 \times (4/2)^2 \times 10^{-2}$$

$$M = 2,6 \text{ kNm} = 12,6 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{2,6 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 52^2} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 1,07}{400}} \right) = 0,0027 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \left( \rho_{\text{perlu}} = 0,0027 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255 \right)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0027}$$

### Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x = 0,0027 \times 1000 \times 52 = 141,39 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 16 mm (A D16 = 201,06 mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D16}}{A_s} = \frac{1000 \times 201,06}{141,39} \\ &= 1045,71 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 240 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$



$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times A_{D16}}{s} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 13,52 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{13,52}{0,8} = 16,9 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{52}{16,9} - 1 \right) = 0,0062 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times 1005,31 \times 400 \times \left( 52 - \frac{1}{2} \times 13,52 \right) \\ &= 16.373.459,85 \text{ Nmm} = 16,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 16,37 \text{ kNm} > Mu = 2,6 \text{ kNm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D16-200.

### Tulangan Susut

$$f_y = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\text{min}} = 0,0018$$

$$A_{s_h} = \rho b h = 0,0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 10 mm ( $A_{D10} = 78,54 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D10}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 78,54}{144} = 545,42 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau  $450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 400 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D10-200.

**Kontrol Terhadap Persyaratan Geser:**

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = q_u \left( \frac{Lx/2}{2} - \frac{dx}{1000} \right) = 649,6 \left( \frac{4/2}{2} - \frac{52}{1000} \right) 10^{-2}$$

$$= 6,2 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b dx)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 52) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 39,2 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$19,61 \text{ kN} \geq 6,2 \text{ N}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

**Kontrol Retak**

Diasumsikan pelat beton berumur 3 hari:

$$f''c = 0,46 x f'c = 0,46 x 35 = 16,1 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \quad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$f_r = 0,62 (1) \sqrt{16,1}$$

$$f_r = 2,49 \text{ MPa}$$

Direncanakan pengecoran *overtopping* setelah berumur 3 hari.

$$f_r = 2,49 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 1000 x 80^3 = 42.666.666,7 \text{ mm}^4$$

Momen layan yang bekerja:

$$M = 1/10 \text{ qDL} (Lx/2)^2 = 1/10 (508) (4/2)^2 x 10^4 = 2.032.000 \text{ Nmm}$$

$$\sigma = \frac{M c}{I} < f_r$$

$$\sigma = \frac{2.032.000 \times 16,9}{42.666.666,7} < 2,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,81 \text{ MPa} < 2,49 \text{ MPa (OK)}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r x I}{c} = \frac{2,49 x 42.666.666,7}{16,9} = 6.286.390,54 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 6.286.390,54 \text{ Nmm} \geq M_x = 2.032.000 \text{ Nmm (OK)}$$

### Kontrol Lendutan

- Momen tak terfaktor maksimum yang terjadi pada elemen struktur pada saat lendutan dihitung.

$$M_a = 1/10 \text{ qDL } (Lx/2)^2 = 1/10 (508) (4/2)^2 \times 10^4 = 2.032.000$$

Nmm

- Momen batas retak

$$M_{cr} = 2.653.587,1 \text{ Nmm}$$

- Momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 80^3 = 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

- Momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu.

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_s(d - x) = 0$$

$$\frac{1000x^2}{2} - 6 \times 201,06 (52 - x) = 0$$

$$500x^2 + 1.206,36x - 62.730,72 = 0$$

$$x_1 = 10,06 \text{ mm dan } x_2 = -12,47 \text{ mm}$$

Dipakai  $x = 10,06 \text{ mm}$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n \times A_s(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1000(10,06)^3}{3} + 6 \times 201,06(52 - 10,06)^2$$

$$I_{cr} = 2.461.312,734 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Efektif

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left( \frac{2.653.587,1}{2.032.000} \right)^3 42.666.666,67$$

$$+ \left[ 1 - \left( \frac{2.653.587,1}{2.032.000} \right)^3 \right] 2.461.312,734 \leq I_g$$

$$I_e = 95.020.573,2 - 3.020.140,71 \leq 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 92.000.432,49 \text{ mm}^4 \geq 42.666.666,67 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 92.000.432,49 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{0,88 \times 35} = 2,61 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{5ql^4}{384E_c I_e} = \frac{5 \times (408 + 100) \times 10^{-2} \times 4000^4}{384 \times 2,61 \times 10^4 \times 9,2 \times 10^7} = 7,05 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai adalah  $\frac{l}{240}$ .

$$\frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta = 7,05 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 16,7 \text{ mm (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

Momen tumpuan yang berada di atas perancah:

$$M_{\text{tump}} = 1/8 q_u (Lx/2)^2$$

$$M_{\text{tump}} = 1/8 \times 649,6 \times (4/2)^2 \times 10^{-2}$$

$$M_{\text{tump}} = 3,25 \text{ kNm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{3,25 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 52^2} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 1,33}{400}} \right) = 0,0034 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = \mathbf{0,0034}$$

### Tulangan Utama

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d_x = 0,0034 \times 1000 \times 52 = 177,58 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D 16 mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D16}}{A_s} = \frac{1000 \times 201,06}{177,58}$$

$$= 1132,23 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(80) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 240 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{1000 \times A_{D16}}{s} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Faktor Reduksi:

Berdasarkan SNI 2847-2013 Ps. 9.3

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 13,52 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{13,52}{0,8} = 16,9 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{52}{16,9} - 1 \right) = 0,0062 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d_x - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1005,31 \times 400 \times \left( 52 - \frac{1}{2} \times 13,52 \right)$$

$$= 16.373.459,85 \text{ Nmm} = 16,37 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 16,37 \text{ kNm} > M_u = 3,25 \text{ kNm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D16-200.

### 3. Perencanaan Pelat Kondisi Setelah Komposit

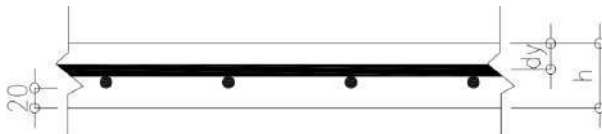
- Data perencanaan penulangan pelat:

Dimensi pelat	= 4000 mm x 4000 mm
Tebal pelat pracetak	= 80 mm
Tebal overtopping	= 60 mm
Tebal decking	= 20 mm
Diameter tulangan rencana	= 16 mm



**Gambar 4.16** Sketsa Penulangan Pelat Arah X Setelah Komposit

$$dx = 140 - 20 - \frac{16}{2} = 112 \text{ mm}$$



**Gambar 4.17** Sketsa Penulangan Pelat Arah Y Setelah Komposit

$$dy = 140 - 20 - 16 - \frac{16}{2} = 100 \text{ mm}$$

- **Penulangan Setelah Komposit**

$$Mu = 1/8 qu Lx^2$$

$$Mu = 1/8 \times 1062 \times 4^2$$

$$Mu = 2124 \text{ kgm} = 21,24 \text{ kNm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{21,24 \times 10^6}{0,9 \times 1000 \times 112^2} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 fc'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 1,88}{400}} \right) = 0,0049\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \left( \rho_{\text{perlu}} = 0,0049 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255 \right)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0049}$$

### Tulangan Utama:

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times dx = 0,0049 \times 1000 \times 112 = 545 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 mm ( $A_{D16} = 201,06 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D16}}{A_s} = \frac{1000 \times 201,06}{545} = 369,2 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(140) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 420 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

$$A_{s\text{pakai}} = \frac{1000 \times A_{D16}}{s} = \frac{1000 \times 201,06}{200} = 1005,31 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Kapasitas Penampang:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1005,31 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 13,52 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{13,52}{0,8} = 16,90 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{112}{16,90} - 1 \right) = 0,017 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1005,31 \times 400 \times \left( 112 - \frac{1}{2} \times 13,52 \right) \\ &= 38.088.148,27 \text{ Nmm} = 38,1 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 38,1 \text{ kNm} > M_u = 21,24 \text{ kNm (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D16-200.

### Tulangan Susut

$$f_y = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0018$$

$$A_{s_h} = \rho b h = 0,0018 \times 1000 \times 140 = 252 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10 mm ( $A_{D10} = 78,54 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D10}}{A_{s_h}} \\ &= \frac{1000 \times 78,54}{252} = 311,67 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau  $450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(140) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 700 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D10-200.

### Kontrol Terhadap Persyaratan Geser:

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = q_u \left( \frac{lx}{2} - \frac{dx}{1000} \right) = 1004,4 \left( \frac{4}{2} - \frac{112}{1000} \right) \times 10^{-2} = 20,1 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b dx)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 112) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 84,48 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$



$$42,24 \text{ kN} \geq 20,1 \text{ kN}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

### Kontrol Retak

Diasumsikan pelat beton berumur 7 hari:

$$f''c = 0,7 \times f'c = 0,7 \times 35 = 24,5 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \quad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$f_r = 0,62 (1) \sqrt{24,5}$$

$$f_r = 3,07 \text{ MPa}$$

Direncanakan pengecoran *overtopping* setelah berumur 7 hari.

$$f_r = 3,07 \text{ MPa}$$

Momen layan yang bekerja adalah:

$$M = 1/8 \text{ qDL (Lx)}^2 = 1/8 (465 + 315) (4)^2 \times 10^4$$

$$M = 15.600.000 \text{ Nmm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 140^3 = 228.666.666,7 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{I} < f_r$$

$$\sigma = \frac{15.600.000 \times 16,9}{228.666.666,7} < 3,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 1,15 \text{ MPa} < 3,07 \text{ MPa (OK)}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{3,07 \times 228.666.666,7}{16,9} = 41.538.856 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 41.538.856 \text{ Nmm} \geq M_x = 21.240.000 \text{ Nmm (OK)}$$

### Kontrol Lendutan

Momen Akibat Beban Mati:

$$M_{DL} = 1/8 \text{ q}_{uDL} (lx)^2$$

$$M_{DL} = 1/8 (465) (4)^2$$

$$M_{DL} = 930 \text{ kgm} = 9.300.000 \text{ Nmm}$$

Momen Akibat Beban Hidup:

$$M_{LL} = 1/8 \text{ q}_{uLL} (lx)^2$$

$$M_{LL} = 1/8 (315) (4)^2$$

$$M_{LL} = 630 \text{ kgm} = 6.300.000 \text{ Nmm}$$

- Momen tak terfaktor maksimum yang terjadi pada elemen struktur pada saat lendutan dihitung.

$$M_a = M_{DL} + M_{LL} = 9.300.000 + 6.300.000 = 15.600.000 \text{ Nmm}$$

- Momen batas retak

$$M_{cr} = 10.024.888,5 \text{ Nmm}$$

Momen inersia bruto terhadap sumbu berat penampang tanpa memperhitungkan tulangan baja

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 1000 \times 140^3 = 2,29 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

- Momen inersia retak penampang, dengan tulangan baja yang ditransformasikan ke penampang beton. Dicari nilai  $x$  terlebih dahulu.

$$\frac{bx^2}{2} - n \times As(d - x) = 0$$

$$\frac{1000x^2}{2} - 6 \times 201,06 (112 - x) = 0$$

$$500x^2 - 1206,36x - 135.112,32 = 0$$

$$x_1 = 17,7 \text{ mm dan } x_2 = -15,3 \text{ mm}$$

Dipakai  $x = 17,7 \text{ mm}$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + n \times As(d - x)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1000(17,7)^3}{3} + 6 \times 210,06 (112 - 17,7)^2$$

$$I_{cr} = 13.056.149,7 \text{ mm}^4$$

- Momen Inersia Efektif

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left( \frac{10.024.888,5}{15.600.000} \right)^3 2,29 \times 10^8$$

$$+ \left[ 1 - \left( \frac{10.024.888,5}{15.600.000} \right)^3 \right] 13.056.149,7 \leq I_g$$

$$I_e = 60.771.553,75 - 9.591.335,27 \leq 2,29 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_e = 5,12 \times 10^7 \text{ mm}^4 \leq 2,29 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_e = I_g = 2,29 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Ec = 4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{24,5} = 2,33 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{5ql^4}{384E_c I_e} = \frac{5 \times (465 + 315) \times 10^{-2} \times 4000^4}{384 \times 2,33 \times 10^4 \times 2,29 \times 10^8} = 4,87 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai

adalah  $\frac{l}{240}$ .

$$\frac{l}{240} = \frac{4000}{240} = 16,7 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \Delta = 4,87 \text{ mm} \leq \frac{l}{240} = 16,7 \text{ mm (Oke, Lendutan memenuhi)}$$

### **Perencanaan Shear Connector**

Untuk pelat pracetak yang diberi *topping cor* di atasnya, berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.11.4, slab dengan lapisan atas komposit yang dicor di tempat di atas lantai atau atap pracetak diizinkan untuk digunakan sebagai diafragma struktur, asalkan slab lapisan atas ditulangi dan permukaan beton yang sebelumnya mengeras dimana slab lapisan atas dicor telah bersih, bebas dari kapur permukaan (*laitance*), dan dikasarkan dengan sengaja.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.11.6, slab beton dan slab dengan lapisan atas komposit yang bekerja sebagai diafragma struktur yang digunakan untuk menyalurkan gaya-gaya gempa tidak boleh kurang dari tebal 50 mm.

### **Perencanaan Geser Diafragma Struktural (Pasal 21.11.9)**

Kuat geser nominal,  $V_n$ , diafragma struktural tidak boleh melampaui:

$$V_n = A_{cv} \left( 0,17\lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y \right)$$

Untuk diafragma slab lapisan atas cor di tempat di atas komponen struktur lantai atau atap pracetak,  $A_{cv}$  harus dihitung menggunakan tebal slab lapisan atas hanya untuk diafragma slab lapisan atas bukan komposit dan tebal kombinasi elemen cor di tempat dan pracetak untuk diafragma slab lapisan atas komposit. Untuk diafragma slab lapisan atas komposit, nilai  $f'c$  yang digunakan untuk menentukan  $V_n$  harus tidak boleh melebihi yang lebih kecil dari  $f'c$  untuk komponen struktur pracetak dan  $f'c$  untuk slab lapisan atas.  $V_n$  diafragma struktur tidak boleh melebihi 2 persamaan di bawah.

$$V_n = 2/3 A_{cv} \sqrt{f'c}$$

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Dimana  $A_{vf}$  dihitung berdasarkan luas total tulangan geser-friksi tebal penutup (*topping*), termasuk luas tulangan distribusi dan luas tulangan *boundary*, dalam arah tegak lurus penampang join. Koefisien friksi,  $\mu$ , adalah  $1,0\lambda$ , dimana  $\lambda$  adalah 1,0 untuk beton normal, di mana  $A_{cv}$  adalah luas penampang bruto diafragma.

$$A_{cv} = 1000 \times 60 = 60.000 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan pasal 11.9.9.2 SNI 2847:2013,  $\rho_t$  dapat diambil 0,0025.

$$V_n = A_{cv} \left( 0,17\lambda \sqrt{f'c} + \rho_t f_y \right)$$

$$V_n = 60.000(0,17(1)\sqrt{35} + 0,0025(400))$$

$$V_n = 120.344 \text{ N} = 120,3 \text{ kN}$$

$V_n$  hasil di atas tidak boleh melebihi:

$$V_n = \frac{2}{3}(60.000)\sqrt{35} = 236.643,2 \text{ N} = 236,6 \text{ kN}$$

$$V_n = A_{vf} f_y \mu = 0,25 \pi (13)^2 \times 400 \times 1 = 53.093 \text{ N} = 53,1 \text{ kN}$$

Maka dipakai  $V_n = 120.344 \text{ N} = 120,3 \text{ kN}$ .

$$V_u = \frac{V_n}{\phi} = \frac{120,3}{0,75} = 160,4 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 84,48 \text{ kN (perhitungan geser pelat setelah komposit)}$$

Berdasarkan pasal 11.4.6.1 SNI 2847:2013 apabila  $V_u > \phi V_c$ , maka dapat digunakan luas tulangan geser minimum,  $A_v \text{ min.}$

Digunakan  $A_v \text{ min}$  dengan jarak  $s$ :

$$s \leq 4 \times \text{dimensi terkecil atau } 600 \text{ mm}$$

$$s \leq 4 \times 80 \text{ mm atau } 600 \text{ mm}$$

$$s \leq 320 \text{ mm atau } 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

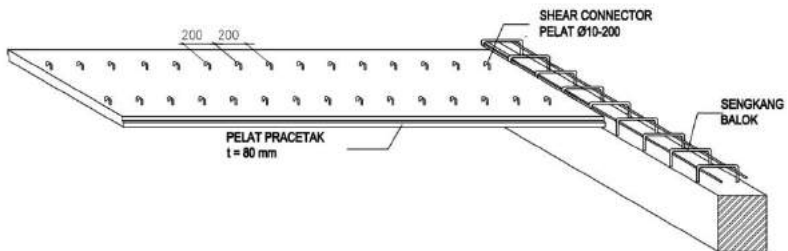
$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{35} \frac{1000 \times 200}{400} = 183 \text{ mm}^2$$

tetapi tidak boleh kurang dari

$$\frac{0,35 b_w s}{f_{yt}} = \frac{0,35 (1000)(200)}{400} = 175 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang *shear connector*  $\phi 10$ -200 ( $A_v = 471 \text{ mm}^2 > A_v \text{ min}$ ).



**Gambar 4.18** Letak *shear connector*

**Tabel 4.5** Rekapitulasi Penulangan *Half Slab* 4 x 4 m<sup>2</sup>:

<b>Kondisi</b>	<b>Tul. Utama</b>	<b>Tul. Susut</b>
Akibat Pengangkatan:		
Arah X	D16-200	
Arah Y	D16-200	
Sebelum Komposit	D16-200	D10-200
Setelah Komposit	D16-200	D10-200

Jadi, untuk pelat S2 dipakai tulangan utama D16-200 untuk arah x dan y dan tulangan susut D10-200.

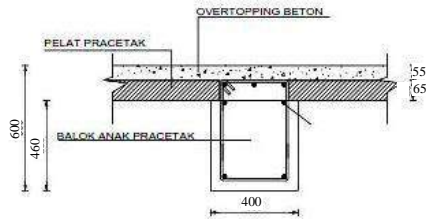
Berdasarkan cara yang sama dengan di atas dapat direncanakan penulangan untuk tipe pelat lainnya:

**Tabel 4.6** Tipe Pelat

<b>Tipe Pelat</b>	<b>Tul. Utama</b>	<b>Tul. Susut</b>
S1 (2,95 x 4 m <sup>2</sup> )	D16-250	D10-200
S3 (2 x 4 m <sup>2</sup> )	D16-250	D10-200
S4 (2,3 x 2,7 m <sup>2</sup> )	D16-250	D10-200

#### **4.8 Analisa Struktur Balok Anak Pracetak BA1**

Pada perencanaan sebelumnya, yaitu perencanaan pelat lantai, pelat lantai direncanakan menumpu pada balok anak dan balok induk. Oleh karena itu, balok anak menerima beban dari pelat lantai dan berat sendirinya. Balok anak yang direncanakan saat ini adalah balok BA1 yang mempunyai ukuran 400 x 600 mm<sup>2</sup>. Untuk menjaga elevasi akhir yang sama antar pelat lantai dan balok anak, maka ketinggian balok anak akan dikurangi setinggi pelat lantai seperti gambar berikut.



**Gambar 4.19** Posisi balok anak dan pelat lantai

Sehingga balok anak pracetak berukuran  $400 \times 460 \text{ mm}^2$  akan digunakan sebagai dimensi saat pengangkatan dan sebelum komposit. Balok anak direncanakan terhadap kondisi saat pengangkatan, sebelum komposit, dan setelah komposit.

#### 4.8.1 Pembebanan Balok Anak Precetak

##### Saat Pengangkatan

- a. Beban mati (DL)

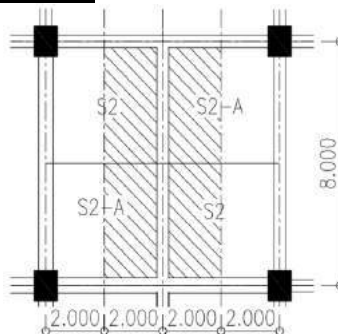
$$\text{Berat balok pracetak} = 0,46 \times 0,4 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban kejut} = 0,5 \times 441,6 = \underline{220,8 \text{ kg/m}}$$

$$\text{DL} = 662,4 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 662,4 \text{ kg/m}$$

##### Sebelum Komposit



**Gambar 4.20** Pembebanan pada balok kondisi sebelum komposit

Pada saat kondisi sebelum komposit, pelat pracetak merupakan pelat dengan tipe 1 arah yang memiliki 2 tumpuan. Oleh karena itu balok anak menerima setengah beban akibat pelat dan setengah beban sisanya dipikul oleh balok induk.

a. Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok pracetak} = 0,46 \times 0,4 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban pelat pracetak} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q l_x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 0,08 \times 2400 \times 4 \right) = 768 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban overtopping} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q l_x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 0,06 \times 2400 \times 4 \right) = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{DL} = 1785,6 \text{ kg/m}$$

b. Beban hidup pelat =

$$2 \left( \frac{1}{2} q l_x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 100 \times 4 \right) = 400 \text{ kg/m}$$

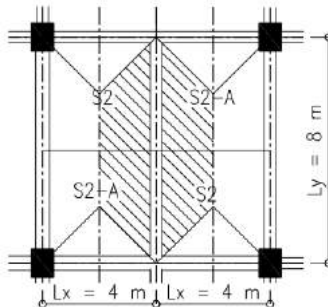
$$\text{Beban total} = 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL}$$

$$= 1,2(1785,6) + 1,6(400)$$

$$= 2782,72 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 2782,72 \text{ kg/m}$$

### Setelah Komposit



**Gambar 4.21** Pembebanan pada balok kondisi setelah komposit

Pada saat kondisi setelah komposit, pelat lantai penuh tetap berperilaku 1 arah, namun dalam pembagian bebannya sudah menjadi beban segitiga dan beban trapesium. Untuk balok anak pada Gambar 5.6, balok anak menerima beban 2 buah trapesium.



a. Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok penuh} = 0,6 \times 0,4 \times 2400 = 576 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban pelat ekuivalen} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 465 \times 4 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{4}{8} \right)^2 \right) \right)$$

$$= 1527 \text{ kg/m}$$

$$\text{DL} = 2103 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup pelat} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q Lx \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right) \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 315 \times 4 \left( 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{4}{8} \right)^2 \right) \right)$$

$$= 983 \text{ kg/m}$$

$$\text{LL} = 983 \text{ kg/m}$$

Beban total

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

$$= 1,2(2103) + 1,6(983)$$

$$= 4096,4 \text{ kg/m}$$

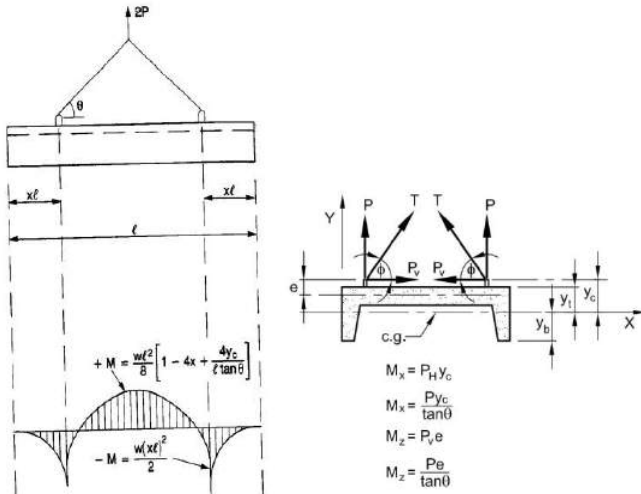
$$q_u = 4096,4 \text{ kg/m}$$

#### 4.8.2 Perhitungan Tulangan Balok

Perhitungan penulangan balok direncanakan dalam tiga tahap, yaitu penulangan saat pengangkatan, sebelum komposit dan saat komposit. Lalu dipilih tulangan yang paling kritis di antara ketiga keadaan tersebut.

##### a. Kondisi Saat Pengangkatan

Pada saat pengangkatan direncanakan menggunakan 2 buah titik angkat yang sudah disediakan oleh PCI edisi ke-5 seperti gambar di bawah ini.

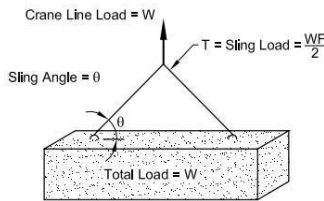


Gambar 4.22 Titik Pengangkatan Pelat

▪ **Momen yang Terjadi**

$$M+ = \frac{qu l^2}{8} \left[ 1 - 4x + \frac{4 y_c}{l \tan \theta} \right]$$

$$M- = \frac{qu (x l)^2}{2}$$



Multiplication Factor "F" for the Total Load on Sling With a Sling Angle of θ					
θ	90°	75°	60°	45°	30° <sup>a</sup>
F	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00
NOTE: θ is usually not less than 60°. check bi-directional sling angle.					
<sup>a</sup> A 30° sling angle is not recommended.					

Gambar 4.23 Sudut pengangkatan

$$Y_t = Y_b = \frac{h_{pracetak}}{2} = \frac{460}{2} = 230 \text{ mm}$$

$$Y_c = Y_t + 50 \text{ mm} = 230 + 50 = 280 \text{ mm}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg } \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg } \theta} \right)} \right)}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4(280)}{8000 \times \text{tg } 60}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{230}{230} \left( 1 + \frac{4(280)}{8000 \times \text{tg } 60} \right)} \right)} = 0,22$$

$$M_+ = \frac{662,4 (8)^2}{8} \left[ 1 - 4(0,22) + \frac{4 (0,28)}{8 (\tan 60)} \right] = 1037,65 \text{ kgm}$$

$$M_+ = 10,38 \text{ kNm}$$

$$M_- = \frac{662,4 (0,22 \times 8)^2}{2} = 1037,65 \text{ kgm} = 10,38 \text{ kNm}$$

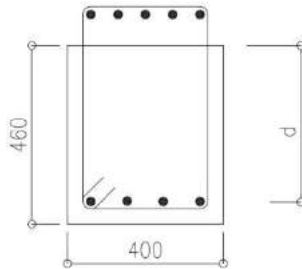
$$M_+ = M_-$$

#### ▪ Penulangan Lentur Akibat Pengangkatan

Data perencanaan penulangan pelat:

Bentang	= 8000 mm
Lebar balok	= 400 mm
Tebal balok pracetak	= 460 mm
Tebal decking	= 40 mm
Diameter tulangan rencana	= 16 mm
Diameter sengkang	= 10 mm

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.



**Gambar 4.24** Sketsa Penulangan Balok Anak Saat Pangkatan

$$d = 460 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 402 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{1037,65 \times 10^4}{0,9 \times 350 \times 402^2} = 0,178 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,178}{400}} \right) = 0,0004 \end{aligned}$$

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

$\rho_{\text{maks}}$ :

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat duktail.

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,0004 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,0035$$

### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,035 \times 350 \times 402 = 562,8 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 400 \times 402 = 594,6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 402}{400} = 562,8 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 594,6 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 16 mm ( $A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{pakai}}}{A_{D16}} \\ &= \frac{594,6}{200,96} = 2,96 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

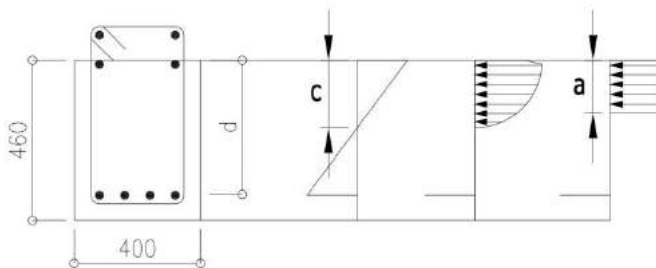
Digunakan tulangan lentur tarik 3D16 ( $A_s = 602,9 \text{ mm}^2$ )

### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 602,9 = 301,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s = 401,9 \text{ mm}^2 > A_s'$ )

Kontrol Kapasitas Penampang:**Gambar 4.25** Diagram Tegangan Balok Anak Saat Pengangkatan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{602,9 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 20,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{20,3}{0,8} = 25,33 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{402}{25,33} - 1 \right) = 0,045 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 602,9 \times 400 \times \left( 402 - \frac{1}{2} \times 25,33 \right)$$

$$= 85.049.681,9 \text{ Nmm} = 85,05 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 85,05 \text{ kNm} > M_u = 10,37 \text{ kNm (OK)}$$

- **Kontrol Tegangan**

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$f''c = 0,88 \times f'_c = 0,88 \times 35 = 30,8 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \quad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$f_r = 0,62 (1) \sqrt{30,8}$$

$$f_r = 3,44 \text{ MPa}$$

Momen layan yang bekerja adalah:

$$M_+ = M_- = \frac{q (x l)^2}{2} = \frac{662,4 (0,22 \times 8)^2 \times 10^{-2}}{2}$$

$$M_+ = M_- = 10,38 \text{ kNm}$$

Gaya yang terjadi, yaitu beban terpusat layan yang bekerja:

$$P_u = \frac{q u l}{2} = \frac{662,4 \times 8}{2} = 2649,6 \text{ kg}$$

$$P_v = \frac{P_u}{\tan \theta} = \frac{2649,6}{\tan 60} = 1529,75 \text{ kg}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (400)(460^3) = 3.244.533.333 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{M c}{I} + \frac{P_v}{A} < f_r$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{10,38 \times 10^6 \times 25,33}{3.244.533.333} + \frac{1529,75}{400 \times 460} < f_r$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,08 + 0,008 < 3,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,09 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

- **Kontrol Momen Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013. Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 14 hari:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{2,49 \times 3.244.533.333}{25,33} = 440.631.451,5 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 440,63 \text{ kNm} \geq M = 10,38 \text{ kNm (OK)}$$

- **Kontrol Lendutan**

$$\Delta \leq \Delta \text{ ijin}$$

$$\frac{5 q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{16}$$

$$\frac{5 (6,624) \times 10^{-2} (8000)^4}{384 (4700 \sqrt{0,46 \times 35}) (3.244.533.333,33)} \leq \frac{8000}{16}$$

$$5,77 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm (OK)}$$

▪ **Penulangan Geser Akibat Pengangkatan**

$$Vu = 0,5 qu l = 0,5 \times 541,8 \times 8 = 2167,2 \text{ kg}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 350 \times 372) \times 10^{-1}$$

$$\phi Vc = 9628,42 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi Vc \geq Vu$$

$$4814,21 \text{ kg} \geq 2167,2 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, tidak dibutuhkan tulangan geser.

**b. Kondisi Sebelum Komposit**

Data perencanaan penulangan pelat:

Bentang = 8000 mm

Lebar balok = 350 mm

Tebal balok pracetak = 460 mm

Tebal decking = 40 mm

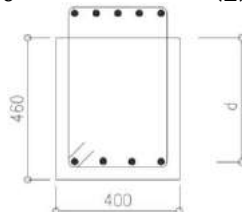
Diameter tulangan rencana = 16 mm

Diameter sengkang = 10 mm

▪ **Penulangan Lentur Sebelum Komposit**

Pada kondisi ini, balok sudah menumpu pada kolom.

$$Mu = \frac{1}{10} qu \frac{l^2}{2} = \frac{1}{10} \times 2782,72 \times \left(\frac{8}{2}\right)^2 \times 10^{-2} = 44,52 \text{ kNm}$$



**Gambar 4.26** Sketsa Penulangan Balok Anak Sebelum Komposit



$$d = 460 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 402 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{44,52 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 402^2} = 0,765 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,765}{400}} \right) = 0,0019 \end{aligned}$$

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

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,0019 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0035}$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 400 \times 400,5 = 311,7 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 400 \times 402 = 594,6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 402}{400} = 562,8 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 594,6 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 16 mm ( $A_b = 200,96 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{pakai}}}{A_b}$$

$$= \frac{594,6}{200,96} = 2,96 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D16 ( $A_s = 602,9 \text{ mm}^2$ )

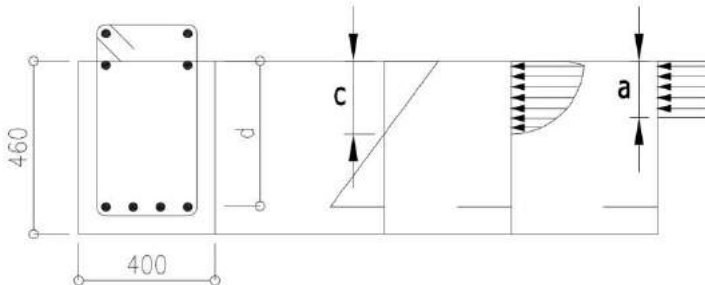
### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 602,9 = 301,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 2D19 ( $A_s = 401,9 \text{ mm}^2 \geq A_s'$ )

### Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.27** Diagram Tegangan Balok Anak Sebelum Komposit

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{602,9 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 20,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{20,3}{0,8} = 25,33 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{402}{25,33} - 1 \right) = 0,045 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 602,9 \times 400 \times \left( 402 - \frac{1}{2} \times 20,3 \right)$$

$$= 85.049.681,9 \text{ Nmm} = 85,05 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 85,05 \text{ kNm} > Mu = 44,52 \text{ kNm (OK)}$$

#### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 1899,7 = 949,9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 3D22 ( $As = 1139,8 \text{ mm}^2 \geq As'$ )

#### ▪ Penulangan Geser Sebelum Komposit

$$Vu = qu \left( \frac{l}{2} - \frac{d}{1000} \right) = 2782,72 \left( \frac{8/2}{2} - \frac{402}{1000} \right) \times 10^{-2}$$

$$Vu = 44,47 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 402) \times 10^{-3}$$

$$\phi Vc = 118,91 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi Vc \geq Vu$$

$$59,01 \text{ kN} \geq 44,47 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$Vs = 0$$

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{35} (400)(402) \times 10^{-2} = 3171,02 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 3171,02 \text{ kN}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v = 157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{402}{2} = 201 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b_w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,80 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 200 \text{ mm}$  (dipasang D10-200)

#### ▪ Kontrol Retak

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$f''c = 0,88 \times f'c = 0,88 \times 35 = 30,8 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \quad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$f_r = 0,62 (1) \sqrt{30,8}$$

$$f_r = 3,44 \text{ MPa}$$

Momen layan yang bekerja adalah:

$$M = \frac{1}{10} q u \frac{l^2}{2} = \frac{1}{10} \times (1785,6 + 400) \times \left(\frac{8}{2}\right)^2 \times 10^{-2}$$

$$M = 34,97 \text{ kNm}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (400)(460^3) = 3.244.533.333 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M c}{I} < f_r$$

$$\sigma = \frac{34,97 \times 10^6 \times 25,33}{3.244.533.333} < f_r$$

$$\sigma = 0,27 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

▪ **Kontrol Momen Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013. Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 14 hari:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{3,44 \times 3.244.533.333}{25,33} = 440.631.451,5 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 440,63 \text{ kNm} \geq M = 10,34 \text{ kNm (OK)}$$

c. **Kondisi Setelah Komposit**

Data perencanaan penulangan balok:

Bentang = 8000 mm

Lebar balok = 400 mm

Tebal balok penuh = 600 mm

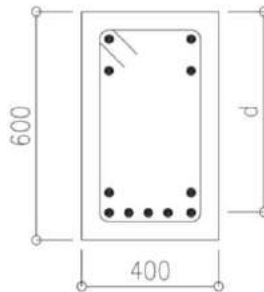
Tebal decking = 40 mm

Diameter tulangan rencana = 19 mm

Diameter sengkang = 10 mm

▪ **Penulangan Lentur Setelah Komposit**

$$M_u = \frac{1}{8} q_u l^2 = \frac{1}{8} \times 4096,4 \times 8^2 \times 10^{-2} = 327,712 \text{ kNm}$$



**Gambar 4.28** Sketsa Penulangan Balok Anak Setelah Komposit

Pertama-tama diasumsikan baja tulangan yang harus dipasang terdiri dari 2 lapis simetris.

$$d = 600 - 40 - 10 - 19 - \frac{19}{2} = 521,5 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{327,712 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 521,5^2} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 3,72}{400}} \right) = 0,01 \end{aligned}$$

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

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat duktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,01 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,01}$$

### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,01 \times 400 \times 515,5 = 2078,8 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{atau} \quad \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 400 \times 521,5$$

$$= 771,3 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 521,5}{400} = 730,1 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 2078,8 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 19 mm ( $A_{D19} = 283,39 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

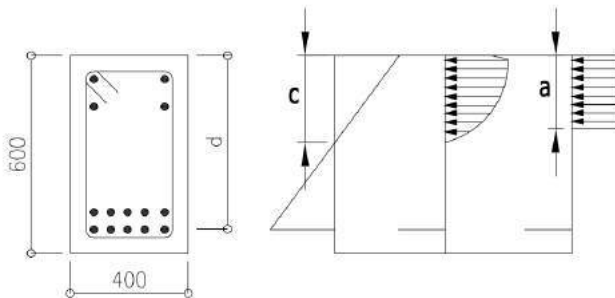
$$= \frac{2078,8}{283,39} = 7,34 \approx 8 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 8D19 ( $A_s = 2267,1 \text{ mm}^2$ )

Digunakan 2 lapis tulangan, dengan kombinasi 6D19 (lapis bawah) dan 2D19 (lapis atas). Spasi bersih antarlapis tulangan diambil 25 mm, jadi  $d$  yang baru:

$$d = 600 - 40 - 10 - 20,5 = 529,5 \text{ mm}$$

Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.29** Diagram Tegangan Balok Anak Setelah Komposit

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{2267,1 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 76,2 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{76,2}{0,8} = 95,26 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{529,5}{95,26} - 1 \right) = 0,014 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2267,1 \times 400 \times \left( 529,5 - \frac{1}{2} \times 76,2 \right)$$

$$= 401.053.737,1 \text{ Nmm} = 401,05 \text{ kNm}$$

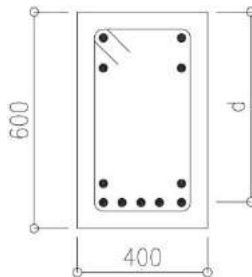
$$\phi M_n = 401,05 \text{ kNm} > M_u = 327,71 \text{ kNm (OK)}$$

### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2267,1 = 1139,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 4D19 ( $A_s = 1139,8 \text{ mm}^2 = A_s'$ )



**Gambar 4.30** Sketsa Penulangan Tekan Balok Anak Setelah Komposit

### ▪ Penulangan Geser Setelah Komposit

$$V_u = qu \left( \frac{l}{2} - \frac{d}{1000} \right) = 4096,4 \left( \frac{8}{2} - \frac{521,5}{1000} \right) \times 10^{-2}$$

$$V_u = 142,5 \text{ kN}$$



$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 400 \times 521,5) \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 154,21 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$77,13 \text{ kN} \geq 142,5 \text{ kN (No OK)}$$

Dibutuhkan tulangan geser

$$1/2 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$77,13 \text{ kN} \leq 142,5 \text{ kN} \leq 154,21 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{142,5 - 154,21}{0,75} = -15,61 \text{ kN} \approx 0$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{35} (400)(521,5) = 4113,65 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 4113,65 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{521,5}{2} = 260,8 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,8 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 200 \text{ mm}$  (dipasang D10-200)

#### ▪ Kontrol Retak

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$f''c = 0,88 \times f'c = 0,88 \times 35 = 30,8 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f''c} \quad \lambda = 1 \text{ (untuk beton normal)}$$

$$f_r = 0,62 (1) \sqrt{30,8}$$

$$f_r = 3,44 \text{ MPa}$$

Momen layan yang bekerja adalah:

$$M = \frac{1}{18} q u l^2 = \frac{1}{8} \times (2103 + 983) \times (8)^2 \times 10^{-2}$$

$$M = 246,88 \text{ kNm}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (400)(600^3) = 7.200.000.000 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M c}{I} < f_r$$

$$\sigma = \frac{246,88 \times 10^6 \times 95,26}{7.200.000.000} < f_r$$

$$\sigma = 3,27 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

▪ **Kontrol Momen Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013. Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 14 hari:

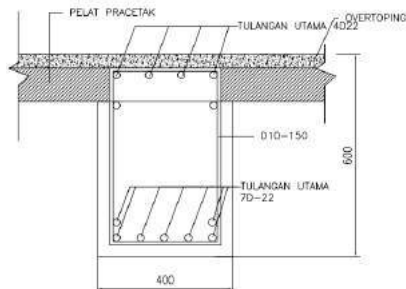
$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{3,44 \times 7.200.000.000}{95,26} = 260.004.199 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 260 \text{ kNm} \geq M = 246,88 \text{ kNm (OK)}$$

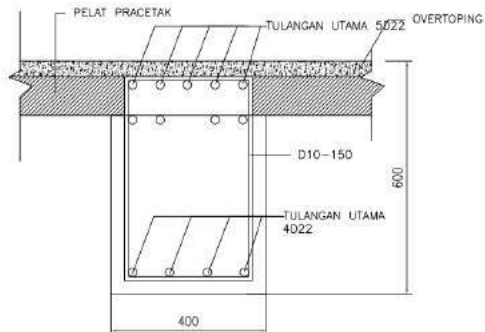
**Tabel 4.7** Rekapitulasi Penulangan Balok BA1

Kondisi	Tul. Lentur	Tul. Geser
Akibat Pengangkatan	(+) 3D-16 (-) 2D-16	-
Sebelum Komposit	(+) 3D-16 (-) 2D-16	D10-200
Setelah Komposit	(+) 8D-19 (-) 4D-19	D10-200

Jadi, untuk Balok BA1 digunakan tulangan lentur 8D-19 (6D19 lapis bawah dan 2D19 lapis atas) untuk wilayah tarik, 4D-19 untuk wilayah tekan, dan sengkang D10-200.



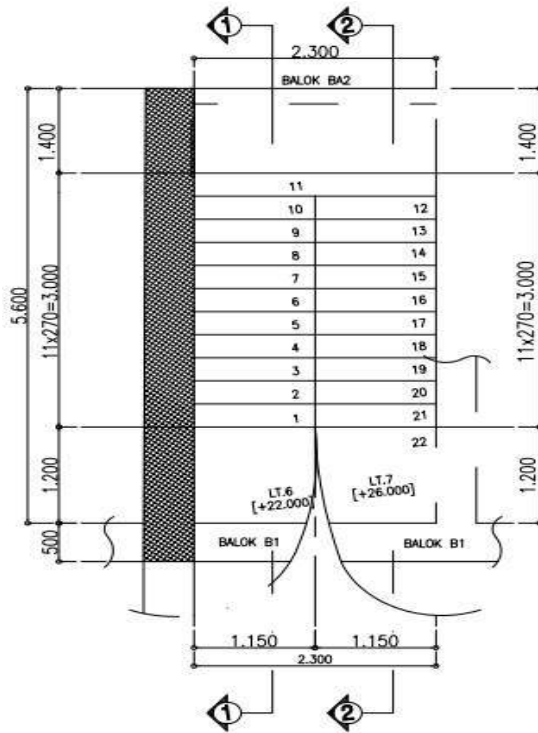
**Gambar 4.31** Tulangan lapangan BA1



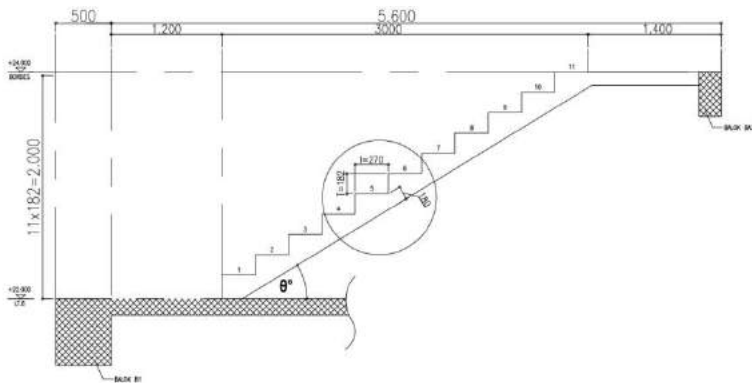
**Gambar 4.32** Tulangan tumpuan BA1

#### 4.9 Perencanaan Tangga

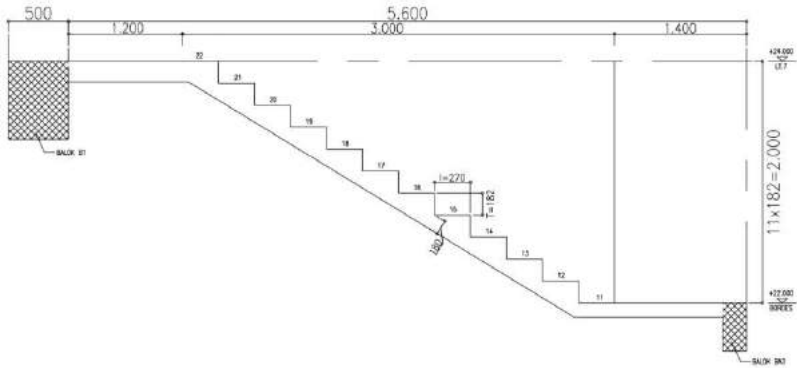
Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai *frame* statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah merupakan tipikal.



Gambar 4.33 Denah Tangga



Gambar 4.34 Potongan 1-1



**Gambar 4.35** Potongan 2-2

#### 4.9.1 Data Perencanaan

Struktur tangga yang direncanakan merupakan penghubung antara lantai 6 dan lantai 7. Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa
- Tinggi antar lantai = 4000 mm
- Panjang bordes = 2300 mm
- Lebar bordes = 1400 mm
- Lebar tangga = 1150 mm
- Panjang horisontal tangga = 3000 mm
- Elevasi bordes = 2000 mm
- Kemiringan tangga ( $\theta$ )

$$\text{arc tan } \theta = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{2000}{3000} = 0,667$$

$$\text{Jadi, } \theta = 33,69^\circ$$

$$\frac{T}{I} = \frac{2000}{3000} = 0,667; \text{ atau } T = 0,667 I$$

- Ukuran anak tangga  
Dalam penentuan ukuran anak tangga diambil satu langkah orang sebesar 61 cm, sehingga dirumuskan:

$$2T + I = 61 \text{ cm (Asroni, 2010)}$$

$$2(0,667 I) + I = 61 \text{ cm}$$

$$2,333 I = 61 \text{ cm}$$

$$I = 26,143 \text{ cm}$$

Dipakai  $I = 270 \text{ mm}$

$$T = 0,667 I = 0,667 (270) = 180 \text{ mm}$$

Dipakai  $T = 182 \text{ mm}$

- Jumlah tahanan ( $n_T$ ) =  $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = \frac{2000}{182} = 11 \text{ buah}$

- Jumlah injakan ( $n_i$ ) =  $n_T - 1 = 10 \text{ buah}$

- Tebal pelat tangga:

$$h_{min} = \frac{l}{20} \times \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{min} = \frac{3610}{20} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right)$$

$$h_{min} = 175,3 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm}$$

- Tebal pelat bordes:

$$h_{min} = \frac{l}{20} \times \left(0,4 + \frac{fy}{700}\right)$$

$$h_{min} = \frac{1400}{20} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right)$$

$$h_{min} = 68 \text{ mm} \approx 180 \text{ mm}$$

Cek syarat :

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

$$60 \leq (2 \times 18,2 + 27) \leq 65$$

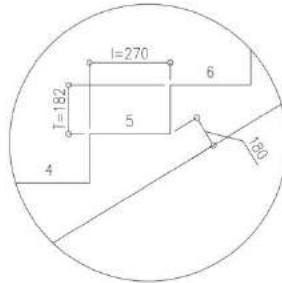
$$60 \leq 63,4 \leq 65 \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

- $25 \leq \theta \leq 40$

$$25 \leq 33,69^\circ \leq 40 \dots \text{(OK)}$$

- Tebal plat rata-rata anak tangga =  $(i/2) \sin \theta$   
 $= (27/2) \sin 33,69^\circ$   
 $= 7,5 \text{ cm}$

- Tebal plat rata-rata  $= tp + tr = 18 + 7,5$   
 $= 25,5 \text{ cm}$



**Gambar 4.36** Perencanaan Tangga

#### 4.9.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

##### a. Pembebanan Tangga

###### Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Pelat tangga} &= \frac{0,255}{\cos 33,69^\circ} \times 2400 = 736 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel horizontal} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Tegel vertikal} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi horizontal (2 cm)} &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi vertikal (2 cm)} &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Sandaran} &= 50 \text{ kg/m}^2 + \\ \text{Total (DL)} &= 918 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} = 479 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 (918) + 1,6 (479) \\ &= 1867 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban per 1 meter pias} &= 1867 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ q_{u1} &= 1867 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

##### b. Pembebanan Pelat Bordes

###### Beban Mati (DL)

$$\text{Pelat bordes} = 0,18 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Spesi} & & = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Tegel} & & = 24 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{Total (DL)} & = & 498 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\text{Beban Hidup (LL)} = 479 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Beban :

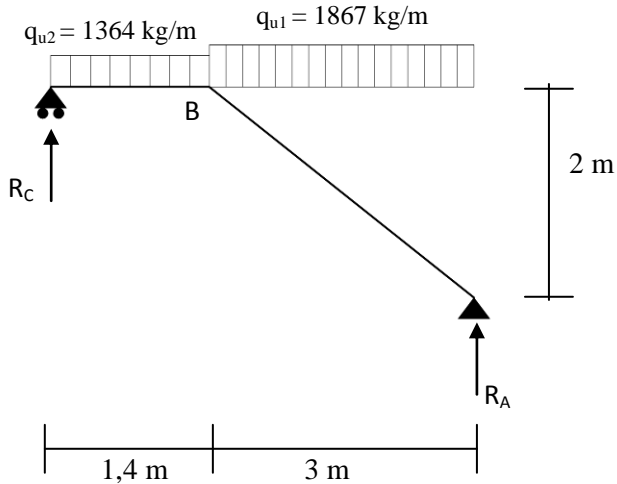
$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (498) + 1,6 (479) \\
 &= 1364 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban per 1 meter pias} = 1364 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$$

$$q_{u2} = 1364 \text{ kg/m}$$

#### 4.9.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan Sendi-Rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini:



**Gambar 4.37** Sketsa Beban pada Tangga



- $$\sum M_A = 0$$

$$(R_C \times 4,4) - (qu_2 \times 1,4 \times (0,7 + 3)) - (qu_1 \times 3 \times 1,5) = 0$$

$$(R_C \times 4,4) - (1364 \times 1,4 \times 3,7) - (1867 \times 3 \times 1,5) = 0$$

$$(R_C \times 4,4) - 7065,52 - 8403,48 = 0$$

$$R_C \times 4,4 = 15469$$

$$R_C = 3515,7 \text{ kg}$$
- $$\sum M_C = 0$$

$$(R_A \times 4,4) - (qu_2 \times 1,4 \times (1,4 / 2)) - (qu_1 \times 3 \times 2,9) = 0$$

$$(R_A \times 4,4) - (1364 \times 1,4 \times 0,7) - (1867 \times 3 \times 2,9) = 0$$

$$(R_A \times 4,4) - 1336,72 - 16246,72 = 0$$

$$R_A \times 4,4 = 17583,4$$

$$R_A = 3996,2 \text{ kg}$$

### Kontrol

- $$\sum V_A = 0$$

$$R_A + R_C - (qu_2 \times 1,4) - (qu_1 \times 3) = 0$$

$$3996,2 + 3515,7 - (1364 \times 1,4) - (1867 \times 3) = 0$$

$$0 = 0 \dots\dots \text{(OK)}$$

### Analisa Gaya yang Terjadi

- Momen ( M )

$$M_A = 0$$

$$M_C = 0$$

$$M_{B \text{ kanan}} = R_A \times 3 - \frac{1}{2} qu_1 \times 3^2$$

$$M_{B \text{ kanan}} = 3996,2 \times 3 - \frac{1}{2} \times 1867 \times 3^2$$

$$= 3585,23 \text{ kgm}$$
- Gaya Lintang ( D )

$$D_A = R_A \times \cos \theta = 3996,2 \times \cos (33,69) = 3325,1 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ kanan}} = D_A - (qu_1 \times 3 \times \cos 33,69)$$

$$D_{B \text{ kanan}} = 3325,1 - (1660 \times 3 \times \cos 33,69)$$

$$D_{B \text{ kanan}} = -5997,75 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 D_{B \text{ kiri}} &= R_C - (qu_2 \times 1,4) \\
 D_{B \text{ kiri}} &= 3515,7 - (1364 \times 1,4) \\
 D_{B \text{ kiri}} &= 1606,08 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$D_C = R_C = 3515,7 \text{ kg}$$

c. Momen maksimum

Momen maksimum terjadi saat  $D = 0$ .

$$R_A - qu_1 \times x = 0$$

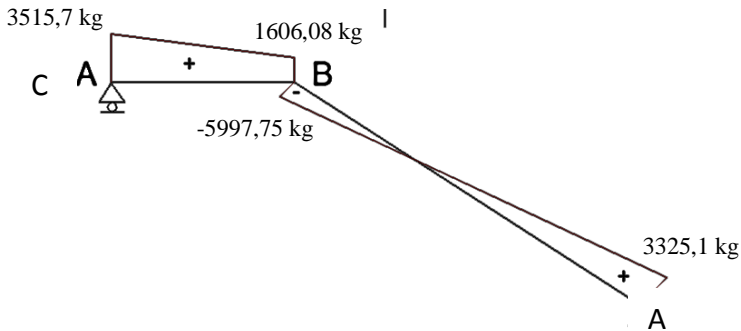
$$x = \frac{R_A}{qu_1} = \frac{3996,2}{2660} = 2,14 \text{ m} < 3 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik  $x = 2,14 \text{ m}$

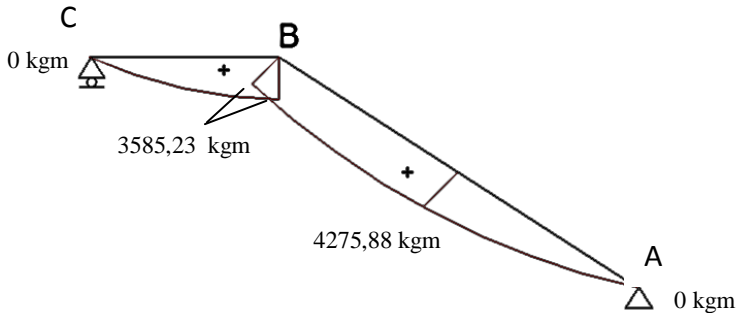
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times x - \frac{1}{2} qu_1 \times x^2 \\
 &= 3996,2 \times 2,14 - \frac{1}{2} \times 1867 \times 2,14^2 \\
 &= 4275,88 \text{ kgm (pada pelat tangga)}
 \end{aligned}$$

Momen maksimum pelat bordes adalah  $M_B$

$$M_{\max \text{ bordes}} = 3585,23 \text{ kgm}$$



**Gambar 4.38** Bidang Lintang (D) pada Tangga



**Gambar 4.39** Bidang Momen (M) pada Tangga

#### 4.9.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

##### ▪ Perhitungan Penulangan Pelat Tangga

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'c$ )	= 35 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Berat jenis beton	= 2400 MPa
D tulangan lentur	= 13 mm
Tebal pelat tangga	= 180 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm

$$d = 180 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 153,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 4275,88 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{4275,88}{0,9 \times 1 \times 0,1535^2} = 201635,32 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

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

$$= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 2,02}{400}} \right) = 0,0052$$

$$\rho_{min} = 0,002 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat duktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0255 \left( \rho_{perlu} = 0,0052 < \rho_{maks} = 0,0255 \right)$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = \mathbf{0,0052}$$

### Tulangan Utama:

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times dx = 0,0052 \times 1000 \times 153,5 = 801,94 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D13}}{A_s} = \frac{1000 \times 132,73}{801,94} = 165,51 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(180) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 540 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 125 \text{ mm}$

$$A_{s_{pakai}} = \frac{1000 \times A_{D13}}{s} = \frac{1000 \times 132,73}{125} = 1061,86 \text{ mm}^2$$

### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1061,86 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 14,28 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{14,28}{0,85} = 16,80 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{153,5}{16,80} - 1 \right) = 0,024 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( dx - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0,9 \times 1061,86 \times 400 \times \left( 153,5 - \frac{1}{2} \times 14,28 \right) \\ &= 55949446,8 \text{ Nmm} = 5594,95 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi Mn = 5594,95 \text{ kgm} > Mu = 4275,88 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-125.

