



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK TINGGI DAN
POER MENGGUNAKAN METODE STRUT-AND-TIE
DAN METODE KONVENSIONAL**

SHOFFIE RAHMAWATI
NRP. 3114 106 055

Dosen Pembimbing I
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

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



FINAL PROJECT – RC14 – 1501

**COMPARISON DESIGN STUDY OF DEEP BEAM AND
PILE CAP USING STRUT-AND-TIE AND
CONVENTIONAL METHODS**

SHOFFIE RAHMAWATI
NRP. 3114 106 055

Supervisor I
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Supervisor II
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14 – 1501

**STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK TINGGI DAN
POER MENGGUNAKAN METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL**

SHOFFIE RAHMAWATI

NRP. 3114 106 055

Dosen Pembimbing I

Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D

Dosen Pembimbing II

Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

JURUSAN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2017

**STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK TINGGI DAN
POER MENGGUNAKAN METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIIONAL**

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 :

SHOFFIE RAHMAWATI

NRP. 3114 106 055

Disetujui Oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Tanggal Ujian : Januari 2017

Periode Wisuda : Maret 2017

1. Prof. Tavio, ST., MT

2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA



SURABAYA
Januari, 2017

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN METODE STRUT-AND-TIE DAN METODE KONVENSIONAL

Nama Mahasiswa : Shoffie Rahmawati
NRP : 3114 106 055
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Konsultasi :
1. Prof. Tavio, ST., MT., PhD
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Didunia konstruksi, ada beberapa konsep filosofi desain yang digunakan untuk menganalisa struktur beton. Diantaranya desain dalam kondisi batas dan desain dengan metode strut-and-tie. Desain dalam kondisi batas sudah banyak diterapkan didalam dunia konstruksi sedangkan desain dengan metode strut-and-tie belum banyak diterapkan sehingga metode ini perlu dipelajari lebih lanjut untuk nantinya bisa diterapkan didunia konstruksi.

Strut-and-tie adalah suatu teknik permodelan yang mendasarkan pada asumsi bahwa aliran gaya-gaya dalam struktur beton dan terutama pada daerah yang mengalami distorsi dapat didekati sebagai suatu rangka batang yang terdiri dari strut (batang tekan atau penunjang) dan tie (batang tarik atau pengikat). Strut-and-tie merupakan resultan dari medan tegangan (stress field), dimana pada strut yang bekerja adalah betonnya, sedangkan tie yang bekerja adalah tulangan baja terpasang.

Pada Tugas akhir ini akan dibahas bagaimana cara perhitungan balok tinggi dan poer dengan kondisi batas (selanjutnya disebut metode konvensional) dan metode strut-and-tie. Bangunan yang akan dipakai untuk aplikasi kedua metode adalah Proyek Hotel Cordela Yogyakarta yang terdiri dari 8 lantai. Bangunan tersebut akan dimodifikasi menjadi 12 lantai. Balok tinggi akan diletakkan didaerah lingkaran dimana tempat lift dipasang menggantikan shearwall yang saat ini telah ada.

Kemudian poer dan pondasi akan didesain berdasarkan data tanah yang telah ada. Gambar eksisting menunjukkan pondasi memakai bor pile. Data tanah didapat dari Lab. Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil dan dipindahkan ke daerah Surabaya.

Hasil dari perhitungan desain kedua metode yaitu didapatkan kebutuhan tulangan metode strut-and-tie lebih banyak $\pm 50\%$ didaerah lapangan dan $\pm 6\%$ didaerah tumpuan dari metode konvensional sedangkan kebutuhan sengkang lebih sedikit strut-and-tie $\pm 7\%$. Sedangkan pada desain poer perbandingan kebutuhan tulangan metode strut-and-tie terhadap metode konvensional pada titik pancang 2 sebesar 3%, titik pancang 4 sebesar 8%, dan titik pancang 6 sebesar 18%. Dapat dilihat jika semakin banyak jumlah tiang pancang, semakin besar juga hasil perbandingan antara kedua metode tersebut. Berdasarkan hasil perhitungan, metode strut-and-tie lebih rasional karena perhitungan hanya mendistribusikan beban luar membentuk gaya batang langsung ke perletakan.

Kata Kunci: Balok Tinggi, Poer, Strut-and-tie.

COMPARARISON DESIGN STUDY OF DEEP BEAM AND PILE CAP USING STRUT-AND-TIE AND CONVENTIONAL METHODS

Name : Shoffie Rahmawati
NRP : 3114 106 055
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor :
1. Prof. Tavio, ST., MT., PhD
2. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstract

The world of construction, there are a few concepts design philosophy used to analyze the concrete structures. Among the design within the boundary conditions and design methods strut-and-tie. Design in the boundary conditions has been widely applied in the world of construction while the design method strut-and-tie has not been widely implemented so that this method needs to be studied further to later be applied to the world of construction.