### Tulangan Susut

$$fy = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\min} = 0,0018$$

$$As_h = \rho b h = 0,0018 \times 1000 \times 180 = 324 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10 mm ( $A_{D10} = 78,54 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan (s)} &= \frac{1000 \times A_{D10}}{As_h} \\ &= \frac{1000 \times 78,54}{324} = 242,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau  $450 \text{ mm}$

$$s \leq 5(180) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 900 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D10-200.

### Kontrol Terhadap Persyaratan Geser:

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal

11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = DA = 3325,07 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b dx)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 153,5)$$

$$\phi V_c = 115785,08 \text{ N} = 11578,51 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$5789,25 \text{ kg} \geq 3325,07 \text{ kg}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

▪ **Perhitungan Penulangan Pelat Bordes**

Data – Data Perencanaan

Mutu beton ( $f'c$ )	= 35 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Berat jenis beton	= 2400 MPa
D tulangan lentur	= 13 mm
Tebal pelat bordes	= 180 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm

$$d = 180 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 153,5 \text{ mm}$$

$$M_u = 3585,2 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{3585,2}{0,9 \times 1 \times 0,1535^2} = 169066,7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1,69 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 1,69}{400}} \right) = 0,004 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,002 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 7.12.2.1)}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,004 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,004}$$

**Tulangan Utama:**

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times dx = 0,004 \times 1000 \times 153,5 = 668,36 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 mm ( $A_{D13} = 132,73 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D13}}{A_s} = \frac{1000 \times 132,73}{668,36} = 198,6 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 3h$  atau 450 mm (SNI 2847:2013 Ps. 10.5.4)

$$s \leq 3(180) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 540 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Dipilih yang terkecil, jadi dipakai  $s = 125 \text{ mm}$

$$A_{s_{\text{pakai}}} = \frac{1000 \times A_{D13}}{s} = \frac{1000 \times 132,73}{125} = 1061,85 \text{ mm}^2$$

**Kontrol Kapasitas Penampang:**

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1061,86 \times 400}{0,85 \times 35 \times 1000} = 14,28 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{14,28}{0,8} = 16,80 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{153,5}{16,80} - 1 \right) = 0,024 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( dx - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1061,86 \times 400 \times \left( 153,5 - \frac{1}{2} \times 17,85 \right) \\ &= 55949446,8 \text{ Nmm} = 5594,95 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 5594,95 \text{ kgm} > M_u = 3585,23 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Jadi, dipakai tulangan utama D13-125.

**Tulangan Susut**

$$f_y = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_{\text{min}} = 0,0018$$

$$A_{s_h} = \rho \times b \times h = 0,0018 \times 1000 \times 180 = 324 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D10 mm ( $A_{D10} = 78,54 \text{ mm}^2$ )

$$\text{Jarak tulangan (s)} = \frac{1000 \times A_{D10}}{A_{s_h}}$$

$$= \frac{1000 \times 78,54}{324} = 242,21 \text{ mm}$$

Syarat:  $s \leq 5h$  atau 450 mm

$$s \leq 5(180) \text{ atau } 450 \text{ mm}$$

$$s \leq 900 \text{ mm atau } 450 \text{ mm}$$

Jadi dipakai  $s = 200 \text{ mm}$

Dipakai tulangan susut D10-200.

#### Kontrol Terhadap Persyaratan Geser:

Kontrol persyaratan geser ditinjau berdasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.4.6.1.  $V_u$  pada jarak  $d$  dari tumpuan adalah sebesar:

$$V_u = DC = 3515,68 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b dx)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 1000 \times 153,5)$$

$$\phi V_c = 115785,08 \text{ N} = 11578,51 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$5789,25 \text{ kg} \geq 3515,68 \text{ kg}$$

Kekuatan geser pelat mencukupi.

#### ▪ **Perhitungan Penulangan Balok di Bawah Bordes BA3**

Data Perencanaan:

Dimensi Balok Bordes = 200/300 mm

Mutu Beton ( $f'c$ ) = 35 MPa

Selimut Beton = 40 mm

Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 13 mm

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 10 mm

#### Pembebanan Balok Bordes

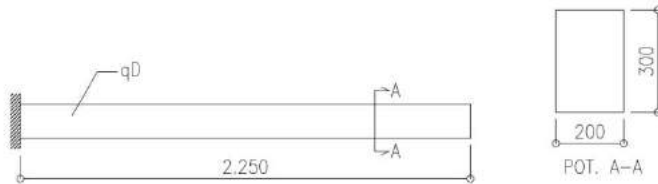
Berat sendiri balok (DL) =  $0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$

$q_d = 1,2 \text{ DL} + q_{u2} = (1,2 \times 144) + 1364 \text{ kg/m} = 1536,8 \text{ kg/m}$

#### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes BA3

Balok Bordes BA2 terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.





**Gambar 4.40** Balok Bordes

$$M_u = \frac{1}{10} qd l^2 = \frac{1}{10} \times 1536,8 \times 2,25^2 = 778 \text{ kgm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$

$$d = 300 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 253,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{7780050 \text{ Nmm}}{0,9 \times 200 \times 253,5^2} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,81}{400}} \right) = 0,0021 \end{aligned}$$

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

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{dx}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{maks} = 0,0255 \quad (\rho_{perlu} = 0,0021 < \rho_{maks} = 0,0255)$$

**$\rho_{perlu} < \rho_{min}$**   
 **$\rho_{perlu} = \rho_{min} = 0,0035$**

### Tulangan Lentur Tarik

$As = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,035 \times 200 \times 253,5 = 170,5 \text{ mm}^2$   
 SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $As$  tidak boleh kurang dari

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$As_{min} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 350 \times 253,5 = 180,1 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 253,5}{400} = 170,5 \text{ mm}^2$$

Maka,  $As$  pakai = 180,1 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 13 mm ( $A_{D13} = 132,67 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{As_{\text{pakai}}}{A_{D13}}$$

$$= \frac{180,1}{132,67} = 1,36 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D13 ( $As = 398 \text{ mm}^2$ )

### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 ( $As = 398 \text{ mm}^2$ )

### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{398 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200} = 26,8 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{26,8}{0,85} = 31,47 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{253,5}{31,47} - 1 \right) = 0,02 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 398 \times 400 \times \left( 253,5 - \frac{1}{2} \times 26,8 \right)$$

$$= 32971468 \text{ Nmm} = 3297,15 \text{ kgm}$$

$$\phi M_n = 3297,15 \text{ kgm} > M_u = 778 \text{ kgm (OK)}$$

#### ▪ Penulangan Geser

$$V_u = 0,5 \text{ qu } l = 0,5 \times 1536,8 \times 2,25 = 1728,9 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 200 \times 253,5) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 3824,3 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$1912,15 \text{ kg} \geq 1728,9 \text{ kg}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$V_s = 0$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{35} (200)(253,5) = 99881,8 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 99881,8 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{253,5}{2} = 126,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{Av fyt}{0,35 bw} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 125 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-125).

#### ▪ Perhitungan Penulangan Balok di Bawah Bordes BA3

Data Perencanaan:

Dimensi Balok Bordes = 200/300 mm

Mutu Beton ( $f^c$ ) = 35 MPa

Selimut Beton = 40 mm

Diameter Tul. Utama ( $\emptyset$ ) = 13 mm

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Diameter Tul. Sengkang ( $\emptyset$ ) = 10 mm

#### Pembebanan Balok Bordes

Berat sendiri balok =  $0,2 \times 0,3 \times 2400 = 144 \text{ kg/m}$

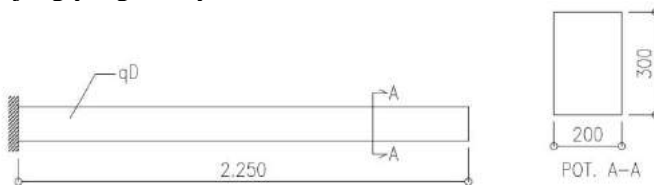
Berat dinding =  $250 \times 2 = 500 \text{ kg/m} +$

qDL =  $644 \text{ kg/m}$

$q_u = 1,4 \text{ qDL} = 1,4 \times 644 = 901,6 \text{ kg/m}$

#### Analisis Gaya Dalam Balok Bordes BA3

Balok Bordes BA3 terletak bebas pada satu ujung dan terjepit elastis pada ujung yang lainnya.



**Gambar 4.41** Balok Bordes

$$M_u = \frac{1}{10} q_u l^2 = \frac{1}{10} \times 901,6 \times 2,25^2 \times 10^{-2} = 3,9 \text{ kNm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}})$$

$$d = 300 - 40 - 10 - \frac{13}{2} = 243,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3,9 \times 10^6}{0,9 \times 200 \times 243,5^2} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,41}{400}} \right) = 0,001 \end{aligned}$$

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

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,001 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0035}$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,035 \times 200 \times 243,5 = 180,1 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 200 \times 243,5 = 170,5 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 300 \times 243,5}{400} = 180,1 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 180,1 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 13 mm (A D13 = 132,67 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{pakai}}}{A_{D13}}$$

$$= \frac{180,1}{132,67} = 1,36 \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D13 (As = 398 mm<sup>2</sup>)

#### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{398 \times 400}{0,85 \times 35 \times 200} = 17,8 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{17,8}{0,8} = 22,3 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{243,5}{22,3} - 1 \right) = 0,03 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 398 \times 400 \times \left( 243,5 - \frac{1}{2} \times 17,8 \right)$$

$$= 22.406.929 \text{ Nmm} = 22,4 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 22,4 \text{ kNm} > Mu = 3,9 \text{ kNm (OK)}$$

#### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik atau minimal 2 buah berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

Digunakan tulangan lentur tekan 2D13 (As = 398 mm<sup>2</sup>)

▪ **Penulangan Geser**

$$Vu = 0,5 qu l = 0,5 \times 772,8 \times 2,25 \times 10^{-2} = 8,70 \text{ kN}$$

$$\phi Vc = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi Vc = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 200 \times 243,5) \times 10^{-3}$$

$$\phi Vc = 36,73 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi Vc \geq Vu$$

$$18,37 \text{ kN} \geq 8,70 \text{ kN}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, namun demikian dipasang tulangan geser minimum.

$$Vs = 0$$

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{f'c} bw d$$

$$Vc_1 = 0,333 \sqrt{35} (200)(243,5) \times 10^{-3} = 95,94 \text{ kN}$$

$$Vs \leq Vc_1$$

$$0 \leq 99881,8 \text{ kg}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{243,5}{2} = 121,75 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 bw} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 200} = 897,14 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 100 \text{ mm}$  (dipasang sengkang D10-100).

## 4.10 Perencanaan Balok Lift

### 4.10.1 Data Perencanaan

Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 600 Kg
Motor	: 5,6 KW

Dimensi sangkar ( car size )

- Car Wide (CW) : 1400 mm
- Car Depth (CD) : 1130 mm
- Opening : 800 mm

Beban reaksi ruang mesin

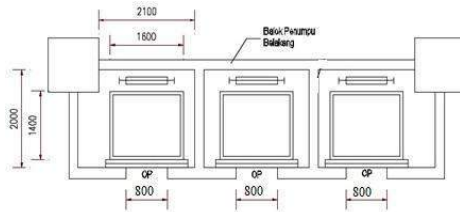
R<sub>1</sub> : 4100 kg

R<sub>2</sub> : 2450 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 4.8:

**Tabel 4.8** Spesifikasi *Passenger Elevator*

Speed (m/min)	Capacity		Clear Opening	Car			Hoistway				M/C Room			M/C Room Reaction (kg)			Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg		OP	Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
60	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1065	1800	3700	5400	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5100	4500	
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5400	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900	
	7	600	800	1400 × 1130	1440 × 1285	1800	3700	5400	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100	
90	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1465	1800	3700	5400	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400	
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1565	1800	3700	5400	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5800	
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1565	2050	4200	6380	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300	
105	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1855	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6800	



**Gambar 4.42** Lift

Perencanaan Dimensi Balok Penggantung Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 225 \text{ cm} = 14,1 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 40 \text{ cm} = 26,7 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Dirancang dimensi balok 30/40 cm



#### 4.10.2 Pembebanan Lift

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

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

##### 2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

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

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

Dimana:

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

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

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

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

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= R_1 \times \Psi = (4100 + 2450) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 11659 \text{ kg} = 116,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

#### 4.10.3 Balok Penggantungan Lift 30/40

##### a. Pembebanan

###### Beban Mati Lantai:

$$\text{Berat pelat} = 0,14 \times 2400 = 336 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Aspal (t=1 cm)} = 0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$$

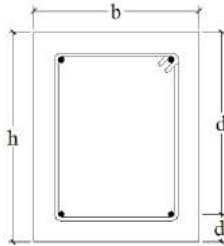
$$\begin{aligned} \text{Spesi (t=2 cm)} &= 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plumbing + ME} &= 40 \text{ kg/m}^2 + \\ q_{DL} &= 432 \text{ kg/m}^2 \\ q_u &= 1,4q_{DL} = 1,4 (432) = 604,8 \text{ kg/m}^2 = 6,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,8$$

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

$$\text{Tul. balok diameter (D)} = 19 \text{ mm} \quad (A_s = 283,39 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tul. sengkang diameter (D)} = 13 \text{ mm} \quad (A_s = 132,67 \text{ mm}^2)$$



**Gambar 4.43** Penampang Balok

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

$$d = h - \text{decking} - \text{Sengkang} - \left(\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}\right)$$

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 342 \text{ mm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$$

$$= \frac{1}{2} \times 6,05 \times 2,25 + \frac{1}{2} \times 116,59 = 65,1 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$= \frac{1}{8} \times 6,05 \times 2,25^2 + \frac{1}{4} \times 116,59 \times 2,25$$

$$= 69,41 \text{ kNm}$$

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{69,41 \times 10^6}{0,9 \times 400 \times 342^2} = 2,44 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 2,44}{400}} \right) = 0,0064 \\ \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035\end{aligned}$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat duktail.

$$\begin{aligned}\varepsilon_t &= 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right) \\ 0,004 &= 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right) \\ \rho_{\text{maks}} &= 0,0255 \quad (\rho_{\text{perlu}} = 0,0064 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255)\end{aligned}$$

**$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$**

**$\rho_{\text{perlu}} = 0,0064$**

### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0064 \times 400 \times 342 = 654,5 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{min}}} &= \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \text{atau} \quad \frac{1,4b_w d}{f_y} \\ A_{s_{\text{min}}} &= \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 300 \times 342 = 379,4 \text{ mm}^2 \\ \frac{1,4b_w d}{f_y} &= \frac{1,4 \times 300 \times 342}{400} = 359,1 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka,  $A_s$  pakai = 654,5 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 16 mm ( $A_{D16} = 200,96 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D19}}$$

$$= \frac{654,5}{283,39} = 3,26 \approx 4 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 4D16 ( $A_s = 803,9 \text{ mm}^2$ )

#### Kontrol Kapasitas Penampang:

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{803,9 \times 400}{0,85 \times 35 \times 400} = 36 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{36}{0,8} = 45,03 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{342}{45,03} - 1 \right) = 0,02 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 803,9 \times 400 \times \left( 342 - \frac{1}{2} \times 36 \right)$$

$$= 93.756.072 \text{ Nmm} = 93,76 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 93,76 \text{ kNm} > M_u = 69,41 \text{ kNm (OK)}$$

#### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 803,9 = 401,95 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 2D16 ( $A_s = 401,9 \text{ mm}^2$ )

#### ▪ **Penulangan Geser Setelah Komposit**

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 300 \times 342) \times 10^{-3}$$

$$\emptyset V_c = 77,39 \text{ kN}$$

$$1/2 \emptyset V_c \geq V_u$$

$$38,7 \text{ kN} \geq 65,1 \text{ kN} \text{ (Dibutuhkan tulangan geser)}$$

$$1/2 \emptyset V_c \leq V_u \leq \emptyset V_c$$

$$38,7 \text{ kN} \leq 65,1 \text{ kN} \leq 77,39 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$V_s = \frac{V_u - \emptyset V_c}{\emptyset} = \frac{65,1 - 77,39}{0,75} = -16,4 \text{ kN} \approx 0$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'_c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{35} (300)(342) \times 10^{-3} = 202,3 \text{ kN}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 4113,65 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Digunakan D-10, dua kaki ( $A_v=157 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{342}{2} = 171 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{A_v f_{yt}}{0,35 b w} = \frac{157 \times 400}{0,35 \times 300} = 598,1 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 150 \text{ mm}$  (dipasang D10-150)

## b. Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

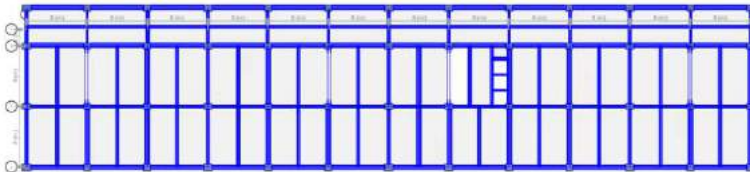
$$h_{min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung karena sejak *preliminary design* telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$ .

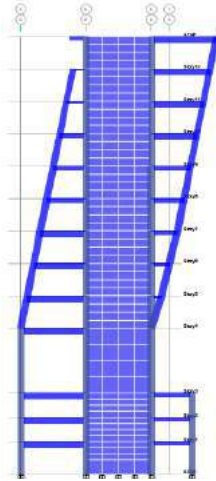
#### 4.11 Pemodelan Struktur

Struktur bangunan Gedung P1 UK Petra Surabaya memiliki 13 lantai dengan ketinggian total 54 m. Pemodelan struktur gedung menggunakan *software* ETABS 2013 dan persyaratan SNI 1726-2012 (gempa) dan SNI 1727-2013 (beban minimum). Dalam pemodelan ini, elemen struktural yang dimodelkan adalah kolom, dinding geser, balok, dan pelat lantai. Secara keseluruhan, sistem struktur ini adalah tidak simetris dan termasuk tidak beraturan, sehingga perlu dilakukan analisis respon dinamis secara 3D.

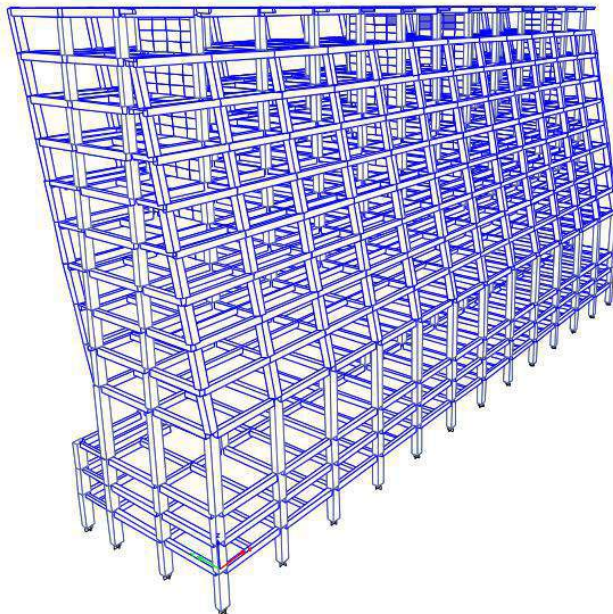
Kekakuan unsur-unsur struktur beton bertulang dihitung berdasarkan pengaruh retak beton sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013 Pasal 10.10.4.1. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan dengan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang. Untuk mutu beton digunakan kekuatan tekan beton, yaitu  $f'_c = 35$  MPa, sedangkan untuk kekuatan tarik baja digunakan  $f_y = 400$  MPa.



**Gambar 4.44** Denah Struktur Gedung P1



**Gambar 4.45** Potongan Struktur Gedung P1



**Gambar 4.46** Model 3D Struktur Gedung P1

## 4.12 Pembebanan

### 4.12.1 Beban Mati

#### a. Beban Mati Struktural

Beban mati struktural merupakan berat sendiri bangunan yang memiliki fungsi struktural untuk menahan beban. Beban mati struktural yang diperhitungkan adalah beban struktur beton bertulang, yaitu sebesar 2400 kg/m<sup>3</sup>.

#### b. Beban Mati Tambahan atau *SIDL*

Beban mati tambahan merupakan berat elemen nonstruktural yang secara permanen membebani struktur.

##### 1) Beban Mati Tambahan pada Lantai 1 s.d. 12

Keramik	= 0,05 x 2400 = 120	kg/m <sup>2</sup>
Spesi (t=20mm)	= 0,02 x 2100 = 42	kg/m <sup>2</sup>
Plafond + penggantung	= 11 + 7 = 18	kg/m <sup>2</sup>
Plumbing + ME	= 40	kg/m <sup>2</sup> +
SIDL lantai	= 220	kg/m <sup>2</sup>

##### 2) Beban Mati Tambahan pada Lantai Atap

Aspal	= 14	kg/m <sup>2</sup>
Plafond + penggantung	= 18	kg/m <sup>2</sup>
Plumbing + ME	= 40	kg/m <sup>2</sup> +
SIDL atap	= 72	kg/m <sup>2</sup>

##### 3) Beban Dinding

Berat dinding = 250 kg/m<sup>2</sup>

a) Beban dinding lt.1 & lt. 2 = 250 x 3 = 750 kg/m<sup>2</sup>

b) Beban dinding lt.3 = 250 x 8 = 2000 kg/m<sup>2</sup>

c) Beban dinding lt.4 - lt.12 = 250 x 4 = 1000 kg/m<sup>2</sup>

### 4.12.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin, serta peralatan yang bukan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup



gedung tersebut. Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai untuk bangunan kampus adalah

$$L_o = 0,383 \text{ t/m}^2$$

Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki  $K_{LL} A_T$  adalah  $37,16 \text{ m}^2$  atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi dengan rumus berikut:

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

$K_{LL} = 1$  (pelat satu arah)

$A_{TT} = \text{luas tributary} = 8 \times 8 \text{ m}^2$

$K_{LL} A_T = 1 \times 8 \times 8 = 64 \text{ m}^2 (> 37,16 \text{ m}^2)$

$$L = 0,383 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \times 64}} \right) = 0,315 \text{ t/m}^2$$

$L \geq 0,50 L_o$

$L \geq 0,50 (0,383)$

$L \geq 0,192 \text{ t/m}^2$

$L = 0,315 \text{ t/m}^2 = 315 \text{ kg/m}^2$

Maka digunakan beban hidup pelat lantai sebesar  $315 \text{ kg/m}^2$  pada setiap lantai hingga lantai atap.

#### 4.12.3 Beban Gempa Rencana

Analisis gempa yang akan dikenakan pada struktur gedung menggunakan analisis spektrum respons. Berdasarkan SNI 1726-2012, spektrum respons gempa rencana desain harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s = 0,6$  dan  $S_1 = 0,2$  yang berada di kota Surabaya, tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respons gempa rencana desain dapat dilakukan sebagai berikut.

##### a. Kategori Risiko (I) dan Faktor Keutamaan (Ie)

Berdasarkan pasal 4.1.2 SNI 1726-2012, struktur ini termasuk dalam kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa (Ie) 1,50.

### b. Jenis Tanah

Berdasarkan hasil tes *boring* yang dilakukan di lapangan, diperoleh nilai N-SPT tanah rata-rata untuk kedalaman 30 meter yaitu  $N = 6,36 (< 15)$ . Dengan hasil tersebut, berdasarkan pasal 5.3 SNI 1726-2012, maka kategori tanah yang ada di lapangan merupakan TANAH LUNAK (SE).

### c. Koefisien Situs

Berdasarkan pasal 6.2 SNI 1726-2012, koefisien situs ditentukan berdasarkan beberapa parameter, yaitu nilai  $S_s$  dan  $S_1$  dan kelas situs yang berdasarkan jenis tanah.

$$F_a = 1,5$$

$$F_v = 3,2$$

Penentuan nilai SMS dan SM1:

$$SMS = F_a \times S_s$$

$$SMS = 1,5 \times 0,6$$

$$SMS = 0,9$$

$$SM_1 = F_v \times S_1$$

$$SM_1 = 3,2 \times 0,2$$

$$SM_1 = 0,64$$

### d. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan pasal 6.3 SNI 1726-2012, parameter percepatan spektral desain, yaitu  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  ditentukan berdasarkan rumus di bawah ini.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} (0,9)$$

$$S_{DS} = 0,6$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} (0,64)$$

$$S_{D1} = 0,43$$

Dengan nilai-nilai tersebut, struktur gedung diklasifikasikan sebagai kategori desain seismik kategori D.

#### e. Sistem Penahan Gaya Seismik

Untuk kategori desain seismik D, dapat digunakan sistem ganda sebagai sistem strukturnya. Sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) pada arah x dan dual sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus (SRPMK) dengan dinding geser beton bertulang khusus pada arah y. Parameter sistem struktur untuk arah X dengan rangka beton bertulang pemikul momen khusus adalah:

$$R_0 = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5,5$$

Dan parameter sistem struktur untuk arah Y dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan-dinding geser beton bertulang khusus adalah:

$$R_0 = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

#### f. Spektrum Respons Desain

Penentuan nilai  $T_0$  dan  $T_s$ :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_0 = 0,2 \frac{0,43}{0,60}$$

$$T_0 = 0,14$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

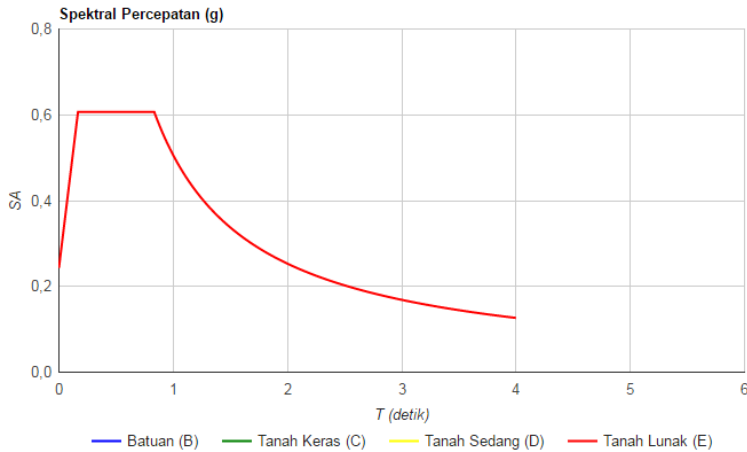
$$T_s = \frac{0,43}{0,60}$$

$$T_s = 0,71$$

Untuk periode yang lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Dengan bantuan *software* Spektra Indo, spektrum gempa rencana sesuai letak gedung tersebut didapatkan sebagai berikut.



**Gambar 4.47** Spektrum Respons Gempa Rencana

### g. Prosedur Gaya Lateral Ekuivalen

Berikut ini akan dihitung koefisien respons seismik,  $C_s$ , berdasarkan pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2012.

1)  $C_s$  maksimum

$$C_{s_{maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s_{maksimum}} \text{ arah } X = \frac{0,60}{\left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,1125$$

$$Cs_{maksimum} \text{ arah } Y = \frac{0,60}{\left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,129$$

2)  $Cs$  hitungan

$$Cs_{hasil \ hitungan} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$Cs_{hasil \ hitungan} \text{ arah } X = \frac{0,43}{2,29 \left(\frac{8}{1,5}\right)} = 0,035$$

$$Cs_{hasil \ hitungan} \text{ arah } Y = \frac{0,43}{1,341 \left(\frac{7}{1,5}\right)} = 0,068$$

3)  $Cs$  minimum

$$Cs_{minimum} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$Cs_{minimum} \text{ arah } X = (0,044)(0,60)(1,5) = 0,04$$

$$Cs_{minimum} \text{ arah } Y = (0,044)(0,60)(1,5) = 0,04$$

Untuk arah X didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs \text{ hitungan arah } X = 0,035$$

$$Cs \text{ minimum arah } X = 0,040$$

$$Cs \text{ maksimum arah } X = 0,1125$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,040 karena  $Cs$  hitungan terletak di luar interval antara  $Cs$  minimum dan  $Cs$  maksimum.

Untuk arah Y didapat nilai  $Cs$  sebagai berikut.

$$Cs \text{ minimum arah } Y = 0,040$$

$$Cs \text{ hitungan arah } Y = 0,068$$

$$Cs \text{ maksimum arah } Y = 0,129$$

Nilai  $Cs$  yang digunakan adalah 0,068 karena  $Cs$  hitungan terletak di interval antara  $Cs$  minimum dan  $Cs$  maksimum.

### h. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental (T) yang digunakan memiliki nilai batas maksimum dan batas minimum sesuai pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$T_{a_{\text{minimum}}} = C_t h_n^x$$

$$T_{a_{\text{maksimum}}} = C_u T_{a_{\text{minimum}}}$$

1) Arah X

$$T_{a_{\text{minimum}}} = 0,0466 (54)^{0,9} = 1,689 \text{ detik}$$

$$T_{a_{\text{maksimum}}} = 1,4 (1,689) = 2,364 \text{ detik}$$

2) Arah Y

$$T_{a_{\text{minimum}}} = 0,0488 (54)^{0,75} = 0,972 \text{ detik}$$

$$T_{a_{\text{maksimum}}} = 1,4 (0,972) = 1,361 \text{ detik}$$

### 4.12.4 Kombinasi Pembebanan

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 4.2.2, faktor-faktor dan kombinasi beban ultimit untuk beban mati nominal (D), beban hidup nominal (L), beban angin nominal (W), dan beban gempa nominal (E) adalah:

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L
- c. 1,2D + 1,0W + L
- d. 1,2D + 1,0E + L
- e. 0,9D + 1,0W
- f. 0,9D + 1,0E

### 4.12.5 Hasil Analisa Struktur

1. Periode Struktur

Periode struktur (T) yang didapat dari analisis 3 dimensi ETABS adalah:

$$T \text{ arah X ETABS} = 2,29 \text{ detik}$$

$$T \text{ arah Y ETABS} = 1,341 \text{ detik}$$

Dilakukan kontrol terhadap  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum pada masing-masing arah.

a. Arah X

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 2,29 detik.

b. Arah Y

Periode struktur (T) hasil analisis ETABS berada di dalam interval antara  $T_a$  minimum dan  $T_a$  maksimum. Jadi digunakan T hasil analisis ETABS, yaitu 1,341 detik.

## 2. Berat Bangunan

Bagian ini merupakan kontrol berat bangunan yang dihitung secara manual dan dihitung secara komputerisasi oleh ETABS. Hal ini dilakukan untuk menghindari terjadinya kesalahan pemasukan data pada ETABS.

**Tabel 4.9** Kontrol Berat Bangunan

<b>Komponen</b>	<b>Manual (kN)</b>	<b>ETABS (kN)</b>
Lantai Atap	17170.637	15283.428
Lantai 12	19127.802	20089.034
Lantai 11	19775.139	20382.932
Lantai 10	19757.043	20359.189
Lantai 9	19381.395	20000.076
Lantai 8	20061.982	20378.781
Lantai 7	20437.630	21150.767
Lantai 6	20404.930	21043.562
Lantai 5	19820.323	21001.043
Lantai 4	21982.208	21910.787
Lantai 3	25957.480	26548.440
Lantai 2	23200.680	23689.056
Lantai 1	23656.680	25206.228
Lantai SB	2784.000	2838.8899
<b>Wt</b>	<b>273517.931</b>	<b>279882.212</b>

Dari hasil perhitungan di atas didapat selisih berat bangunan sebesar 2,67%, nilai ini masih berada di bawah batas selisih toleransi berat bangunan, yaitu 5%. Karena dalam perhitungan berat bangunan manual mengabaikan adanya rongga (*void*) pada

struktur gedung, maka untuk perhitungan selanjutnya, akan digunakan berat bangunan yang dihitung oleh ETABS.

### 3. Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen

Beban geser dasar nominal statik ekuivalen adalah:

$$V = C_s W_t$$

Distribusi vertikal gaya gempa ditentukan berdasarkan:

$$F_i = C_{vx} V = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$$

Distribusi horizontal gaya gempa dapat ditentukan berdasarkan:

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i$$

**Tabel 4.10** Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	$w h^k$ (kNm)	$C_{vx}$	$F_x$ (kN)	$V_x$ (kN)
Atap	54	15283.428	44566475.756	0.158	1750.445	1750.445
12	50	20089.034	50222584.250	0.178	1972.601	3723.045
11	46	20382.932	43130283.054	0.153	1694.035	5417.080
10	42	20359.189	35913610.102	0.127	1410.585	6827.665
9	38	20000.076	28880109.600	0.102	1134.329	7961.994
8	34	20378.781	23557870.374	0.083	925.286	8887.280
7	30	21150.767	19035690.480	0.067	747.668	9634.948
6	26	21043.562	14225447.980	0.050	558.735	10193.683
5	22	21001.043	10164505.006	0.036	399.233	10592.916
4	18	21910.787	7099094.826	0.025	278.832	10871.748
3	12	26548.440	3822975.331	0.014	150.156	11021.904
2	7	23689.056	1160763.734	0.004	45.592	11067.495
1	4	25206.228	403299.653	0.001	15.840	11083.336
SB	0	2838.890	0.000	0.000	0.000	11083.336
TOTAL		279882.212	282182710.145	1.000	11083.336	



**Tabel 4.11** Gaya Geser Dasar Ekuivalen Arah Y

Lantai	Tinggi (m)	Berat Lantai (kN)	$w h^k$ (kNm)	$C_{vx}$	$F_y$ (kN)	$V_y$ (kN)
Atap	54	15283.428	44566475.756	0.158	3040.956	3040.956
12	50	20089.034	50222584.250	0.178	3426.896	6467.852
11	46	20382.932	43130283.054	0.153	2942.959	9410.811
10	42	20359.189	35913610.102	0.127	2450.535	11861.346
9	38	20000.076	28880109.600	0.102	1970.610	13831.956
8	34	20378.781	23557870.374	0.083	1607.451	15439.407
7	30	21150.767	19035690.480	0.067	1298.884	16738.291
6	26	21043.562	14225447.980	0.050	970.661	17708.953
5	22	21001.043	10164505.006	0.036	693.566	18402.519
4	18	21910.787	7099094.826	0.025	484.401	18886.920
3	12	26548.440	3822975.331	0.014	260.858	19147.778
2	7	23689.056	1160763.734	0.004	79.204	19226.981
1	4	25206.228	403299.653	0.001	27.519	19254.500
SB	0	2838.890	0.000	0.000	0.000	19254.500
TOTAL		279882.212	282182710.145	1.000	19254.500	

Nilai  $k = 2$  untuk arah  $x$  dan  $k = 2$  untuk arah  $y$  ditentukan berdasarkan pasal 7.8.3 SNI 1726-2012. Jadi, didapat nilai gaya lateral ekuivalen untuk masing-masing arah adalah:

$$V_x = C_{s_x} W_t = 0,040 \times 279882,212 = 11083,34 \text{ kN}$$

$$V_y = C_{s_y} W_t = 0,069 \times 279882,212 = 19254,50 \text{ kN}$$

Sedangkan, besarnya gaya lateral akibat respons dinamik ( $V_t$ ) yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_{t_x} = 8404,04 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 14549,28 \text{ kN}$$

Berdasarkan pasal 7.9.4.1 SNI 1726-2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama.

$$V_t \geq 0,85 V$$

Bila respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0,85 ( $V/V_t$ ). Maka:

$$0,85 V_x = 0,85 \times 11083,34 = 9420,840 \text{ kN}$$

$$0,85 V_y = 0,85 \times 19871,083 = 16890,420 \text{ kN}$$

Kontrol:

$$V_{t_x} = 8404,04 \text{ kN} \geq 0,85 V_x = 9420,840 \text{ kN (No OK)}$$

$$V_{t_y} = 14549,28 \text{ kN} \geq 0,85 V_y = 16890,420 \text{ kN (No OK)}$$

Maka untuk arah X dikalikan faktor skala:

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 V}{V_{t_y}} \geq 1$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{9444,521}{8404,04} \geq 1$$

$$\text{Faktor skala} = 1,120$$

Dan untuk arah Y juga dikalikan faktor skala:

$$\text{Faktor skala} = \frac{0,85 V}{V_{t_y}} \geq 1$$

$$\text{Faktor skala} = \frac{16890,420}{14549,28} \geq 1$$

$$\text{Faktor skala} = 1,161$$

Maka besarnya gaya lateral akibat respons dinamik ( $V_t$ ) baru yang dihasilkan ETABS adalah:

$$V_{t_x} = 9434,79 \text{ kN}$$

$$V_{t_y} = 16935,36 \text{ kN}$$

#### 4. Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.2.5.1, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain sehingga tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya. *Frame* yang dianalisis hanya *frame* arah Y karena memiliki sistem penahan gaya seismik *dual system*, demikian hasilnya:

**Tabel 4.12** Kontrol Sistem Ganda

Beban Lateral	FY (kN)		FY	
	SRPM	SW	SRPM	SW
Gempa Arah X	1473,24	4205,98	25,94%	74,06%
Gempa Arah Y	5584,75	15906,30	25,99%	74,01%

#### 5. Periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio*

Berikut ini merupakan tabel untuk periode ETABS dan *Modal Participating Mass Ratio* berdasarkan SNI 1726-2012.

**Tabel 4.13** Periode Struktur dan Rasio Partisipasi Massa

Mode	Periode (detik)	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Penjelasan
1	2.29	0.746	0	0	0.7456	0	<i>First Mode X</i>
2	1.341	0	0.674	0	0.7456	0.6741	<i>First Mode Y</i>
3	1.305	0.001	0.009	0	0.7464	0.6825	<i>First Mode Torsion</i>
4	0.678	0.063	0	0	0.809	0.6825	<i>Second Mode X</i>
5	0.367	0.051	0	0	0.8596	0.6825	<i>Third Mode X</i>
6	0.361	0	0.154	0	0.8597	0.8363	<i>Second Mode Y</i>
7	0.354	0.002	0.006	0	0.8618	0.8423	<i>Second Mode Torsion</i>
8	0.265	0.085	0	0	0.9467	0.8423	<i>Fourth Mode X</i>
9	0.202	0.019	0	0	0.966	0.8423	<i>Fifth Mode X</i>
10	0.176	0	0.084	0	0.966	0.926	<i>Third Mode Y</i>

11	0.174	0	0.002	0	0.966	0.9276	<i>Third Mode Torsion</i>
12	0.145	0.003	0	0	0.9694	0.9276	<i>Sixth Mode X</i>
13	0.126	0.000	0	0	0.9694	0.9681	<i>Seventh Mode X</i>
14	0.125	0	0.003	0	0.9694	0.9713	<i>Fourth Mode Y</i>
15	0.108	0	0.000	0	0.9712	0.9713	<i>Fourth Mode Torsion</i>

#### 6. Kontrol Simpangan Antarlantai (*Story Drift*)

Berdasarkan SNI 1726-2012, simpangan antarlantai hanya ada saat kondisi kinerja batas ultimit saja. Tabel berikut ini merupakan hasil perhitungan simpangan antarlantai pada arah x dan y berdasarkan SNI 1726-2012 pada kondisi kinerja batas ultimit.

**Tabel 4.14** Simpangan Antarlantai Arah X

Lantai	Elevation (m)	Total Drift X (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ )(mm)	Story Drift Izin $< \Delta a$
Atap	54	70.1	1.56	5.720	40	OK
12	50	68.8	1.9	6.967	80	OK
11	42	66.9	2.8	10.267	40	OK
10	38	64.1	3.6	13.200	40	OK
9	34	60.5	4.4	16.133	40	OK
8	30	56.1	4.7	17.233	40	OK
7	26	51.4	5.5	20.167	40	OK
6	22	45.9	6.3	23.100	40	OK
5	18	39.6	8.3	30.433	40	OK
4	14	31.3	20.8	76.267	80	OK
3	6	10.5	4.5	16.500	30	OK
2	3	6	3.4	12.467	30	OK
1	0	2.6	2.6	9.533	40	OK
SB	-4	0	0	0.000	0	OK

**Tabel 4.15** Simpangan Antarlantai Arah Y

Lantai	Elevation (m)	Total Drift X (mm)	Perpindahan (mm)	Story Drift (mm)	Story Drift Izin ( $\Delta a$ )(mm)	Story Drift Izin $< \Delta a$
Atap	50	51.2	4	14.667	40	OK
12	46	47.2	3.9	14.300	40	OK
11	42	43.3	4.1	15.033	40	OK
10	38	39.2	4.4	16.133	40	OK
9	34	34.8	4.5	16.500	40	OK
8	30	30.3	4.4	16.133	40	OK
7	26	25.9	4.3	15.767	40	OK
6	22	21.6	4.3	15.767	40	OK
5	18	17.3	4	14.667	40	OK
4	14	13.3	7.8	28.600	80	OK
3	6	5.5	2.1	7.700	30	OK
2	3	3.4	1.9	6.967	30	OK
1	0	1.5	1.5	5.500	40	OK
SB	-4	0	0	0.000	0	OK

Contoh perhitungan simpangan antarlantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 11 arah Y:

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 11, yaitu 43,3 mm. Jadi nilai  $\delta_{e11} = 43,3$  mm.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) dari ETABS yang dihitung akibat gaya gempa desain tingkat kekakuan pada lantai 10, yaitu 39,2 mm. Jadi nilai  $\delta_{e10} = 39,2$  mm.
- Hitung simpangan atau perpindahan antar lantai untuk lantai 11 yaitu dengan persamaan  $(\delta_{e11} - \delta_{e10}) = (43,3 - 39,2) = 4,1$  mm.
- Hitung nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) yang diperbesar, yaitu:

$$\frac{(\delta_{e11} - \delta_{e10})Cd}{I_e} = 15,033 \text{ mm}$$

- e. Hitung nilai batas untuk simpangan antarlantai (*story drift*)  $\Delta_a$  yang terdapat pada pasal 7.12.1 SNI 1726-2012, yaitu:

$$\Delta_a < 0,01 h_{sx}$$

$$\Delta_a < 0,01 (4600 - 4200)$$

$$\Delta_a < 40 \text{ mm}$$

- f. Cek nilai simpangan antarlantai pada lantai 11, yaitu:  
15,033 mm < 40 mm (OK)

## 7. Pengaruh P- $\Delta$

Pengaruh P- $\Delta$  pada SNI 1726-2012 ditentukan berdasarkan nilai dari koefisien stabilitas ( $\theta$ ). Jika  $\theta < 0,1$ , pengaruh P- $\Delta$  dapat diabaikan. Berikut ini merupakan hasil perhitungan P- $\Delta$  pada masing-masing arah baik x dan y.

**Tabel 4.16** Kontrol Pengaruh P- $\Delta$  Arah X

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift X (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Atap	54000	5.720	1732.690	17967.444	17967.444	0.0002	<b>OK</b>
12	50000	6.967	3685.282	22590.969	40558.414	0.0003	<b>OK</b>
11	46000	10.267	5362.134	22884.867	63443.281	0.0005	<b>OK</b>
10	42000	13.200	6758.411	22861.125	86304.406	0.0007	<b>OK</b>
9	38000	16.133	7881.234	22502.012	108806.418	0.0011	<b>OK</b>
8	34000	17.233	8797.135	22880.716	131687.134	0.0014	<b>OK</b>
7	30000	20.167	9537.219	23652.703	155339.837	0.0020	<b>OK</b>
6	26000	23.100	10090.287	23515.151	178854.988	0.0029	<b>OK</b>
5	22000	30.433	10485.470	23449.872	202304.860	0.0049	<b>OK</b>
4	18000	76.267	10761.474	24291.335	226596.196	0.0162	<b>OK</b>
3	1200	16.500	10910.107	29687.657	256283.853	0.0587	<b>OK</b>
2	7000	12.467	10955.236	26817.925	283101.778	0.0084	<b>OK</b>
1	4000	9.533	10970.916	29142.547	312244.325	0.0123	<b>OK</b>
SB	0	0.000	10970.916	2838.890	315083.215	-	-

**Tabel 4.17** Kontrol Pengaruh P- $\Delta$  Arah Y

Lantai	Elevasi (mm)	Story Drift X (mm)	Gaya Geser Seismik (kN)	Beban Vertikal (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta$ )	Cek
Atap	54000	14.667	3010.111	17967.444	17967.444	0.0003	OK
12	50000	14.300	6402.247	22590.969	40558.414	0.0003	OK
11	46000	15.033	9315.355	22884.867	63443.281	0.0004	OK
10	42000	16.133	11741.034	22861.125	86304.406	0.0005	OK
9	38000	16.500	13691.656	22502.012	108806.418	0.0006	OK
8	34000	16.133	15282.803	22880.716	131687.134	0.0007	OK
7	30000	15.767	16568.512	23652.703	155339.837	0.0009	OK
6	26000	15.767	17529.328	23515.151	178854.988	0.0011	OK
5	22000	14.667	18215.860	23449.872	202304.860	0.0013	OK
4	18000	28.600	18695.347	24291.335	226596.196	0.0035	OK
3	12000	7.700	18953.559	29687.657	256283.853	0.0016	OK
2	7000	6.967	19031.959	26817.925	283101.778	0.0027	OK
1	4000	5.500	19059.199	29142.547	312244.325	0.0041	OK
SB	0	0.000	19059.199	2838.890	315083.215	-	-

Contoh perhitungan pengaruh P- $\Delta$  pada lantai 11 arah y:

a. Digunakan nilai simpangan antarlantai (*story drift*) yang telah didapat pada lantai 11 untuk arah y berdasarkan SNI 1726-2012 pada Tabel 6.9. Nilai *story drift* untuk lantai 11 arah y adalah  $\Delta_{11} = 15,033$  mm.

b. Beban desain vertikal yang bekerja pada lantai 11 ( $P_{11}$ ) adalah penjumlahan antara beban mati dan beban hidup dengan kombinasi 1D + 1L yang bekerja pada lantai 11 dan lantai 12, yaitu:

$$P_{11} = P_{\text{atap}} + P_{12} + 22884,867 = 63443,281 \text{ kN}$$

c. Dihitung nilai koefisien stabilitas ( $\theta$ ), yaitu:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h_{sx} C_d} = \frac{63443,281 (15,033)}{9315,355 (4600) (5,5)} = 0,0004$$

- d. Cek nilai koefisien stabilitas pada lantai 11, yaitu  $0,0004 < 0,1$  (OK), pengaruh  $P-\Delta$  dapat diabaikan.

#### 8. Pengaruh Eksentrisitas dan Torsi

Torsi berdasarkan SNI 03-1726-2012 terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi bawaan dapat dilihat melalui ETABS. Berikut ini merupakan data eksentrisitas dari torsi bawaan yang didapat melalui ETABS untuk arah x dan y.

**Tabel 4.18** Data Eksentrisitas Torsi Bawaan

LANTAI	PUSAT MASSA		PUSAT ROTASI		EKSENTRISITAS	
					(e)	
	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	X (m)	Y (m)
ATAP	47.904	15.339	48.106	13.141	-0.203	2.197
Lantai 12	47.744	14.597	48.099	12.643	-0.354	1.955
Lantai 11	47.829	13.814	48.081	12.220	-0.252	1.593
Lantai 10	47.900	13.159	48.071	11.809	-0.171	1.350
Lantai 9	48.102	12.476	48.059	11.411	0.042	1.066
Lantai 8	48.043	11.534	48.048	11.037	-0.005	0.497
Lantai 7	47.807	10.823	48.037	10.701	-0.230	0.123
Lantai 6	47.667	10.095	48.027	10.425	-0.360	-0.330
Lantai 5	47.889	9.416	48.018	10.253	-0.129	-0.837
Lantai 4	47.826	8.392	48.011	10.308	-0.185	-1.916
Lantai 3	47.880	10.251	48.003	11.176	-0.123	-0.925
Lantai 2	47.905	10.623	48.002	11.271	-0.097	-0.648
Lantai 1	47.901	10.634	48.001	11.269	-0.100	-0.635

Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan sebesar 5% dari dimensi arah tegak lurus panjang bentang struktur bangunan di mana gaya gempa bekerja. Berikut ini merupakan data eksentrisitas tak terduga.