Strut-and-tie is a technique of modeling is based on the assumption that the flow of forces in the concrete structure and especially in areas of distortion can be approached as a truss consisting of a strut (rod press or auxiliary) and tie (pull rod or binders). Strut-and-tie is a result of the stress field (stress field), where the strut work is concrete, while the tie that work is installed steel reinforcement.

In this final project will discuss how high beam calculation and poer to the boundary conditions (hereinafter referred to as the conventional method) and a method of strut-and-tie. The building will be used for the application of both methods is Cordela Yogyakarta Hotel Project which consists of 8 floors. The building will be modified into 12 floors. High beams will be placed circumference areas where a lift is replacing shearwall that

currently exists. Then poer and foundation will be designed based on the existing soil data. Image shows the existing foundation pile drill wear. Soil data obtained from Lab. Soil Mechanics Department of Civil Engineering and moved to Surabaya.

The results of the design calculations both methods are obtained needs reinforcement methods strut-and-tie more 50% of the area of the field of conventional methods while the same pedestal region while the stirrups needs less strut-and-tie $\pm 7\%$. While in comparison poer design method needs reinforcement strut-and-tie against conventional methods at point 2 by 3% stake, stake point 4 of 8%, and 6 points of 18% stake. It can be seen that the more the number of poles, the greater the results of the comparison between the two methods. Based on the calculation, method of strut-and-tie more rational because the calculation only distribute the load outside forming stem style directly to the bearing.

Keywords: Deep Beam, Pile Cap, Strut-and-tie

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa karena berkat limpahan rahmat dan karunia-Nya lah Tugas Akhir dengan “Studi Perbandingan Desain Balok Tinggi dan Poer Menggunakan Metode Strut-and-tie dan Metode Konvensional” 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. Allah SWT, atas segala rahmat dan karunia-Nya.
2. Kedua orang tua beserta keluarga dirumah yang telah mendukung keputusan saya untuk kuliah di jurusan teknik sipil ITS dan untuk bantuan moril dan materil.
3. Bapak Prof. Tavio, S.T, M.T selaku dosen Pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak bimbingan dan arahan sehingga Proposal Tugas Akhir ini dapat diselesaikan dengan baik.
4. Bapak Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, selaku dosen pembimbing, atas segala bimbingan dan waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
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

Halaman Judul	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	i
Abstract.....	iii
Kata Pengantar	v
Daftar Isi.....	vi
Daftar Tabel	xi
Daftar Gambar	xii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1. Umum	5
2.2. Analisa Metode Strut and Tie	5
2.2.1. Pemilihan Model	7
2.2.2. Daerah Nodal	8
2.2.3. Elemen Strut.....	11
2.2.4. Elemen Tie	13
2.3. Analisa Metode Konvensional.....	14
2.3.1. Balok Tinggi	14
2.3.2. Poer.....	17
BAB III METODOLOGI.....	19
3.1. Parameter Penelitian	20
3.2. Pemodelan dan Analisa Penampang	20
3.3. Studi Literatur	22
3.4. Metode Analisa.....	22
3.4.1. Perhitungan balok tinggi dan	

poer dengan metode strut and tie.....	22
3.4.2. Perhitungan balok tinggi dengan metode konvensional	23
3.4.3. Perhitungan poer dengan metode konvensional	24
BAB IV PRELIMINARY DESAIN	25
4.1 Umum.....	25
4.2 Data Bangunan	25
4.3 Perencanaan Dimensi Balok	25
4.3.1 Dimensi Balok Induk.....	26
4.3.2 Dimensi Balok Anak	27
4.4 Perencanaan Tebal Pelat	28
4.5 Perencanaan Dimensi Kolom.....	32
4.3.1 Dimensi Kolom Lantai 9-12	33
4.3.1 Dimensi Kolom Lantai 5-8	35
4.3.1 Dimensi Kolom Lantai 1-4	36
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER ...	39
5.1 Pemodelan dan Analisa Pelat.....	39
5.1.1 Perhitungan Gaya-Gaya Dalam	41
5.1.2 Perhitungan Penulangan Pelat	42
5.2 Perencanaan Balok Anak	44
5.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok Anak ..	44
5.2.2 Perhitungan Tulangan Geser	46
5.3 Perencanaan Tangga	48
5.3.1 Data Perencanaan	48
5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur.....	50
5.3.3 Analisa Gaya-Gaya Dalam	52
5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes	56
5.4 Perencanaan Balok Lift.....	62
5.4.1 Data Perencanaan	62
5.4.2 Pembebanan Lift	64