**Tabel 4.19** Data Eksentrisitas Torsi Tak Terduga

Lantai	Panjang bentang total sumbu-y (Ly)-(mm)	Panjang bentang total sumbu-x (Lx)-(mm)	0.05 Ly (mm)	0.05 Lx (mm)
ATAP	17900	96000	895	4800
Lantai 12	16800	96000	840	4800
Lantai 11	16800	96000	840	4800
Lantai 10	16800	96000	840	4800
Lantai 9	16800	96000	840	4800
Lantai 8	16800	96000	840	4800
Lantai 7	16800	96000	840	4800
Lantai 6	16800	96000	840	4800
Lantai 5	16450	96000	822.5	4800
Lantai 4	16000	96000	800	4800
Lantai 3	21000	96000	1050	4800
Lantai 2	21000	96000	1050	4800
Lantai 1	21000	96000	1050	4800

Berdasarkan SNI 03-1726-2013 pasal 7.8.4.2, jika gaya gempa diterapkan secara serentak dalam dua arah ortogonal, perpindahan pusat massa 5% yang diisyaratkan tidak perlu diterapkan dalam kedua arah ortogonal pada saat bersamaan, tetapi harus diterapkan dalam arah yang menghasilkan pengaruh lebih besar.

Eksentrisitas torsi tak terduga harus dikalikan dengan faktor pembesaran momen torsi tak terduga (A). Faktor pembesaran torsi tak terduga (A) ditentukan dari persamaan berikut ini.

$$Ax = \left( \frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

Penjelasan rumus ini mengacu pada BAB III mengenai eksentrisitas dan torsi.

Nilai-nilai dari  $\delta_{\max}$  dan  $\delta_{\text{avg}}$  diambil dari kombinasi terbesar. Nilai tersebut dapat dikeluarkan langsung dari output ETABS. Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_x$  untuk pembebanan gempa arah x.

**Tabel 4.20** Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_x$  untuk gempa arah x

Lantai	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1,2 \delta_{\text{avg}}$ (mm)	$A_x =$ $(\delta_{\max}/1,2$ $\delta_{\text{avg}})^2$	Kontrol Torsi
ATAP	100.47	100.19	120.23	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 12	98.75	98.49	118.18	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 11	96.00	95.75	114.90	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	92.04	91.81	110.17	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	86.87	86.66	103.99	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	80.56	80.37	96.45	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	73.78	73.61	88.33	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	66.01	65.87	79.04	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	56.87	56.75	68.10	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	45.07	44.88	53.86	0.700	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	15.13	15.08	18.09	0.699	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	8.73	8.69	10.42	0.701	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 1	3.72	3.71	4.45	0.700	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.12 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu y ( $e_{dy}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dy} = e_{0y} + (0,05 Ly) \quad A_x = e_{0y} + (0,05 Ly)$$

$$e_{dy} = e_{0y} - (0,05 Ly) \quad A_x = e_{0y} - (0,05 Ly)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

Berikut ini merupakan nilai-nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk pembebanan gempa arah y.

**Tabel 4.21** Nilai dari  $\delta_{\max}$ ,  $\delta_{\text{avg}}$ , dan  $A_y$  untuk gempa arah y

Lantai	$\delta_{\max}$ (mm)	$\delta_{\text{avg}}$ (mm)	$1,2 \delta_{\text{avg}}$ (mm)	$A_y =$ $(\delta_{\max}/1,2$ $\delta_{\text{avg}})^2$	Kontrol Torsi
ATAP	27.83	27.80	33.36	0.696	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 12	25.37	25.33	30.40	0.696	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 11	22.89	22.85	27.42	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	20.28	20.24	24.29	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	17.59	17.55	21.06	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	14.81	14.78	17.74	0.697	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	12.06	12.03	14.43	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	9.29	9.27	11.12	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	6.56	6.54	7.85	0.698	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	3.93	3.92	4.70	0.699	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	1.11	1.11	1.33	0.701	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	0.56	0.56	0.67	0.702	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 1	0.19	0.19	0.23	0.703	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Dilihat pada tabel 6.13 di atas terlihat bahwa  $\delta_{\max} < 1,2 \delta_{\text{avg}}$  sehingga struktur bangunan tersebut termasuk ke dalam kategori tanpa ketidakberaturan torsi dengan faktor amplifikasi ( $A_y$ ) yang memiliki nilai kurang dari satu sehingga untuk perhitungan eksentrisitas desain searah sumbu x ( $e_{dx}$ ) menggunakan faktor amplifikasi ( $A_x$ ) dengan nilai 1.

$$e_{dx} = e_{0x} + (0,05 Lx) \quad A_x = e_{0x} + (0,05 Lx)$$

$$e_{dx} = e_{0x} - (0,05 Lx) \quad A_x = e_{0x} - (0,05 Lx)$$

Sehingga, masukan data eksentrisitas sebesar 0,05 di awal pada ETABS sudah sesuai.

Dari hasil keluaran pemodelan struktur terdapat beberapa perubahan dimensi elemen struktur. Perubahan ini dimaksudkan untuk mengurangi periode struktur bangunan.

**Tabel 4.22** Perubahan Dimensi Balok

Nama Balok Induk	Bentang (l)	Dimensi Lama	Dimensi Baru	Nama Baru Balok
	(mm)	(cm)	(cm)	(cm)
B1	8000	<b>50/70</b>	<b>50/70</b>	B1
B2	5000	<b>30/45</b>	<b>30/45</b>	B2
B3	1250	<b>10/15</b>	<b>25/35</b>	B3
B4	2400	<b>15/20</b>	<b>25/35</b>	B3
B5	6400	<b>40/55</b>	<b>50/70</b>	B1
B6	3200	<b>20/30</b>	<b>30/45</b>	B2
B7	5600	<b>35/50</b>	<b>50/70</b>	B1
B8	4800	<b>30/40</b>	<b>30/45</b>	B2
B9	4000	<b>25/35</b>	<b>30/45</b>	B2
B10	7200	<b>40/60</b>	<b>50/70</b>	B1
B11	2000	<b>15/20</b>	<b>25/35</b>	B3
B12	1900	<b>15/20</b>	<b>25/35</b>	B3
BK1	2000	<b>30/35</b>	<b>30/40</b>	BK1
BK2	2700	<b>30/40</b>	<b>30/40</b>	BK1

**Tabel 4.23** Perubahan Dimensi Kolom

Nama Kolom	Dimensi Lama	Dimensi Baru	Nama Baru Kolom
	(cm)	(cm)	(cm)
12-13	<b>50/50</b>	<b>90/70</b>	K3
11-12	<b>50/50</b>	<b>90/70</b>	K3
10-11	<b>50/50</b>	<b>90/70</b>	K3
9-10	<b>50/50</b>	<b>90/70</b>	K3
8-9	<b>60/60</b>	<b>90/70</b>	K3
7-8	<b>60/60</b>	<b>100/80</b>	K2
6-7	<b>60/60</b>	<b>100/80</b>	K2
5-6	<b>70/70</b>	<b>100/80</b>	K2
4-5	<b>70/70</b>	<b>100/80</b>	K2
3-4	<b>70/70</b>	<b>110/90</b>	K1

2-3	<b>80/80</b>	<b>110/90</b>	K1
1-2	<b>80/80</b>	<b>110/90</b>	K1
GF-1	<b>80/80</b>	<b>110/90</b>	K1

#### 9. Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, kekakuan tingkat lunak termasuk ke dalam syarat ketidakberaturan vertikal pada struktur. Pasal 7.3.3.4 SNI 1726:2016 membedakan 2 jenis kekakuan tingkat lunak yaitu:

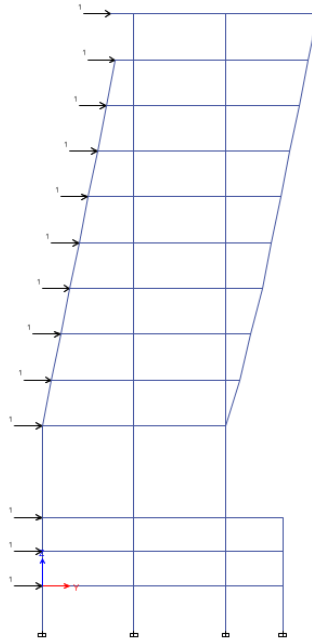
- a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (1a) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.
- b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (1b) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Kekakuan lateral ( $k$ ) setiap lantai dapat diukur dengan memberikan beban horizontal  $P$  sebesar 1 satuan, dalam hal ini akan diberikan beban horizontal sebesar 1 kN. Dan oleh beban  $P$  tersebut mengakibatkan perpindahan ( $d$ ) setiap lantai. Atau dapat dirumuskan dengan:

$$k = \frac{P}{d}$$

Dimana:

- $k$  = kekakuan lateral masing-masing lantai
- $P$  = beban horizontal yang bekerja
- $d$  = perpindahan masing-masing lantai



**Gambar 4.48** Sketsa Pembebanan Horizontal P

Berikut ini merupakan kontrol kekakuan tingkat lunak pada struktur gedung P1 UK Petra:

**Tabel 4.24** Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak (1a) arah X

Lantai	Elv (m)	d (mm)	$\Delta d$ (mm)	P (kN)	k (kN/mm)	0,7 k (i+1) (kN/mm)	0,8 $\bar{k}$ (3 lantai di atas i) (kN/mm)	Cek 1a
Atap	50	0.2	0	1	-	0	0	OK
Lt. 12	46	0.2	0	1	-	-	-	OK
Lt. 11	42	0.2	0.1	1	10	-	-	OK
Lt. 10	38	0.1	0	1	-	7	8	OK
Lt. 9	34	0.1	0	1	-	-	8	OK

Lt. 8	30	0.1	0	1	-	-	8	OK
Lt. 7	26	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 6	22	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 5	18	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 4	14	0.1	0.072	1	13.868	-	-	OK
Lt. 3	6	0.028	0.012	1	85.985	9.707	11.094	OK
Lt. 2	3	0.016	0.009	1	106.929	60.189	39.941	OK
Lt. 1	0	0.007	0.007	1	144.760	74.850	55.142	OK
Base	-4	0	0	1	-	101.332	90.046	OK

Contoh perhitungan kekakuan tingkat lunak pada lantai 3 arah x:

- Nilai perpindahan lantai 3 ( $\Delta d_3$ ) =  $d_3 - d_2 = 0,028 - 0,016 = 0,012$  mm.
- Nilai kekakuan lantai 3 ( $k_3$ ) =  $P/d = 1 \text{ kN}/0,012 \text{ mm} = 85,985$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan lantai di atasnya =  $0,7 \times k_4 = 0,7 \times 13,868 = 9,707$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan rata-rata 3 lantai di atasnya =  $0,8 (k_4 + k_5 + k_6)/3 = 0,8 (13,868 + 0 + 0)/3 = 11,094$  kN/mm.
- Cek kekakuan 1a:  
 $k_3 > 0,7 k_4$   
 $85,985 \text{ kN/mm} > 9,707 \text{ kN/mm}$  (OK)  
 $k_3 > 0,8 (k_4 + k_5 + k_6)/3$   
 $85,985 \text{ kN/mm} > 11,094 \text{ kN/mm}$  (OK)

Maka, tidak termasuk dalam ketidakberaturan tingkat lunak.

**Tabel 4.25** Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak Berlebih (1b) arah X

Lantai	Elv (m)	d (mm)	$\Delta d$ (mm)	P (kN)	k (kN/mm)	$0,6 k$ $(i+1)$ (kN/mm)	$0,7 \bar{k}$ (3 lantai di atas i) (kN/mm)	Cek 1b
Atap	50	0.2	0	1	-	-	-	OK
Lt. 12	46	0.2	0	1	-	-	-	OK

Lt. 11	42	0.2	0.1	1	10	-	-	OK
Lt. 10	38	0.1	0	1	-	6	7	OK
Lt. 9	34	0.1	0	1	-	-	7	OK
Lt. 8	30	0.1	0	1	-	-	7	OK
Lt. 7	26	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 6	22	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 5	18	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 4	14	0.1	0.072	1	13.868	-	-	OK
Lt. 3	6	0.028	0.012	1	85.985	8.321	9.707	OK
Lt. 2	3	0.016	0.009	1	106.929	51.591	34.948	OK
Lt. 1	0	0.007	0.007	1	144.760	64.157	48.249	OK
Base	-4	0	0	1	-	86.856	78.790	OK

Contoh perhitungan kekakuan tingkat lunak berlebihan pada lantai 3 arah x:

- Nilai perpindahan lantai 3 ( $\Delta d_3$ ) =  $d_3 - d_2 = 0,028 - 0,016 = 0,012$  mm.
- Nilai kekakuan lantai 3 ( $k_3$ ) =  $P/d = 1 \text{ kN}/0,012 \text{ mm} = 85,985$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan lantai di atasnya =  $0,6 \times k_4 = 0,6 \times 13,868 = 8,321$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan rata-rata 3 lantai di atasnya =  $0,7 (k_4 + k_5 + k_6)/3 = 0,7 (13,868 + 0 + 0)/3 = 9,707$  kN/mm.
- Cek kekakuan 1b:  
 $k_3 > 0,6 k_4$   
 $85,985 \text{ kN/mm} > 8,321 \text{ kN/mm}$  (OK)  
 $k_3 > 0,7 (k_4 + k_5 + k_6)/3$   
 $85,985 \text{ kN/mm} > 9,707 \text{ kN/mm}$  (OK)  
Maka, tidak termasuk dalam ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan.



**Tabel 4.26** Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak (1a) arah Y

Lantai	Elv (m)	d (mm)	$\Delta d$ (mm)	P (kN)	k (kN/mm)	0,7 k (i+1) (kN/mm)	0,8 $\bar{k}$ (3 lantai di atas i) (kN/mm)	Cek 1a
Atap	50	0.4	0	1	-	0	0	OK
Lt. 12	46	0.4	0.1	1	-	-	-	OK
Lt. 11	42	0.3	0	1	-	-	-	OK
Lt. 10	38	0.3	0	1	-	-	-	OK
Lt. 9	34	0.3	0.1	1	-	-	-	OK
Lt. 8	30	0.2	0	1	-	-	-	OK
Lt. 7	26	0.2	0	1	-	-	-	OK
Lt. 6	22	0.2	0.1	1	-	-	-	OK
Lt. 5	18	0.1	0	1	-	-	-	OK
Lt. 4	14	0.1	0.050	1	19.904	-	-	OK
Lt. 3	6	0.050	0.019	1	52.938	13.933	15.924	OK
Lt. 2	3	0.031	0.017	1	60.168	37.057	29.137	OK
Lt. 1	0	0.014	0.014	1	70.175	42.118	35.470	OK
Base	-4	0	0	1	-	49.123	48.875	OK

Contoh perhitungan kekakuan tingkat lunak pada lantai 3 arah y:

- Nilai perpindahan lantai 3 ( $\Delta d_3$ ) =  $d_3 - d_2 = 0,050 - 0,031 = 0,019$  mm.
- Nilai kekakuan lantai 3 ( $k_3$ ) =  $P/d = 1 \text{ kN}/0,019 \text{ mm} = 52,938$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan lantai di atasnya =  $0,7 \times k_4 = 0,7 \times 19,904 = 13,933$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan rata-rata 3 lantai di atasnya =  $0,8 (k_4 + k_5 + k_6)/3 = 0,8 (19,904 + 0 + 0)/3 = 15,924$  kN/mm.
- Cek kekakuan 1a:  
 $k_3 > 0,7 k_4$   
 $52,938 \text{ kN/mm} > 13,933 \text{ kN/mm}$  (OK)

$$k_3 > 0,8 (k_4 + k_5 + k_6)/3$$

$$52,938 \text{ kN/mm} > 15,924 \text{ kN/mm (OK)}$$

Maka, tidak termasuk dalam ketidakberaturan tingkat lunak.

**Tabel 4.27** Kontrol Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan (1b) arah Y

Lantai	Elv (m)	d (mm)	$\Delta d$ (mm)	P (kN)	k (kN/mm)	0,6 k (i+1) (kN/mm)	0,7 $\bar{k}$ (3 lantai di atas i) (kN/mm)	Cek 1b
ATAP	50	0.4	0	1	-	-	-	OK
Story12	46	0.4	0.1	1	-	-	-	OK
Story11	42	0.3	0	1	-	-	-	OK
Story10	38	0.3	0	1	-	-	-	OK
Story9	34	0.3	0.1	1	-	-	-	OK
Story8	30	0.2	0	1	-	-	-	OK
Story7	26	0.2	0	1	-	-	-	OK
Story6	22	0.2	0.1	1	-	-	-	OK
Story5	18	0.1	0	1	-	-	-	OK
Story4	14	0.1	0.050	1	19.904	-	-	OK
Story3	6	0.050	0.019	1	52.938	11.943	13.933	OK
Story2	3	0.031	0.017	1	60.168	31.763	25.495	OK
Story1	0	0.014	0.014	1	70.175	36.101	31.036	OK
BASE	-4	0	0	1	-	42.105	42.766	OK

Contoh perhitungan kekakuan tingkat lunak berlebihan pada lantai 3 arah y:

- Nilai perpindahan lantai 3 ( $\Delta d_3$ ) =  $d_3 - d_2 = 0,050 - 0,031 = 0,019$  mm.
- Nilai kekakuan lantai 3 ( $k_3$ ) =  $P/d = 1 \text{ kN}/0,019 \text{ mm} = 52,938$  kN/mm.
- Nilai syarat kekakuan lantai di atasnya =  $0,6 \times k_4 = 0,6 \times 19,904 = 11,943$  kN/mm.

- Nilai syarat kekakuan rata-rata 3 lantai di atasnya =  $0,7 (k_4 + k_5 + k_6)/3 = 0,7 (19,904 + 0 + 0)/3 = 13,933 \text{ kN/mm}$ .
- Cek kekakuan 1a:  
 $k_3 > 0,6 k_4$   
 $52,938 \text{ kN/mm} > 11,943 \text{ kN/mm (OK)}$   
 $k_3 > 0,7 (k_4 + k_5 + k_6)/3$   
 $52,938 \text{ kN/mm} > 13,933 \text{ kN/mm (OK)}$   
 Maka, tidak termasuk dalam ketidakberaturan tingkat lunak berlebihan.

#### 4.13 Desain Struktur Primer

Struktur utama ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Komponen struktur utama ini terdiri dari balok, kolom dan dinding geser. Perencanaan struktur primer Gedung P1 UK Petra Surabaya ini menggunakan Sistem Ganda (*Dual System*). Berdasarkan SNI 2847-2013, pendetailan semua struktur primer untuk kategori desain seismik D harus memenuhi ketentuan–ketentuan yang ada pada Pasal 21.1.4 - 21.1.7.

##### 4.13.1 Desain Balok Primer

Setelah dilakukan analisis struktur yang meliputi beban gempa, terjadi beberapa perubahan dimensi balok dari dimensi *preliminary design* sebelumnya. Dimensi balok hasil analisis struktur meliputi 4 ukuran balok dari keseluruhan balok yang digunakan. Berikut ini merupakan dimensi balok induk yang baru:

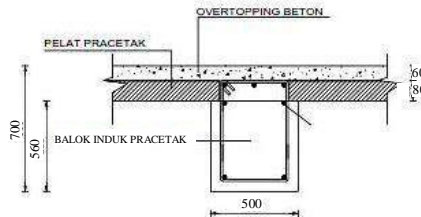
BI-1 = 500/700 mm  
 BI-2 = 300/450 mm  
 BI-3 = 250/350 mm  
 BK-1 = 300/400 mm

Balok BI-1, BI-2, BI-3 akan didesain sebagai balok pracetak, sedangkan balok BK-1 akan didesain sebagai balok *cast in situ* dikarenakan posisi balok terletak sebagai kantilever. Balok induk pracetak direncanakan terhadap kondisi saat pengangkatan, sebelum

komposit, dan setelah komposit. Untuk penulangan balok didesain tipikal untuk lantai 1-12. Hal ini dilakukan karena kemiripan hasil *output* gaya dalam. Tujuan pendesainan seperti ini dapat mempermudah dan juga mempercepat pelaksanaan. Perancangan penulangan balok mengacu pada SNI 2847-2013 pasal 21 mengenai ketentuan khusus untuk perencanaan gempa.

#### a. Perencanaan Balok Induk Pracetak BI-1

Pada perencanaan sebelumnya, yaitu perencanaan pelat lantai, pelat lantai direncanakan menumpu pada balok anak dan balok induk. Oleh karena itu, balok induk menerima beban dari pelat lantai dan berat sendirinya. Balok anak yang direncanakan saat ini adalah balok BI-1 yang mempunyai ukuran 500 x 700 mm<sup>2</sup>. Untuk menjaga elevasi akhir yang sama antar pelat lantai dan balok anak, maka ketinggian balok anak akan dikurangi setinggi pelat lantai seperti gambar berikut.



**Gambar 4.49** Posisi balok anak dan pelat lantai

Sehingga balok anak pracetak berukuran 500 x 560 mm<sup>2</sup> akan digunakan sebagai dimensi saat pengangkatan dan sebelum komposit. Balok anak direncanakan terhadap kondisi saat pengangkatan, sebelum komposit, dan setelah komposit.

#### b. Pembebanan Balok Induk Pracetak B1

##### Saat Pengangkatan

Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok induk} = 0,5 \times 0,56 \times 2400 = 672 \text{ kg/m}$$

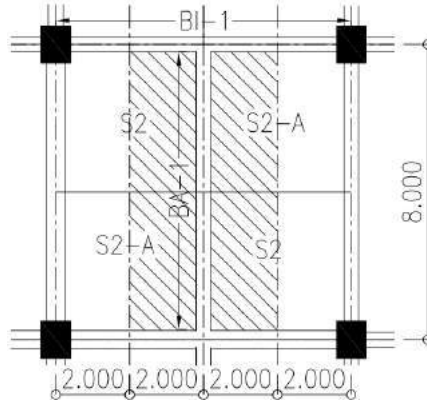
$$\text{Beban kejut} = 0,5 \times 672 = \underline{\underline{336 \text{ kg/m+}}}$$

$$DL = 1008 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total} &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= 1,2(1008) + 1,6(0) \\ &= 1.209,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$q_u = 1.209,6 \text{ kg/m}$$

### Sebelum Komposit



**Gambar 4.50** Pembebanan pada balok kondisi sebelum komposit

Pada saat kondisi sebelum komposit, pelat pracetak merupakan pelat dengan tipe 1 arah yang memiliki 2 tumpuan. Oleh karena itu balok induk menerima setengah beban akibat pelat dan setengah beban sisanya dipikul oleh balok anak.

Beban mati (DL)

$$\text{Berat balok anak} = 0,46 \times 0,4 \times 2400 = 441,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban pelat pracetak} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q l x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 0,08 \times 2400 \times 4 \right) = 768 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban overtopping} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q l x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 0,06 \times 2400 \times 4 \right) \times 1,5 = 864 \text{ kg/m}$$

$$DL = 2073,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup pelat} =$$

$$2 \left( \frac{1}{2} q l x \right) = 2 \left( \frac{1}{2} \times 100 \times 4 \right) = 400 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban total} &= 1,2\text{DL} + 1,6\text{LL} \\
 &= 1,2(2073,6) + 1,6(400) \\
 &= 3128,32 \text{ kg/m} \\
 q_u &= 3128,32 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian berat total dari balok anak ini dijadikan sebagai beban terpusat ( $P_D$ ) pada saat pembebanan balok induk.

$$P_u = 3128,32 \text{ kg/m} \times (8/2) \text{ m} \times 2 = 25.026,6 \text{ kg}$$

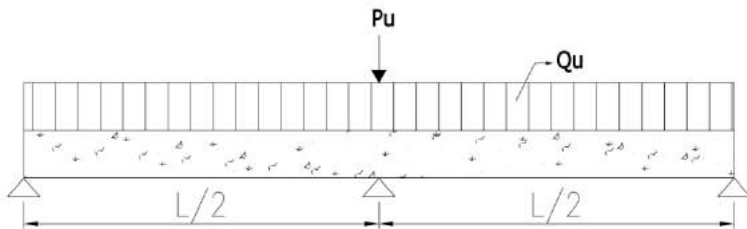
### **Beban pada balok induk**

Beban yang terjadi pada balok induk adalah berat sendiri balok induk dan berat ekuivalen pelat.

$$\text{Berat balok induk} = 0,5 \times 0,56 \times 2400 = 672 \text{ kg/m}$$

Total beban mati balok induk ( $Q_d$ ) = 672 kg/m

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2D \\
 &= 1,2 \times 672 \\
 &= 806,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$



**Gambar 4.51** Pembebanan Balok Induk Sebelum Komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &= \left( \frac{1}{10} \times Q_u \times \frac{L^2}{2} \right) \\
 &= \left( \frac{1}{10} \times 806,4 \times \frac{8^2}{2} \right) \\
 &= 1290,24 \text{ kgm} = 12,9 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### Setelah Komposit

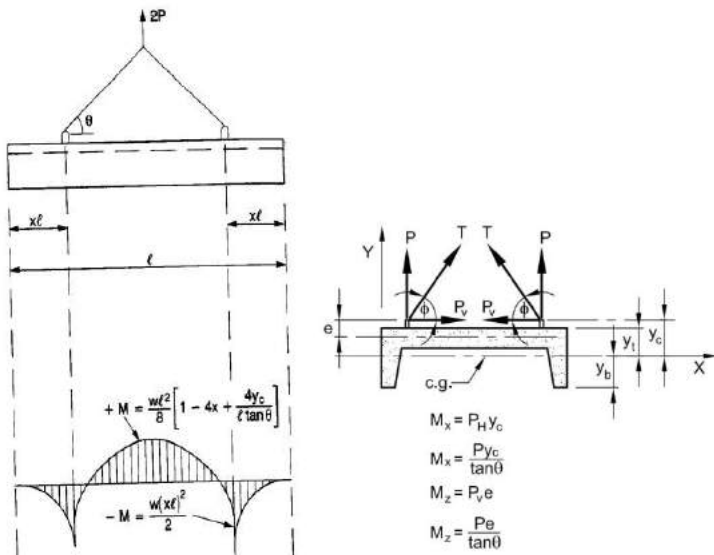
Pada saat kondisi setelah komposit, momen yang bekerja pada balok dihasilkan dari *output* analisis struktur menggunakan program ETABS.

#### c. Perhitungan Tulangan Balok

Perhitungan penulangan balok direncanakan dalam tiga tahap, yaitu penulangan saat pengangkatan, sebelum komposit dan saat komposit. Lalu dipilih tulangan yang paling kritis di antara ketiga keadaan tersebut.

##### 1. Kondisi Saat Pengangkatan

Pada saat pengangkatan direncanakan menggunakan 2 buah titik angkat yang sudah disediakan oleh PCI edisi ke-5 seperti gambar di bawah ini.

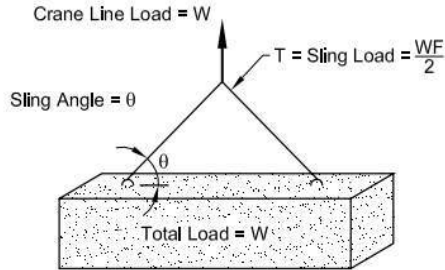


**Gambar 4.52** Titik Pengangkatan Balok

▪ **Momen yang Terjadi**

$$M_+ = \frac{qu l^2}{8} \left[ 1 - 4x + \frac{4 y_c}{l \tan \theta} \right]$$

$$M_- = \frac{qu (x l)^2}{2}$$



Multiplication Factor "F" for the Total Load on Sling With a Sling Angle of $\theta$					
$\theta$	90°	75°	60°	45°	30° <sup>a</sup>
F	1.00	1.04	1.16	1.41	2.00
NOTE: $\theta$ is usually not less than 60°. check bi-directional sling angle.					
<sup>a</sup> A 30° sling angle is not recommended.					

**Gambar 4.53** Sudut pengangkatan

$$Y_t = Y_b = \frac{h_{pracetak}}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ mm}$$

$$Y_c = Y_t + 50 \text{ mm} = 280 + 50 = 330 \text{ mm}$$

$$\theta = 60^\circ$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg } \theta}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \text{tg } \theta} \right)} \right)}$$



$$X = \frac{1 + \frac{4(330)}{8000 \times \operatorname{tg} 60}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{280}{280} \left( 1 + \frac{4(330)}{8000 \times \operatorname{tg} 60} \right)} \right)} = 0,22$$

$$M+ = \frac{1209,6 (8)^2}{8} \left[ 1 - 4(0,22) + \frac{4 (0,33)}{8 (\tan 60)} \right] = 1937,9 \text{ kgm}$$

$$M+ = 19,38 \text{ kNm}$$

$$M- = \frac{1209,6 (0,22 \times 8)^2}{2} = 1937,86 \text{ kgm} = 19,38 \text{ kNm}$$

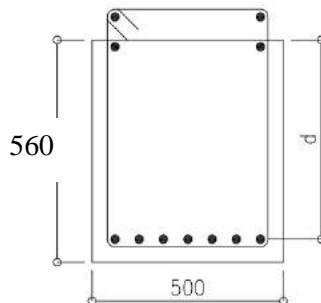
$$M+ = M-$$

#### ▪ Penulangan Lentur Akibat Pengangkatan

Data perencanaan penulangan pelat:

Bentang	= 8000 mm
Lebar balok	= 500 mm
Tebal balok pracetak	= 560 mm
Tebal decking	= 40 mm
Diameter tulangan rencana	= 22 mm
Diameter sengkang	= 13 mm

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.



**Gambar 4.54** Sketsa Penulangan Balok Induk Saat Pengangkatan

$$d = 560 - 40 - 13 - \frac{22}{2} = 496 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{19,38 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 516^2} = 0,194 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,194}{400}} \right) = 0,0005 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{\text{maks}} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.2.1)}$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \rho_{\text{min}} = \mathbf{0,0035}$$

### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,035 \times 500 \times 496 = 868 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 500 \times 496 = 917 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 496}{400} = 868 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 917 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 22 mm ( $A_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D16}}$$

$$= \frac{917}{379,94} = 2,41 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D22 ( $A_s = 1139,8 \text{ mm}^2$ )

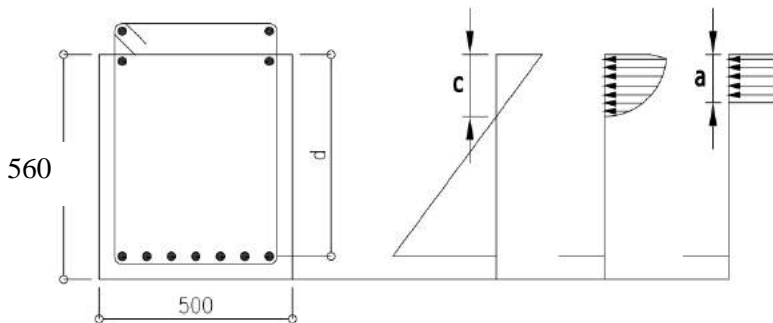
### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1139,8 = 569,9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 2D22 ( $A_s = 759,9 \text{ mm}^2 > A_s'$ )

### Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.55** Diagram Tegangan Balok Induk Saat Pengangkatan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1139,8 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 30,7 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{30,7}{0,8} = 38,31 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{496}{38,31} - 1 \right) = 0,036 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned}\emptyset M_n &= 0,9 \times 1139,8 \times 400 \times \left(496 - \frac{1}{2} \times 30,7\right) \\ &= 197.237.744,7 \text{ Nmm} = 197,24 \text{ Knm} \\ \emptyset M_n &= 197,24 \text{ kNm} > M_u = 19,38 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

▪ **Penulangan Geser Akibat Pengangkatan**

$$V_u = 0,5 q_u l = 0,5 \times 1.209,6 \times 8 = 4.838,4 \text{ kg} = 48,38 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = \emptyset (0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b d)$$

$$\emptyset V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 500 \times 496) \times 10^{-1}$$

$$\emptyset V_c = 24.453,1 \text{ kg} = 244,53 \text{ kN}$$

$$1/2 \emptyset V_c \geq V_u$$

$$91,7 \text{ kN} \geq 48,38 \text{ kN}$$

Kekuatan geser balok mencukupi, tidak dibutuhkan tulangan geser.

▪ **Gaya yang Terjadi**

$$P_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1209,6 \times 8}{2} = 4838,4 \text{ kg} = 48,4 \text{ kN}$$

$$P_v = \frac{P_u}{\tan \theta} = \frac{4838,4}{\tan 60} = 2793,45 \text{ kg} = 48,4 \text{ kN}$$

▪ **Kontrol Tegangan**

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 560^3 = 7.317.333.333,3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{M c}{I} + \frac{P_v}{A} < f_r$$

Momen yang terjadi merupakan akibat kombinasi layan, maka:

$$M_- = \frac{1008 (0,22 \times 8)^2}{2} = 1561,2 \text{ kgm} = 156120 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} = \sigma_{\min} &= \frac{156120 \times 38,31}{7.317.333.333,3} + \frac{2793,45}{500 \times 560} \\ &< 0,62 \sqrt{0,88 \times 35}\end{aligned}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,0008 + 0,10 < 3,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,11 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

- **Kontrol Momen Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013. Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 14 hari:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{3,44 \times 7.317.333.333,3}{38,31} = 657.215.405,6 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 657 \text{ kNm} \geq M = 19,38 \text{ kNm (OK)}$$

- **Kontrol Lendutan**

$$\Delta \leq \Delta \text{ ijin}$$

$$\frac{5 q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{16}$$

$$\frac{5 (1008) \times 10^{-2} (8000)^4}{384 (4700 \sqrt{0,46 \times 35}) (7.317.333.333,3)} \leq \frac{8000}{16}$$

$$3,90 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm (OK)}$$

## 2. Kondisi Sebelum Komposit

Data perencanaan penulangan pelat:

Bentang = 8000 mm

Lebar balok = 500 mm

Tebal balok pracetak = 560 mm

Tebal decking = 40 mm

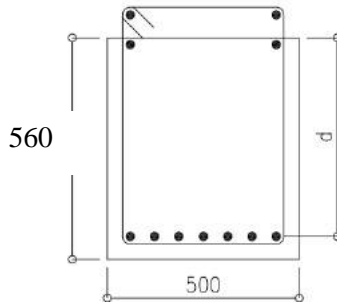
Diameter tulangan rencana = 22 mm

Diameter sengkang = 13 mm

- **Penulangan Lentur Sebelum Komposit**

Pada kondisi ini, balok sudah menumpu pada konsol kolom.

$$M_u = 12,9 \text{ kNm (mengacu pada gambar 7.3)}$$



**Gambar 4.56** Sketsa Penulangan Balok Induk Sebelum Komposit

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9 dan menggunakan 1 lapis tulangan.

$$d = 560 - 40 - 13 - \frac{22}{2} = 496 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{12,9 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 496^2} = 0,129 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 0,129}{400}} \right) = 0,0003 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{\text{maks}} = 0,025 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 21.5.2.1)}$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0035}$$

#### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0035 \times 500 \times 496 = 868 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 500 \times 496 = 917 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 496}{400} = 868 \text{ mm}^2$$

Maka, As pakai = 917 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 22 mm (Ab = 379,94 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_b}$$

$$= \frac{917}{379,94} = 2,41 \approx 3 \text{ buah}$$

Digunakan 3D22 (As = 1139,8 mm<sup>2</sup>) dan dipasang 1 lapis tulangan.

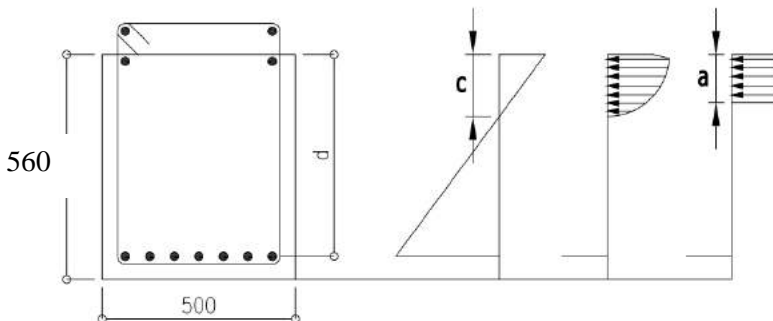
### Tulangan Lentur Tekan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar ½ dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1139,8 = 569,9 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 3D22 (As = 1139,8 mm<sup>2</sup> = As')

### Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.57** Diagram Tegangan Balok Induk Sebelum Komposit

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1139,8 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 30,7 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{30,7}{0,8} = 38,31 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{496}{38,31} - 1 \right) = 0,036 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times As \times fy \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 1139,8 \times 400 \times \left( 496 - \frac{1}{2} \times 30,7 \right) \\ &= 197.237.744,7 \text{ Nmm} = 197,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 197,24 \text{ kNm} > M_u = 12,9 \text{ kNm (OK)}$$

#### ▪ Kontrol Tegangan

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 560^3 = 7.317.333.333,3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{M c}{I} < fr$$

Momen yang terjadi merupakan akibat kombinasi layan, maka:

$$M = \frac{1}{10} q \left( \frac{l}{2} \right)^2 = \frac{1}{10} 672 \left( \frac{8}{2} \right)^2 = 1075,2 \text{ kgm} = 10,75 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{10,75 \times 10^6 \times 38,31}{7.317.333.333,3} < 0,62 \sqrt{0,88 \times 35}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,06 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

#### ▪ Kontrol Momen Retak

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013.

Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 3 hari:

$$M_{cr} = \frac{fr \times I}{c} = \frac{3,44 \times 7.317.333.333,3}{38,31} = 657.215.405,6 \text{ Nmm}$$



$$M_{cr} = 657 \text{ kNm} \geq M = 12,9 \text{ kNm (OK)}$$

▪ **Kontrol Lendutan**

$$\Delta \leq \Delta \text{ ijin}$$

$$\frac{5 q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{16}$$

$$\frac{5 (672) \times 10^{-2} (8000)^4}{384 (4700 \sqrt{0,88 \times 35}) (7.317.333.333,3)} \leq \frac{8000}{16}$$

$$1,88 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm (OK)}$$

▪ **Penulangan Geser Sebelum Komposit**

$$V_u = \frac{1}{2} q u l + \frac{P u}{2} = \frac{1}{2} \times 806,4 \times 8 + \frac{25026,6}{2}$$

$$V_u = 15.738,88 \text{ kg} = 157,39 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b d)$$

$$\phi V_c = 0,75 (0,17 \times 1 \sqrt{35} \times 500 \times 465,9) \times 10^{-1}$$

$$\phi V_c = 18.506,24 \text{ kg} = 185,06 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c \geq V_u$$

$$92,53 \text{ kN} \geq 157,39 \text{ kg (No OK)}$$

Dibutuhkan tulangan geser.

$$1/2 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$92,53 \text{ kN} \leq 157,39 \text{ kN} \leq 185,06 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan tulangan geser minimum

$$V_s = 0$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{f'c} b w d$$

$$V_{c1} = 0,333 \sqrt{35} (500)(465,9) \times 10^{-2} = 4.593,84 \text{ kg}$$

$$V_s \leq V_{c1}$$

$$0 \leq 4.593,84 \text{ kN}$$

Digunakan D-13, dua kaki ( $A_v = 265 \text{ mm}^2$ ) pada jarak maksimum, yang dipilih dari nilai terkecil antara:

$$s_2 = \frac{d}{2} = \frac{465,9}{2} = 232,95 \text{ mm}$$

$$s_3 = \frac{Av f_{yt}}{0,35 bw} = \frac{265 \times 400}{0,35 \times 500} = 606,78 \text{ mm}$$

$$s_4 = 600 \text{ mm}$$

Dipakai  $s = 200 \text{ mm}$  (dipasang D13-200)

#### ▪ Kontrol Tegangan

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 500 \times 560^3 = 7.317.333.333,3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{M c}{I} < f_r$$

Momen yang terjadi merupakan akibat kombinasi layan, maka:

$$M = \frac{1008 (0,22 \times 8)^2}{2} = 1561,2 \text{ kgm} = 156120 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{156120 \times 38,31}{7.317.333.333,3} + \frac{2793,45}{500 \times 560}$$

$$< 0,62 \sqrt{0,88 \times 35}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,0008 + 0,10 < 3,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 0,11 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

#### ▪ Kontrol Momen Retak

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013.

Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 3 hari:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I}{c} = \frac{3,44 \times 7.317.333.333,3}{38,31} = 657.215.405,6 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 657 \text{ kNm} \geq M = 19,38 \text{ kNm (OK)}$$

#### ▪ Kontrol Lendutan

$$\Delta \leq \Delta \text{ ijin}$$

$$\frac{5 q l^4}{384 E I} \leq \frac{l}{16}$$

$$\frac{5 (1008) \times 10^{-2} (8000)^4}{384 (4700 \sqrt{0,46 \times 35}) (7.317.333.333,3)} \leq \frac{8000}{16}$$

$$3,90 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm (OK)}$$

### 3. Kondisi Setelah Komposit

Data perencanaan penulangan balok:

Bentang	= 8000 mm
Lebar balok	= 500 mm
Tebal balok penuh	= 700 mm
Tebal decking	= 40 mm
Diameter tulangan rencana	= 22 mm
Diameter sengkang	= 13 mm
Jarak tulangan lapis atas-bawah	= 25 mm



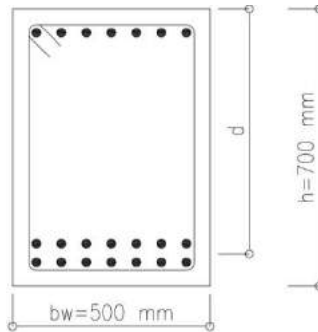
**Gambar 4.58** Momen ultimit balok

Kombinasi terbesar merupakan akibat kombinasi 1,2D+1E+1L.  
Periksa persyaratan dimensi penampang untuk komponen lentur bagian SRPMK sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.5.1:

a.  $l_n \geq 4d$

$l_n$  = bentang bersih balok dari muka kolom ke muka kolom  
Ukuran kolom terkecil pendukung balok BI-1 adalah 900 x 700 mm<sup>2</sup>.

$$l_n = 8000 - 700 = 7300 \text{ mm}$$



**Gambar 4.59** Sketsa Penulangan Balok Induk Setelah Komposit

Diasumsikan menggunakan 2 lapis tulangan simetris

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 22 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 612,5 \text{ mm}$$

$$4d (= 4 \times 612,5 = 2450 \text{ mm})$$

$$l_n = 7300 \text{ mm} \geq 4d = 2450 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

b.  $b_w \geq 0,3h$  atau 250 mm

$$b_w = 500 \text{ mm} > 250 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

$$0,3h = 0,3(700) = 210 \text{ mm} < b_w \text{ (OK)}$$

Lebar penampang,  $b_w$ , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah jarak pada tiap sisi kolom yang sama atau lebih kecil dari nilai terkecil antara lebar kolom atau  $\frac{3}{4}$  kali tinggi kolom. Ukuran kolom terkecil pendukung balok BI-1 adalah 900 x 700 mm<sup>2</sup>, maka:

$$b_w = 500 \text{ mm} < 900 + 2 \left( \frac{3}{4} \times 900 \right) = 2250 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Perencanaan tulangan lentur pada tumpuan:

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan (-) digunakan  $M_u$  tumpuan (-) yang terbesar.  $M_u$  tumpuan (-) = -949 kNm  
 Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{949 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 612,5^2} = 6,25 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 6,25}{400}} \right) = 0,018 \end{aligned}$$

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

$$\rho_{\text{maks}} = 0,025 \text{ (SNI 2847: 2013 Ps. 21.5.2.1)}$$

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,018}$$

Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,018 \times 500 \times 612,5 = 5429,1 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d = \frac{0,25 \sqrt{35}}{400} \times 350 \times 612,5 = 1132,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4 b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 612,5}{400} = 1071,9 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 5429,1 mm<sup>2</sup>

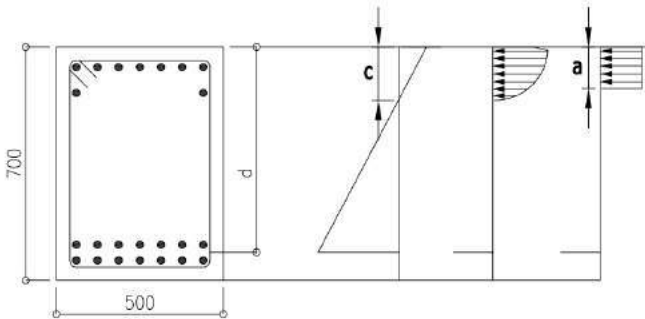
Digunakan tulangan D – 22 mm (A D22 = 379,94 mm<sup>2</sup>)

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D22}}$$

$$= \frac{5429,1}{379,94} = 14,29 \approx 15 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 15D22 ( $A_s = 5699,1 \text{ mm}^2$ )  
 Digunakan 2 lapis tulangan, dengan kombinasi 8D22 (lapis bawah)  
 dan 7D22 (lapis atas). Spasi bersih antarlapis tulangan diambil 25  
 mm, jadi nilai  $d$  tetap seperti di awal:  
 $d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 32,93 \text{ mm} = 614,07 \text{ mm}$

#### Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.60** Diagram Tegangan Balok Induk Setelah Komposit

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{5699,1 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 153,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{153,3}{0,8} = 191,6 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{614,07}{191,6} - 1 \right) = 0,007 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\emptyset M_n = \emptyset \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\begin{aligned} \emptyset M_n &= 0,9 \times 5699,1 \times 400 \times \left( 614,07 - \frac{1}{2} \times 153,3 \right) \\ &= 1.099.438.687 \text{ Nmm} = 1.099,44 \text{ kNm} \\ \emptyset M_n &= 1.099,44 \text{ kNm} > M_u = 949 \text{ kNm (OK)} \end{aligned}$$

### Tulangan Lentur Tekan

Untuk mengantisipasi terjadinya gerakan bolak-balik saat dibebani beban lateral, maka untuk tumpuan (+) digunakan  $M_u$  tumpuan (+) yang terbesar.

$M_u$  tumpuan (+) = 397 kNm

Pada perencanaan awal,  $\emptyset$  diasumsikan 0,9. Diasumsikan menggunakan 2 lapis, maka:

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (22/2) \text{ mm} = 636 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{397 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 636^2} = 2,42 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 2,42}{400}} \right) = 0,0063 \end{aligned}$$

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

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

$$\rho_{\text{perlu}} = \mathbf{0,0063}$$

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 0,0063 \times 500 \times 636 = 2012,2 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{\text{min}}} = \frac{0,25 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4 b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d x = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 500 \times 636 = 1175,8 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 636}{400} = 1113 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 2012,2 mm<sup>2</sup>

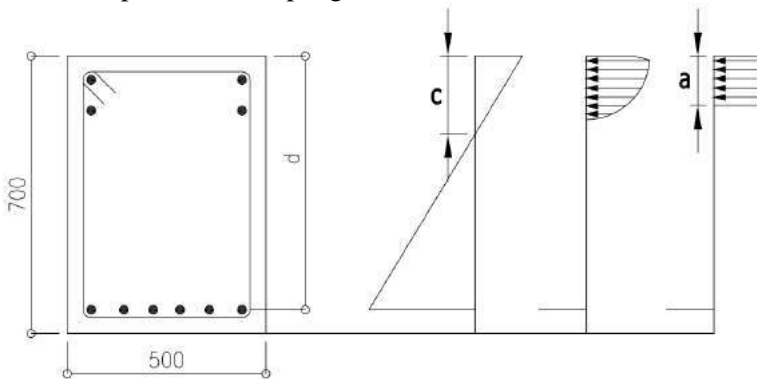
Digunakan tulangan D – 22 mm ( $A_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$ )

$$n_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s_{pakai}}}{A_{D22}}$$

$$= \frac{2012,2}{379,94} = 5,30 \approx 6 \text{ buah}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tekan 6D22 ( $A_s = 2279,6 \text{ mm}^2$ ) dipasang 1 lapis tulangan.

Kontrol Kapasitas Penampang:



**Gambar 4.61** Diagram Tegangan Tul. Tekan Balok Setelah Komposit

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2279,6 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 61,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .



$$c = \frac{a}{0,85} = \frac{61,3}{0,85} = 72,12 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{636}{72,12} - 1 \right) = 0,023 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times fy \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 2279,6 \times 400 \times \left( 636 - \frac{1}{2} \times 61,3 \right)$$

$$= 496.792.316 \text{ Nmm} = 496,8 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 496,8 \text{ kNm} > Mu = 397 \text{ kNm (OK)}$$

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Kuat lentur positif komponen struktur lentur pada muka kolom tidak boleh lebih kecil dari setengah kuat lentur negatifnya pada muka tersebut. Maka:

$$\phi Mn^+ > \frac{1}{2} \phi Mn^-$$

$$496,8 \text{ kNm} > \frac{1}{2} \times 1.099,44 \text{ kNm} = 549,72 \text{ kNm (No OK)}$$

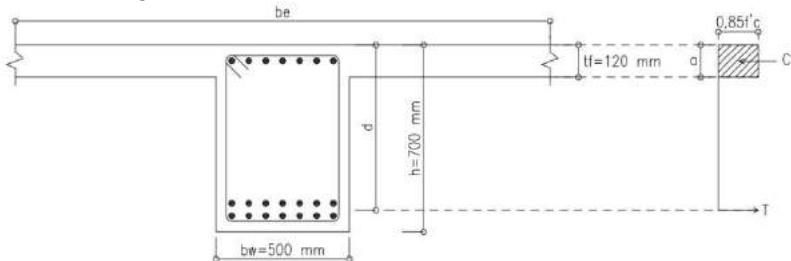
Maka dipakai  $\phi Mn^+ = 549,72 \text{ kNm}$

Untuk tulangan lentur tekan dipakai 8D22

( $\phi Mn^+ = 651,2 \text{ kNm} > 549,72 \text{ kNm}$ ) OK

## Penulangan lentur daerah lapangan

### Kontrol Pengaruh Balok T



**Gambar 4.62** Asumsi Balok T

$l_n = 7300 \text{ mm}$

Momen terfaktor yang bekerja pada balok (gambar 7.6):

$M_u \text{ lapangan} = 383 \text{ kNm}$

Lebar efektif balok T,  $b_e$ , yang diambil dari nilai terkecil antara:

a.  $b_w + 2(l_n/2) = 500 + 2(7300/2) = 7800 \text{ mm}$

b.  $b_w + 2(8 \text{ tf}) = 500 + 2(8 \times 140) = 2740 \text{ mm}$

c.  $l/4 = 8000/4 = 2000 \text{ mm}$

Diambil  $b_e = 2000 \text{ mm}$

Diasumsikan tinggi blok tegangan tekan  $a = t_f = 140 \text{ mm}$  dan diasumsikan menggunakan 2 lapis tulangan simetris. Diperoleh:

$$d = 700 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - 22 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 612,5 \text{ mm}$$

Maka:

$$\phi Mn = \phi 0,85 \times f'_c \times b \times t_f \times \left( d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 0,85 \times 35 \times 2000 \times 140 \times \left( 612,5 - \frac{140}{2} \right)$$

$$\phi Mn = 4.067.122.500 \text{ Nmm} = 4.067,1 \text{ kNm} > M_u = 383 \text{ kNm}$$

Desain dapat dilakukan seperti penampang balok persegi.

Karena perbandingan  $\phi Mn$  dan  $M_u$  yang cukup jauh, dicoba menggunakan 1 lapis tulangan. Maka:

$$d = 700 - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - d_b/2$$

$$d = 700 - 40 - 13 - 22/2 = 636 \text{ mm}$$

Pada perencanaan awal,  $\phi$  diasumsikan 0,9.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{383 \times 10^6}{0,9 \times 500 \times 636^2} = 2,34 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

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

$$= \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(13,45) \times 2,34}{400}} \right) = 0,0061$$

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

$$\rho_{maks} = 0,025 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 21.5.2.1)}$$

$$\rho_{perlu} > \rho_{min}$$

$$\rho_{perlu} = \mathbf{0,0061}$$

### Tulangan Lentur Tarik

$$A_s = \rho_{perlu} \times b \times d = 0,0061 \times 500 \times 636 = 1938,1 \text{ mm}^2$$

SNI 2847:2013 Ps. 10.5.1 menetapkan  $A_s$  tidak boleh kurang dari

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ atau } \frac{1,4b_w d}{f_y}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d = \frac{0,25\sqrt{35}}{400} \times 500 \times 636 = 1175,8 \text{ mm}^2$$

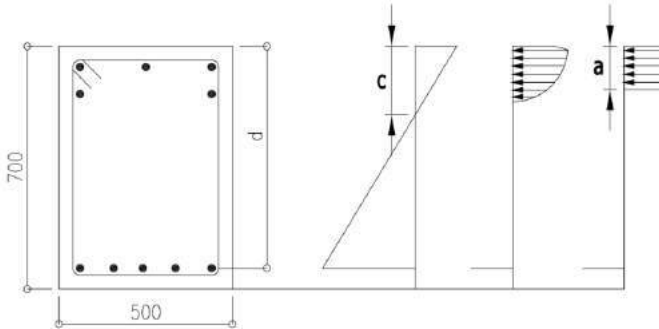
$$\frac{1,4b_w d}{f_y} = \frac{1,4 \times 500 \times 636}{400} = 1113 \text{ mm}^2$$

Maka,  $A_s$  pakai = 1938,12 mm<sup>2</sup>

Digunakan tulangan D – 22 mm ( $A_{D22} = 379,94 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s_{\text{pakai}}}}{A_{D22}} \\ &= \frac{1938,1}{379,94} = 5,1 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dibutuhkan tulangan lentur tarik 6D22 ( $A_s = 2279,6 \text{ mm}^2$ ) dan digunakan 1 lapis tulangan.

Kontrol Kapasitas Penampang:**Gambar 4.63** Diagram Tegangan Balok Induk Daerah Lapangan

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2279,6 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 61,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{61,3}{0,8} = 76,63 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{636}{76,63} - 1 \right) = 0,022 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi Mn = \phi \times As \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi Mn = 0,9 \times 2279,6 \times 400 \times \left( 636 - \frac{1}{2} \times 61,3 \right)$$

$$= 496.792.316 \text{ Nmm} = 496,8 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn = 496,8 \text{ kNm} > Mu = 383 \text{ kNm (OK)}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 6D22

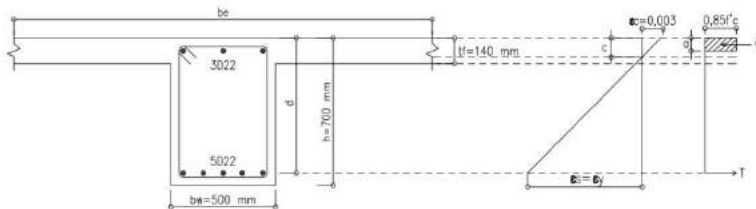
Tulangan Lentur Tekan pada bagian Lapangan

Untuk tulangan lentur tekan dapat digunakan sebesar  $\frac{1}{2}$  dari kekuatan lentur tarik berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847-2013.

$$As' = 0,5 \times As = 0,5 \times 2279,6 = 1139,8 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur tekan 3D22 ( $As = 1139,8 \text{ mm}^2 > As'$ )

## Kontrol Balok T



**Gambar 4.64** Kontrol Balok T

$$A_s = 2279,6 \text{ mm}^2 \text{ (6D22)}$$

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

$$d = 636 \text{ mm}$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2279,6 \times 400}{0,85 \times 35 \times 2000} = 15,33 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke garis netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15,33}{0,8} = 19,16 \text{ mm}$$

$$c = 19,16 \text{ mm} < t_f = 140 \text{ mm} \rightarrow \text{tergolong balok T palsu}$$

Persyaratan lentur berdasarkan pasal 21.5.2.2 SNI 2847:2013:

Baik kekuatan lentur negatif maupun kekuatan lentur positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari  $\frac{1}{4}$  kuat lentur terbesar yang disediakan pada kedua muka kolom tersebut.

$$\phi Mn^+ \text{ atau } \phi Mn^- > \frac{1}{4} (\phi Mn \text{ terbesar di setiap titik})$$

$$\phi Mn = 496,8 \text{ kNm} > \frac{1}{4} \times 1.099,44 \text{ kNm} (=274,86 \text{ kNm}) \text{ (OK)}$$

- **Desain Penulangan Geser**

Menurut SNI-2847-2013 pasal 21.3.3.1 bahwa gaya geser rencana  $V_u$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian komponen struktur antara dua muka tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur

maksimum,  $M_n$  harus dianggap bekerja pada muka tumpuan dan komponen tersebut dibebani dengan beban gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya.

Nilai Gaya Geser Rencana pada Balok:

Jumlah gaya lintang yang timbul akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.

$$V_{ki} = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{ln} + \frac{qu \times ln}{2}$$

$$V_{ka} = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} - \frac{qu \times ln}{2}$$

Nilai  $M_{pr}$  dihitung sebagai berikut:

Untuk tulangan 15D22 di sisi atas:

$$a = \frac{As \times 1,25fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{5699,1 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 191,6 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^- = As(1,25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 5699,1 (1,25 \times 400) \left( 614,07 - \frac{191,6}{2} \right)$$

$$M_{pr}^- = 1.476.884.170 \text{ Nmm} = 1476,9 \text{ kNm}$$

Untuk tulangan 8D22 di sisi bawah:

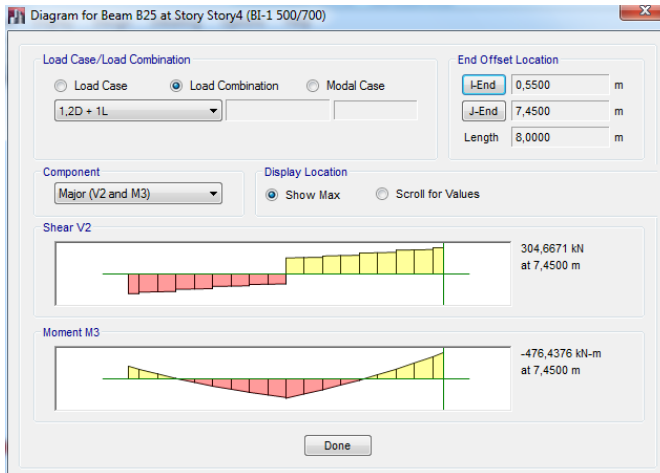
$$a = \frac{As \times 1,25fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{3039,5 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 35 \times 500} = 102,17 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = As(1,25fy) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 3039,5(1,25 \times 400) \left( 636 - \frac{102,17}{2} \right)$$

$$M_{pr}^+ = 888.924.571,3 \text{ Nmm} = 888,92 \text{ kNm}$$

Dengan  $qu$  merupakan beban akibat kombinasi 1,2D+1L. Sehingga  $qu \times ln/2$  dapat dianggap sebagai  $V_u$  akibat kombinasi 1,2D+1L pada ETABS.



**Gambar 4.65** Gaya geser tumpuan ultimit

$$V_{ki} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} + \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^- + Mpr^+}{ln} + Vu$$

$$V_{ki} = \frac{1476,9 + 888,92}{6,9} + 304,67 = 647,54 \text{ kN}$$

$$V_{ki} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - \frac{qu \times ln}{2} = \frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} - Vu$$

$$V_{ki} = \frac{1476,9 + 888,92}{6,9} - 304,67 = 38,2 \text{ kN}$$

Perencanaan gaya geser pada sendi plastis:

Gaya geser maksimum yang ditimbulkan oleh beban gempa adalah:

$$\frac{Mpr^+ + Mpr^-}{ln} = \frac{1476,9 + 888,92}{6,9} = 342,87 \text{ kN}$$

di mana nilai ini lebih besar daripada 50% gaya geser total (mengacu pada gambar 7.6)

$$\frac{1}{2} \times 448,7 = 224,35 \text{ kN}$$

Sehingga  $V_c$  dapat diambil sama dengan nol. Maka:

$$Vu = \emptyset Vs + \emptyset Vc$$

$$V_u = \phi V_s + 0$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{647,54}{0,75} = 863,4 \text{ kN}$$

$$V_s < 0,66 \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$863,4 \text{ kN} < 0,66 \sqrt{35} \times 500 \times 614,07 \times 10^{-3}$$

$$863,4 \text{ kN} < 1198,85 \text{ kN} \text{ (OK, penampang mencukupi)}$$

Jika dipakai sengkang tertutup dengan diameter 13 mm (3 kaki), maka jarak antar sengkang,  $s$ , adalah:

$$s = \frac{A_s \times f_y \times d}{V_s} = \frac{3(132,73) \times 400 \times 614,07}{863,4 \times 10^3} = 113,5 \text{ mm}$$

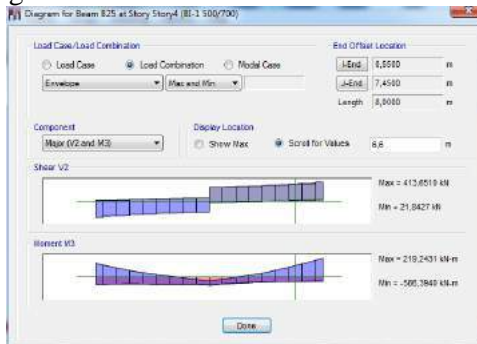
Jarak maksimum sengkang tertutup sepanjang  $2h$  ( $= 2 \times 700 = 1400$  mm) tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $d/4 = 615,2/4 = 153,8$  mm
- $6d_b = 6(22) = 132$  mm
- 150 mm

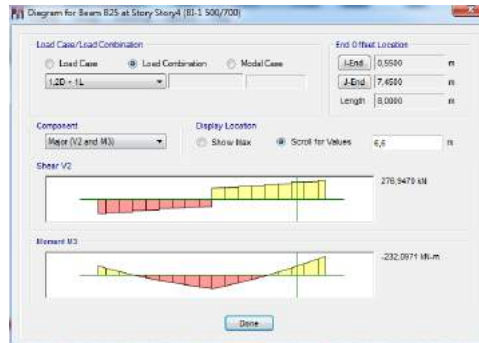
Sehingga dapat dipasang sengkang tertutup 3D13-100 mm hingga sepanjang 1400 mm dari muka tumpuan. Dan sengkang tertutup pertama dipasang sejarak 50 mm dari muka tumpuan.

### • Penulangan Geser Lapangan Balok

Pada jarak 1400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:







**Gambar 4.66** Gaya geser lapangan ultimit

Pada jarak 1.400 mm dari muka tumpuan hingga ke bagian lapangan, bekerja gaya geser sebesar:

$$V_u = 413,65 \text{ kN (gambar 7.10)}$$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$V_c = 0,17(1)(\sqrt{35})(500)(614,07) \times 10^{-3} = 308,8 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{413,65}{0,75} - 308,8 = 242,73 \text{ kN}$$

$$V_s \leq 0,33\sqrt{f'_c} \times bw \times d$$

$$242,73 \text{ kN} \leq 0,33\sqrt{35} \times 500 \times 636 \times 10^{-3}$$

$$242,73 \text{ kN} \leq 620,83 \text{ kN (OK)}$$

Jika digunakan  $d_b = 13 \text{ mm}$ , maka jarak ditentukan dari nilai yang terkecil antara:

$$\bullet s_1 = Av \frac{f_{yt} d}{V_s} = 3(132,73)(400) \left( \frac{612,5}{242,73 \times 10^3} \right) = 401,91 \text{ mm}$$

$$\bullet s_2 = \frac{d}{2} = \frac{612,5}{2} = 306,25 \text{ mm}$$

$$\bullet s_3 = Av \frac{f_{yt}}{0,35bw} = 3(132,73) \times \frac{400}{0,35 \times 500} = 910,15 \text{ mm}$$

$$\bullet s_4 = 600 \text{ mm}$$

Jadi dipilih,  $s = 250 \text{ mm}$  dipasang 3D13-250.

- **Kontrol Tegangan**

Tegangan yang terjadi pada balok saat beton berumur 14 hari:

$$I = \frac{1}{12} x b x h^3 = \frac{1}{12} x 500 x 700^3 = 1,43 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{M c}{I} < f_r$$

Momen yang terjadi merupakan akibat kombinasi layan, maka:

$M = 636,46 \text{ kNm}$  (ouput ETABS)

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = \frac{636,46 \times 10^6 \times 72,12}{1,43 \times 10^{10}} < 0,62 \sqrt{0,88 \times 35}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\min} = 3,21 \text{ MPa} < 3,44 \text{ MPa (OK)}$$

- **Kontrol Momen Retak**

Kontrol retak ditinjau menurut pasal 9.5.2.3 SNI 2847-2013.

Momen batas retak yang terjadi pada pelat saat beton berumur 3 hari:

$$M_{cr} = \frac{f_r x I}{c} = \frac{3,44 x 1,43 \times 10^{10}}{72,12} = 682.085.413,2 \text{ Nmm}$$

$$M_{cr} = 682,1 \text{ kNm} \geq M = 636,46 \text{ kNm (OK)}$$

- **Kontrol Lendutan**

$$\Delta \leq \Delta \text{ ijin}$$

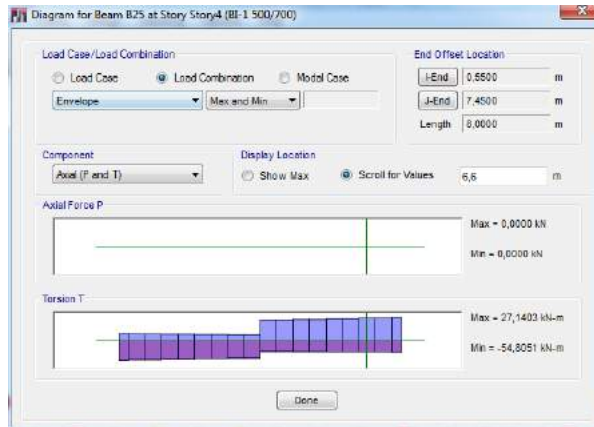
$$\Delta = 21,3 \text{ mm (output ETABS)}$$

$$21,3 \text{ mm} \leq \frac{l}{16}$$

$$21,33 \text{ mm} \leq \frac{8000}{16}$$

$$21,33 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm (OK)}$$

Pengaruh puntir/torsi dapat diabaikan apabila momen puntir yang terjadi tidak melebihi persamaan dibawah ini (SNI 2847-2013 pasal 11.5.2.2):



**Gambar 4.67** Torsi yang terjadi pada BI-1

$$\begin{aligned}
 Tu &= \frac{\varphi x \sqrt{fc'}}{3} x \left( \frac{A_{CP}^2}{P_{CP}} \right) \\
 &= \frac{0,75 x \sqrt{35 \text{ Mpa}}}{3} x \left( \frac{(1100 \times 900 \text{ mm}^2)^2}{2(1100 + 900) \text{ mm}} \right) \\
 &= 362.396.862,2 \text{ Nmm} = 362,4 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Torsi yang terjadi pada BI-1 sebesar 54,81 kNm.

Kontrol: 54,81 kNm < 362,4 kNm (Torsi diabaikan)

Jadi, berdasarkan perencanaan penulangan digunakan penulangan akibat kondisi setelah komposit, yaitu:

Tulangan lentur tumpuan: 15D22(+) dan 8D22(-)

Tulangan lentur lapangan: 3D22(-) dan 6D22(+)

Tulangan geser sendi plastis: 3D13-100

Tulangan geser di luar sendi plastis: 3D13-250

### **Panjang Penyaluran**

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12, panjang penyaluran tulangan diatur sebagai berikut :

#### **Penyaluran Tulangan Tarik**

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,7\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 22$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 1137,5 \text{ mm} \approx 1200 \text{ mm}$

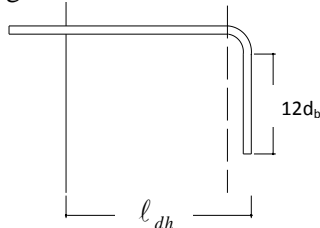
### **Penyaluran Kait Standar Dalam Kondisi Tarik**

$$ldh > 8db = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$$

$$ldh > 150 \text{ mm}$$

$$ldh > dbx \left( \frac{0,24 f_y \psi_e}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) = 19x \left( \frac{0,24x400x1}{1x\sqrt{30}} \right) = 333,01 \text{ mm}$$

Jadi dipakai panjang  $ldh$  sebesar 350 mm



**Gambar 4.68** Gambar Detail Ikatan untuk Penyaluran Kait Standar

**Tabel 4.28** Rekapitulasi Penulangan Balok Induk B1:

Kondisi	Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
	Tumpuan	Lapangan	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
Pengangkatan	3D22(+) 2D22(-)	2D22(-) 3D22(+)		
Sebelum Komposit	3D22(+) 2D22(-)	2D22(-) 3D22(+)	D13-200	D13-200
Setelah Komposit	15D22(+) 8D22(-)	3D22(-) 6D22(+)	3D13-100	3D13-250

Berdasarkan hasil rekapitulasi di atas, maka untuk Balok Induk B1 digunakan penulangan lentur 15D22(+), 3D22(+), 8D22(-) pada daerah tumpuan dan 3D22(-), 3D22(-), 6D22(+), pada daerah lapangan serta penulangan geser 3D13-100 sepanjang 1,4 m dari masing-masing tumpuan dan 3D13-250 di luar daerah tersebut. Dan untuk jenis balok lainnya digunakan penulangan seperti pada tabel di bawah ini:

**Tabel 4.29** Rekapitulasi Penulangan Balok Induk:

Nama Balok	Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
	Tumpuan	Lapangan	Sendi Plastis	Luar Sendi Plastis
BI-2 (300/450)	8D22(+) 3D22(+) 4D22(-)	2D22(-) 2D22(-) 4D22(+)	3D13-150	3D13-300
BI-3 (250/350)	4D22(+) 3D22(+) 2D22(-)	2D22(-) 2D22(-) 4D22(+)	3D13-200	3D13-300
BK-1 (300/400)	6D22(+) 3D22(-)	3D22(-) 6D22(+)	3D13-150	3D13-300

### 4.13.2 Desain Kolom

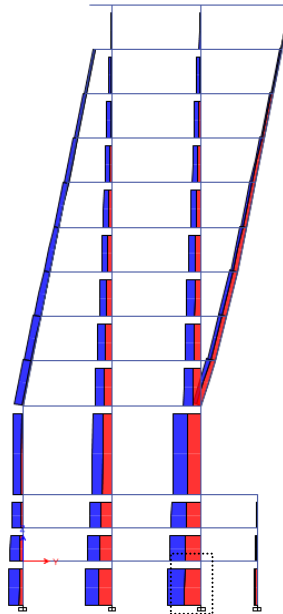
Pada desain modifikasi Gedung P1 UK Petra Surabaya, terdapat tiga jenis kolom, yaitu:

$$K1 = 1100 \times 900 \text{ mm}^2$$

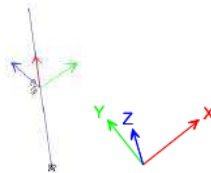
$$K2 = 1000 \times 800 \text{ mm}^2$$

$$K3 = 900 \times 700 \text{ mm}^2$$

Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior K1 yang diperlihatkan pada Gambar 4.69.



**Gambar 4.69** Kolom K1



**Gambar 4.70** Sumbu Lokal Kolom K1

Dari hasil analisis struktur yang telah dilakukan, didapat gaya aksial dan momen maksimal yang dipikul kolom akibat kombinasi *envelope*, yaitu:

Kolom K1 Lantai 1:

$$P_u = 15.307,85 \text{ kN (akibat kombinasi 1,2D + 1,6L)}$$

$$M_{ux} = 569,33 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D + 1E}_y + 1L)$$

$$M_{uy} = 1048,73 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D - 1E}_x + 1L)$$

Kolom K1 Lantai 2:

$$P_u = 14.325,21 \text{ kN (akibat kombinasi 1,2D + 1,6L)}$$

$$M_{ux} = 391,58 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D + 1E}_y + 1L)$$

$$M_{uy} = 565,11 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D - 1E}_x + 1L)$$

Dilakukan kontrol persyaratan komponen pemikul lentur dan gaya aksial pada SRPMK berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.1.

Cek terhadap syarat  $A_g f'_c/10$ :

$$P_u > \frac{A_g f'_c}{10}$$

$$15.307,85 \text{ kN} > \frac{1100 \times 900 \times 35 \times 10^{-3}}{10} = 3.465 \text{ kN (OK)}$$

Karena  $P_u > A_g f'_c/10$ , maka komponen struktur tersebut didesain sebagai komponen struktur yang memikul beban aksial dan lentur, dan karena merupakan bagian dari SRPMK, maka harus diperiksa terhadap persyaratan:

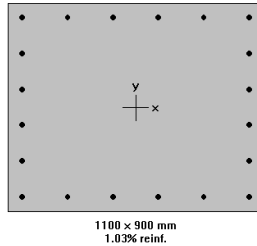
$$\text{Dimensi terkecil penampang} = 900 \text{ mm} > 300 \text{ mm (OK)}$$

$$\text{Perbandingan } b/h = 1100/900 = 1,22 > 0,4 \text{ (OK)}$$

#### a. Desain tulangan longitudinal penahan lentur

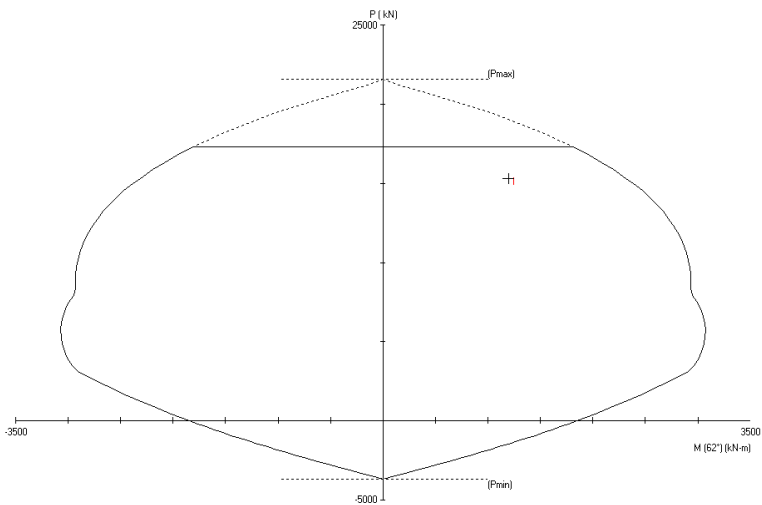
Desain tulangan longitudinal menggunakan program bantu PCACol v.3.6.4. Dari output program tersebut dapat digunakan tulangan memanjang yang terdiri dari 20D25. Maka:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{20(0,25 \times \pi \times 25^2)}{1100 \times 900} = 0,0103 = 1,03\%$$



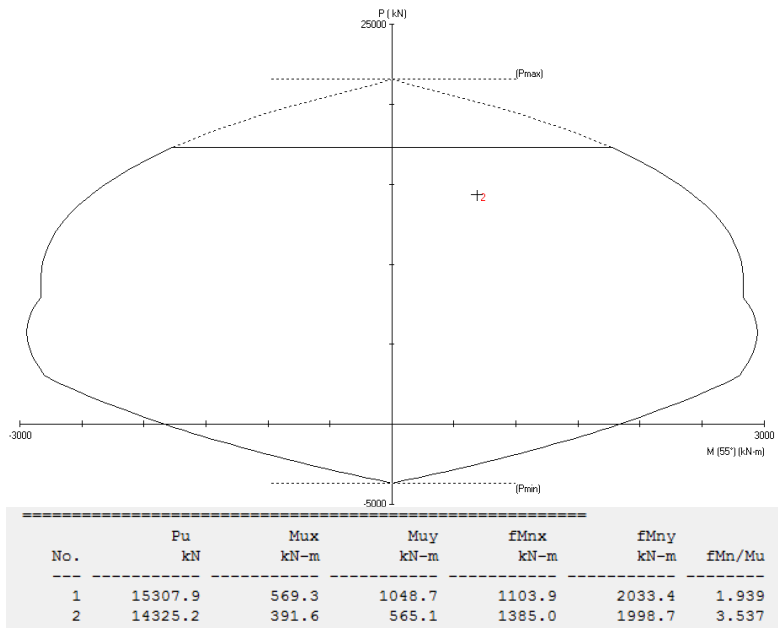
**Gambar 4.71** Penampang Kolom K1

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.9.1 batasan rasio tulangan komponen struktur tekan diijinkan dari 1% - 6%, sehingga persyaratan ini sudah terpenuhi. Diagram interaksi penampang kolom ini ditunjukkan dalam gambar di bawah.



**Gambar 4.72** Diagram Interaksi K1 Lantai 1





**Gambar 4.73** Diagram Interaksi K1 Lantai 2

Menurut SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi P_n \max &= 0,8 \times \phi \times \left[ 0,85 \times f'c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[ 0,85 \times 35 \times (990.000 - 10.197) + 400 \times 10.197 \right] \\ &= 17.278.528,41 \text{ N} = 17.278,53 \text{ kN} > 15.307,9 \text{ kN} \dots (\text{OK}) \end{aligned}$$

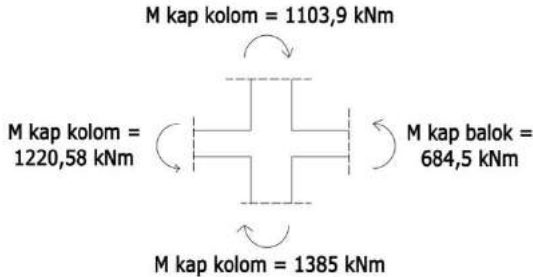
#### **b. Persyaratan Kuat Kolom Balok Lemah**

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 diperhatikan 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 column weak beam.



**Gambar 4.74** Sketsa Kuat Momen yang Bertemu di HBK

Untuk Arah X:

Untuk goyangan ke kanan, kuat lentur nominal dari ujung balok (tumpuan) pada titik atas kolom K1 lantai 1 diperoleh dari  $\phi M_n$  balok yang telah dihitung dan dibagi dengan faktor  $\phi = 0,9$ . Dari hasil ini diperoleh:

Momen nominal balok B1 tumpuan (tulangan tarik) yang memperhitungkan pengaruh pelat lantai (perhitungan di bawah ini merupakan bagian dari perhitungan B1 pada desain balok):

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b \times e} = \frac{5699,1 \times 400}{0,85 \times 35 \times 2000} = 38,3 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38,3}{0,8} = 47,89 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{614,07}{47,89} - 1 \right) = 0,007 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 5699,1 \times 400 \times \left( 614,07 - \frac{1}{2} \times 38,3 \right)$$

$$\phi M_n = 1.220.583.086 \text{ Nmm} = 1220,58 \text{ kNm}$$

Momen nominal balok B1 tumpuan (tulangan tekan) yang memperhitungkan pengaruh pelat lantai (perhitungan di bawah ini merupakan bagian dari perhitungan B1 pada desain balok):

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{3039,5 \times 400}{0,85 \times 35 \times 2000} = 20,43 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

Sesuai pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013, untuk  $f'_c = 35 \text{ MPa}$  dapat digunakan  $\beta_1 = 0,8$ .

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{20,43}{0,8} = 25,54 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{636}{25,54} - 1 \right) = 0,072 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3039,5 \times 400 \times \left( 636 - \frac{1}{2} \times 20,43 \right)$$

$$\phi M_n = 684.746.462 \text{ Nmm} = 684,75 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 684,75 \text{ kNm}$$

$$\phi M_{nb} = 1220,58 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nb} = \frac{1220,58 + 684,75}{0,9} = 2117,03 \text{ kNm}$$

Untuk momen nominal kolom diambil nilai nominal arah x terkecil dari kombinasi yang ada.

$$\Sigma M_{nc} = \frac{1103,9 + 1385}{0,65} = 3829,08 \text{ kNm}$$

Maka:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

$$3829,08 \text{ kNm} > 1,2 \times 2117,03 \text{ kNm}$$

$$3829,08 \text{ kNm} > 2540,44 \text{ kNm (OK)}$$

Untuk Arah Y:

Untuk goyangan ke kanan, kuat lentur nominal dari ujung balok (tumpuan) pada titik atas kolom K1 lantai 1 diperoleh dari  $\emptyset M_n$  balok yang telah dihitung dan dibagi dengan faktor  $\emptyset = 0,9$ . Dari hasil ini diperoleh:

$$\emptyset M_{nb-} = 684,75 \text{ kNm}$$

$$\emptyset M_{nb+} = 1220,58 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nb} = \frac{1220,58 + 684,75}{0,9} = 2117,03 \text{ kNm}$$

Untuk momen nominal kolom diambil nilai nominal arah y terkecil dari kombinasi yang ada.

$$\Sigma M_{nc} = \frac{2033,4 + 1998,7}{0,65} = 6203,23 \text{ kNm}$$

Maka:

$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2) \Sigma M_{nb}$$

$$6203,23 \text{ kNm} > 1,2 \times 2117,03 \text{ kNm}$$

$$6203,23 \text{ kNm} > 2540,44 \text{ kNm (OK)}$$

### c. Perencanaan Geser Kolom

Luas tulangan transversal kolom yang dibutuhkan ditentukan berdasarkan yang terbesar dari persamaan di bawah (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4):

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \frac{b_c f_c'}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

atau

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \frac{b_c f_c'}{f_{yt}}$$

Keterangan:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

Bc = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

Ag = luasan penampang kolom (mm<sup>2</sup>)

Ach = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

Fyt = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

$$bc = 1100 - 2(40) = 1020 \text{ mm}$$

$$Ach = 1020 \times (900 - 2(40)) = 836.400 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,3 \times \frac{1020 \times 35}{400} \left[ \left( \frac{1100 \times 900}{836400} \right) - 1 \right] = 4,91 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

atau

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,09 \times \frac{1020 \times 35}{400} = 8,03 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Syarat jarak tulangan transversal:

¼ dimensi terkecil komponen struktur = ¼ (900) = 225 mm

6 kali diameter tulangan memanjang = 6(25) = 150 mm

$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$ , nilai  $h_x$  dapat diperkirakan sebesar 1/3 bc (= 1/3 x 1020 = 340 mm) yang lebih kecil dari syarat yaitu 350 mm.

Sehingga besar  $s_o$  adalah:

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - 340}{3} \right) = 103,3 \text{ mm}$$

Sehingga jarak maksimum tulangan transversal yang dapat diambil adalah 100 mm. Luas sengkang tertutup yang dibutuhkan adalah:  
 $A_{sh} = 8,03 s = 8,03(100) = 803 \text{ mm}^2$ .

Misal digunakan sengkang tertutup berdiameter 16 mm, maka dibutuhkan 4 kaki D16 ( $A_{sh} = 804,25 \text{ mm}^2$ ).

Sengkang tertutup ini dipasang hingga sejarak lo diukur dari muka hubungan balok kolom, di mana lo diambil dari nilai terbesar antara: Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom = 1100 mm

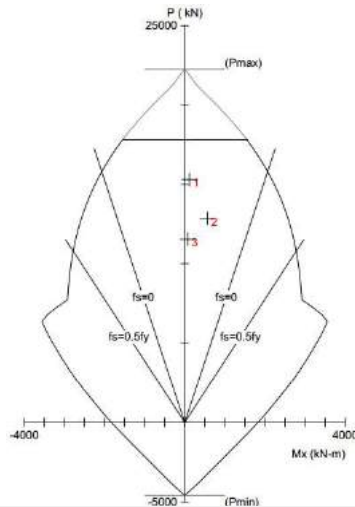
- $1/6$  dari bentang bersih komponen struktur =  $1/6 (3300) = 550 \text{ mm}$
- 450 mm

Jadi sepanjang 1100 mm dari muka hubungan balok kolom harus disediakan sengkang tertutup 4 kaki D16 – 100 mm.

Gaya Geser yang berhubungan dengan sendi plastis di kedua ujung kolom:

$$V_e = \frac{M_{prc \text{ atas}} + M_{prc \text{ bawah}}}{l_u}$$

Nilai  $M_{pr}$  ujung kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum  $1,25f_y$  dan faktor reduksi  $\phi = 1$ , dengan  $l_u$  adalah tinggi kolom. Dari arah x dan dan y diambil nilai  $\phi M_n$  yang terbesar. Dalam hal ini, diperoleh arah x yang terbesar. Dari diagram interaksi di bawah diperoleh nilai  $M_{pr}$  kolom lantai bawah dan disamakan dengan kolom lantai atas:



No .	Pu kN	Mux kN-m	fMnx kN-m	fMn/Mu
1	15307.9	115.7	2173.1	18.785
2	12864.8	569.3	2574.7	4.522
3	11553.4	80.8	2717.3	33.636

**Gambar 4.75** Diagram Interaksi menggunakan tulangan 1,25fy

$$V_e = \frac{2173,1 + 2173,1}{4} = 1086,55 \text{ kN}$$

Hasil di atas tidak perlu melebihi dari:

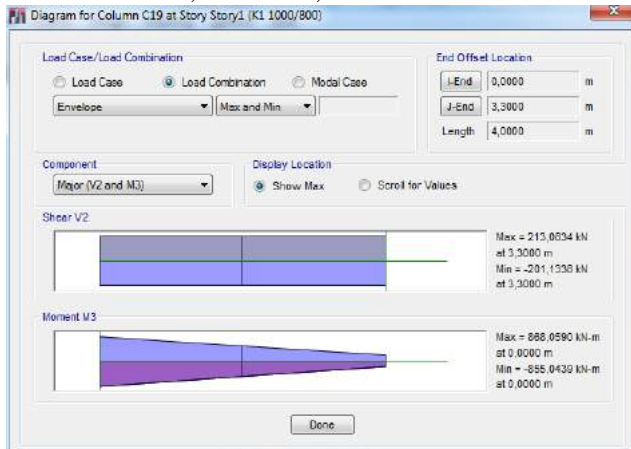
$$V_e = \frac{M_{pr}^- + M_{pr}^+}{l_1}$$

Mprb adalah kuat lentur maksimum dari balok yang merangka pada hubungan balok kolom, dengan  $l_1$  adalah tinggi bersih kolom. Nilai Mpr ini diambil dari perhitungan geser balok.

$$l_1 = 4 - 2 \left( \frac{1}{2} \times 0,7 \right) = 3,3$$

$$V_e = \frac{1476,9 + 888,92}{3,3} = 716,92 \text{ kN}$$

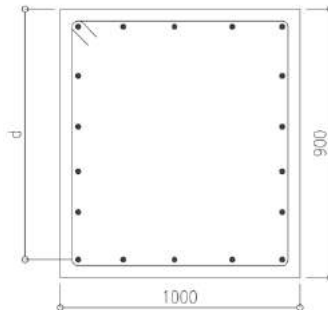
Nilai  $V_e$  di atas keduanya tidak boleh kurang dari gaya geser terfaktor hasil analisis,  $V_e = 213,1$  kN.



**Gambar 4.76** Gaya geser ultimit maksimum pada kolom K1

Sehingga dari ketiga nilai  $V_e$  di atas, diambil  $V_e = 1086,55$  kN. Selanjutnya dengan mengasumsikan kuat geser yang disumbang oleh beton,  $V_c = 0$ , maka:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{1086,55}{0,75} = 1448,73 \text{ kN}$$



**Gambar 4.77** Penampang Kolom K1

$d = h - \text{selimut beton} - \phi_{\text{sengkang}} - \phi_{\text{tul lentur}}$

$$d = 1100 - 40 - 13 - (25/2) = 1034,5 \text{ mm}$$



$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \times d} = \frac{1086,55 \times 10^3}{400 \times 1034,5} = 2,63 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

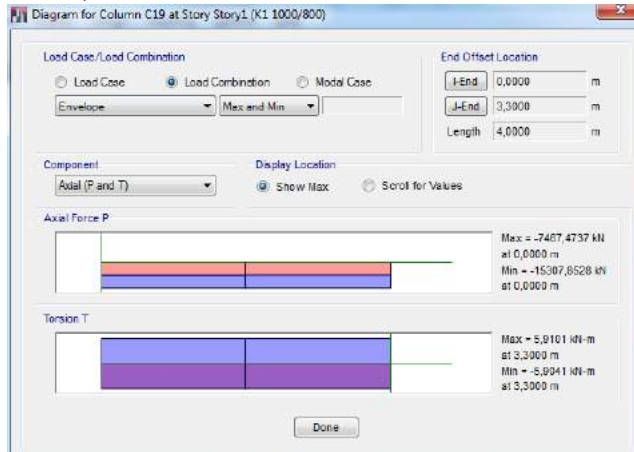
Untuk  $s = 100 \text{ mm}$ , maka  $A_v = 2,63(100) = 263 \text{ mm}^2$ . Sudah disediakan sengkang tertutup pada perhitungan sebelumnya, yaitu 4 kaki D16 – 100 mm (Ash = 804,25 mm<sup>2</sup>).

Penulangan Geser di Luar lo:

$V_c$  ditentukan berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.2

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14Ag} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Nilai  $N_u$  diambil dari nilai gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom,  $N_u = 15.307,9 \text{ kN}$ . Maka:



**Gambar 4.78** Gaya aksial terfaktor terkecil pada kolom K1

$$V_c = 0,17 \left( 1 + \frac{15307,9}{14(1100 \times 900)} \right) 1\sqrt{35} \times 900 \times 934,5$$

$$V_c = 846806,45 \text{ N} = 846,81 \text{ kN}$$

Karena  $V_c$  sudah melebihi  $V_u (= 213,1 \text{ kN})$  di luar panjang lo, maka pada daerah di luar lo, dapat dipasang tulangan sengkang dengan jarak  $d/2$ .

$$\frac{d}{2} = \frac{934,5}{2} = 467,25 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

Namun persyaratan jarak tulangan transversal di luar daerah lo menyatakan bahwa jarak antara tulangan tidak boleh melebihi 150 mm (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5), sehingga tetap harus dipasang tulangan dengan jarak maksimal 150 mm. Sehingga dipasang 4D16-150 mm. Jadi, berdasarkan perencanaan penulangan digunakan:

Tulangan lentur: 20D25

Tulangan geser: 4 kaki D16 – 100 (sepanjang 1 meter dari masing-masing tumpuan) dan 4D16 – 150 di luar 1 meter tersebut.

#### d. Panjang Lewatan

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.3, panjang lewatan tulangan dari kolom ditentukan sebagai berikut :

$$ld = \left[ \left( \frac{fy}{1,1\lambda\sqrt{f'c}} \right) \times \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{Cb + Ktr} \right) \right] \times db$$

Parameter diatas didefinisikan berdasarkan Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 12.2.4

$\psi_t = 1$  (situasi lainnya)

$\psi_e = 1$  (tulangan tanpa pelapis)

$\psi_s = 1$  (tulangan D-25)

$\lambda = 1$  (beton bormal)  $f'c = 35 \text{ MPa}$

$db = 25 \text{ mm}$

$$\frac{Cb Ktr}{db} = 2,5$$

$$ld = \left[ \left( \frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \right) \times \left( \frac{1 \times 1 \times 1}{2,5} \right) \right] \times 25$$

$$= 614,7 \text{ mm} = 650 \text{ mm}$$

**Tabel 4.30** Rekapitulasi Penulangan Kolom:

Nama Kolom	Tulangan Lentur	Tulangan Geser	
		Sepanjang lo	Di luar lo
K-1 (1100 x 900)	20D25	4D16-100	4D16-150
K-2 (1000/800)	16D25	4D16-100	4D16-150
K-3 (900/700)	16D25	3D16-150	3D16-150

#### 4.13.3 Desain Hubungan Balok-Kolom (HBK)

Pada bagian berikut ini akan ditampilkan desain hubungan balok-kolom interior yang merupakan tempat pertemuan komponen struktur balok dan kolom yang telah didesain sebelumnya, yaitu dengan dimensi kolom 1100 x 900 mm<sup>2</sup> dan balok 500 x 700 mm<sup>2</sup>.

##### a. Dimensi Join

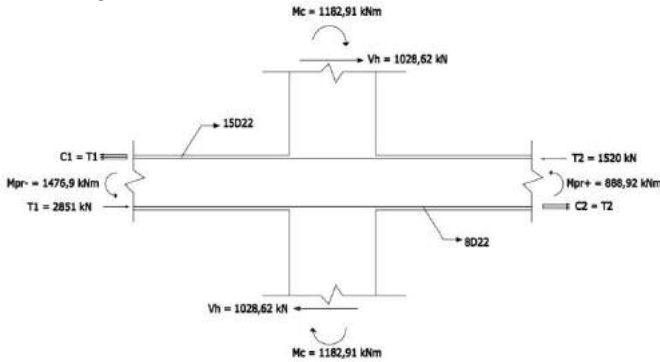
HBK memiliki luas efektif,  $A_j = 1100 \times 900 = 990.000 \text{ mm}^2$ .

Panjang HBK diukur sejajar dengan tulangan longitudinal balok yang merangka pada HBK adalah sebesar 900 mm, nilai ini sudah lebih besar daripada 20 kali diameter tulangan longitudinal ( $=20 \times 22 = 440 \text{ mm}$ ).

##### b. Penulangan Transversal untuk *Confinement*

Pada HBK terdapat empat buah balok yang merangka dan lebar balok ( $=500 \text{ mm}$ ) tidak menutupi  $\frac{3}{4}$  lebar kolom ( $=\frac{3}{4} \times 1100 = 825 \text{ mm}$ ), maka kondisi ini dianggap terkekang (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1). Maka dapat digunakan *Ash* ujung kolom untuk tulangan transversal HBK ini. Dipasang 4 kaki D16 dengan jarak 100 mm.

## c. Perhitungan Geser di HBK dan Kontrol Kuat Geser



Gambar 4.79 Free body diagram HBK

Dari hasil perhitungan geser balok, balok yang merangka pada HBK memiliki  $M_{pr} = -1.476,9$  kNm dan  $+888,92$  kNm. Pada HBK, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom bawah sama, sehingga faktor distribusi (DF) diambil sebesar 0,5 untuk setiap kolom. Maka:

$$M_c = 0,5 \times (1.476,9 + 888,92) \text{ kNm} = 1.182,91 \text{ kNm}$$

Gaya geser dari kolom sebelah atas adalah sebesar:

$$V_h = \frac{M_c}{h_{in}/2} = \frac{1182,91 \times 2}{2,3} = 1.028,62 \text{ kN}$$

Luas tulangan atas adalah 15D22 ( $A_s = 5.701$  mm<sup>2</sup>), sehingga gaya yang bekerja pada tulangan atas pada sebelah kiri HBK adalah:

$$T_1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 (5701) (400) \times 10^{-3} = 2.851 \text{ kN}$$

Gaya tekan yang bekerja pada beton di sisi kiri HBK, sebesar:

$$C_1 = T_1 = 2.851 \text{ kN}$$

Dengan cara yang sama, untuk sisi kanan HBK ( $A_s = 8D22 = 3.041$  mm<sup>2</sup>) diperoleh:

$$T_2 = C_2 = 1,25 A_s f_y = 1,25 (3041) (400) \times 10^{-3} = 1.520 \text{ kN}$$

Selanjutnya dengan meninjau kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh:

$$Vu = Vj = V_h - T_1 - C_2$$

$$Vu = Vj = 1.028,61 - 2.851 - 1.520 = 3.342,4 \text{ kN}$$

Untuk HBK yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1):

$$\phi V_c = 0,75 \times 1,7 \times A_j \times \sqrt{f'c}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1,7 \times 990.000 \times \sqrt{35} \times 10^{-3}$$

$$\phi V_c = 7.467 \text{ kN} > Vj = 3.342,4 \text{ kN (OK)}$$

#### 4.13.4 Desain Dinding Geser

Data – Data Desain:

Tinggi Dinding, ( $h_w$ ) = 4000 mm

Tebal Dinding, ( $h$ ) = 350 mm

Panjang Dinding arah y, ( $l_{wy}$ ) = 8000 mm

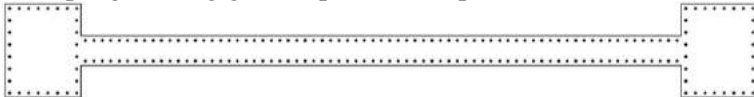
Mutu Beton, ( $f'c$ ) = 35 MPa

Mutu Baja, ( $fy$ ) = 400 MPa

Ø tulangan longitudinal = D 16 mm

Ø tulangan transversal = D 13 mm

Penampang dinding geser diperlihatkan pada Gambar 4.79.



**Gambar 4.80** Penampang Dinding Geser

Gaya dalam yang bekerja pada dinding didapatkan dari program bantu analisis struktur akibat kombinasi *envelope*.

$$P_u = 33.450,44 \text{ kN (akibat kombinasi 1,2D + 1,6L)}$$

$$M_{ux} = 157.588,30 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D - 1Ey + 1L)}$$

$$M_{uy} = 2.215,93 \text{ kNm (akibat kombinasi 1,2D - 1Ex + 1L)}$$

$$V_{ux} = 5.929 \text{ kN (akibat kombinasi 1,2D + 1Ey + 1L)}$$

Desain dinding geser mengacu pada SNI 2847:2013 Pasal 21.9, yang memiliki persyaratan sebagai berikut:

Pesyaratan tulangan minimum  $V_u > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c}$

$$A_{cv} = 350 \times 8000 = 2.800.000 \text{ mm}^2$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 0,083(2.800.000)(1)(\sqrt{35})$$

$$0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 1.374.896,942 \text{ N} = 1.374,9 \text{ kN}$$

$$V_u = 5.929 \text{ kN} > 0,083 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 1.374,9 \text{ kN}$$

Maka, rasio tulangan vertikal dan horizontal,  $\rho_l$  dan  $\rho_t > 0,0025$ .

Periksa apakah perlu dipasang tulangan dalam dua lapis, sehingga:

$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 0,17(2.800.000)(1)(\sqrt{35}) = 2.816.054 \text{ N}$$

$$0,17 A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} = 2.816,1 \text{ kN} < V_u (= 5.929 \text{ kN})$$

Maka tulangan dipasang dalam dua lapis.

#### a. Perhitungan Tulangan Horizontal dan Vertikal Dinding Geser

Rasio tulangan minimum adalah 0,0025 sehingga dibutuhkan luas tulangan per m<sup>2</sup> dinding sebesar:

$$0,0025 A_{cv} = 0,0025(350 \times 1000) = 875 \text{ mm}^2/\text{m}^2$$

Jika dipasang tulangan D22 dalam dua lapis:

As = 2(380) = 760 mm<sup>2</sup>, maka jarak antar tulangan menjadi:

$$s = \frac{760 \text{ mm}^2}{875 \text{ mm}^2/\text{m}^2} = 0,87 \text{ m} = 870 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

- Dicoba menggunakan D22-100 dalam dua lapis untuk arah horizontal dan vertikal.

Periksa kuat geser dari dinding berdasarkan SNI 2847:2013

Pasal 21.9.4.1. Maka:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{\text{tinggi total dinding}}{\text{panjang dinding}} = \frac{54 \text{ m}}{8 \text{ m}} = 6,75 > 2$$

Karena  $h_w/l_w > 2$ , sehingga  $\alpha_c = 0,17$

Pada dinding terdapat tulangan horizontal dengan konfigurasi 2D22-100. Rasio tulangan terpasang adalah:

$$\rho_t = \frac{2 \times 380}{s \times h} = \frac{760}{100 \times 350} = 0,0217 > 0,0025 \text{ (OK)}$$

Kuat geser nominal:

$$V_n = A_{cv} \left( \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

$$V_n = 2.800.000(0,17 \times 1 \times \sqrt{35} + (0,0217 \times 400)) \times 10^{-3}$$

$$V_n = 27.120 \text{ kN}$$

Kuat geser perlu

$$\phi V_n = 0,75(27.120 \text{ kN}) = 20.340 \text{ kN} > V_u = 3.436,64 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal maksimum:

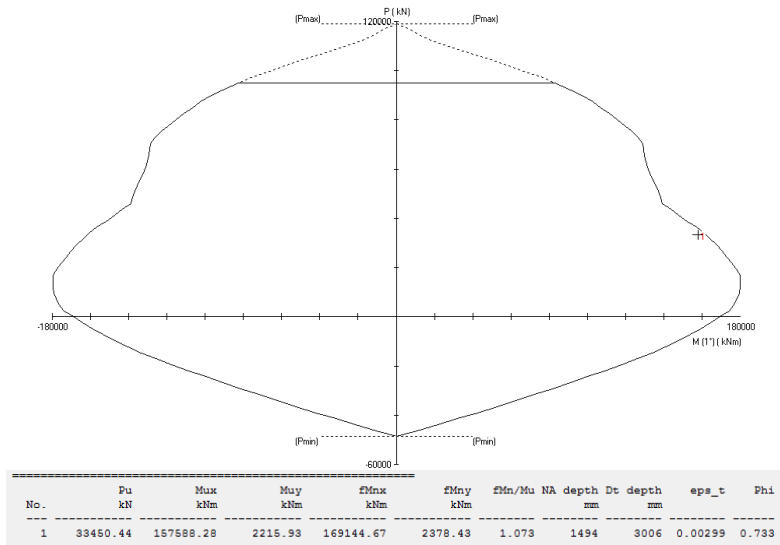
$$A_{cw} = 8 \text{ m} \times 0,35 \text{ m} = 2,8 \text{ m}$$

$$0,83 A_{cw} \sqrt{f'_c} = 0,83 \times 2,8 \sqrt{35} \times 10^3 = 13.748,97 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal masih di bawah batas atas kuat geser nominal maksimum. Oleh karena itu, konfigurasi tulangan 2D22-100mm dapat digunakan sebagai tulangan vertikal.

#### **b. Perencanaan Dinding terhadap Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur**

Kuat tekan dan lentur dinding struktural diperoleh dengan membuat diagram interaksi dari dinding tersebut. Dari proses *trial and error*, diperoleh jumlah tulangan longitudinal tambahan yang harus dipasang pada masing-masing ujung penampang dinding (komponen batas), yaitu 28D25 dengan  $\rho = 3,03 \%$ . Diagram interaksi aksial tekan vs lentur yang dihasilkan dapat dilihat pada Gambar 4.80.



Gambar 4.81 Diagram interaksi dinding geser

### c. Penentuan kebutuhan terhadap komponen batas khusus (*special boundary element*)

Berdasarkan pendekatan tegangan, komponen batas diperlukan apabila tegangan tekan maksimum akibat kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada penampang dinding geser melebihi  $0,2 f'c$  (Pasal 21.9.6.3). Jadi, komponen batas khusus diperlukan jika:

$$\frac{Pu}{Ag} + \left( \frac{Mu}{I} \times \frac{l_w}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$A_g = 350 \times 8000 = 2.800.000 \text{ mm}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} \times 350 \times 8000^3 = 14,93 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$l_w' = 8.000 - 900 = 7.100 \text{ mm}$$

$$\frac{33.450.440}{2.800.000} + \left( \frac{157.588,3 \times 10^6}{14,93 \times 10^{12}} \times \frac{7.100}{2} \right) > 0,2 f'c$$

$$49,42 \text{ MPa} > 0,2 f'c (= 7 \text{ MPa})$$



Jadi, berdasarkan perhitungan tegangan dibutuhkan komponen batas khusus.

- o Menentukan tulangan longitudinal dan transversal di daerah komponen batas khusus:

Sesuai hitungan sebelumnya, dipasang 28D25 di daerah komponen batas khusus dengan rasio tulangan longitudinal yang dihasilkan:

$$\rho = 28 \times \frac{490}{(1100 \times 900)} = 0,014$$

Berdasarkan UBC (1997), rasio tulangan longitudinal minimum pada daerah komponen batas khusus ditetapkan tidak kurang dari 0,005. Jadi, tulangan longitudinal terpasang sudah memenuhi syarat minimum.

- o Tulangan *confinement* pada komponen batas khusus: Digunakan sengkang berbentuk persegi dengan diameter tulangan D13. Karakteristik inti penampang:

$b_c$  = dimensi inti, diukur dari sumbu ke sumbu sengkang

$$b_c = 900 \text{ mm} - \left( 2 \times 40 \text{ mm} + \frac{2 \times 16 \text{ mm}}{2} \right) = 804 \text{ mm}$$

Spasi maksimum sengkang ditentukan oleh yang terkecil di antara:

- $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$
- $6 \times$  diameter tul longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 536}{3} = 38 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Jadi, untuk tulangan sengkang digunakan tulangan diameter D16 dengan spasi 100 mm.

Dengan menggunakan D16 spasi 100 mm, *confinement* yang dibutuhkan:

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 804 \times 35}{400} = 633,15 \text{ mm}^2$$

Untuk menghasilkan luasan  $\geq 633,15 \text{ mm}^2$ , diperlukan sengkang 4 kaki berdiameter D16 ( $A_{sh} = 804 \text{ mm}^2$ ).

- Tulangan *confinement* pada badan penampang dinding geser Sebagai *trial* awal digunakan D16. Spasi maksimum yang diizinkan untuk D16 adalah
  - $\frac{1}{4}$  panjang sisi terpendek =  $\frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$
  - 6 x diameter tul longitudinal =  $6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
  - atau

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3}b_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - 536}{3}$$

$$= 38 \text{ mm}$$

Namun  $s_x$  tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Diambil spasi 100 mm.

Kontrol:

- Untuk tulangan *confinement* pada arah sejajar dinding, digunakan tulangan D22 dengan spasi 100 mm.
 
$$b_c = 350 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm}) - 22 \text{ mm} = 254 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 254 \times 35}{400} = 200,01 \text{ mm}^2$$

Bila disediakan tulangan D22, maka:

$$A_{sh} = 380,12 \text{ mm}^2 > 200,01 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

- Untuk tulangan *confinement* pada arah tegak lurus dinding, digunakan tulangan D22 dengan spasi 100 mm.

$$b_c = 1100 \text{ mm} - 900 \text{ mm} - 2 \times 40 \text{ mm} - 16 \text{ mm} = 104 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 \times 100 \times 104 \times 35}{400} = 81,9 \text{ mm}^2$$

Bila disediakan tulangan D22, maka:

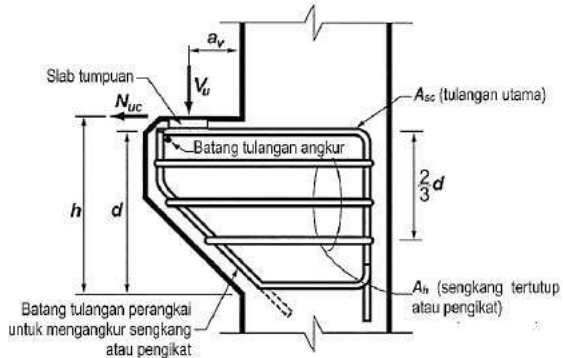
$$A_{sh} = 380,12 \text{ mm}^2 > 81,9 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Tulangan transversal di daerah komponen batas harus dilebihi panjangnya sepanjang  $l_w = 7,1 \text{ m}$  atau  $M_u/4V_u = 157.588,30/(4 \times 5.929) = 6,64 \text{ m}$ . Diambil yang terbesar, yaitu  $7,1 \text{ m}$ .

## 4.14 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

### 4.14.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom digunakan sambungan penyaluran tulangan di mana balok induk menumpu pada konsol pendek kolom. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perletakan balok pada konsol kolom dianggap sebagai perletakan sendi. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada gambar 4.82 berikut ini:



**Gambar 4.82** Geometrik Konsol Pendek

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut :

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi efektif  $a_v/d$  tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ , tidak lebih besar daripada  $V_u$ . Tinggi efektif  $d$  harus ditentukan di muka tumpuan.
2. Tinggi konsol pada tepi luar daerah tumpuan tidak boleh kurang dari  $0,5d$ .
3. Penampang konsol pada muka tumpuan harus didesain untuk menahan  $V_u$  suatu momen terfaktor  $V_u a_v + N_{uc}(h-d)$ , dan gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$  secara bersamaan.
  - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8,  $\phi$  harus diambil sama dengan 0,75
  - 2) Desain tulangan geser-friksi  $A_{vf}$  untuk menahan  $V_u$  harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:
    - a) Untuk beton berat normal,  $V_n$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $0,2f'_c b_w d$ ,  $(3,3+0,08f'_c)b_w d$ , dan  $11 b_w d$ .
    - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir,  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari  $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d})f'_c b_w d$  dan  $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d})b_w d$
    - c) Tulangan  $A_f$  untuk menahan momen terfaktor  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$  harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
    - d) Tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya tarik terfaktor  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ . Gaya tarik terfaktor,  $N_{uc}$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2V_u$  kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya Tarik.  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkang, susut, atau perubahan suhu.

- e) Luas tulangan tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $\left(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n\right)$
4. Luas total  $A_h$ , sengkang tertutup atau pengikat parallel terhadap tulangan Tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc} - A_n)$ , Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama.
  5.  $\frac{A_{sc}}{bd}$  tidak boleh kurang dari  $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
  6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu dari berikut:
    - (a) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan  $f_y$  tulangan tarik utama.
    - (b) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal atau
    - (c) Dengan suatu cara pengankuran baik lainnya
  7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_{sc}$ , ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan).

## a. Perhitungan Konsol pada Kolom

### 1. Data perencanaan

Vu yang digunakan adalah nilai  $V_e$  akibat  $M_{pr}$  balok pada perencanaan geser balok induk, yaitu: 647,54 kN

Dimensi Balok = 500/700

Dimensi konsol:

$b_w$  = 800 mm

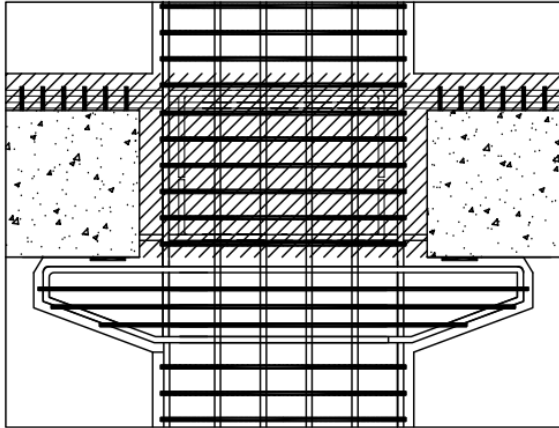
$h$  = 400 mm

$d$  =  $h - \text{sel. beton} = 400 - 40 = 360$  mm

$f_c'$  = 35 MPa

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

$$a_v = 200 \text{ mm}$$



**Gambar 4.83** Konsol Pendek pada Kolom K1

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- $a_v/d = 200/360 = 0,567 < 1$  (OK)
- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 647,54 = 129,51 \text{ kN} \leq 647,54 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser:

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{647,54}{0,75} = 863,4 \text{ kN}$$

#### **b. Menentukan luas tulangan geser friksi**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f'c \times bw \times d = 0,2 \times 35 \times 800 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 2016 \text{ kN} > V_n = 863,4 \text{ kN (OK)}$$

$$(3,3+0,08 f'c) \times bw \times d = (3,3+0,08 (35)) \times 800 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 1756,8 \text{ kN} > V_n = 863,4 \text{ kN (OK)}$$

$$11 bw d = 11 \times 800 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 3168 \text{ kN} > V_n = 863,4 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan  $\mu = 1,4$  untuk beton yang dicor monolit (SNI 2847:2013 Pasal 11.6.4.3)

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu}$$

$$= \frac{863,4 \times 1000}{400 \times 1,4}$$

$$= 1541,8 \text{ mm}^2$$

### c. Luas tulangan lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan Nuc minimum.

$$M_u = V_u \times a_v + N_{uc} (h-d)$$

$$= (647,54 \times 1000 \times 200) + (129,51 \times 1000 \times (400-360))$$

$$= 134.688.400 \text{ Nmm}$$

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc} (h-d)}{\phi f_y 0,85 d}$$

$$A_f = \frac{134.688.400}{0,65 (400) 0,85 (360)}$$

$$A_f = 1692,92 \text{ mm}^2$$

Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{129,51 \times 1000}{0,75 \times 400} = 431,7 \text{ mm}^2$$

**d. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 1692,92 + 431,7 = 2124,62 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{yf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 1541,8}{3} \right) + 431,7 = 1459,6 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{35}{400} \right) 800 \times 360 = 1008 \text{ mm}^2$$

Dipakai  $A_{sc} = 2124,62 \text{ mm}^2$

As pasang = 5D25 ( $A_s \text{ pasang} = 2454,4 \text{ mm}^2 > A_{sc}$ )

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_n = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (2124,62 - 431,7) = 846,46 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 5D16 ( $A_s = 1005,31 \text{ mm}^2$ ) yang dipasang sepanjang  $(2/3)d = (2/3)360 = 240 \text{ mm}$  (vertikal) dengan spasi  $240/5 = 48 \text{ mm}$ .

Maka dipasang D16 – 48 mm dan 5D25 sebagai tulangan rangkanya.

**e. Luas pelat landasan**

Luas bidang tumpuan (landasan) di bawah beban terpusat juga harus diperiksa dan direncanakan agar gaya luar rencana  $V_u$  tidak mengakibatkan tegangan melebihi  $\phi(0,85) (f_c' \cdot A_L)$  dimana  $A_L$  adalah luas landasan.

$$V_u = \phi \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{647,54 \times 1000}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 29021,4 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $150 \times 200 \text{ mm}^2 = 30.000 \text{ mm}^2$  ( $t = 15 \text{ mm}$ ).



#### 4.14.2 Panjang Penyaluran Sambungan Balok - Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

##### a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka:

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f_c'}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 22 = 357 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) d_b$$

$$= 0,043 \times 400 \times 22 = 378,4 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 378,4 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm (menentukan)}$$

##### b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{1,7 \lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f_c'}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{1,7 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 22$$

$$= 1137,5 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 1137,5 \text{ mm} \approx 1200 \text{ mm}$

### c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5, maka :

$$l_{dh} = \frac{0,24 \psi_e f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} db$$

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$\psi_e = 1 ; \lambda = 1$$

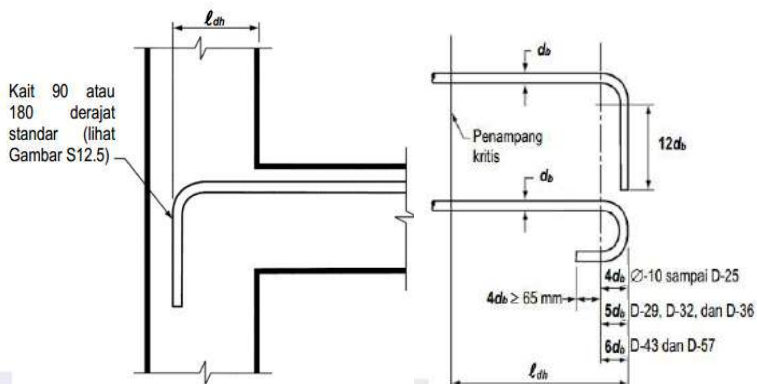
Didapat:

$$l_{dh} = \frac{0,24 \times 1 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \times 22 = 357 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} = 357 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} \quad \dots \text{OK}$$

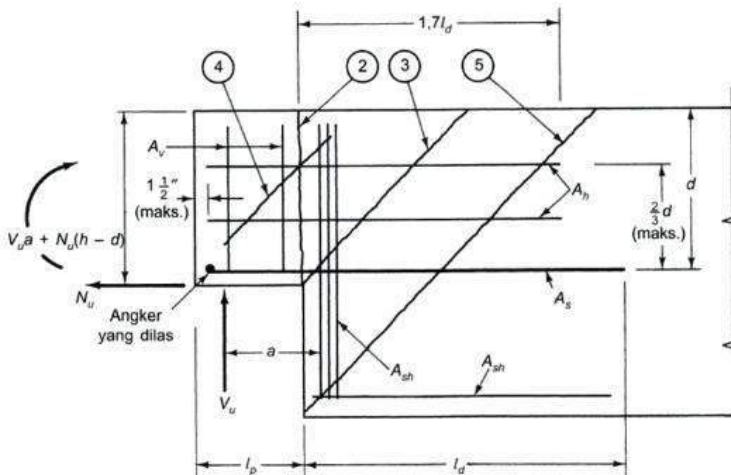
Maka dipakai  $l_{dh} = 400 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk kedalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12 d_b = 12 \times 22 = 264 \text{ mm}$



**Gambar 4.84** Panjang Penyaluran Kait Standar Balok Induk

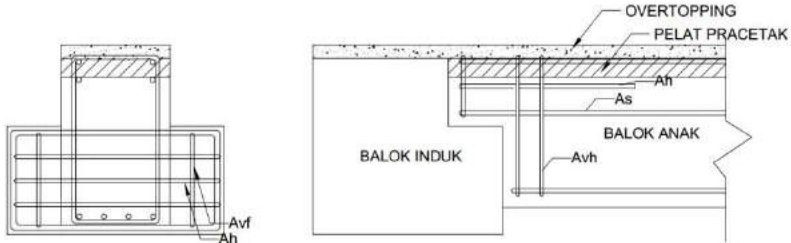
#### 4.14.3 Perhitungan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan *dapped end beam* (PCI edisi keenam). Sambungan *dapped end* adalah suatu elemen struktural yang tingginya dikurangi di ujung-ujungnya untuk memberikan dukungan atau landasan yang dibutuhkan di atas korbel atau konsol tanpa kehilangan tinggi bersih di antara lantai yang satu dengan yang lain.



**Gambar 4.85** Sambungan *Dapped End* (sumber: PCI)

Pada gambar 8.4, ada dua jenis retak yang dapat timbul. Retak 2 adalah retak geser langsung, sedangkan retak 3,4, dan 5 adalah retak tarik diagonal yang disebabkan oleh lentur dan tarik aksial di daerah yang tingginya lebih kecil dan konsentrasi tegangan di pojok di mana perubahan tinggi penampang terjadi. Oleh karena itu, jenis-jenis penulangan seperti terlihat dalam gambar tersebut harus digunakan.



**Gambar 4.86** Sketsa Sambungan *Dapped End*

Gaya-gaya yang bekerja pada tumpuan balok induk adalah:

$$V_u = 159,31 \text{ kN} = 35,81 \text{ kips}$$

$$N_u = 0,2 V_u = 0,2 (159,31) = 31,86 \text{ kN}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa} = 5076,32 \text{ psi}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} = 58,02 \text{ ksi}$$

1. Penulangan Lentur di Ujung Sambungan

$$A_s = \frac{1}{\phi f_y} \left[ V_u \left( \frac{a}{d} \right) + N_u \left( \frac{h}{d} \right) \right]$$

a direncanakan sebesar 100 mm dan d direncanakan sebesar  $\frac{1}{2}h = \frac{1}{2}(600) = 300 \text{ mm}$ .  $V_u$  diambil pada perencanaan balok induk kondisi setelah komposit, yaitu  $V_u = 159,31 \text{ kN}$

$$A_s = \frac{1}{0,75(400)} \left[ 159.310 \left( \frac{100}{300} \right) + 31.860 \left( \frac{600}{300} \right) \right]$$

$$A_s = 389,41 \text{ mm}^2$$

2. Penulangan Geser Langsung

$$\mu_e = \frac{1000 \lambda b h \mu}{V_u}$$

$$\mu_e = \frac{1000(1)(40/2,54)(60/2,54)(1,4)}{159,31 \times 0,225 \times 1000}$$

$$\mu_e = 14,53 > 3,4$$

Maka dipakai 3,4 (tabel 4.3.6.1 PCI edisi keenam)

$$A_s = \frac{2V_u}{3\phi f_y \mu_e} + \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$A_s = \frac{2(159310)}{3(0,75)(400)(3,4)} + \frac{31860}{0,75(400)}$$

$$A_s = 210,32 \text{ mm}^2 < 389,41 \text{ mm}^2$$

Maka  $A_s = 389,41 \text{ mm}^2$  (digunakan tulangan D13 sebanyak 3 buah;  $A_s = 398,2 \text{ mm}^2$ )

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y} = \frac{31860}{0,75(400)} = 106,2 \text{ mm}^2$$

$$A_h = 0,5(A_s - A_n) = 0,5(389,41 - 106,2)$$

$$A_h = 141,61 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_n = \phi(1000\lambda^2 bd)$$

$$\phi V_n = \frac{0,75 \left( 1000(1^2) \left( \frac{40}{2,54} \right) \left( \frac{30}{2,54} \right) \right)}{1000}$$

$$\phi V_n = 139,5 \text{ kips} = 620,53 \text{ kN} > V_u = 159,31 \text{ kN}$$

Digunakan 2 buah tulangan D13 ( $A_s = 265 \text{ mm}^2 > A_h$ )

3. Penulangan Tarik Diagonal di Pojok di mana Terjadi Perubahan Tinggi Balok

$$A_{sh} = \frac{V_u}{\phi f_y} = \frac{159310}{0,75(400)} = 531,03 \text{ mm}^2$$

Digunakan 3 buah tulangan D16 ( $A_v = 603,2 \text{ mm}^2 > A_{sh}$ ) OK  
Untuk  $A_{sh}$ ' (luas minimum =  $A_{sh}$ ), dipakai tulangan D16 sebanyak 3 buah.

4. Penulangan Tarik Diagonal  $A_v$  di Ujung *Dapped*

$$\text{Kekuatan geser beton} = 2\lambda\sqrt{f'cbd}$$

$$\text{Kekuatan geser beton} = \frac{2(1)\sqrt{5076,32} \left( \frac{40}{2,54} \right) \left( \frac{30}{2,54} \right)}{1000}$$

$$\text{Kekuatan geser beton} = 26,50 \text{ kips} = 117.877,9 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{1}{2f_y} \left[ \frac{V_u}{\phi} - 2\lambda \sqrt{f'cbd} \right] = \frac{1}{2(58,02)} \left[ \frac{35,81}{0,75} - 26,5 \right]$$

$$A_v = 0,18 \text{ in}^2 = 118,1 \text{ mm}^2$$

Digunakan sengkang 2 buah D16 ( $A_v = 402,1 \text{ mm}^2 > A_v$ ) OK

Cek:

$$\phi V_n = \phi (A_v f_y + A_h f_y + 2\lambda \sqrt{f'cbd})$$

$$\phi V_n = 0,75 (402,1 \times 400 + 141,61 \times 400 + 117.877,9)$$

$$\phi V_n = 251.521,43 \text{ N} = 251,5 \text{ kN} > V_u = 159,31 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

#### a. Panjang penyaluran tulangan deform dalam tekan

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.3 maka:

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 f_y}{\lambda \sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$l_{dc} = \left( \frac{0,24 \times 400}{1 \times \sqrt{35}} \right) \times 16 = 259,6 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = (0,043 f_y) d_b \\ = 0,043 \times 400 \times 16 = 275,2 \text{ mm}$$

$$l_{dc} = 275,2 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran untuk As D16:

$$H - d + l_d = 600 - 300 + 300 = 600 \text{ mm.}$$

#### b. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka :

$$\Psi_t = 1,3 \quad ; \quad \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 13$$

$$= 544,1 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{ OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 544,1$  mm  
 $\approx 600$  mm. Panjang penyaluran untuk As D13:  
 $H - d + l_d = 600 - 300 + 600 = 900$  mm.

#### 4.14.4 Perhitungan Konsol pada Balok Induk

##### a. Data perencanaan

$V_u$  yang digunakan adalah gaya geser balok anak pada perencanaan geser balok anak, yaitu: 159,31 kN

Dimensi Balok Anak = 400/600

Dimensi konsol:

$$b_w = 700 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{sel. beton} = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$$

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

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

$$a_v = 100 \text{ mm}$$

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847:2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- $a_v/d = 100/360 = 0,278 < 1$  (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 159,31 = 31,86 \text{ kN} \leq 159,31 \text{ kN (OK)}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser:

$V_n$  untuk beton normal adalah

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{159,31}{0,75} = 212,41 \text{ kN}$$

##### b. Menentukan luas tulangan geser friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada :

$$0,2 f'c \times bw \times d = 0,2 \times 35 \times 700 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 1764 \text{ kN} > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

$$(3,3+0,08 f'c) \times bw \times d = (3,3+0,08 (35)) \times 700 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 1537,2 \text{ kN} > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

$$11 bw d = 11 \times 700 \times 360 \times 10^{-3}$$

$$= 2772 \text{ kN} > V_n = 212,41 \text{ kN (OK)}$$

Digunakan  $\mu = 1,4$  untuk beton yang dicor monolit (SNI 2847:2013 Pasal 11.6.4.3)

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \times \mu}$$

$$= \frac{212,41 \times 1000}{400 \times 1,4}$$

$$= 379,3 \text{ mm}^2$$

### c. Luas tulangan lentur:

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengijinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $N_{uc}$  minimum.

$$M_u = V_u \times a_v + N_{uc} (h-d)$$

$$= (159,31 \times 1000 \times 100) + (31,86 \times 1000 \times (400-360))$$

$$= 17.205.400 \text{ Nmm}$$

$$A_f = \frac{V_u a + N_{uc} (h-d)}{\phi f_y 0,85 d}$$

$$A_f = \frac{17.205.400}{0,65 (400) 0,85 (360)}$$

$$A_f = 216,26 \text{ mm}^2$$



Tulangan pokok As :

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi \times f_y} = \frac{31,86 \times 1000}{0,75 \times 400} = 106,2 \text{ mm}^2$$

**d. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$A_s = A_f + A_n = 216,26 + 106,2 = 322,46 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \left( \frac{2 \times A_{vf}}{3} + A_n \right) = \left( \frac{2 \times 379,3}{3} \right) + 106,2 = 359,1 \text{ mm}^2$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$A_{s_{\min}} = 0,04 \left( \frac{f_c'}{f_y} \right) b \times d = 0,04 \left( \frac{35}{400} \right) 700 \times 360 = 882 \text{ mm}^2$$

Dipakai Asc = 882 mm<sup>2</sup>

As pasang = 5D16 (As pasang = 1005,31 mm<sup>2</sup> > Asc)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4

$$A_h = 0,5 (A_s - A_n) = 0,5 (882 - 106,2) = 387,9 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3D13 (As = 398,2 mm<sup>2</sup>) yang dipasang sepanjang (2/3)d = (2/3)360 = 240 mm (vertikal) dengan spasi 240/3 = 80 mm.

Maka dipasang D13 - 80 mm dan 5D16 sebagai tulangan rangkanya.

**e. Luas pelat landasan:**

Luas bidang tumpuan (landasan) di bawah beban terpusat juga harus diperiksa dan direncanakan agar gaya luar rencana Vu tidak mengakibatkan tegangan melebihi  $\phi(0,85) (f_c' \cdot A_L)$  dimana  $A_L$  adalah luas landasan.

$$V_u = \emptyset \times (0,85) \times f_c \times A_l$$

$$A_l = \frac{159,31 \times 1000}{0,85 \times 35 \times 0,75} = 7139,94 \text{ mm}^2$$

dipakai pelat landasan  $100 \times 100 \text{ mm}^2 = 10.000 \text{ mm}^2$  (t = 15 mm).

#### 4.14.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintang tegak lurus di atas balok. Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.

##### a. Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Type HS

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, tulangan yang digunakan pada pelat pracetak adalah D16 ( $d_b = 16$  mm). Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka:

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

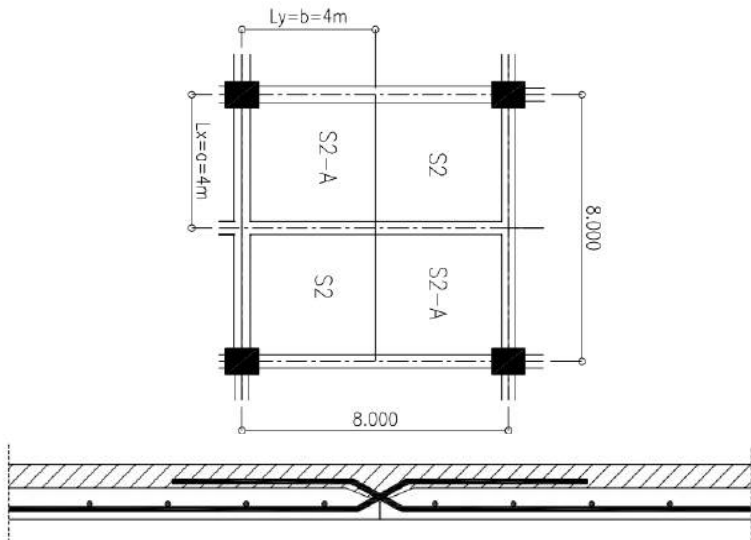
$$\begin{aligned} l_d &= \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b \\ &= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 13 \\ &= 544,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 544,1$  mm  $\approx 550$  mm.

#### 4.14.6 Perencanaan Sambungan Antar *Half Slab*

Sambungan antar pelat precast half slab merupakan sambungan basah yang pada umumnya telah disediakan tulangan dengan panjang tertentu yang merupakan sisa atau perpanjangan dari tulangan elemen precast. Sambungan antar precast half slab memiliki spasi sebesar 20 mm. Adanya perbedaan spasi antara precast half slab dapat membuat precast half slab menjadi lebih fleksibel. Berikut ini merupakan sketsa gambar sambungan antar pelat pracetak S2 dan S2A.



**Gambar 4.87** Sambungan Antar *Half Slab*

Panjang penyaluran yang digunakan adalah tulangan dalam kondisi tarik. Berdasarkan 2847:2013 Pasal 12.2.2, maka:

$$\Psi_t = 1,3; \Psi_e = 1$$

$$l_d = \left( \frac{f_y}{2,1\lambda} \frac{\Psi_t \Psi_e}{\sqrt{f'c}} \right) \times d_b$$

$$= \left( \frac{400}{2,1 \times 1} \frac{1,3 \times 1}{\sqrt{35}} \right) \times 13$$

$$= 544,1 \text{ mm}$$

$$l_d > 300 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Maka dipakai panjang penyaluran tulangan tarik  $l_d = 542,51 \text{ mm} \approx 550 \text{ mm}$ .

#### 4.15 Perencanaan Pondasi

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *spun pile* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton.

##### 4.15.1 Kriteria Desain

###### a. Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang K-600 (*concrete cube compressive strength is 600 kg/cm<sup>2</sup>*).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan (Tabel 5.1).

- *Diameter outside (D)* : 600 mm
- *Thickness* : 100 mm
- *Kelas* : C
- *Bending momen crack* : 29 tm
- *Bending momen ultimate* : 58 tm
- *Allowable axial* : 229,50 ton

**Tabel 4.31** Brosur Tiang Pancang WIKA Beton

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION										
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm <sup>2</sup> )										
Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.80	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

## 4.15.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

### a. Formula Luciano Decourt

$$Q_{ult} = [\alpha \times (\check{N}_p \times K) \times A_p] + \left[ \beta \times \left( \frac{\check{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right]$$

Contoh perhitungan daya dukung tiang pancang dengan formula Luciano Decourt adalah sebagai berikut :

Misal perhitungan tiang pancang pada BH-1 dengan kedalaman 31 m.

- Digunakan tiang pancang dengan diameter = 60 cm

- Nilai N-SPT = 13 (tanah lempung)
- $N_1 = N = 15$  (Karena tanah lempung maka tidak ada koreksi terhadap muka air tanah)
- Dipakai  $N_{corr} = 15$
- $N_p = (15+15+15+14+13+9+9,67+10,33+13)/9$   
 $= 12,67$
- $K = 12 \text{ t/m}^2$  (lempung)
- $A_p = 0,25 \cdot \pi \cdot d^2 = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,6^2$   
 $= 0,283 \text{ m}^2$
- $N_s = \text{Nilai } N_{corr} \text{ rata-rata tiang yang tertanam}$   
 $= 7,25$
- $A_s = (\pi \cdot d) \cdot \text{panjang tiang}$   
 $= (\pi \cdot 0,6) \cdot 31 = 58,43 \text{ m}^2$

$$Q_{ult} = \left[ \alpha \times (\check{N}_p \cdot K) \times A_p \right] + \left[ \beta \times \left( \frac{\check{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right]$$

$$Q_{ult} = [1 \times (12,67 \cdot 12) \times 0,28] + \left[ 1 \times \left( \frac{7,25}{3} + 1 \right) \times 58,43 \right]$$

$$= 346,59 \text{ t}$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult}/SF$$

$$= 346,59/3$$

$$= 115,53 \text{ t}$$

Hasil perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 4.32

**Tabel 4.32** Daya Dukung Ijin BH-1 Metode Konvensional dengan formula Luciano Decourt

<b>Kedalaman (m)</b>	<b>N-SPT</b>	<b>Q<sub>ijin</sub></b>
		<b>Ø 60</b>
1	<b>0.00</b>	<b>2.44</b>
1.5	2.00	<b>3.14</b>
2.0	<b>2.00</b>	<b>3.75</b>
2.5	2.00	<b>4.34</b>
3.0	2.00	<b>9.59</b>
3.5	2.00	<b>11.10</b>
4.0	<b>2.00</b>	<b>11.91</b>
4.5	2.00	<b>12.85</b>
5.0	2.00	<b>13.94</b>
5.5	2.33	<b>15.34</b>
6.0	<b>2.67</b>	<b>16.85</b>
6.5	3.00	<b>18.47</b>
7.0	3.33	<b>20.40</b>
7.5	4.00	<b>22.89</b>
8.0	<b>4.17</b>	<b>14.02</b>
8.5	4.33	<b>15.97</b>
9.0	5.00	<b>18.02</b>
9.5	6.17	<b>20.21</b>
10.0	<b>7.33</b>	<b>22.70</b>
10.5	12.00	<b>25.64</b>
11.0	12.50	<b>28.57</b>
11.5	13.00	<b>31.29</b>
12.0	<b>15.00</b>	<b>34.12</b>

**Tabel 4.32** Daya Dukung Ijin BH-1 Metode Konvensional dengan formula Luciano Decourt (Lanjutan)

<b>Kedalaman (m)</b>	<b>N-SPT</b>	<b>Q<sub>ijin</sub></b>
		<b>Ø 60</b>
12.5	14.67	<b>34.12</b>
13.0	14.33	<b>36.81</b>
13.5	13.00	<b>39.04</b>
14.0	<b>13.33</b>	<b>41.06</b>
14.5	13.67	<b>43.05</b>
15.0	15.00	<b>44.83</b>
15.5	15.00	<b>46.85</b>
16.0	<b>15.00</b>	<b>48.97</b>
16.5	15.00	<b>51.51</b>
17.0	15.50	<b>53.99</b>
17.5	16.00	<b>56.45</b>
18.0	<b>18.00</b>	<b>58.72</b>
18.5	17.83	<b>61.32</b>
19.0	17.67	<b>64.04</b>
19.5	17.00	<b>67.23</b>
20.0	<b>18.00</b>	<b>70.23</b>
20.5	19.00	<b>73.21</b>
21.0	23.00	<b>75.79</b>
21.5	22.50	<b>78.90</b>
22.0	<b>22.00</b>	<b>82.06</b>
22.5	20.00	<b>85.59</b>
23.0	20.67	<b>88.61</b>
23.5	21.33	<b>91.40</b>
24.0	<b>24.00</b>	<b>95.20</b>



**Tabel 4.32** Daya Dukung Ijin BH-1 Metode Konvensional dengan formula Luciano Decourt (Lanjutan)

<b>Kedalaman (m)</b>	<b>N-SPT</b>	<b>Q<sub>ijin</sub></b>
		<b>Ø 60</b>
24.5	22.67	<b>97.28</b>
25.0	21.33	<b>99.72</b>
25.5	16.00	<b>101.43</b>
26.0	<b>16.50</b>	<b>103.02</b>
26.5	17.00	<b>103.99</b>
27.0	19.00	<b>105.35</b>
27.5	18.33	<b>106.80</b>
28.0	<b>17.67</b>	<b>108.85</b>
28.5	15.00	<b>110.42</b>
29.0	15.00	<b>111.81</b>
29.5	15.00	<b>112.44</b>
30.0	<b>15.00</b>	<b>113.24</b>
30.5	14.00	<b>114.10</b>
31.0	13.00	<b>115.53</b>
31.5	9.00	<b>116.47</b>
32.0	<b>9.67</b>	<b>117.41</b>
32.5	10.33	<b>118.17</b>
33.0	13.00	<b>119.52</b>
33.5	12.50	<b>121.10</b>
34.0	<b>12.00</b>	<b>123.80</b>
34.5	10.00	<b>126.10</b>
35.0	11.33	<b>128.35</b>
35.5	12.67	<b>129.99</b>

### 4.15.3 Kedalaman Pondasi Tiang

*Qallowable* bahan tiang diketahui 229,50 ton, dan nilai  $\frac{1}{2}$  *Qallowable* bahan adalah 114,75 ton. Daya dukung tanah ijin didapat pada kedalaman 31 meter dengan *Q*ijin tanah sebesar 114,75 ton (SF = 3).

a. Menentukan gaya reaksi yang bekerja di perletakan

Gaya reaksi perletakan yang terdapat pada kolom eksterior akibat kombinasi pembebanan layan bernilai sebagai berikut:

$$F_z = 4690,36 \text{ kN} = 469,1 \text{ ton}$$

$$M_x = 324,84 \text{ kNm} = 32,5 \text{ tm}$$

$$M_y = 602,03 \text{ kNm} = 60,2 \text{ tm}$$

b. Jumlah tiang pancang rencana dan konfigurasinya

Contoh perhitungan jumlah tiang pancang pada kolom eksterior adalah sebagai berikut.

$$n = \frac{F_z}{Q_{ijin}}$$

$$n = \frac{469,1}{114,75} = 4,09 \approx 6 \text{ buah}$$

Syarat jarak antar tiang pancang (*s*):

$$2,5D \leq S_x \leq 5D \rightarrow S_x = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

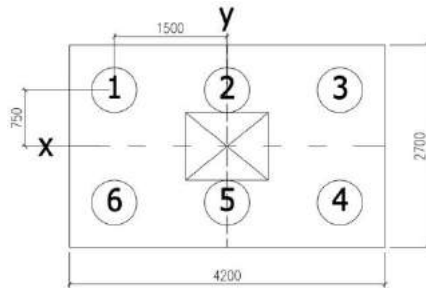
$$2,5D \leq S_y \leq 5D \rightarrow S_y = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

Syarat jarak tiang pancang ke tepi (*s*):

$$1,0D \leq S_x \leq 2D \rightarrow S_x = D = 0,6 \text{ m}$$

$$1,0D \leq S_y \leq 2D \rightarrow S_y = D = 0,6 \text{ m}$$

Konfigurasi tiang pancang untuk  $n = 6$  dapat dilihat pada Gambar 4.88.



**Gambar 4.88** Konfigurasi Tiang Pancang

Berdasarkan gambar didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada tabel 4.33.

**Tabel 4.33** Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu(m)			
	X	X <sup>2</sup>	Y	Y <sup>2</sup>
P1	1.5	2.25	0.75	0.56
P2	0	0	0.75	0.56
P3	1.5	2.25	0.75	0.56
P4	1.5	2.25	0.75	0.56
P5	0	0	0.75	0.56
P6	1.5	2.25	0.75	0.56
Σ		9		3.38

c. Hitung Pmax dan Pmin satu tiang

Setelah mengetahui gaya-gaya reaksi diperletakan pada joint 271, maka selanjutnya harus dicari Pmax dan Pmin yang bekerja pada satu tiang. Pmax dan Pmin dapat dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 - P_{max} &= \frac{\Sigma Fz}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X_i^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y_i^2} \\
 - P_{max} &= \frac{469,1}{6} + \frac{60,2 \times 1,5}{9} + \frac{32,5 \times 0,75}{3,38} \\
 - P_{max} &= 96,96 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - P_{min} &= \frac{\Sigma Fz}{n} - \frac{My \cdot X_{max}}{\Sigma Xi^2} - \frac{Mx \cdot Y_{max}}{\Sigma Yi^2} \\
 - P_{min} &= \frac{469,1}{6} - \frac{60,2 \times 1,5}{9} - \frac{32,5 \times 0,75}{3,38} \\
 - P_{min} &= 59,41 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

$X_{max}$  = Jarak terjauh tiang pancang terhadap sumbu x

$Y_{max}$  = Jarak terjauh tiang pancang terhadap sumbu y

$\Sigma Xi^2$  = Jumlah dari jarak kuadrat masing-masing tiang terhadap sumbu x

$\Sigma Yi^2$  = Jumlah dari jarak kuadrat masing-masing tiang terhadap sumbu y

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi ( $\eta$ ), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L(\text{group}) = Q_L(1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{D}{S} \right) \left( \frac{(m-1) \cdot n + (n-1) \cdot m}{90 \cdot m \cdot n} \right) \right\}$$

dimana:

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 3

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

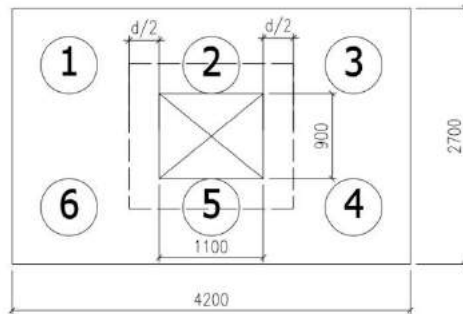
Efisiensi:

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left( \frac{600}{1800} \right) \left( \frac{(3-1) \times 2 + (2-1) \times 3}{90 \times 3 \times 2} \right) \right\} = 0,761$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\
 &= 0,761 \times 114,75 \times 6 \\
 &= 523,94 \text{ t} > Fz = 469,1 \text{ t}
 \end{aligned}$$

### Tinjauan Geser Dua Arah Kolom:



**Gambar 4.89** Tinjauan Geser 2 arah Kolom

Dimensi poer ( $B \times L$ )	= $4,2 \times 2,7$ m
Tebal poer ( $t$ )	= 0,8 m
Diameter tulangan utama	= 19 mm
Diameter sengkang	= 12 mm
Mutu beton, $f'c$	= 35 MPa
Dimensi kolom	= $1100 \times 900$ mm
$\beta_c$	= 1,22
Tebal selimut beton	= 75 mm

Tinggi efektif balok poer:

$$\text{Arah } x \text{ ( } d_x \text{ )} = 800 - 75 - \frac{1}{2} \times 19 = 715,5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah } y \text{ ( } d_y \text{ )} = 800 - 75 - 22 - \frac{1}{2} \times 19 = 696,5 \text{ mm}$$

Geser dua arah disekitar kolom,

$$b_o = 2 \times (1100 + 715,5/2) + 2 \times (900 + 715,5/2) = 5431 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya geser, } V_u \text{ (Fz)} = 469 \text{ t}$$

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1,22}) \sqrt{35} \times 5431 \times 715,5}{6} \times 10^{-3} = 1030,33 \text{ t}$$

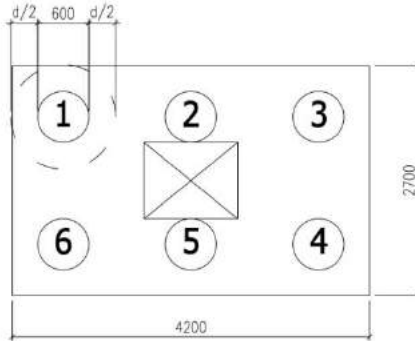
$$V_c = \frac{(2 + \frac{a_s \times d}{b}) \sqrt{f'c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{30 \times 715,5}{5431}) \sqrt{35} \times 5431 \times 715,5}{12} \times 10^{-3} = 754,14 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{35} \times 5431 \times 715,5}{3} \times 10^{-3} = 758,64 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser pilecap,  $\phi = 0.75$

Maka,  $\phi V_c = 0,75 \times 754,14 \text{ t} = 565,61 \text{ t} \geq V_u (469 \text{ t})$  OK

### Tinjauan Geser Dua Arah Tiang :



**Gambar 4.90** Tinjauan Geser 2 arah Tiang

$$B_o = \pi \times ((0.6 + 0.72)) = 3,87 \text{ m}$$

Gaya geser  $V_u$  ( P tiang ) = 114,75 ton

Nilai kuat geser dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil, dari pers berikut :

$$V_c = \frac{(1 + \frac{2}{\beta_c}) \sqrt{f'_c} b_o d}{6} = \frac{(1 + \frac{2}{1,22}) \sqrt{35} \times 3870,4 \times 715,5}{6} \times 10^{-3} = 734,27 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{(2 + \frac{\alpha_s \times d}{b}) \sqrt{f'_c} \times b \times d}{12} = \frac{(2 + \frac{30 \times 715,5}{3870,4}) \sqrt{35} \times 3870,4 \times 715,5}{12} \times 10^{-3} = 754,14 \text{ t}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} b_o d}{3} = \frac{\sqrt{35} \times 3870,4 \times 715,5}{3} \times 10^{-3} = 540,65 \text{ t}$$

Faktor reduksi kekuatan geser pilecap,  $\phi = 0.75$

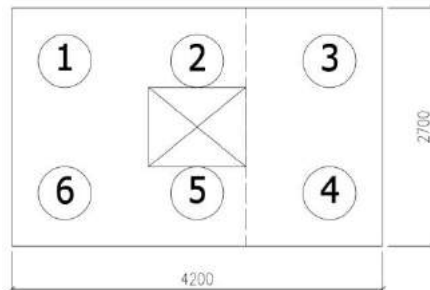
Maka,  $\phi V_c = 0,75 \times 540,65 \text{ t} = 405,49 \text{ t} \geq V_u (114,75 \text{ t})$  OK

#### 4.15.4 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.

- Penulangan Arah X



**Gambar 4.91** Momen Lentur dimuka kolom Arah X

$$P_{\max} = 96,96 \text{ ton}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\text{Berat poer } (q) = 0,8 \times 2,7 \times 2,4 = 5,184 \text{ t/m}$$

$$M = P \cdot x - q \cdot e^2/2 = (2 \times 96,96 \times 0,95) - (5,184 \times 1,55^2/2) = 178 \text{ tm}$$

$$\text{Arah x } (d_x) = 800 - 75 - \frac{1}{2} \times 19 = 715,5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah y } (d_y) = 800 - 75 - 22 - \frac{1}{2} \times 19 = 696,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{178 \times 10^6}{0,8 \times 2700 \times 715,5^2} = 0,143$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,45 \times 0,143}{400}} \right) = 0,0004$$

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

maka dipakai  $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan:

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 2700 \times 715,5 = 3863,7 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19– 100 (terdapat 28 tulangan)

$$A_s = 0,25 \times \pi \times 19^2 \times 28 = 7938,8 \text{ mm}^2$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{7938,8 \times 400}{0,85 \times 35 \times 2700} = 39,5 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{39,5}{0,8} = 49,42 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{715,5}{49,42} - 1 \right) = 0,04 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2}a \right)$$

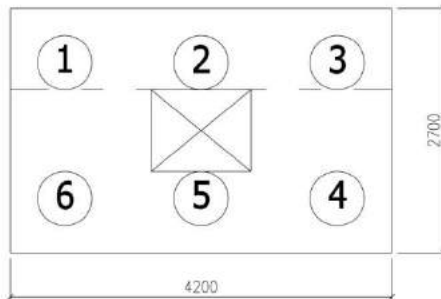
$$\phi M_n = 0,9 \times 7938,8 \times 400 \times \left( 715,5 - \frac{1}{2} \times 39,5 \right)$$

$$= 1.988.431.236 \text{ Nmm} = 198,8 \text{ tm}$$

$$\phi M_n = 198,8 \text{ tm} > M_u = 178 \text{ tm (OK)}$$

Untuk tulangan tekan bagian atas bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama. Bila dipasang tulangan atas D13-100 maka  $A_s' = 3716 \text{ mm}^2 > 20\% \times 7938,8 \text{ mm}^2 = 1587,76 \text{ mm}^2$ .

- Penulangan Arah Y



**Gambar 4.92** Momen Lentur di muka kolom Arah Y

$$P_{\max} = 96,96 \text{ ton}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\text{Berat poer (q)} = 0,8 \times 4,2 \times 2,4 = 8,064 \text{ t/m}$$



$$M = P \cdot x - q \cdot e^2/2 = (3 \times 96,96 \times 0,9) - (5,184 \times 0,9^2/2) = 265,1 \text{ tm}$$

$$\text{Arah } x \text{ ( } d_x \text{ )} = 800 - 75 - \frac{1}{2} \times 19 = 715,5 \text{ mm}$$

$$\text{Arah } y \text{ ( } d_y \text{ )} = 800 - 75 - 22 - \frac{1}{2} \times 19 = 696,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,8$$

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{165,1 \times 10^7}{0,8 \times 4200 \times 696,5^2} = 0,145$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{\frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{13,45} \left( 1 - \sqrt{\frac{2 \times 13,45 \times 0,145}{400}} \right) = 0,0004$$

$\rho$  maks:

Nilai rasio tulangan maksimum dihitung berdasarkan syarat bahwa regangan tarik netto minimum yang boleh terjadi adalah sebesar 0,004 untuk memastikan terjadinya keruntuhan struktur yang bersifat daktail.

$$\epsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d_x}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{\rho \times f_y} - 1 \right)$$

$$0,004 = 0,003 \times \left( \frac{0,85 \times 35 \times 0,8}{\rho \times 400} - 1 \right)$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,0255 \left( \rho_{\text{perlu}} = 0,0004 < \rho_{\text{maks}} = 0,0255 \right)$$

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

maka dipakai  $\rho = 0,002$

Tulangan lentur yang dibutuhkan :

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 \times 4200 \times 696,5 = 5850,6 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D19– 100 (terdapat 43 tulangan)

$$A_s = 0,25 \times \pi \times 19^2 \times 43 = 12191,74 \text{ mm}^2$$

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{12191,74 \times 400}{0,85 \times 35 \times 4200} = 39,03 \text{ mm}$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{0,8} = \frac{39,03}{0,8} = 48,8 \text{ mm}$$

- Regangan tarik

$$\varepsilon_t = 0,003 \times \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \times \left( \frac{715,5}{48,8} - 1 \right) = 0,041 \rightarrow \phi = 0,9$$

Dipakai  $\phi = 0,9$

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{1}{2} a \right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 12191,74 \times 400 \times \left( 715,5 - \frac{1}{2} \times 39,03 \right)$$

$$= 3.054.696.539 \text{ Nmm} = 305,5 \text{ tm}$$

$$\phi M_n = 305,5 \text{ tm} > M_u = 265,1 \text{ tm (OK)}$$

Untuk tulangan tekan bagian atas bisa diberikan sebesar 20% tulangan utama. Bila dipasang tulangan atas D13-100 maka  $A_s' = 3716 \text{ mm}^2 > 20\% \times 12191,74 \text{ mm}^2 = 2438,35 \text{ mm}^2$ .

#### 4.16 Perencanaan Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain tie beam mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke tie beam meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

##### 4.16.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan perhitungan sloof adalah sebagai berikut:

P kolom	: 1531 ton
Panjang Sloof	: 8 m
Mutu Beton $f'_c$	: 35 MPa
Mutu Baja	: 400 MPa
Decking	: 40 mm
Tulangan Utama	: D-22 mm
Senggang	: D-13 mm
Dimensi Sloof	: 350 mm x 500 mm
Tinggi Efektif	: $500 - 40 - 13 - (1/2 \times 22) = 436 \text{ mm}$

#### 4.16.2 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 tie beam adalah :

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial nu} &= 10\% \times 1531 \text{ ton} \\ &= 153,1 \text{ ton}\end{aligned}$$

Berat yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= 0,35 \times 0,5 \times 2,4 &= 0,42 \text{ t/m} \\ \text{Berat dinding} &= 8 \times 0,25 &= \underline{2 \text{ t/m}} \\ &&= 2,42 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_u &= 1,4 \times 2,42 \\ &= 3,388 \text{ t/m} = 33.880 \text{ N/m}\end{aligned}$$

Momen yang terjadi (dianggap tumpuan sederhana)

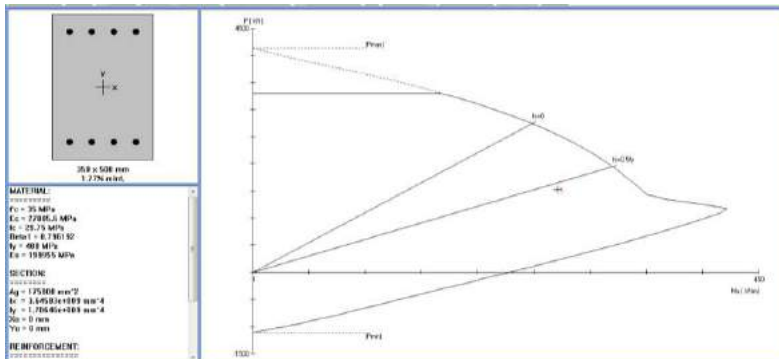
$$\begin{aligned}M_u &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 33.880 \times 8^2 \\ &= 271040 \text{ Nm}\end{aligned}$$

Dari program SpColumn dengan memasukkan beban:

$$P = 1531 \text{ kN}$$

$$M = 271,04 \text{ kNm}$$

Sehingga di dapat diagram interaksi seperti pada gambar di bawah ini:



Gambar 4.93 Diagram Interaksi Balok Sloof 35/50

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:									
No.	Pu kN	Mux kNm	Mnx kNm	fMn/Mu NA	depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi	
1	1531.00	271.04	345.05	1.273	279	439	0.00172	0.650	

**Gambar 4.94** Output Momen Tahanan Balok Sloof 35/50

Dari diagram interaksi untuk:

$$f'c = 35 \text{ Mpa}$$

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

dipasang tulangan 8D22 ( $A_s = 3096 \text{ mm}^2$ )

#### 4.16.3 Penulangan Geser Sloof

Dari diagram interaksi didapat momen balance  $M_{pr}$  sebesar = 299,17 kNm

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{33.880 \times 8}{2} = 135.520 \text{ N} = 135,5 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} x \sqrt{f'c} x b w x d x \left[ 1 + \frac{N_u}{14. A_g} \right]$$

$$= \frac{1}{6} x \sqrt{35} x 350 x 436 \left[ 1 + \frac{1531000}{14 x 350 x 500} \right]$$

$$= 244491,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 x 244491,3 \text{ N} = 183368,4 \text{ N} = 183,4 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 183,4 \text{ kN} > V_u = 135,5 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} = 1/3 x b w x d$$

$$= 1/3 x 350 x 436$$

$$= 50866,66 \text{ N}$$

$$\phi(V_c + V_s \text{ min}) = 0,75 x (183368,4 + 50866,66)$$

$$= 175676,3 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi (1/3) \sqrt{f'c} x b w x d$$

$$= 183368,4 + 0,75 x \frac{1}{3} x \sqrt{35} x 350 x 436$$

$$= 409066,84 \text{ N}$$

Karena :

$$(\phi V_c + \phi V_{s_{\min}}) < V_u$$

$175676,3 \text{ N} > 86262,5 \text{ N}$  ..... tidak perlu tulangan geser

Maka digunakan tulangan geser minimum

Direncanakan tulangan geser  $\phi 13 \text{ mm}$

$$A_v = 2A_s = 2 \times \frac{1}{4} \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

Kontrol jarak sengkang

$$S \leq \frac{1}{4} \times h \text{ balok} = \frac{1}{4} \times 500 \text{ mm} = 125 \text{ mm}$$

$$S \leq 6 \times d_b = 6 \times 19 = 114 \text{ mm}$$

Digunakan jarak sengkang 100 mm, maka dipasang tulangan sengkang D13-100.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

## **BAB V**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan perancangan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak” maka dapat ditarik beberapa poin kesimpulan diantaranya:

1. Berdasarkan modifikasi struktur yang dilakukan menggunakan beton pracetak didapatkan dimensi struktur baru yaitu:
  - a. Dimensi Kolom:
    - Kolom lantai 1 s.d. 4 = 110/90 cm
    - Kolom lantai 5 s.d. 8 = 100/80 cm
    - Kolom lantai 9 s.d. 13 = 90/70 cm
  - b. Dimensi Balok Induk:
    - B1 = 50/70 cm
    - B2 = 30/45 cm
    - B3 = 25/35 cm
    - BK1 = 20/30 cm
  - c. Dimensi Balok Anak:
    - BA1 = 35/50 cm
    - BA2 = 30/45 cm
  - d. Tebal pelat = 14 cm  
Tiang pancang = D60
2. Perbedaan dimensi struktur antara beton pracetak dan konvensional yang paling menonjol adalah ketebalan pelat pracetak, yaitu 14 cm (pracetak) dan 12 cm (konvensional). Hal ini dikarenakan proses pelaksanaan struktur pelat pracetak sendiri. Namun demikian, proses pelaksanaan struktur pelat pracetak lebih cepat dan mutunya lebih terjamin.
3. Dengan memikul pelat yang lebih berat, menyebabkan struktur beton pracetak lebih berat daripada beton konvensional, sehingga dibutuhkan dimensi kolom yang lebih besar. Kenaikan dimensi kolom yang memikul pelat pracetak adalah sekitar 10%

lebih besar dari dimensi kolom yang memikul pelat konvensional.

## **5.2 Saran**

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya:

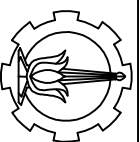
1. Perlu pengawasan dengan baik pada saat pelaksanaan sambungan antar elemen beton pracetak karena sambungan beton pracetak tentu tidak semonolit seperti pada sambungan pada beton konvensional agar nantinya pada saat memikul beban tidak terjadi gaya-gaya tambahan yang tidak diinginkan pada daerah sambungan akibat dari kurang sempurnanya pengerjaan sambungan.
2. Tipe elemen pracetak sedapat mungkin dibuat seminal mungkin untuk lebih menyeragamkan bentuk cetakan dan detail tulangan sehingga tujuan dari konstruksi dengan metode pracetak dapat terlaksana.
3. Masih perlu lagi pengembangan teknologi pracetak agar lebih inovatif dan efisien dalam penggunaannya, serta lebih mudah dalam pengaplikasiannya.



## DAFTAR PUSTAKA

- ACI 318M-05. 2005. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. USA
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 1727:2013 Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. **SNI 2847:2013 Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta : Badan Standardisasi Nasional
- Budiono dan Supriatna. 2011. **Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan RSNI 03-1726-201x**. Bandung: Penerbit ITB
- Elliot dan Jolly. 2013. **Multi-storey Precast Concrete Framed Structure**. United Kingdom: Wiley-Blackwell
- Elliot et al. 1998. **The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures**. PCI Journal
- Ervianto, Wufram. 2006. **Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi**. Yogyakarta: Penerbit ANDI
- Hariandja, Binsar. 2014. **Tata Cara Perancangan Beton Pracetak dan Beton Prategang Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta
- Imran dan Hendrik. 2010. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa: Berdasarkan SNI 03-2847-2002**. Bandung: Penerbit ITB
- Nurjaman dkk. 2014. **Penelitian, Pengembangan, Dan Penerapan Sistem Pracetak Untuk Bangunan Gedung Yang Menentukan Sambungan Paskatarik Unbonded Dan Alat Pendisipasi Lokal Indonesia**. Seminar HAKI
- PCI Design Handbook 5<sup>th</sup> Edition. 1999. **Precast and Prestressed Concrete**. Chicago

- PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition. 2004. **Precast and Prestressed Concrete**. Chicago
- Priestley dan MacRae. 1996. **Seismic Tests of Precast Beam-to-Column Joint Subassemblages With Unbonded Tendons**. PCI Journal
- Priestley et al. 1999. **Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building**. PCI. Journal
- Tavio dan Kusuma. 2009. **Desain Sistem Rangka Pemikul Momen Dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Bandung: Penerbit ITB
- Setiawan, Agus. 2016. **Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan SNI 2847:2013**. Jakarta: Erlangga
- Vidjeapriya dan Jaya. 2013. **Experimental Study on Two Simple Mechanical Precast Beam-Column Connections under Reverse Cyclic Loading**. ASCE Journal
- Wahjudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil, FTSP, ITS



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Tiwulian, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MELINTANG  
GEDUNG P1 UK PETRA  
SURABAYA

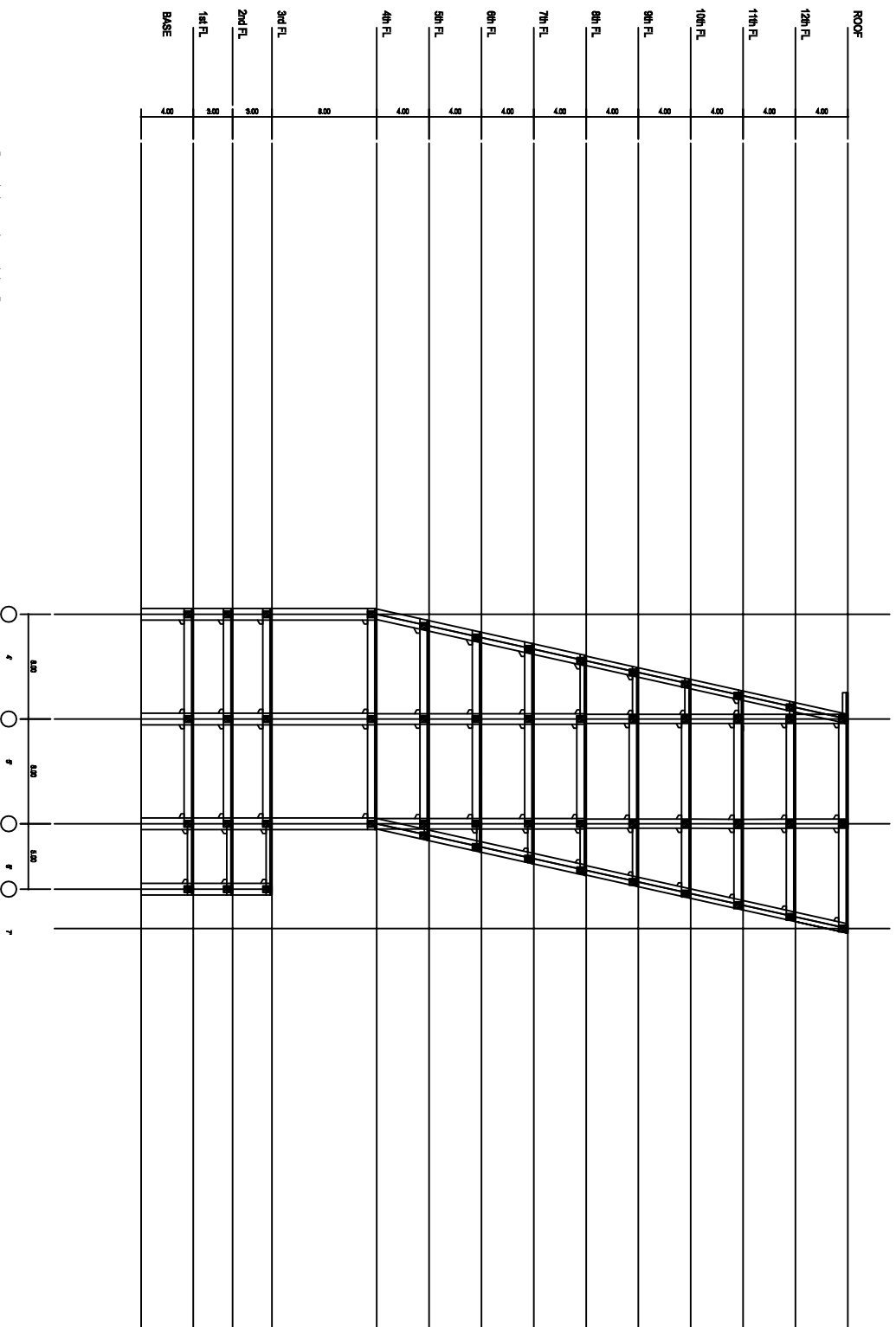
SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR | JML. GAMBAR

01 | 34

POT MELINTANG  
SKALA 1:500





PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMPRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

POTONGAN MEMANJANG GEDUNG  
P1 UK PETRA SURABAYA

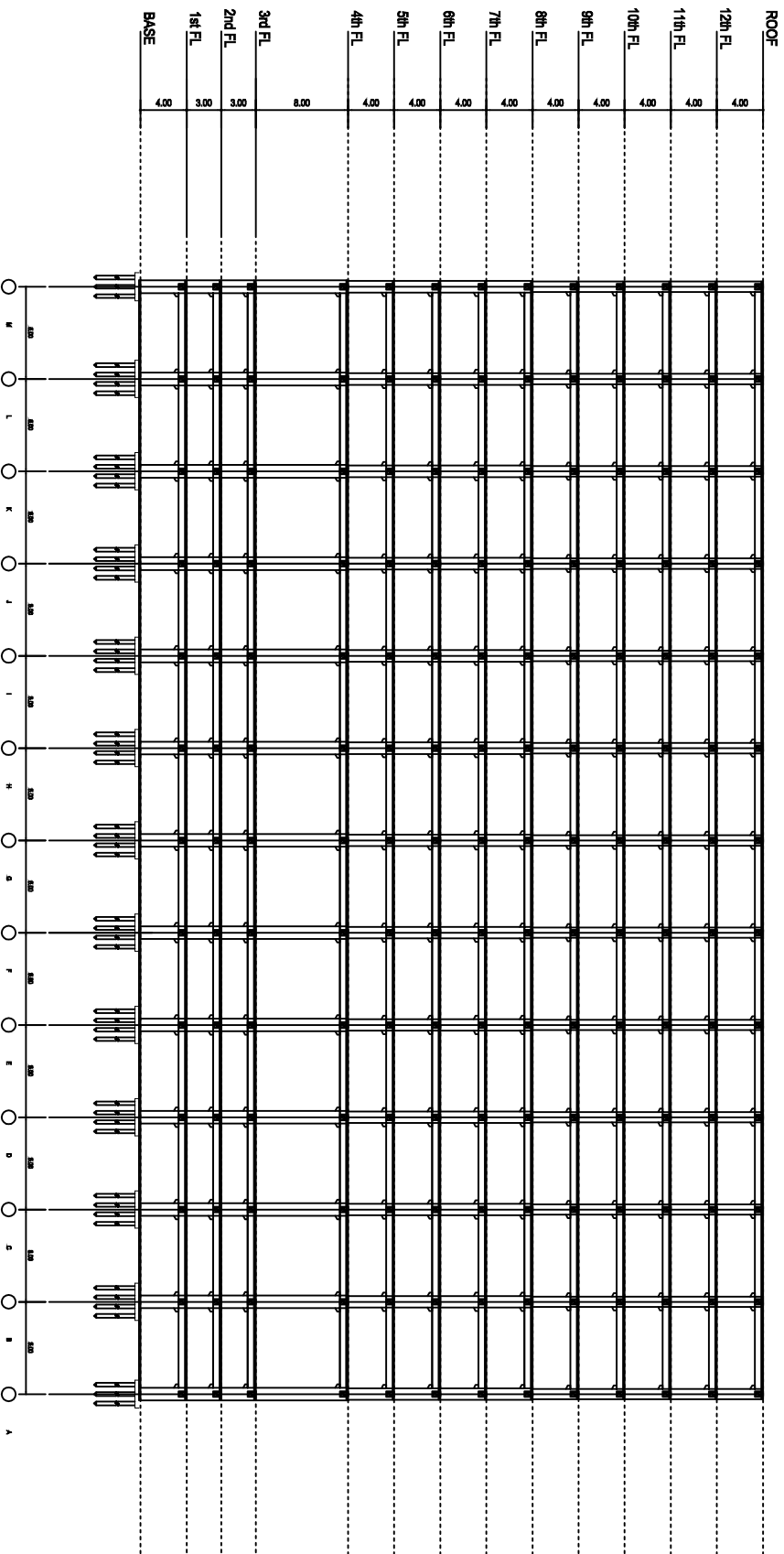
**SKALA**

1 : 800

**NO. GAMBAR**    **JLH. GAMBAR**

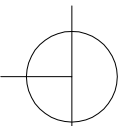
02

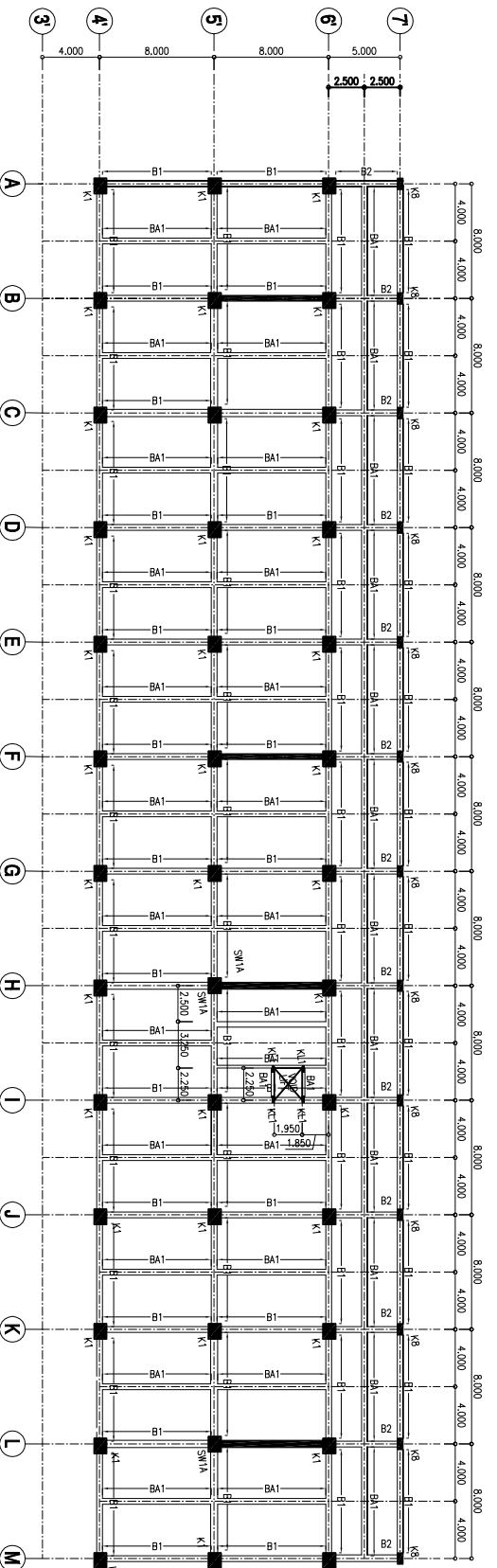
34



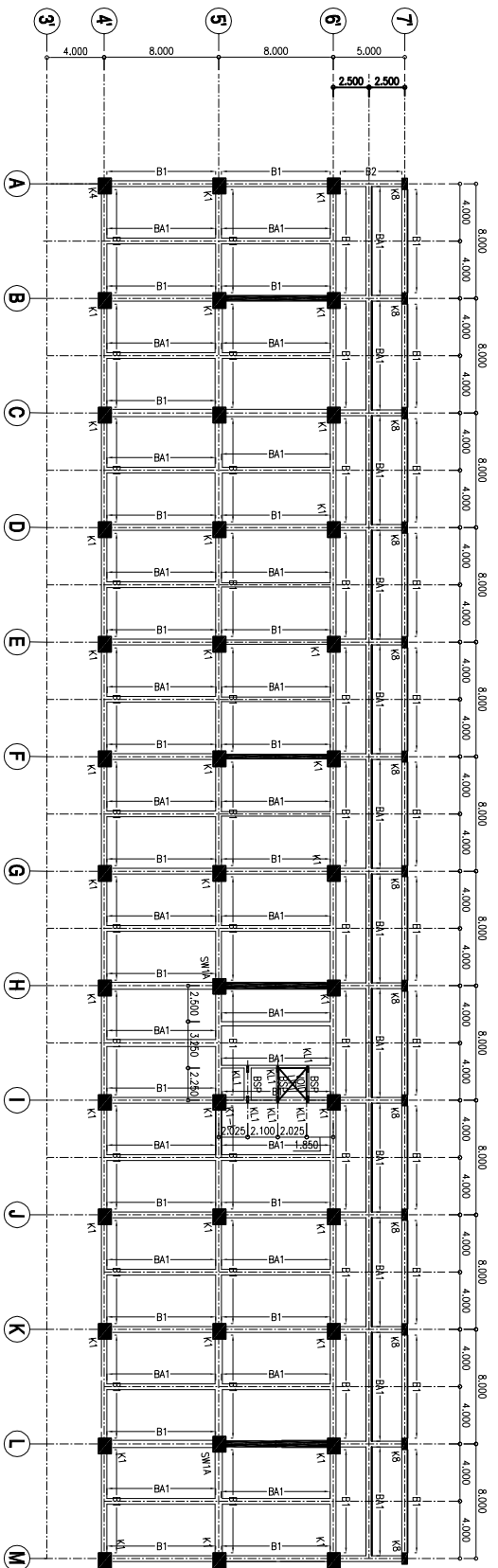
# POTONGAN MEMANJANG

SKALA 1:600

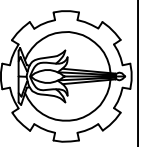




DENAH BALOK LT.1  
SKALA 1:500



DENAH BALOK LT.2  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

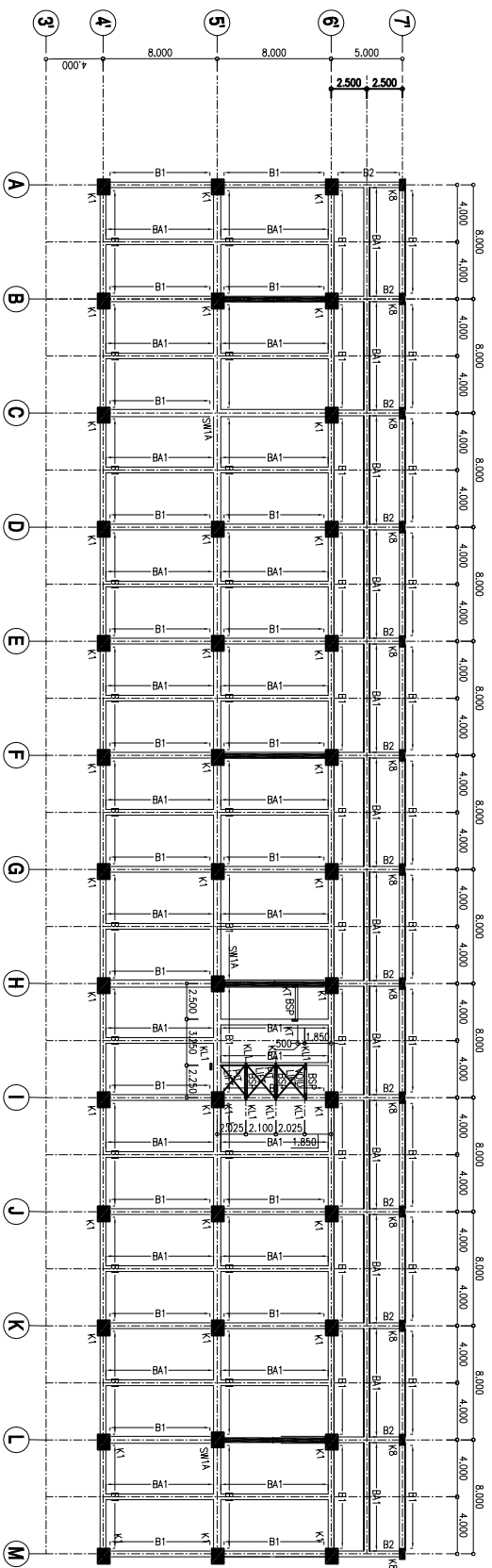
DENAH BALOK LANTAI 1  
DAN 2

SKALA

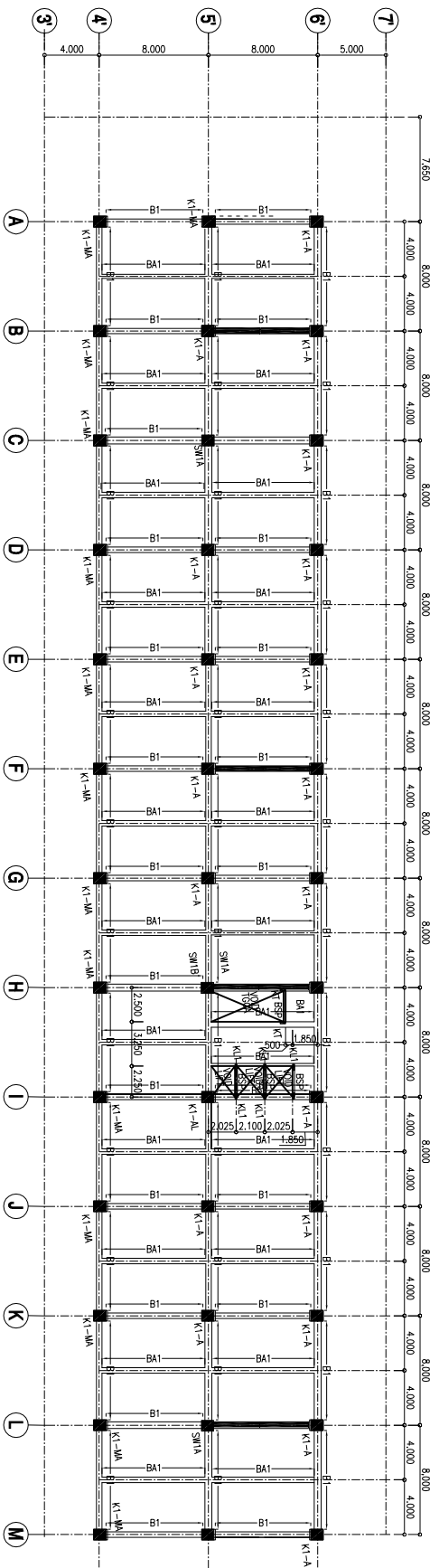
1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

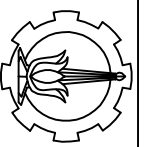
03                      34



DENAH BALOK LT.3  
SKALA 1:500



DENAH BALOK LT.4  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

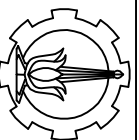
DENAH BALOK LANTAI 3  
DAN 4

SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

04 34



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUJAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

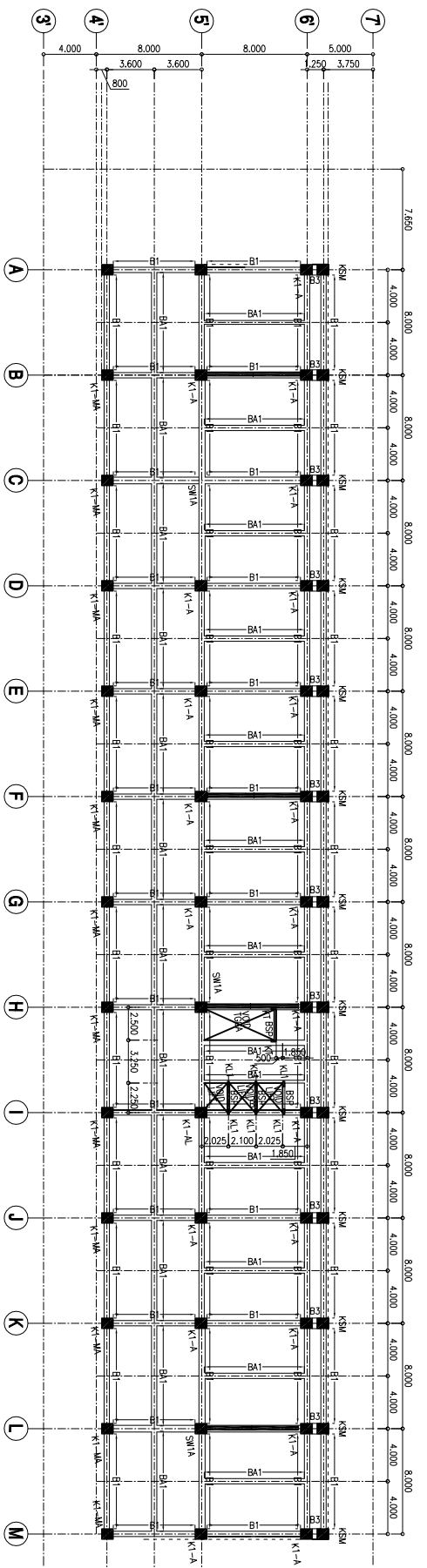
DENAH BALOK LANTAI 5  
DAN 6

SKALA

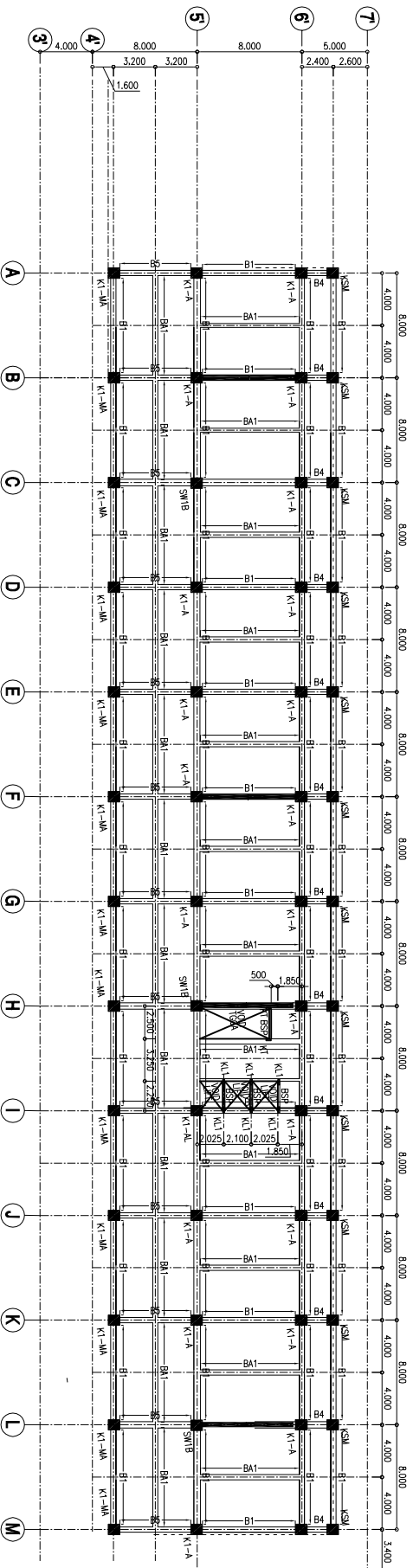
1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

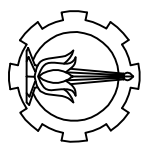
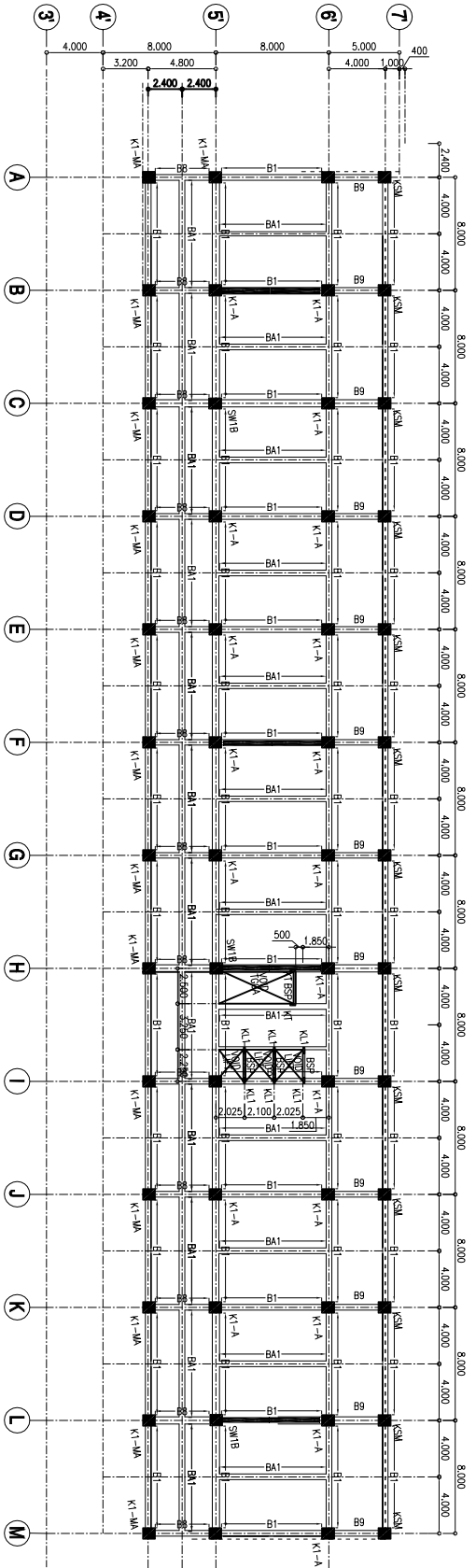
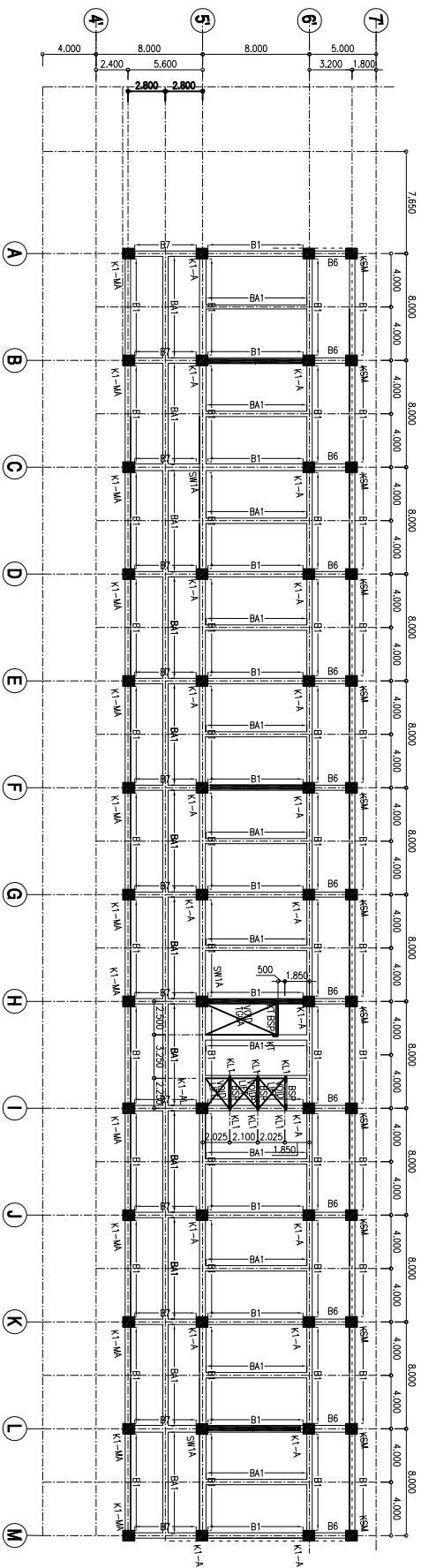
05                      34



DENAH BALOK L5  
SKALA 1:500



DENAH BALOK L6  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114109076

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LANTAI 7  
DAN 8

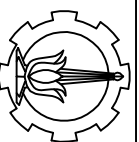
SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

06                      34





PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FISP-115

JUDUL TUJAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

DENAH BALOK LANTAI 9  
DAN 10

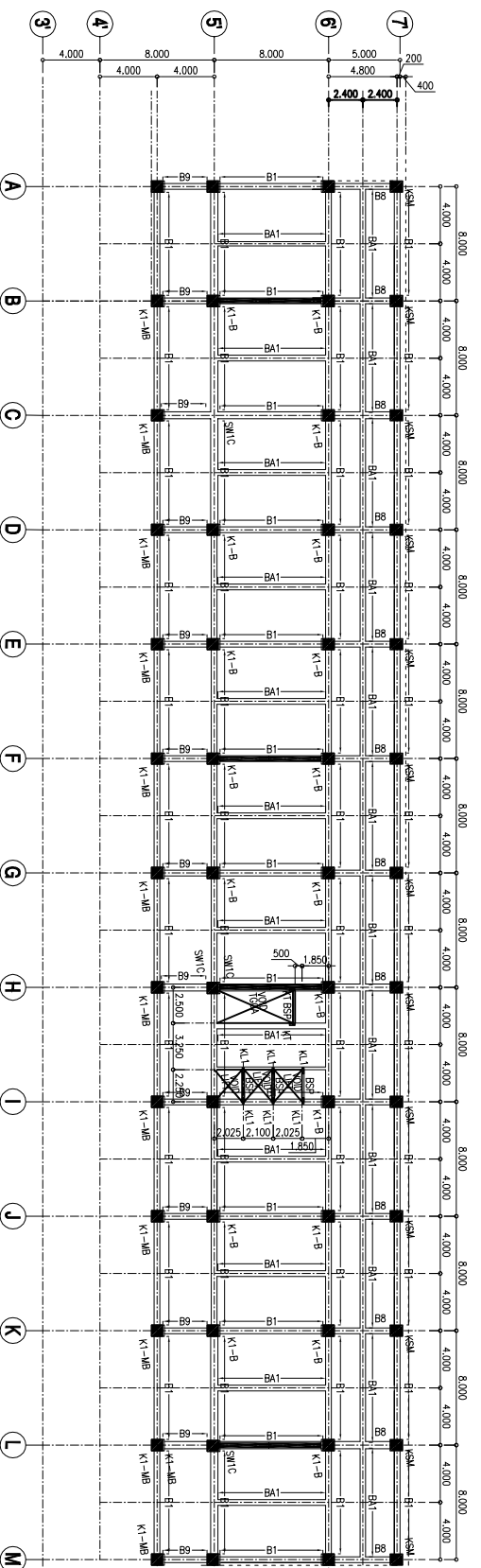
SKALA

1 : 500

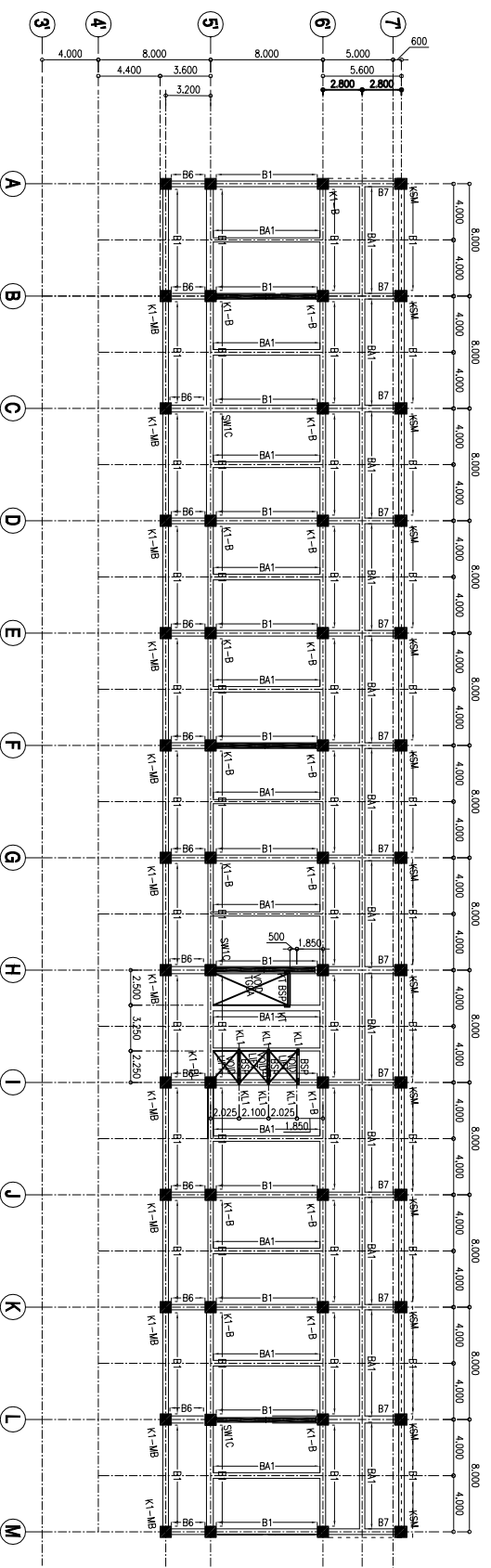
NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

07

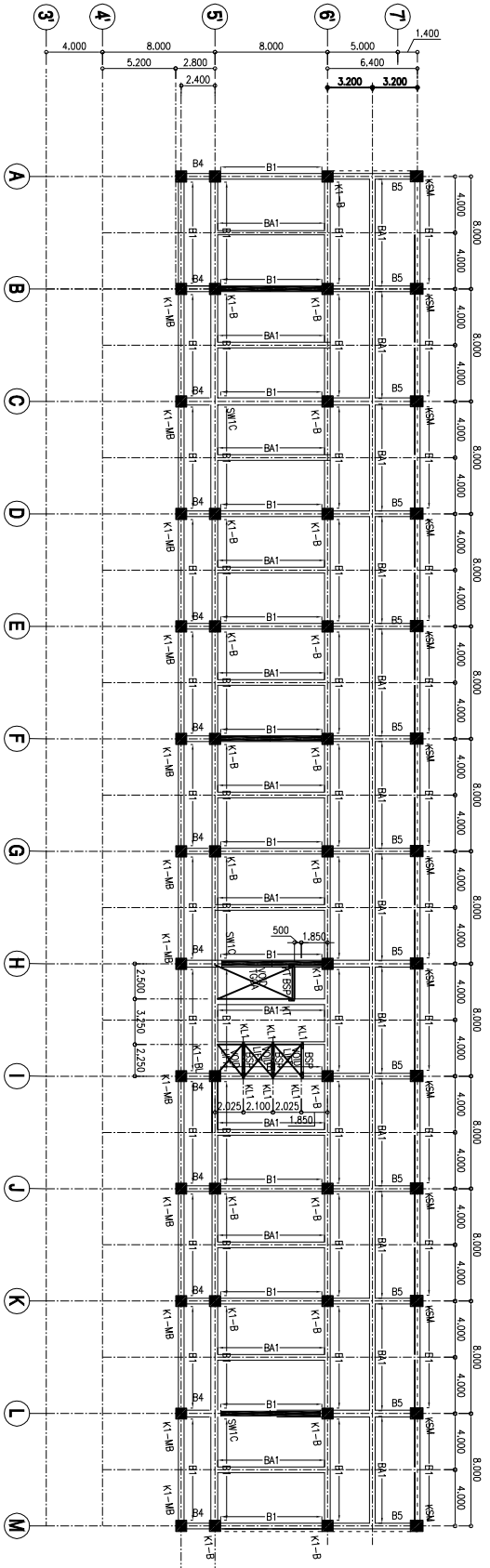
34



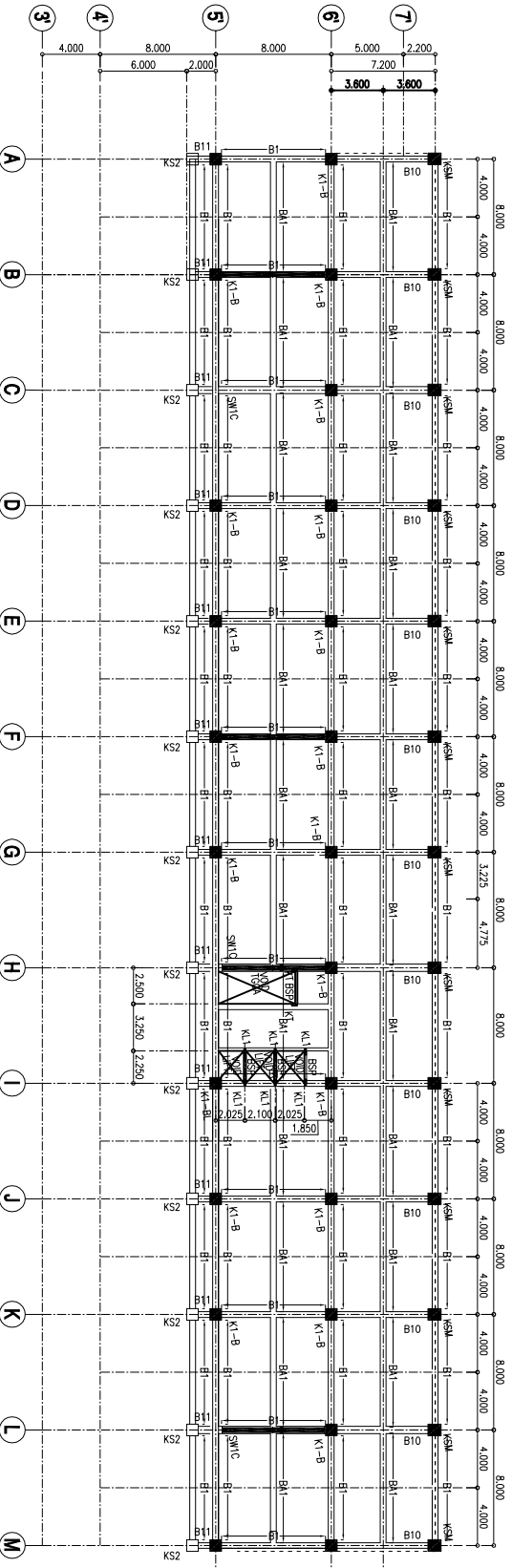
DENAH BALOK LT.9  
SKALA 1:500



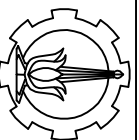
DENAH BALOK LT.10  
SKALA 1:500



DENAH BALOK LT.11  
SKALA 1:500



DENAH BALOK LT.12  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

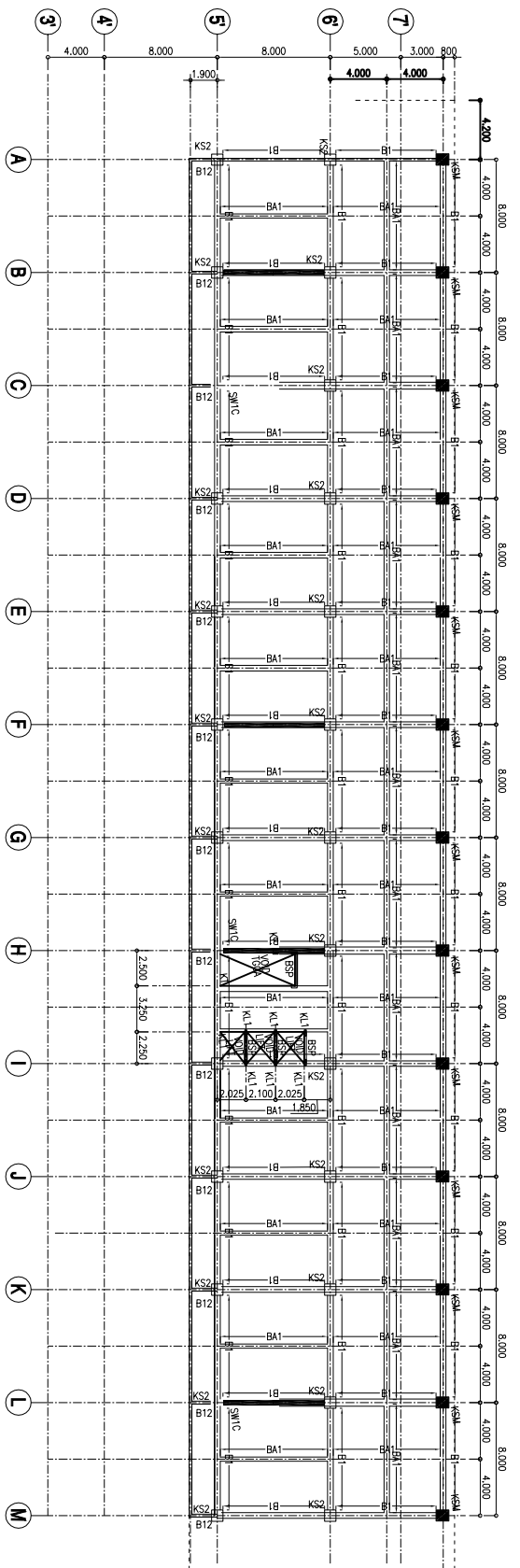
DENAH BALOK LANTAI 11  
DAN 12

SKALA

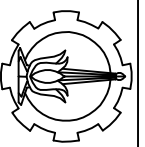
1 : 500

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

08 34



DENAH BALOK ATAP  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

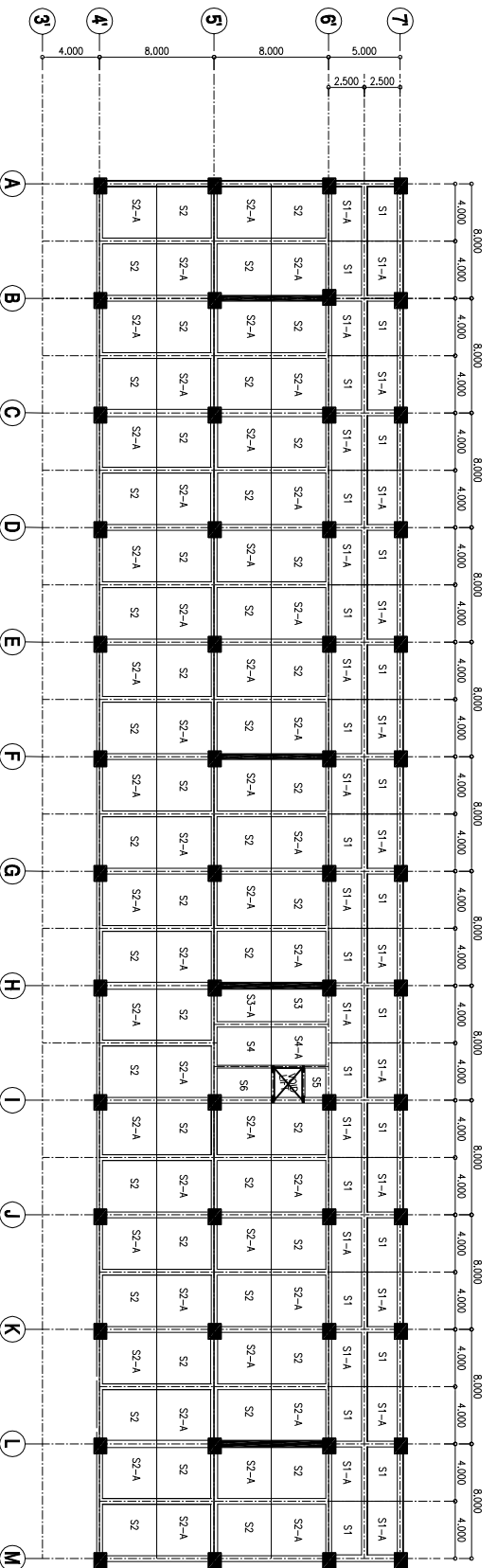
DENAH BALOK ATAP

SKALA

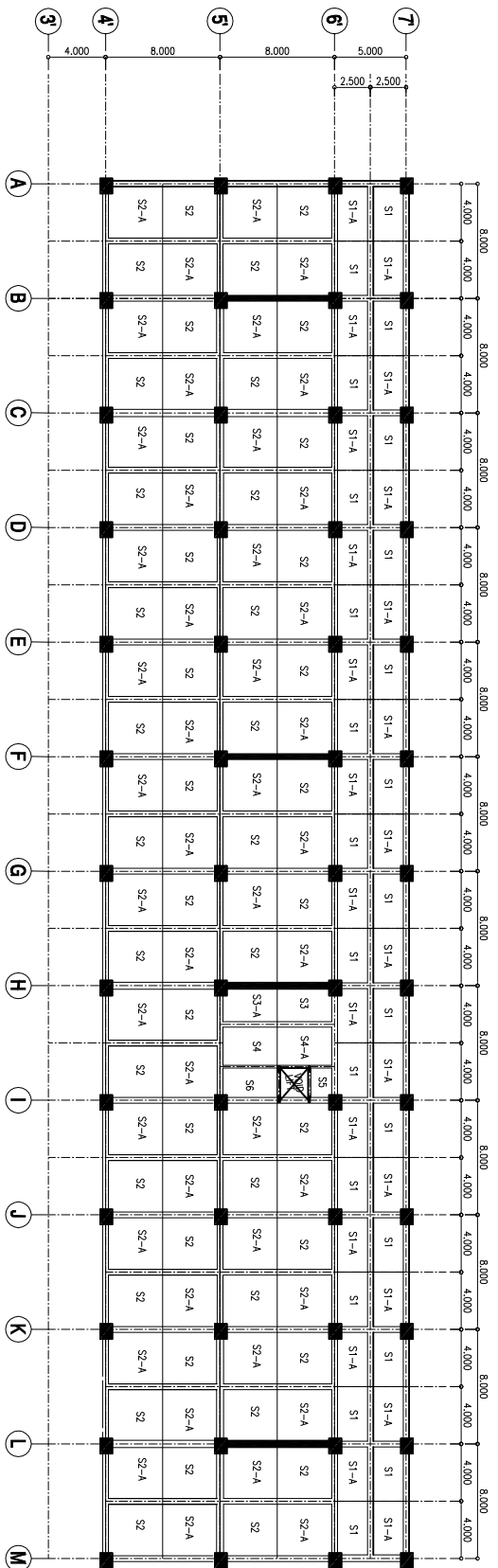
1 : 500

NO. GAMBAR | JML. GAMBAR

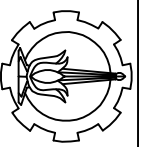
09 | 34



DENAH PELAT L1.1  
SKALA 1:500



DENAH PELAT L1.2  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

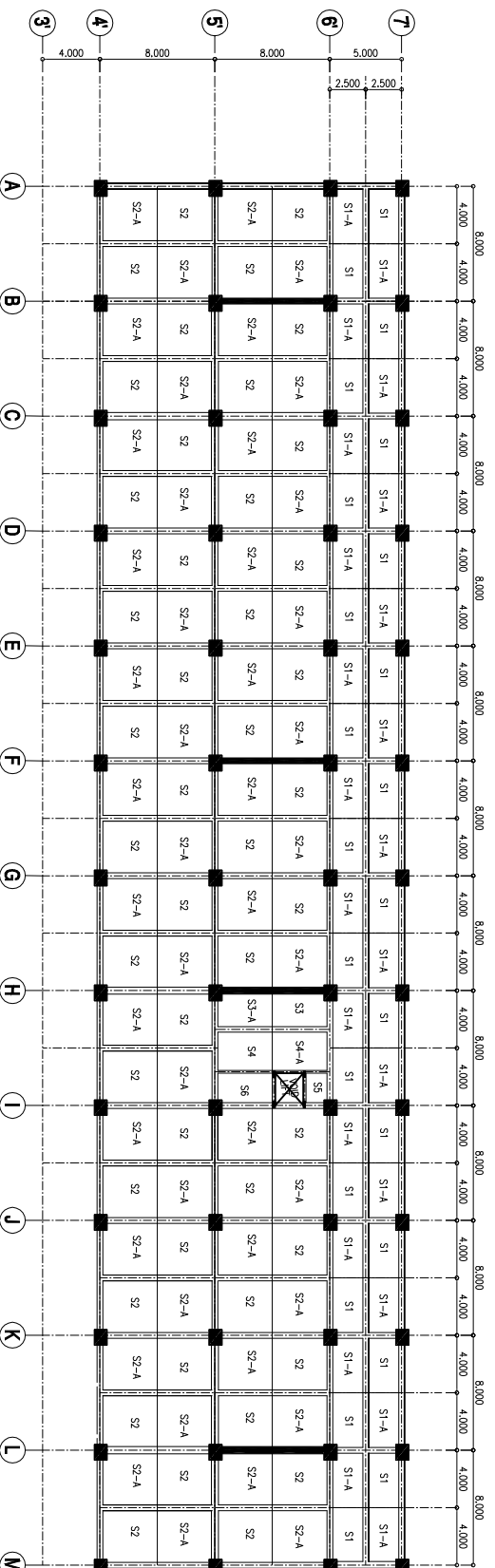
DENAH PELAT LANTAI 1  
DAN 2

SKALA

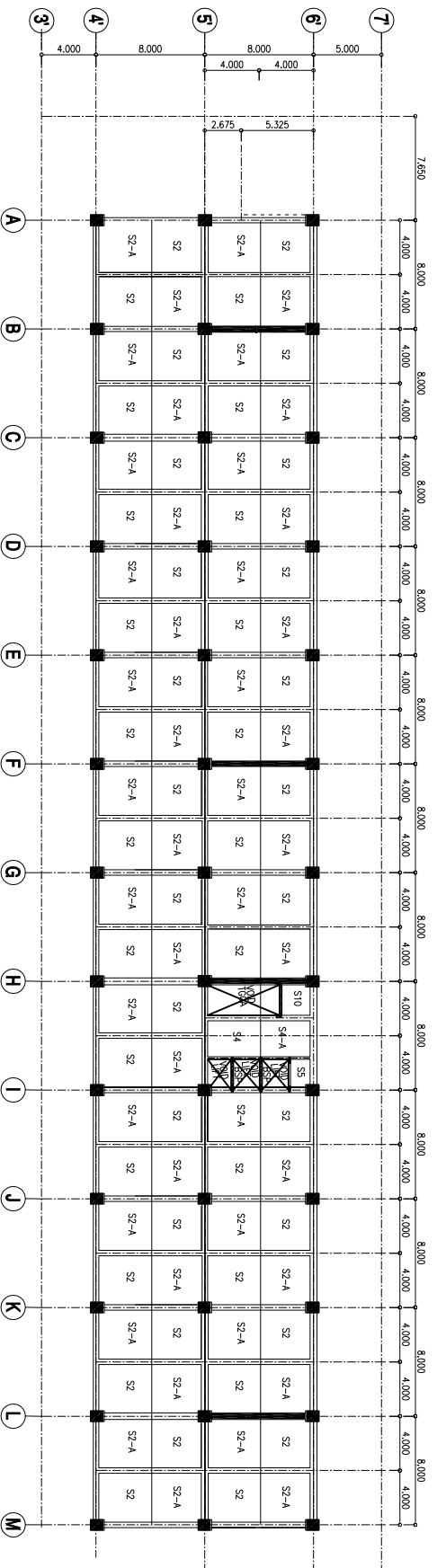
1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

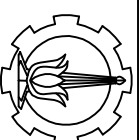
10                      34



DENAH PELAT LT.3  
SKALA 1:500



DENAH PELAT LT.4  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108076

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Tihwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

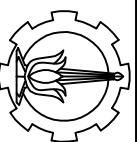
JUDUL GAMBAR  
DENAH PELAT LANTAI 3  
DAN 4

SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR JML. GAMBAR

11 34



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

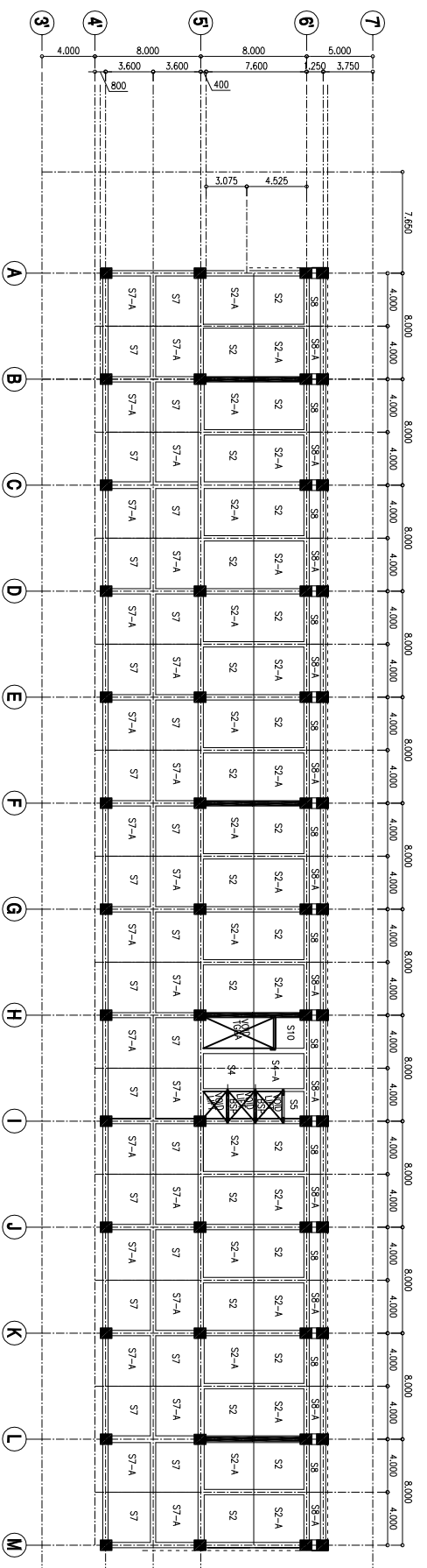
DENAH PELAT LANTAI 5  
DAN 6

SKALA

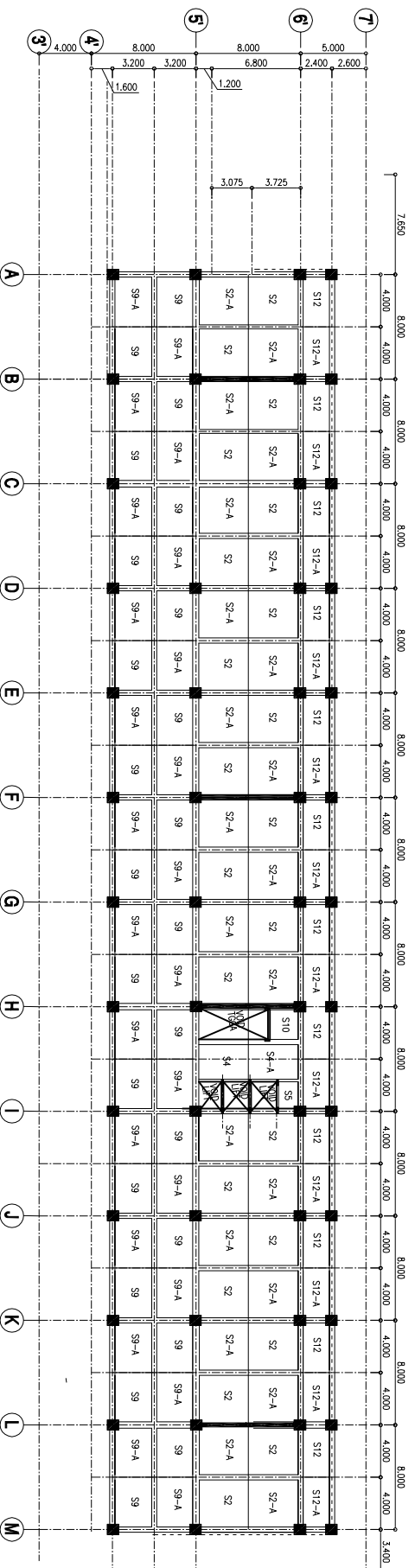
1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

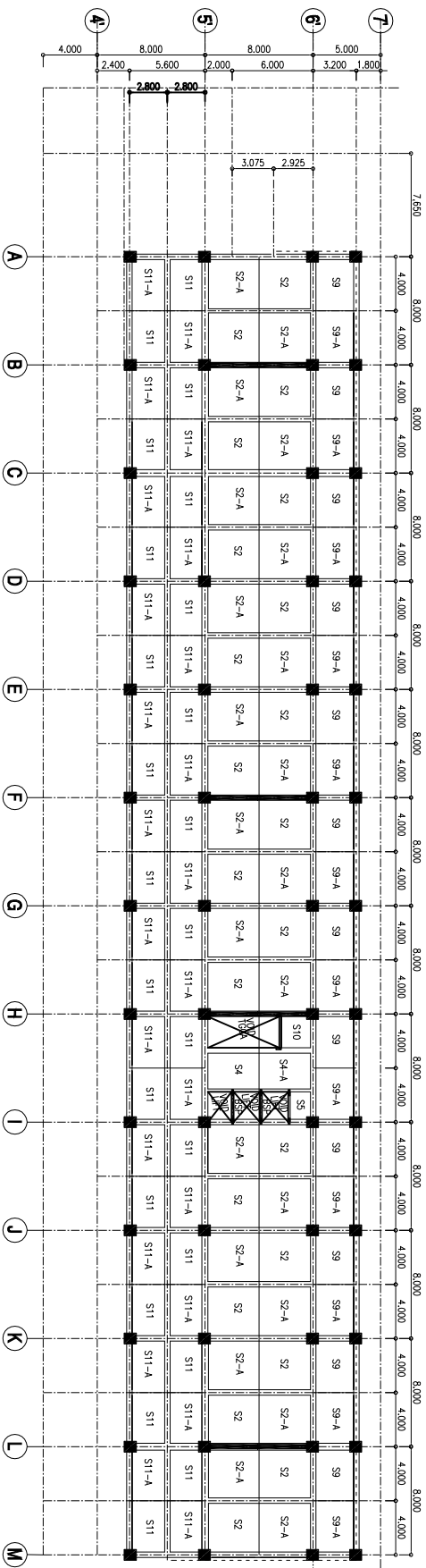
12                  34



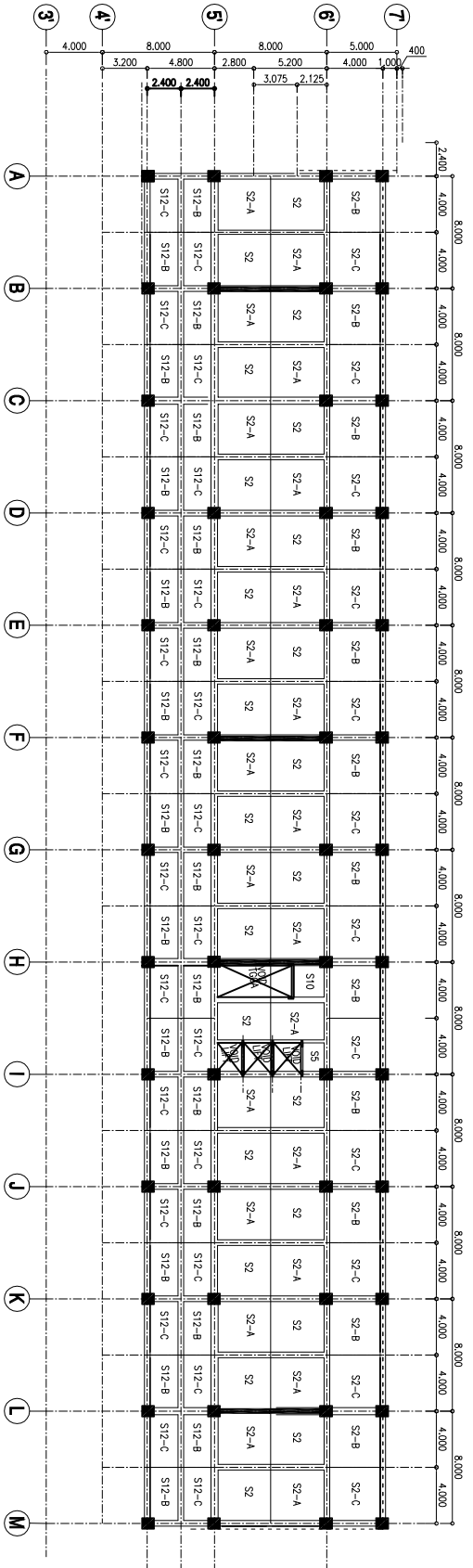
DENAH PELAT L1:500  
SKALA 1:500



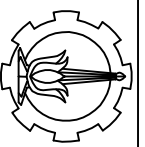
DENAH PELAT L1:500  
SKALA 1:500



DENAH PELAT LT.7  
SKALA 1:500



DENAH PELAT LT.8  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114109016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

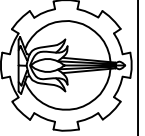
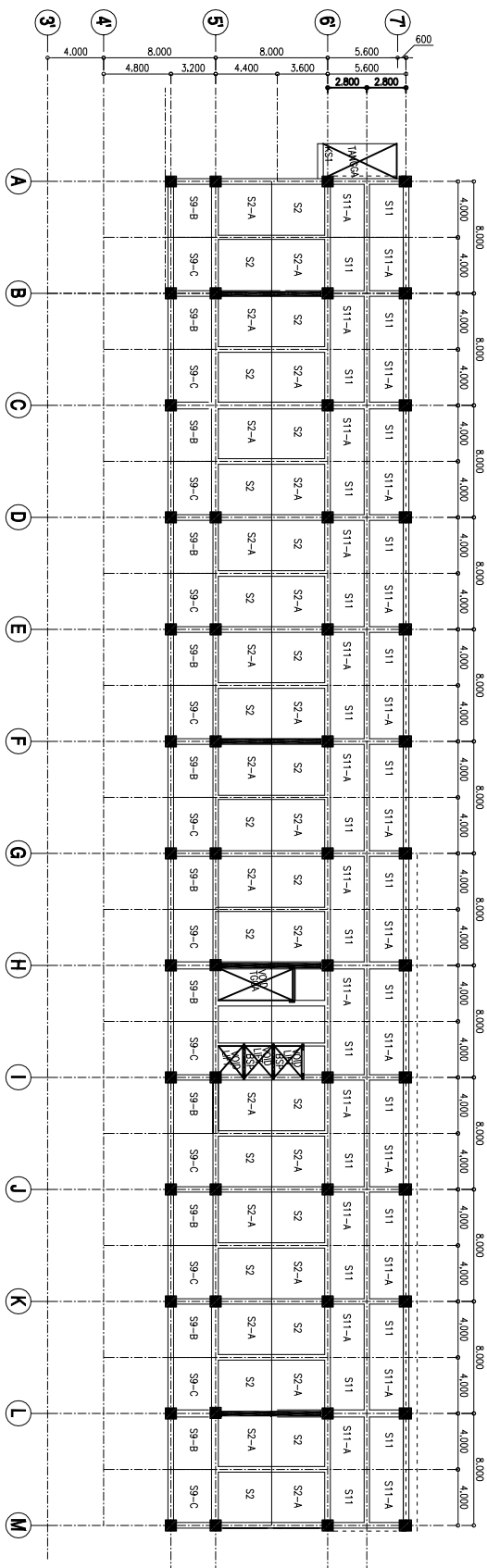
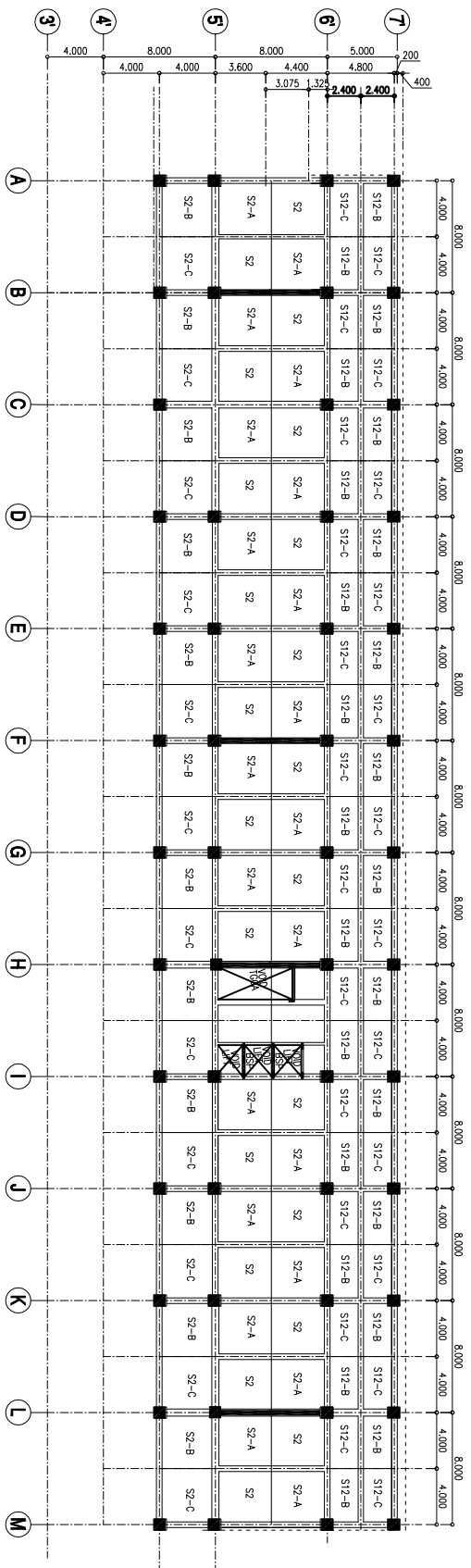
DENAH PELAT LANTAI 7  
DAN 8

SKALA

1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

13                      34



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FISP-115

JUDUL TUJAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thiwulan DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR  
DENAH PELAT LANTAI 9  
DAN 10

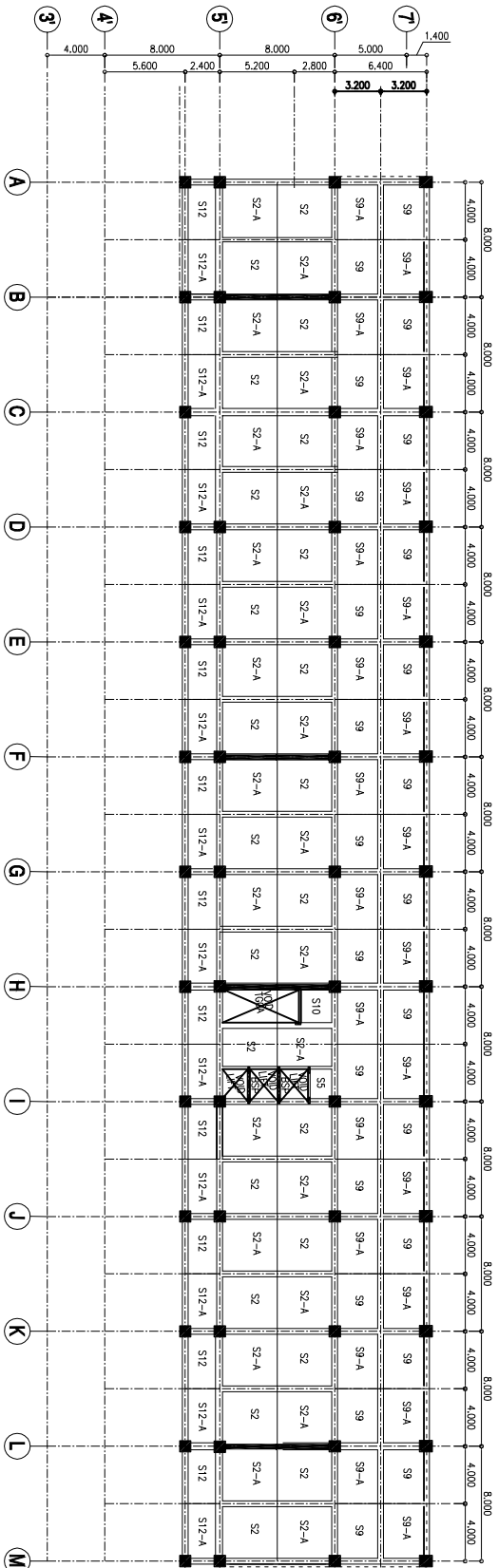
SKALA

1 : 500

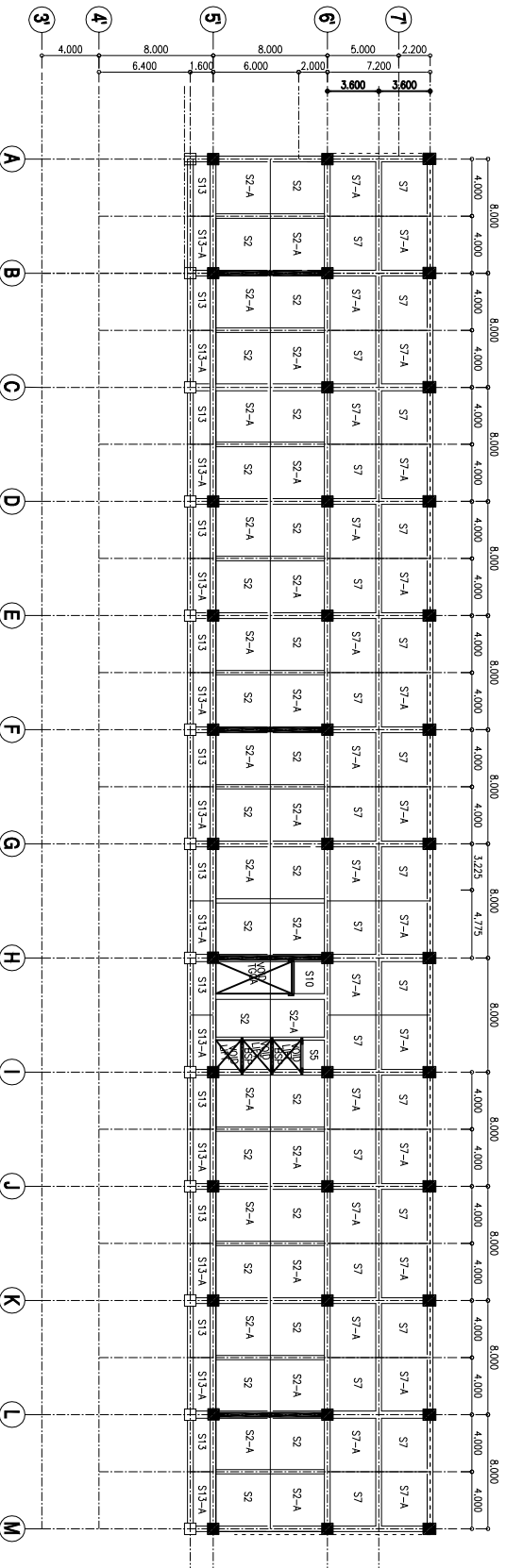
NO. GAMBAR JML. GAMBAR

14 34

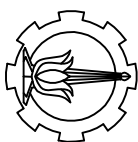




DENAH PELAT LT.11  
SKALA 1:500



DENAH PELAT LT.12  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FISP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGANG  
NRP. 3114108016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

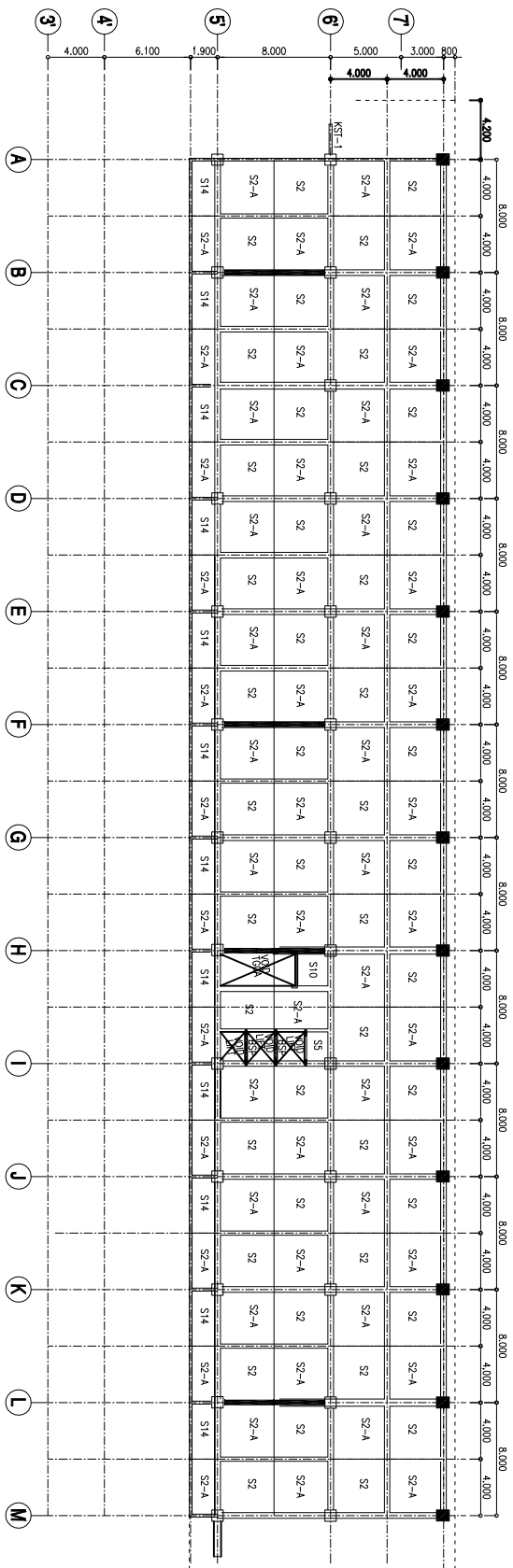
DENAH PELAT LANTAI 11  
DAN 12

SKALA

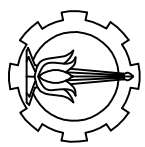
1 : 500

NO. GAMBAR      JML. GAMBAR

15                      34



**DENAH PELAT ATAP**  
SKALA 1:500



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

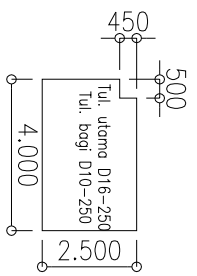
DENAH PELAT LANTAI  
ATAP

**SKALA**

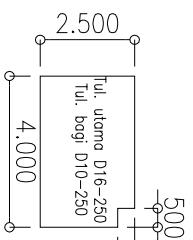
1 : 500

**NO. GAMBAR** | **JML. GAMBAR**

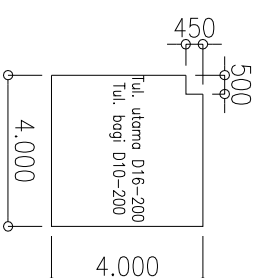
16 | 34



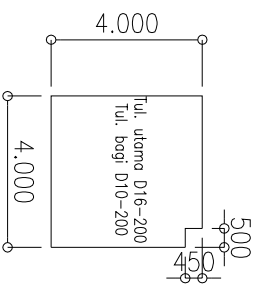
**S1**



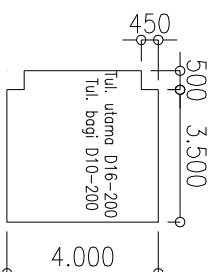
**S1A**



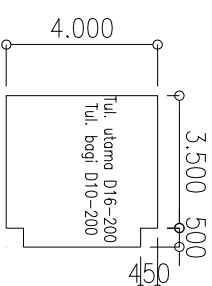
**S2**



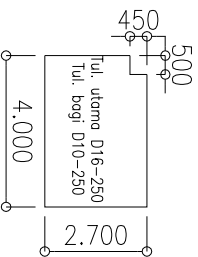
**S2A**



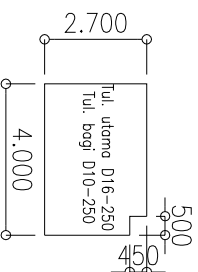
**S2B**



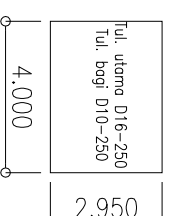
**S2C**



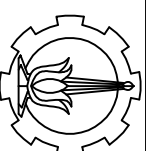
**S3**



**S3A**



**S4**



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITTS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMPRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

**TIBE PELAT PRACETAK**

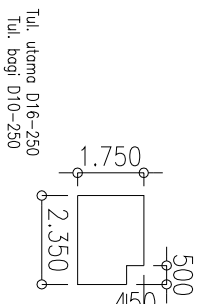
**SKALA**

1 : 200

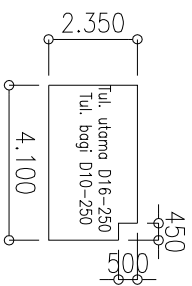
**NO. GAMBAR**    **JLH. GAMBAR**

17

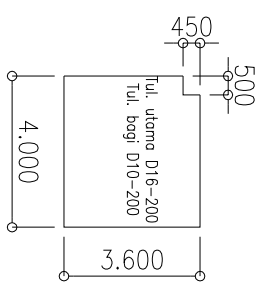
34



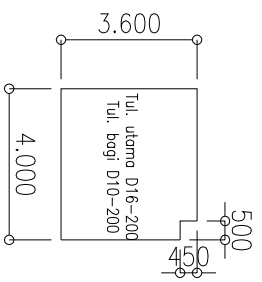
**S5**



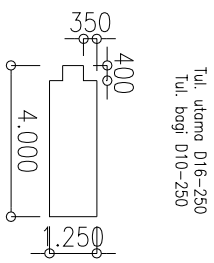
**S6**



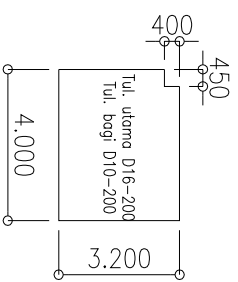
**S7**



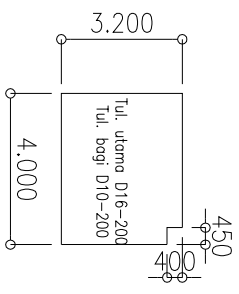
**S7A**



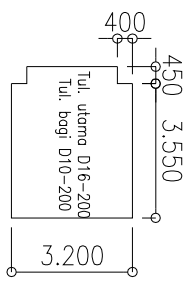
**S8**



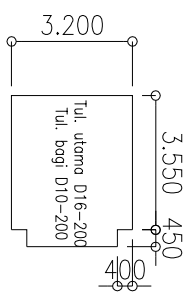
**S9**



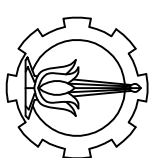
**S9**



**S9B**



**S9C**



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMPRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

**TIBE PELAT PRACETAK**

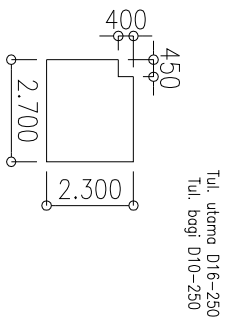
**SKALA**

1 : 200

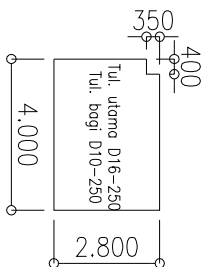
**NO. GAMBAR**    **JLH. GAMBAR**

18

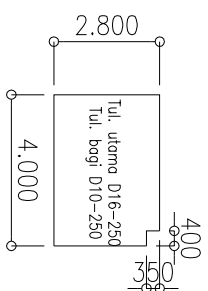
34



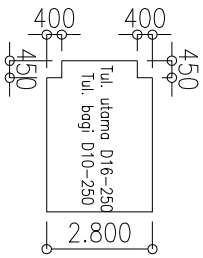
**S10**



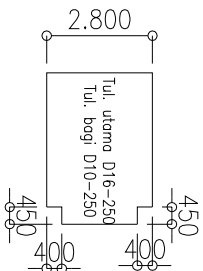
**S11**



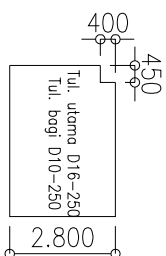
**S11A**



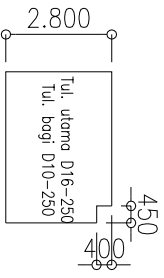
**S12**



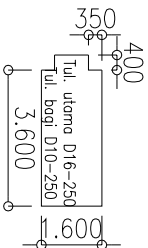
**S12A**



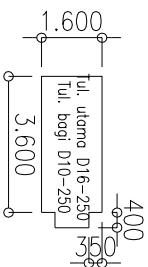
**S12B**



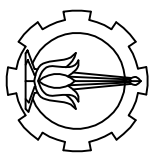
**S12C**



**S13**



**S13A**



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMPRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

**TIPE PELAT PRACETAK**

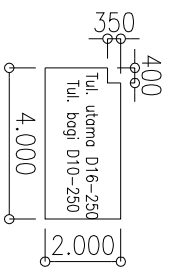
**SKALA**

1 : 200

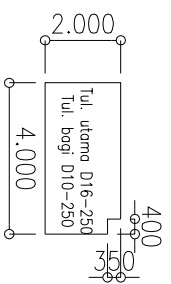
**NO. GAMBAR**    **JLH. GAMBAR**

19

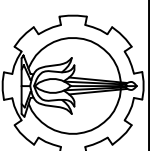
34



**S14**



**S14A**



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FT-SP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

**TJPE PELAT PRACETAK**

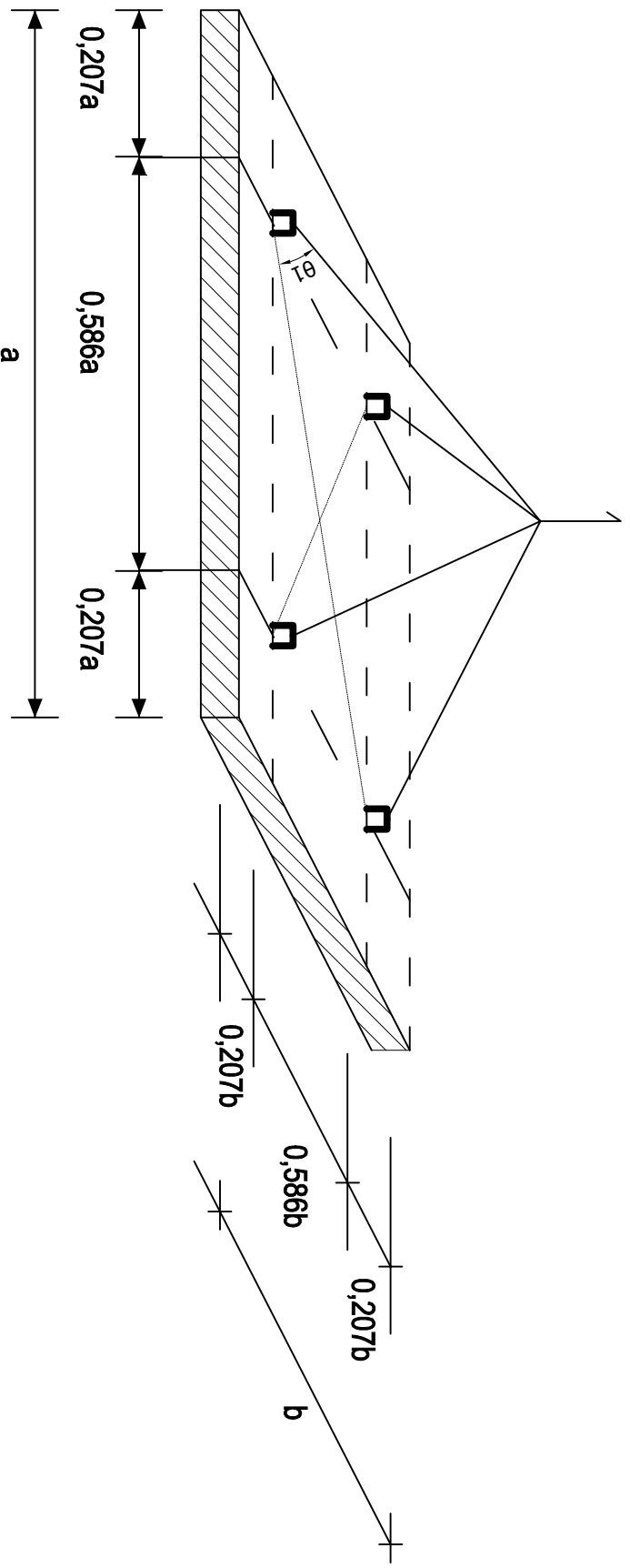
**SKALA**

1 : 200

**NO. GAMBAR**    **JLH. GAMBAR**

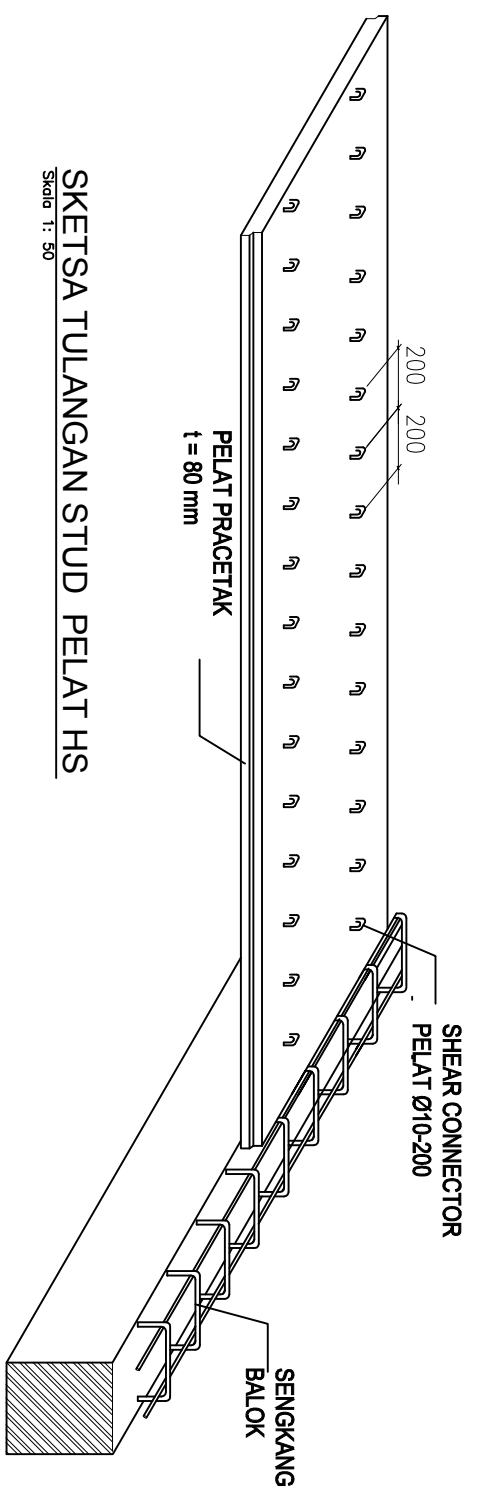
20

34



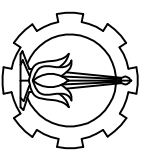
**TITIK PENGANGKATAN PELAT HS**

Skala 1 : 50



**SKETSA TULANGAN STUD PELAT HS**

Skala 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-TIS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

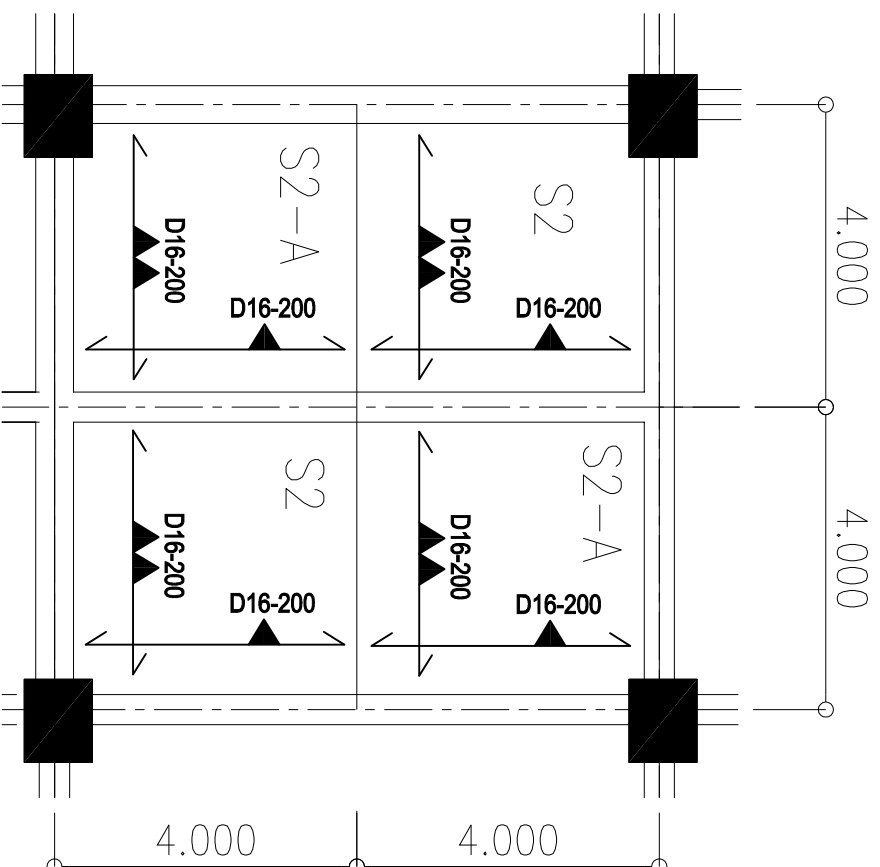
PENGANGKATAN PELAT

**SKALA**

1 : 50

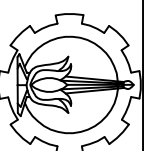
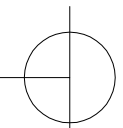
**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

21                    34



## CONTOH PENULLANGAN PELAT PRACETAK

SKALA 1:100



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

PENULLANGAN PELAT PRACETAK

**SKALA**

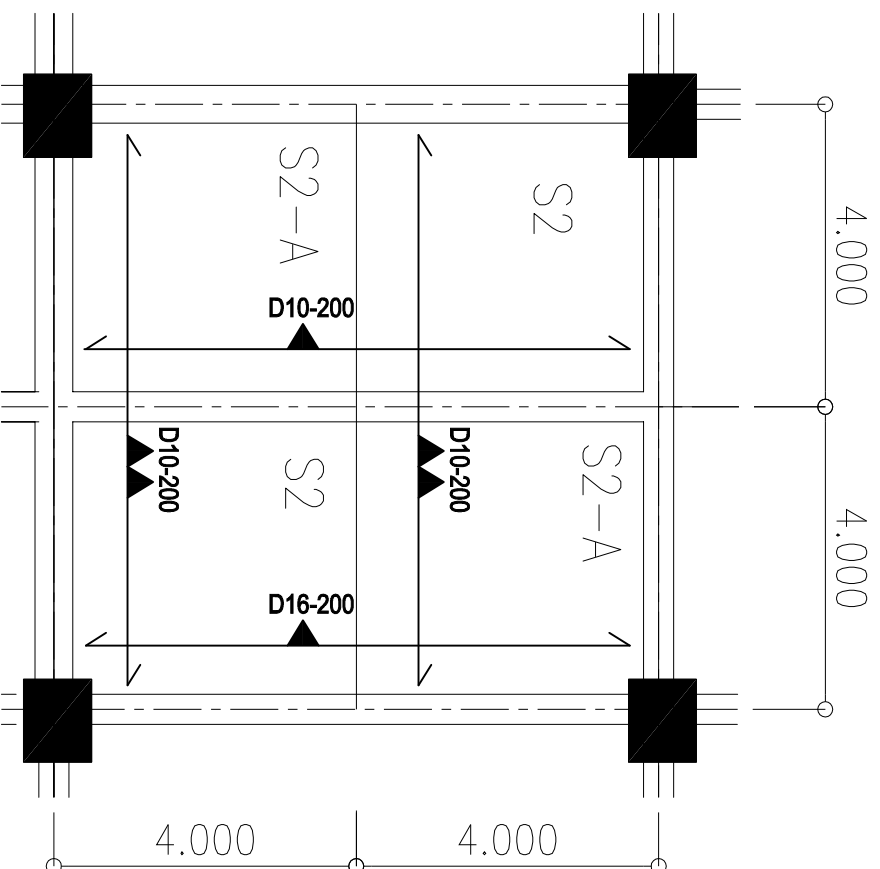
1 : 100

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

22

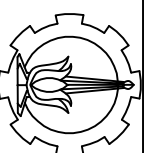
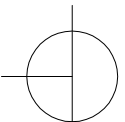
34





## CONTOH PENULLANGAN OVERTOPPING PELAT

SKALA 1:100



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

PENULLANGAN PELAT PRACETAK

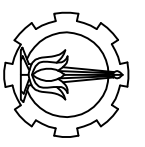
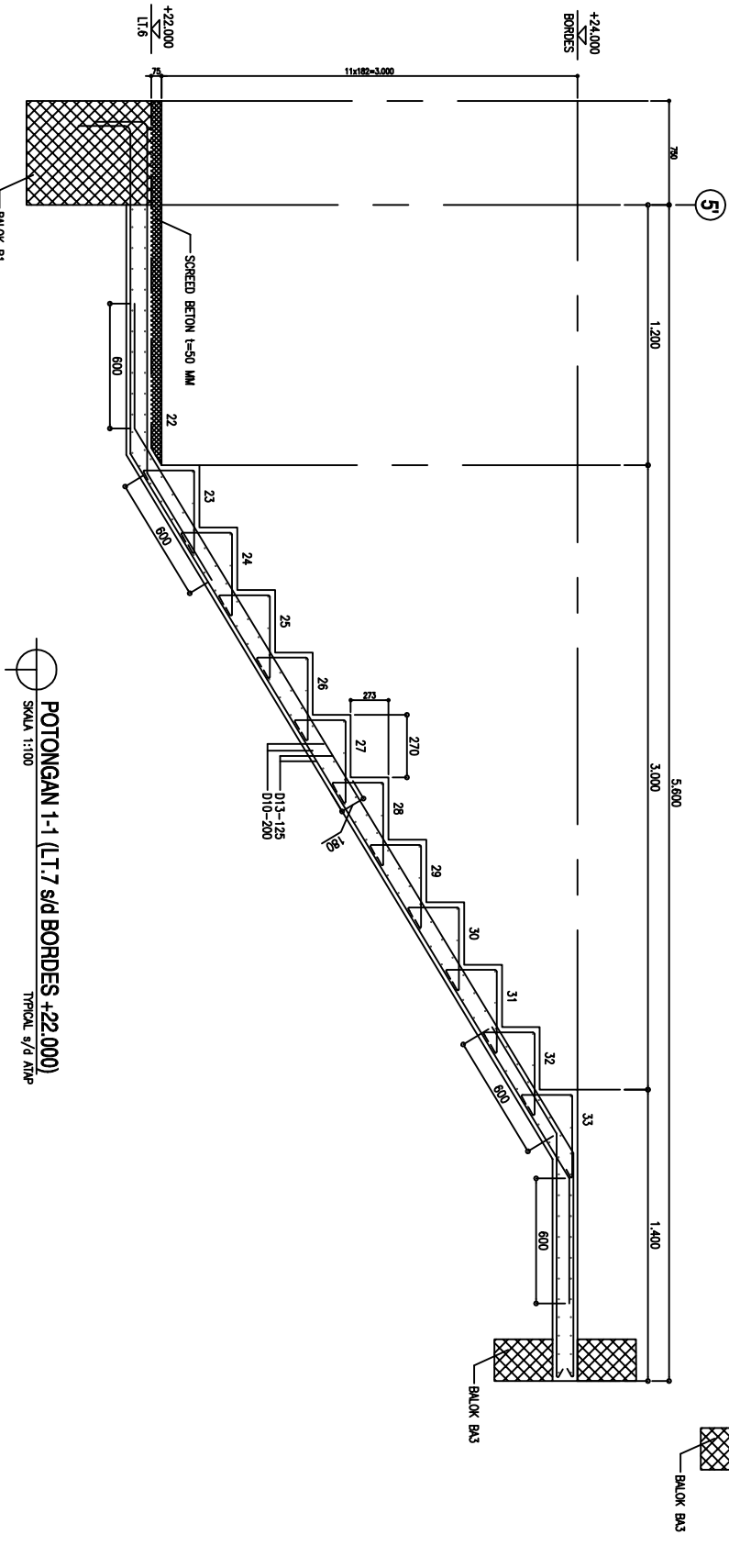
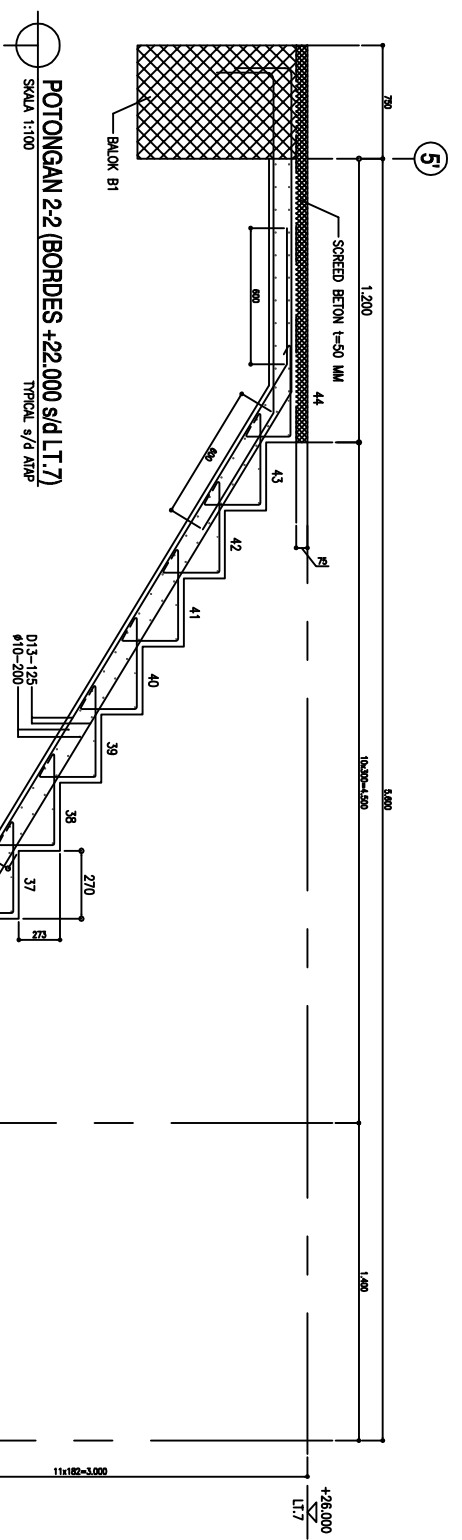
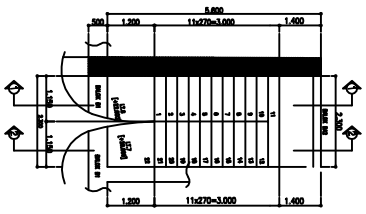
**SKALA**

1 : 100

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

23

34



PROGRAM LINTAS JALUR  
 JURUSAN TEKNIK SIPIL  
 ITS-PTSP

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
 DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
 GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
 KRISTEN PETRA SURABAYA  
 MENGGUNAKAN BETON  
 PRACETAK

**KETERANGAN**  
 SEMUA UKURAN DALAM  
 MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMBA SARATOGA SITANGGANG  
 NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
 2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

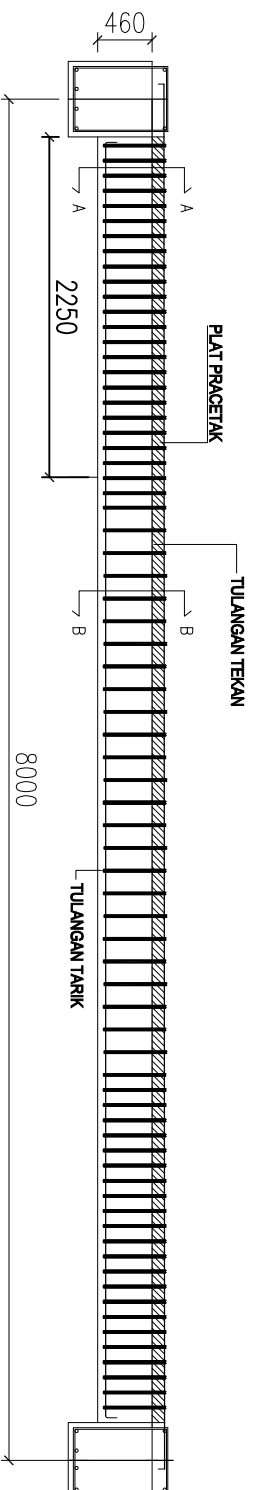
TANGGA

**SKALA**

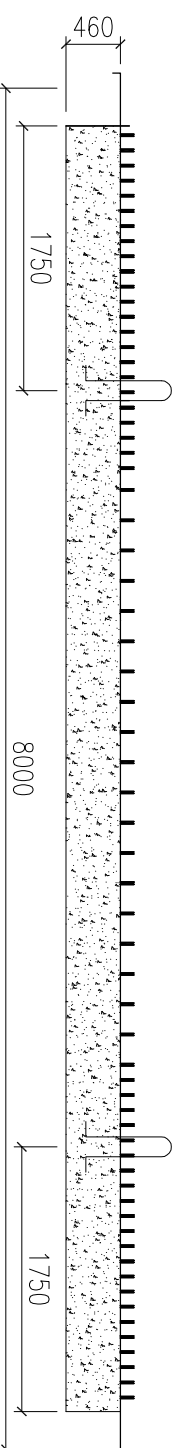
1 : 100

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

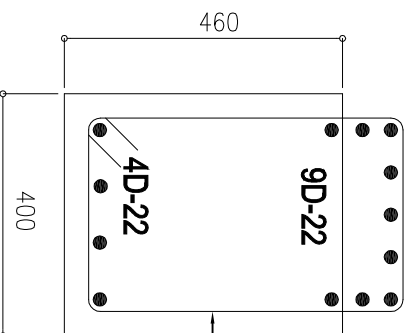
24                    34



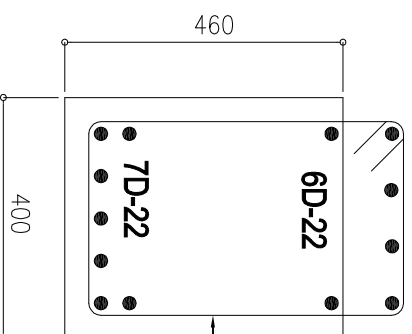
BALOK ANAK SEBELUM KOMPOSIT  
SKALA 1:50



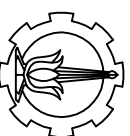
PENGANGKATAN BALOK ANAK  
Skala 1: 50



POTONGAN A-A  
SKALA 1:15



POTONGAN B-B  
SKALA 1:15



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

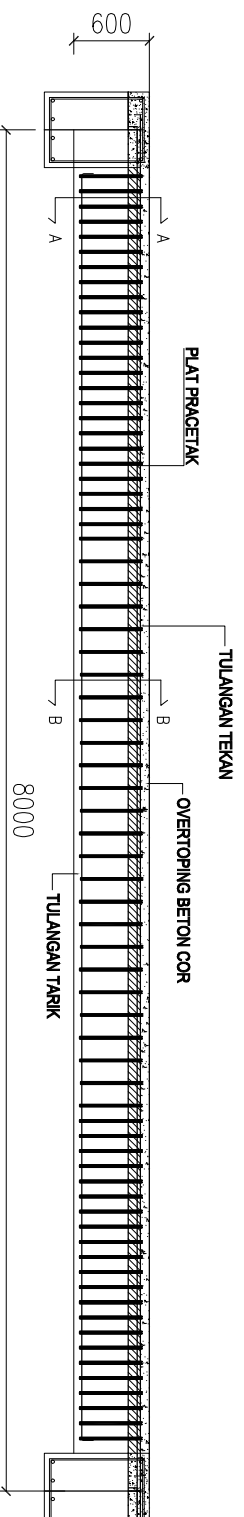
BALOK ANAK

SKALA

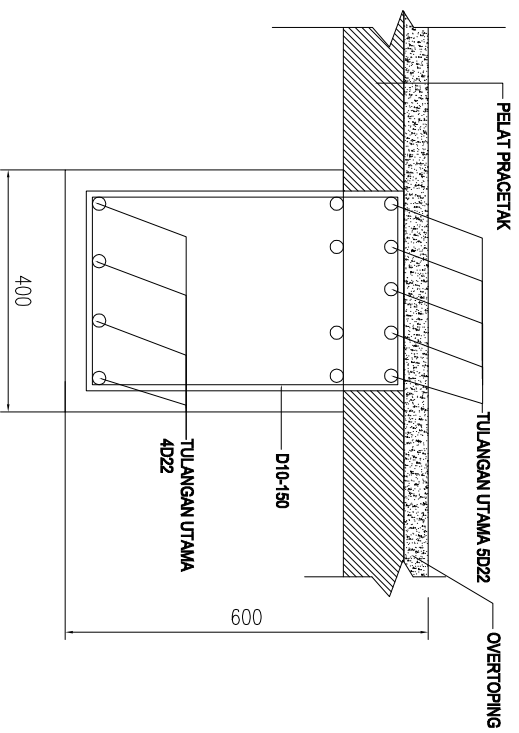
1 : 50

NO. GAMBAR Jlh. GAMBAR

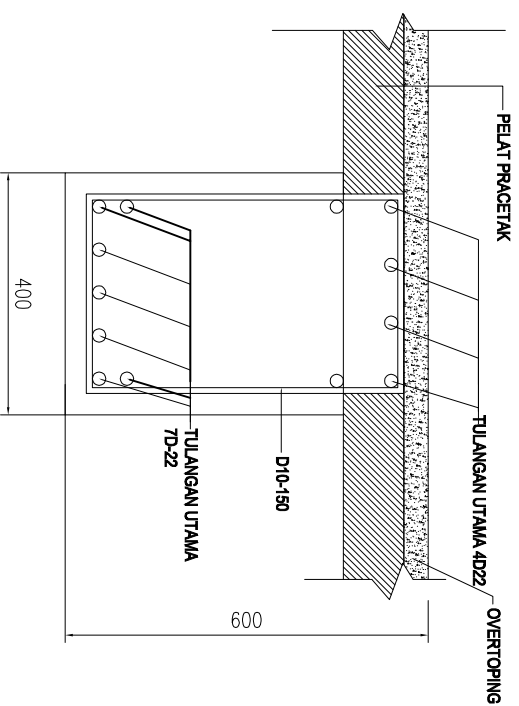
25 34



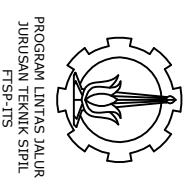
DETAIL BALOK ANAK SETELAH KOMPOSIT  
SKALA 1:50



POTONGAN A-A  
Skala 1 : 15



POTONGAN B-B  
Skala 1 : 15



PROGRAM LINTAS MAJUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CAMBRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

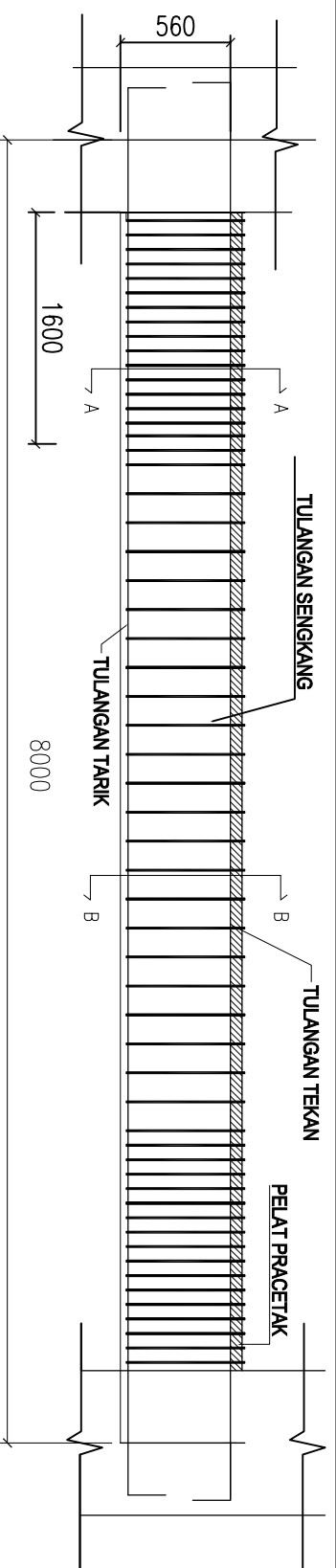
BALOK ANAK

SKALA

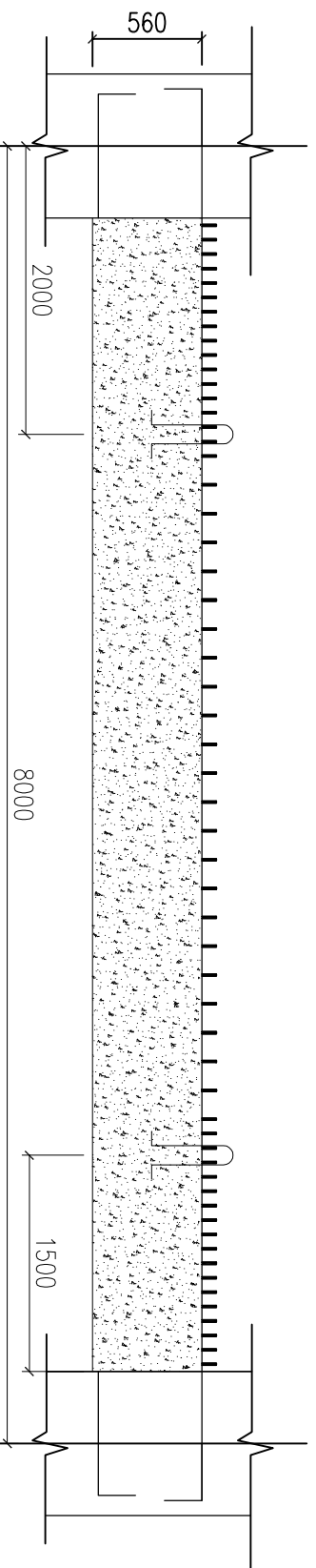
1 : 50

NO. GAMBAR Jlh. GAMBAR

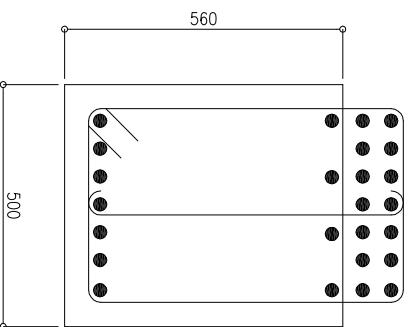
26 34



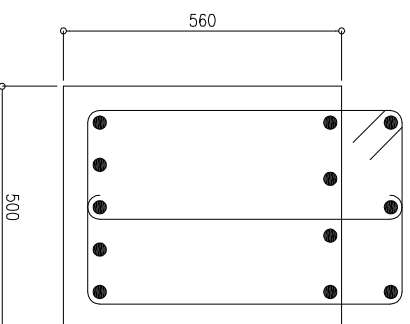
**BALOK INDUK B1 SEBELUM KOMPOSIT**  
Skala 1 : 50



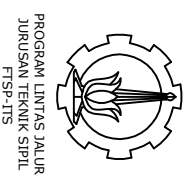
**PENGANGKATAN BALOK INDUK B1**  
Skala 1 : 50



**POTONGAN A-A**  
Skala 1 : 15



**POTONGAN B-B**  
Skala 1 : 15



PROGRAM LINTAS MAJUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRA CETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CAMPRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

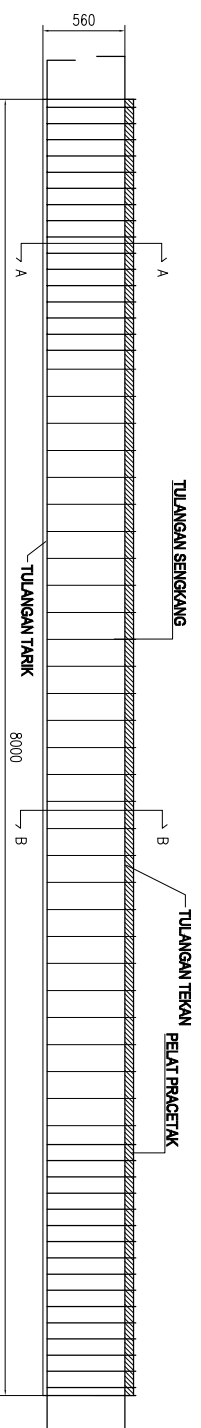
BALOK B1-1

**SKALA**

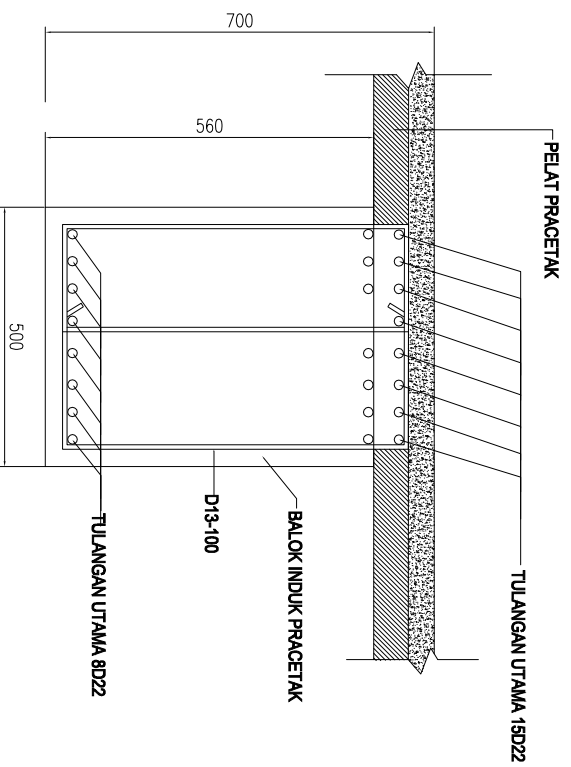
1 : 50

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

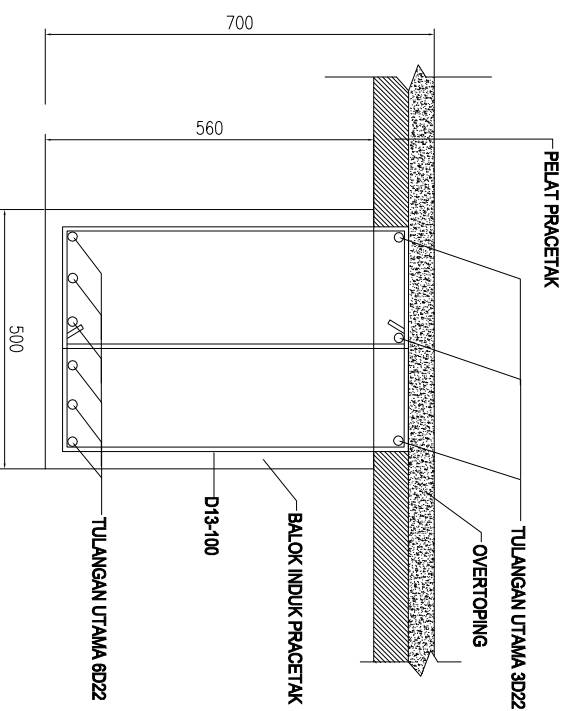
27                      34



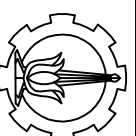
BALOK INDUK B1 SETELAH KOMPOSIT  
Skala 1 : 50



POTONGAN A-A  
Skala 1 : 10



POTONGAN B-B  
Skala 1 : 10



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SANATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

NAMA GAMBAR

BALOK B1-1

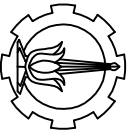
SKALA

1 : 50

NO. GAMBAR Jlh. GAMBAR

28

34



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-UTS

**JUDUL TUGAS AKHIR**

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK**

**KETERANGAN**

**SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER**

**NAMA MAHASISWA**

**CAMBRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016**

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**DOSEN PEMBIMBING**

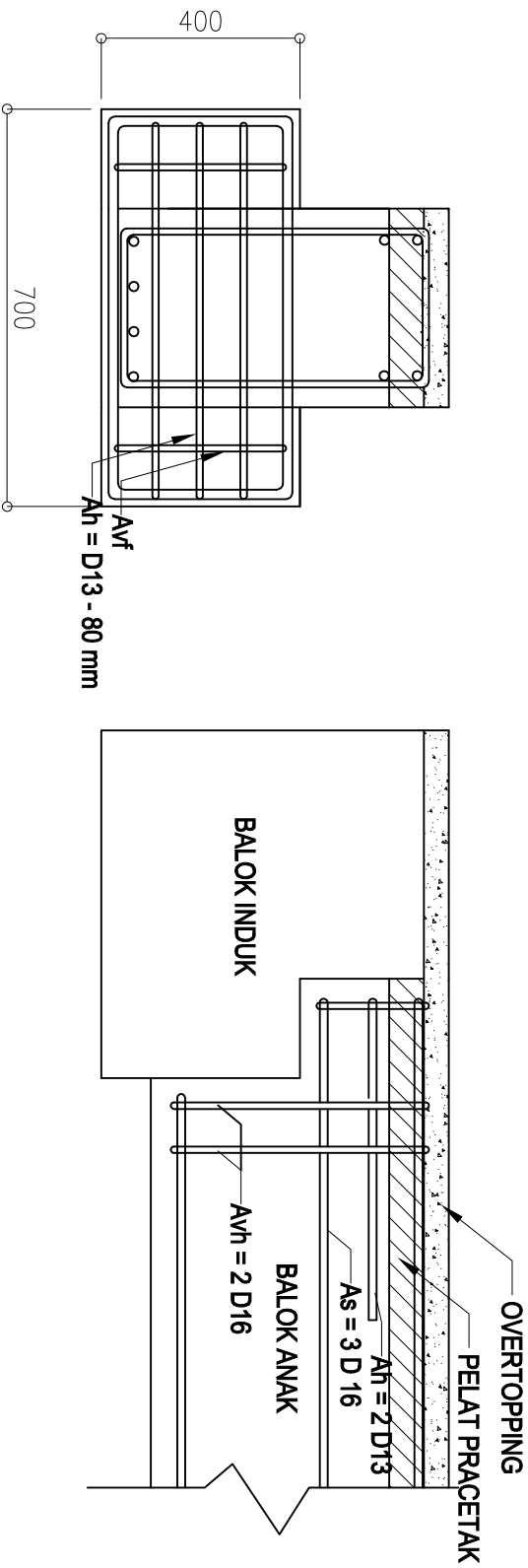
**SAMBUNGAN BALOK ANAK DAN  
BALOK INDUK**

**SKALA**

**1 : 15**

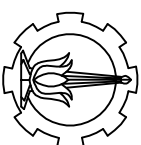
**NO. GAMBAR      Jlh. GAMBAR**

**29                      34**



**SAMBUNGAN DAPPED END PADA BALOK INDUK**

Skala 1 : 15



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FISIP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

KOLOM K1

SKALA

1 : 25

NO. GAMBAR    Jlh. GAMBAR

30                    34

BEARING PAD

BEARING PAD 150.200.15

D16-100

SENGKANG  
3D13

360

400

TULANGAN UTAMA 20D25

1100

PENAMPANG KOLOM

600

A

A

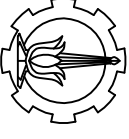
KOLOM K1

Skala 1 : 25

POTONGAN A-A

Skala 1 : 25





PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
ITS-SP-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

SAMBUNGAN BALOK KOLOM

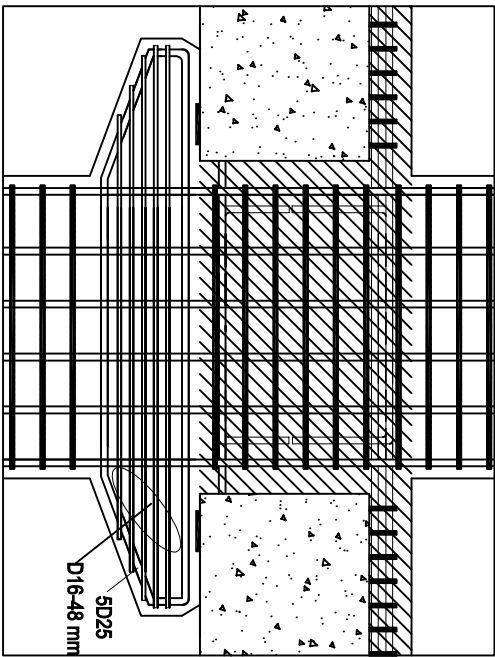
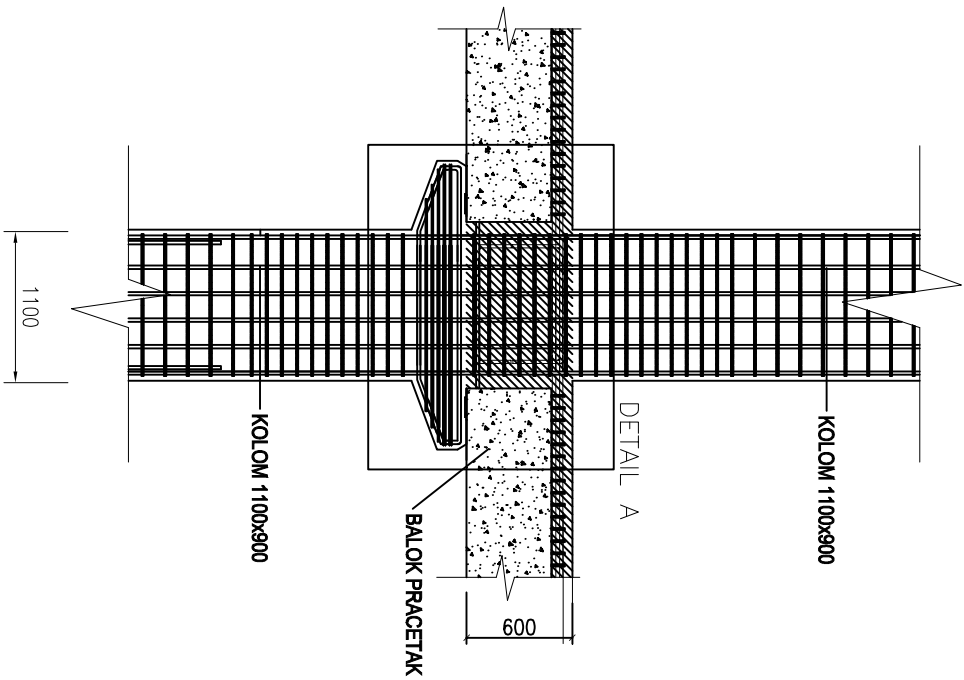
**SKALA**

1 : 50

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

31

34

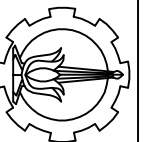
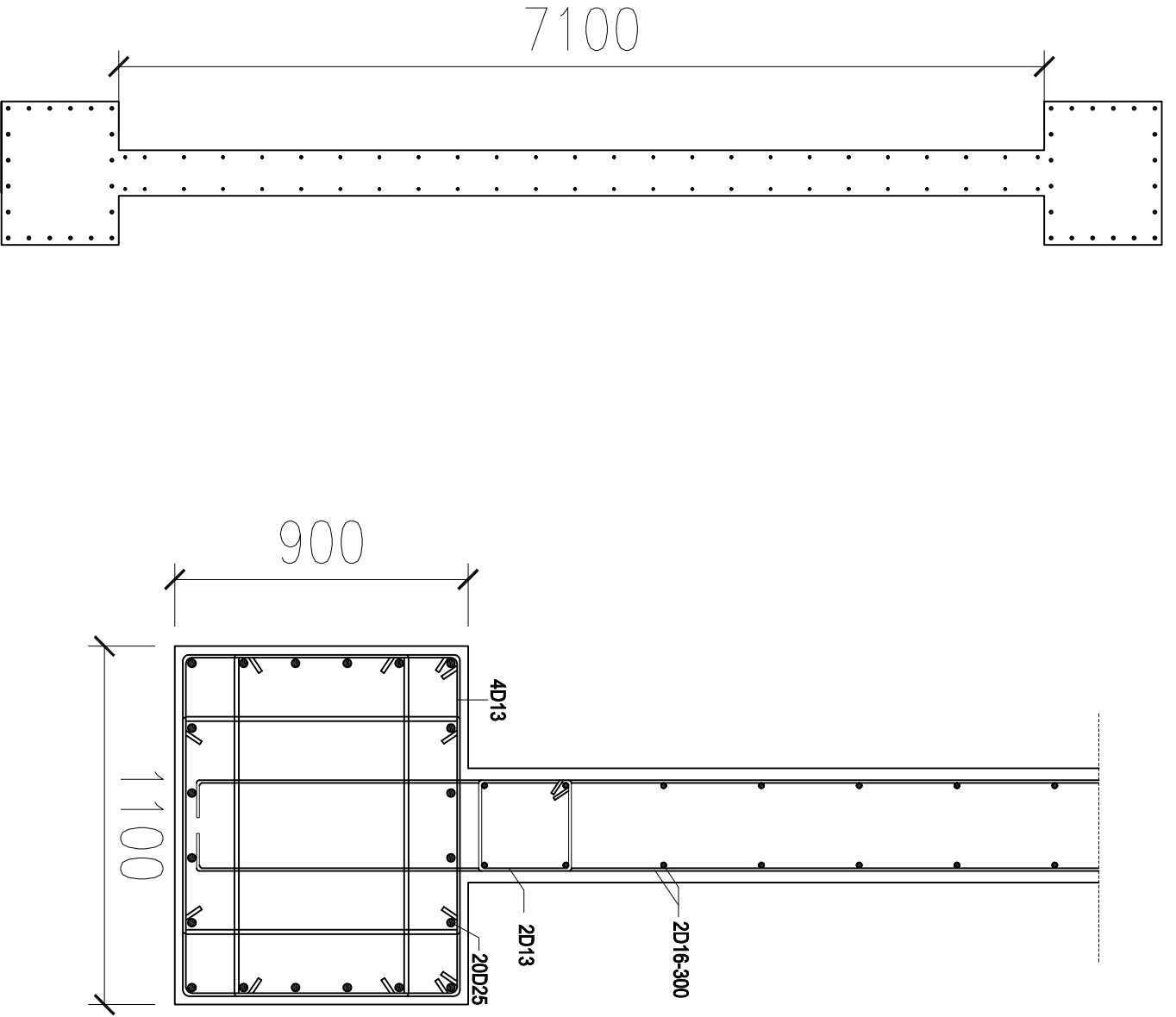


**DETAIL A**

Skala 1 : 25

# SAMBUNGAN BALOK KOLOM

Skala 1 : 50



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
ITS-ITS

**JUDUL TUGAS AKHIR**  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1 UNIVERSITAS  
KRISTEN PETRA SURABAYA  
MENGUNAKAN BETON  
PRACETAK

**KETERANGAN**  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

**NAMA MAHASISWA**

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

**DOSEN PEMBIMBING**

1. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

**JUDUL GAMBAR**

DINDING GESER

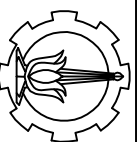
**SKALA**

1 : 25

**NO. GAMBAR**    **Jlh. GAMBAR**

32

34



PROGRAM LINTAS JALUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-115

JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR  
GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN PETRA  
SURABAYA MENGGUNAKAN  
BETON PRACETAK

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114108018

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Titwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

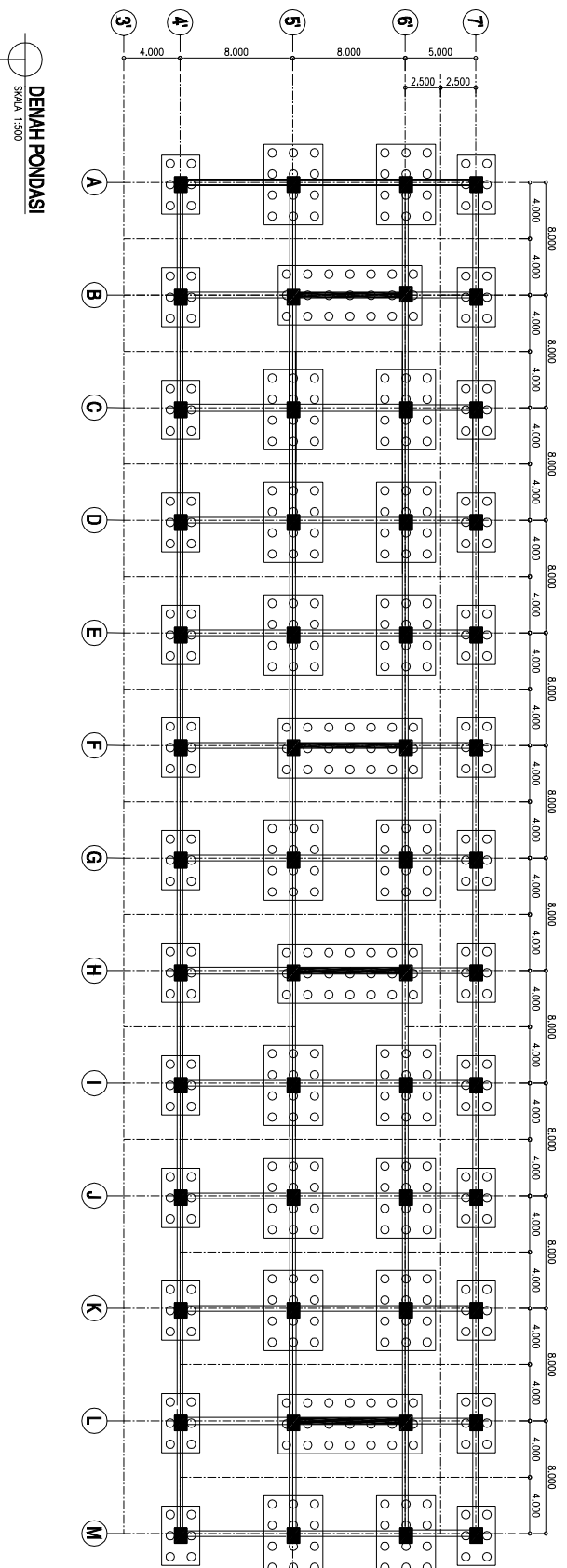
SKALA

1 : 500

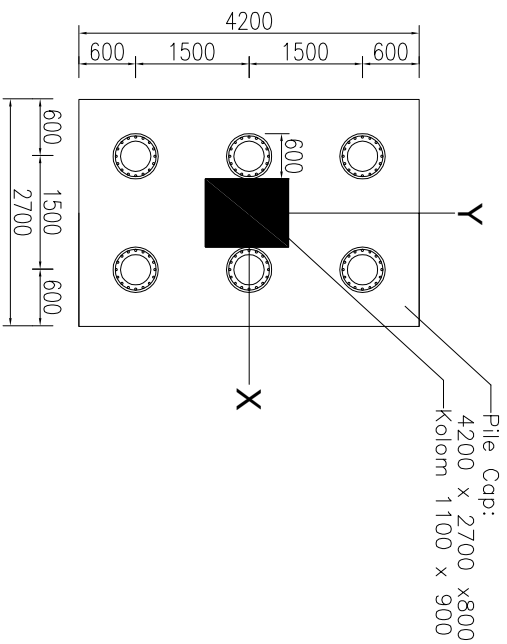
NO. GAMBAR | JML. GAMBAR

33

34

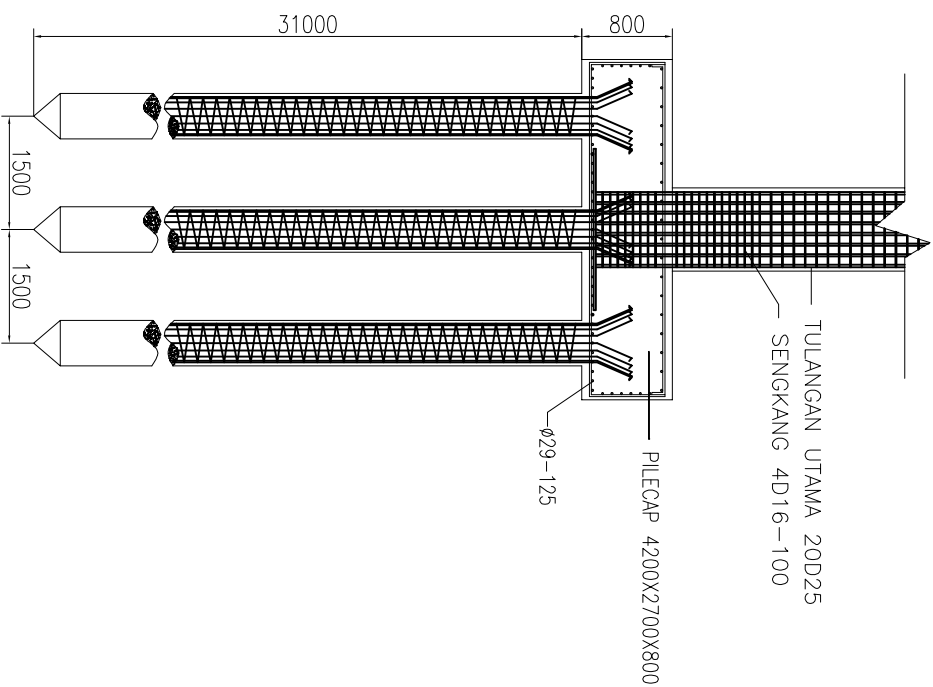


DENAH PONDASI  
SKALA 1:500



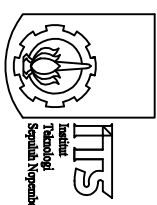
## DETAIL PILE CAP

Skala 1 : 100



## POTONGAN ARAH Y

Skala 1 : 100



JUDUL TUGAS AKHIR  
DESAIN MODIFIKASI  
STRUKTUR GEDUNG P1  
UNIVERSITAS KRISTEN  
PETRA SURABAYA

KETERANGAN  
SEMUA UKURAN DALAM  
MILIMETER

NAMA MAHASISWA

CANDRA SARATOGA SITANGGANG  
NRP. 3114106016

DOSEN PEMBIMBING

1. Prof. Dr. Ir. Thwulan, DEA  
2. Ir. Djoko Irawan, MS

JUDUL GAMBAR

DETAIL DAN POTONGAN  
PONDASI

SKALA

1 : 100

NO. GAMBAR JH. GAMBAR

# BORING LOG

Proyek	GEDUNG P1 DAN P2	Titik Bor	= B1	Master Bor	SUMARDI	Catatan
	UK. PETRA	Kedalaman	= 40 m			UD = Undisturb Sample
Lokasi	BELAKANG GEDUNG P	Evelasi	= ± 0.00 M UKA TANAH			Halaman ke
	UK, PETRA SBY	Muka Air Tanah	=			1
Pemberi Order	PT. ARCHIMETRIC	Tanggal	=			

Kedalaman (m)	Tebal (m)	Jenis Tanah	UD		SPT TEST		Standard Penetration Test	
			Kedalaman (m)		Kedalaman (m)		N-SPT	Grafik N
0.00								
1.00								
2.00		LEMPUNG ABU - ABU			-1.50	☑ SPT 01	2	
3.00					-3.00	☑ SPT 02	2	
4.00		PASIR HALUS KELEMPUNGAN ABU - ABU GELAP			-4.50	☑ SPT 03	2	
5.00			5		-4.95			
6.00					-5.00	☑ SPT 04	2	
7.00				-6.45				
8.00		LEMPUNG ABU - ABU			-7.50	☑ SPT 05	4	
9.00					-9.00	☑ SPT 06	5	
10.00			10		-9.45			
11.00		LANAU KELEMPUNGAN ABU - ABU KEKUNINGAN			-10.50	☑ SPT 07	12	
12.00					-10.95			
13.00				-12.00	☑ SPT 08	15		
14.00		LEMPUNG ABU - ABU KECOKLATAN			-13.50	☑ SPT 09	13	
15.00					-13.95			
16.00					-15.00	☑ SPT 10	15	
17.00				-15.45				
18.00		LEMPUNG KELANAUAN ABU - ABU KECOKLATAN			-16.50	☑ SPT 11	15	
19.00					-16.95			
20.00				-18.00	☑ SPT 12	18		
				-18.45				
				-19.50	☑ SPT 13	17		
				-19.95				



**LABORATORIUM**  
**MEKANIKA TANAH**  
 UNIVERSITAS KRISTEN PETRA

# BORING LOG

Proyek = <u>GEDUNG P1 DAN P2</u> Lokasi = <u>BELAKANG GEDUNG P</u> Pemberi Order = <u>PT. ARCHIMETRIC</u>	Titik Bor = <u>B1</u> Kedalaman = <u>40 m</u> Elevasi = <u>± 0.00 M UGA TANAH</u> Tanggal = _____	Master Bor = <u>SUMARDI</u>	Catatan UD = Undisturb Sample  Halaman ke 2
---	--	-----------------------------	---

Kedalaman (m)	Tebal (m)	Jenis Tanah	UD		SPT TEST		Standard Penetration Test		
			Kedalaman (m)		Kedalaman (m)		N-SPT	Grafik N	
20.00					☑ SPT 13			17	
21.00		LEMPUNG KELANAUAN ABU - ABU KECOKLATAN	-21.00		☑ SPT 14			23	
22.00			-21.45						
23.00			-22.50		☑ SPT 15			20	
24.00			-22.95						
25.00			-24.00		☑ SPT 16			24	
26.00			-24.95						
27.00		LEMPUNG ABU - ABU KEHIJAUAN	-25.50		☑ SPT 17			16	
28.00			-25.95						
29.00			-27.00		☑ SPT 18			19	
30.00			-27.45						
31.00		LEMPUNG ABU - ABU KEKUNINGAN	-28.50		☑ SPT 19			15	
32.00			-28.95						
33.00			-30.00		☑ SPT 20			15	
34.00			-30.45						
35.00		LEMPUNG ABU - ABU	-31.50		☑ SPT 21			9	
36.00			-31.95						
37.00			-33.00		☑ SPT 22			13	
38.00			-33.45						
39.00		LEMPUNG ABU - ABU	-34.50		☑ SPT 23			10	
40.00			-34.95						
41.00			-36.00		☑ SPT 24			18	
42.00			-36.45						
43.00		PASIR HALUS KELEMPUNGAN ABU - ABU GELAP	-37.50		☑ SPT 25			13	
44.00			-37.95						
45.00			-39.00		☑ SPT 26			15	
46.00			-39.45						



**LABORATORIUM  
MEKANIKA TANAH**  
 UNIVERSITAS KRISTEN PETRA



Nyamannya Berbisnis dengan pendampingan

FREE Call, FREE Consultation

Cukup mengirim PESAN ke Fanpage Kami



sobat UKM



@Sobat\_UKM

Double  
FREE !!

Produk Tinjauan Perusahaan Rincian Kontak



Lihat gambar lebih besar

## XCMG produsen resmi XGTL180 12ton 180tm luffing tower crane

Harga Fob: [Get Latest Price](#)  
 Pelabuhan: Any china Port  
 Jumlah Pesanan Minimum: 1 Unit/unit  
 Kemampuan Suplai: 10000 Unit/unit per Tahun  
 Waktu Pengiriman: Mengatur produksi dan pengiriman segera setelah pesanan  
 Ketentuan Pembayaran: L/C,T/T

[Hubungi Sekarang](#)

[Mulai Order](#)

### Jaminan Perdagangan

perlindungan kualitas produk  
 On-time perlindungan pengiriman  
 perlindungan Pembayaran

Supplier Terverifikasi  
 Xuzhou Construction Machine  
 Group Co., Ltd.

China (Mainland) | Rincian Ke

Jenis Usaha:  
 Pabrikasi, Perusahaan Dagang

Penampilan:  
 79.5% Tingkat Respon  
 71 h Respon Rata-rata

Ms. Rose Meng

Waktu lokal: 18:14 Sun A

Cobalah kuotasi 1-klik ya sebanding dengan Permi Berkomunit dengan Pembelian 1-menit. Dapa Kuotasi Pemasak

Riwayat Peramban

Cari Produk

tower crane lifting capacity

[Cari](#)

### Rincian Produk

[Report Suspicious Activity](#)

Keterangan Produk

Layanan Kami

### Rincian Cepat

Tempat asal:	China (Mainland)	Aplikasi:	Industri konstru.	Nama merek:	XCMG
Nomor model:	XGTL180	Fitur:	Tower crane	Max. lifting beban:	12 t
Dinilai kemampuan pengisian:	12 t	Garansi:	Satu tahun	Kondisi:	Baru
Purna jual layanan yang disediakan:	Pusat layanan d.	Dinilai saat mengangkat:	180tm	Jenis:	Luffing

### Rincian Kemasan

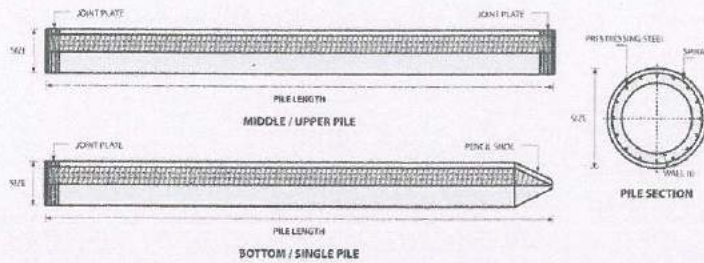
Rincian Kemaahan: Sesuai dengan persyaratan kemasan ekspor

### Spesifikasi

Deskripsi produk

XCMG produsen resmi XGTL180 12ton 180tm luffing tower crane

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



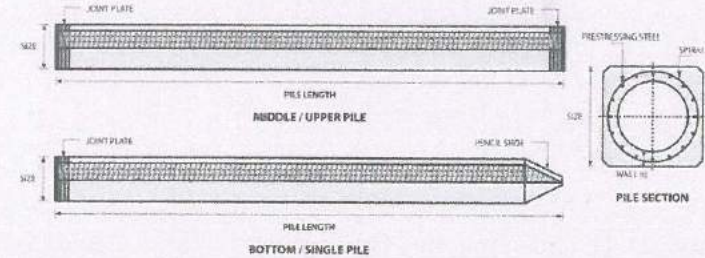
### PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^3$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
					A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
350	65	581.98	62,162.74	145	A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
					A1	4.20	6.30	114.40	70.27	6-16
					A2	5.00	7.50	111.50	80.94	6-17
400	75	765.76	106,488.95	191	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6-16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	183.67	6-20
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
					A3	145.00	217.50	778.50	311.00	6-24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6-24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24

Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)  
 \*\*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position  
 \*\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



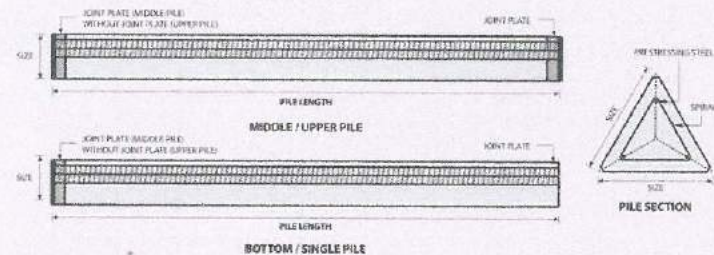
### PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^3$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile * (m)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6-13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6-14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6-15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6-16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6-13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6-15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6-16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6-16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6-16

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



### PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 42 \text{ MPa}$  (Cube  $500 \text{ kg/cm}^3$ )

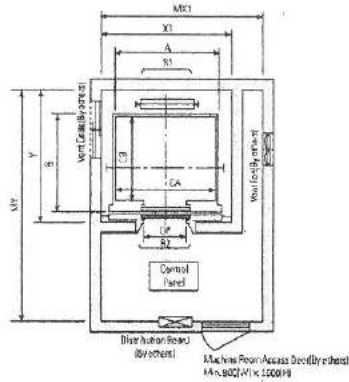
Size (mm)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile * (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6-8
320	422.6	16,188.90	105.7	B	0.90	1.27	39.50	6-9
				A	0.89	1.11	57.02	6-8
				B	1.20	2.15	54.10	6-9

Note : \*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position



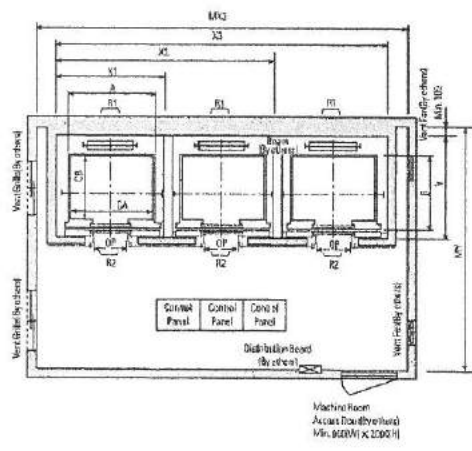
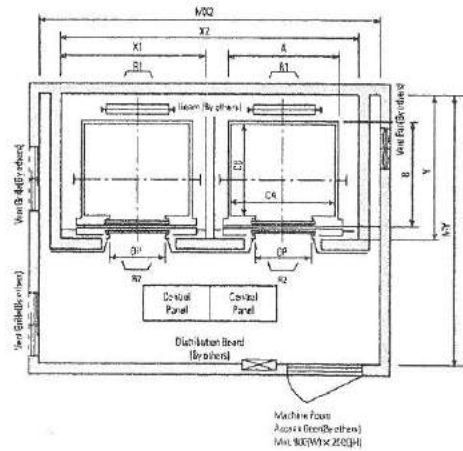
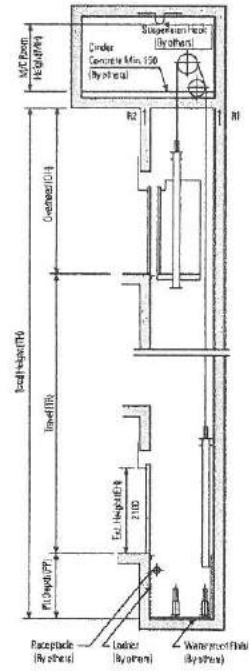
# Layout Plan – Geared Elevators 1–1.75m/sec

## Plan of Machine Room & Access Room



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner if necessary and humidity below 30%.

## Section of Hoistway



## Standard Dimensions & Requirements

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening OP	Car		Hoistway				M/C Room			M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)
	Persons	kg		Internal CA × CB	External A × B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2	R3	
1.0	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5600	1420	2000	4000	6000	3200	3600	2500	5200	4300
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4550	2250	1800	4700
	9	600	800	1400 × 1100	1440 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5600	1950	2000	4000	6000	3700	4550	2900	6900	5400
1.5	900	900	900	1400 × 1350	1440 × 1505	2050	4200	6350	1980	2350	4600	6800	3750	5100	3750	7900	6100
	15	1000	900	1400 × 1500	1440 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4600	6800	3850	5450	4200	8400	6400
1.75	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	6500
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2500	5200	7850	2180	2800	5250	8200	4000	8500	6800	16100	9400
24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2500	5200	7850	2400	2900	5400	8200	4300	8500	6800	16100	9400	
			1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	8300	2280	3000	5450	8200	4200				

- Notes:
1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 15-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
  2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
  3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
  4. The capacity in persons is calculated at 65 kg/person. (EN81-75kg/person)

(Unit: mm)

Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

- Notes:
1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
  2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner if necessary and humidity to be low 30%.
  3. The minimum machine room height should be 2610mm in case of the traction machine with double isolation pad.



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA
NAMA MAHASISWA	: Candra Sarasoga Sitanggang
NRP	: 3114106016
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak
TANGGAL PROPOSAL	: 17 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 054995 / IT2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016.

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	14 Okt 2016		1. Print halaman depan jurnal 2. Hitungan preliminary design	OL
2.	4 Nov 2016	1. Jurnal 2. Preliminary Design 3. Metode Konstruksi	1. Struktur Sekunder	OL
3.	16 Nov-2016	Perhitungan Pelat	Penentuan dimensi Half Slab dan Topping Penentuan Dasar penentuan tebal pelat Berapa ukuran pelat dan skema gambar	OL
4.	18 Nov 2016	Perhitungan Pelat Perhitungan Balok Anak	→ skema gambar beban pelat → skema gambar shear connector → skema gambar pembebanan balok	OL
5.	24 Nov 2016	→ Perhitungan Pelat	→ skema gambar dilengkapi → p min → As min pelat → Lendutan pelat	OL



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA
NAMA MAHASISWA	: Candra Saratoga Sitanggang
NRP	: 3114106016
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak
TANGGAL PROPOSAL	: 17 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 054995 / IT2.3.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
6.	6 Des 2016		Lendutan pelat P min pelat pembebanan balok anak	OK
7.	15 Des 2016		Lendutan pelat pake g	OK
8.			print out gaya dalam (D+L) diagram pembebanan balok T	OK
9.	21 Des 2016		diagram pembebanan balok T momen maks kolom	OK
10.			→ balok T palsu/asti → gaya lintang output balok → Momen kolom terlalu kecil → tul shear wall terlalu kecil → gambar sambungan	OK
11.	3 Jan 2017		→ gambar distribusi gaya dalam kolom → " " " " shear wali → sambungan	OK



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04  
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA
NAMA MAHASISWA	: Candra Sarasoga Sitanggang
NRP	: 3114106016
JUDUL TUGAS AKHIR	: Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak
TANGGAL PROPOSAL	: 17 Juni 2016
NO. SP-MMTA	: 054995 / IT2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
12.	6 jan 2017		<p>p kolom momen kolom EMnc &amp; sumbu lengkapi nilainya</p>	



Form AK/TA-04  
rev01

**PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)**

Jurusan Teknik Sipil Lt.1, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 601111

Telp.031-5996879, Fax.031-5947284

<b>NAMA PEMBIMBING</b>	: Ir. Djoko Irawan, MS
<b>NAMA MAHASISWA</b>	: Candra Sarasoga Sitanggung
<b>NRP</b>	: 3114106016
<b>JUDUL TUGAS AKHIR</b>	: Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak
<b>TANGGAL PROPOSAL</b>	: 17 Juni 2016
<b>NO. SP-MMTA</b>	: 054995 / IT2.3.1.1 / PP.05.02.00 / 2016

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF DOSEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	16 Sept '16		<ul style="list-style-type: none"><li>↳ Identifikasi komponen pracetak pada gambar</li><li>↳ Daftar isi &amp; alur pengerjaan</li></ul>	
2.	29 Sept '16	↳ Daftar isi pengerjaan	<ul style="list-style-type: none"><li>↳ Identifikasi pelat pracetak dgn ukuran yg lebih besar agar tidak boros</li><li>↳ Pengecekan retak pelat apabila diangkat oleh tower crane</li><li>↳ Identifikasi balok cast-in-situ pada balok kantilever</li></ul>	
3.	10 Nov	↳ Analisa Struktur	<ul style="list-style-type: none"><li>↳ Identifikasi pelat</li><li>↳ hitungan pelat</li><li>↳ pembagian pelat precast</li></ul>	
4.		↳ Sambungan (jurnal)		
5.	22 Des '16		<ul style="list-style-type: none"><li>↳ cek retak pelat sebelum komposit</li><li>↳ cek balok anak sebelum komposit</li><li>↳ perletakkan rol pada tangga</li><li>↳ cek geser daerah lapangan balok induk</li><li>↳</li></ul>	

## BIODATA PENULIS



### **Candra Saratoga Sitanggang**

Lahir di kota Padang Sidempuan, Sumatera Utara pada tanggal 25 Januari 1994, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Parulian Medan, SD Budi Luhur Medan, SMP Budi Murni 1 Medan, dan SMA Methodist 1 Medan. Setelah lulus dari SMA, pada tahun 2011 penulis kemudian melanjutkan pendidikan program Diploma 3 (D3) di Jurusan Teknik Sipil, Politeknik

Negeri Medan dan lulus pada tahun 2014. Pada tahun 2015, penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114 106 016.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Struktur dengan judul Tugas Akhir **”Desain Modifikasi Struktur Gedung P1 Universitas Kristen Petra Surabaya Menggunakan Beton Pracetak”**. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri.

Email: [tjandrasitanggang@gmail.com](mailto:tjandrasitanggang@gmail.com)