5.4.3	Balok Penggantung Lift.....	65
BAB VI ANALISA STRUKTUR.....		69
6.1	Perhitungan Berat Struktur	70
6.2	Analisis Beban Seismik	72
6.2.1	Arah Pembebanan	72
6.2.2	Faktor Keutamaan (I_e)	72
6.2.3	Parameter Respon Spektrum Rencana	72
6.2.4	Kategori Desain Seismik (KDS)	73
6.2.5	Faktor Reduksi Gempa (R).....	73
6.3	Analisis Beban Angin	73
6.4	Kontrol Desain.....	75
6.4.1	Kontrol Partisipasi Massa	75
6.4.2	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	76
6.4.3	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	78
6.4.4	Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)	80
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA		85
7.1	Umum.....	85
7.2	Perencanaan Balok Induk	85
7.2.1	Data Perencanaan	86
7.2.1.1	Penulangan Lentur Balok Induk BI 1 Interior	87
7.2.1.2	Penulangan Geser dan Torsi	89
7.3	Perencanaan Kolom	99
7.3.1	Perencanaan Kolom Lantai 1	99
7.3.2	Kontrol Dimensi Kolom	100
7.3.3	Perhitungan Penulangan Kolom	101
7.3.3.1	Penulangan Longitudinal	101
7.3.3.2	Penulangan Transversal	102
7.3.4	Persyaratan ‘Strong Column Weak Beam’	106
7.3.5	Desain Hubungan Balok Kolom (HBK)	108
7.3.6	Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan Kolom.....	106

BAB VIII ANALISA BALOK TINGGI.....	111
8.1 Umum	111
8.2 Data Perencanaan.....	111
8.3 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Konvensional hasil ETABS	111
8.3.1 Perhitungan Tulangan Sengkang	112
8.3.1 Perhitungan Tulangan Utama	114
8.4 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Konvensional hasil Eksperimental	116
8.4.1 Perhitungan Tulangan Sengkang	117
8.4.2 Perhitungan Tulangan Utama	119
8.5 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Strut-and-Tie ..	121
8.5.1 Pemilihan Model Tras	121
8.5.2 Pemilihan Tulangan Tie	122
8.5.3 Kontrol Elemen	123
8.5.4 Kontrol Retak	125
BAB IX ANALISA PONDASI.....	127
9.1 Umum.....	127
9.2 Data Tanah.....	127
9.3 Kriteria Desain.....	127
9.4 Daya Dukung.....	129
9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	129
9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	130
9.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok ..	130
9.5 Perhitungan Tiang Pancang Eksterior PC1	131
9.5.1 Perhitungan Tiang Pancang Tunggal	131
9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	134
9.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})	135
9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang	136
9.5.5 Perencanaan Poer Kolom Eksterior PC1	137
9.5.6 Perencanaan Poer Kolom Interior	148

BAB X PENUTUP	151
10.1 Kesimpulan	151
10.2 Saran	152
Daftar Pustaka	153
Lampiran	
Gambar Output	

DAFTAR TABEL

Tabel 4.1	Rekapitulasi Dimensi Balok Induk	27
Tabel 4.2	Rekapitulasi Dimensi Balok Anak.....	28
Tabel 4.3	Beban Mati pada Lantai 9 – Atap	33
Tabel 4.4	Beban Mati pada Lantai 5 – 8.....	35
Tabel 4.5	Beban Mati pada Lantai 1– 4.....	36
Tabel 5.1	Spesifikasi Passenger Elevator	63
Tabel 6.1	Rasio Partisipasi Massa	75
Tabel 6.2	Perioda dan Frekuensi Struktur	77
Tabel 6.3	Base Shear Reaction.....	79
Tabel 6.4	Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala.....	80
Tabel 6.5	Kontrol Simpangan Akibat RSP X	82
Tabel 6.6	Kontrol Simpangan Akibat RSP Y	83
Tabel 7.1	Dimensi Balok Induk.....	85
Tabel 7.2	Resume Envelope Moment.....	86
Tabel 7.3	Resume Penulangan Balok	97
Tabel 7.4	Gaya Dalam Kolom.....	100
Tabel 8.1	Kontrol Elemen Strut-and-tie	124
Tabel 8.2	Perbandingan Hasil Analisa Balok Tinggi	126
Tabel 9.1	Brosur Tiang Pancang WIKA Beton	128
Tabel 9.2	Kontrol Elemen Strut-and-tie	148
Tabel 9.3	Hasil Penulangan Poer.....	149
Tabel 9.4	Perbandingan Hasil Analisa Poer	149

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1. Elemen-Elemen Strut And Tie.....	6
Gambar 2.2. Contoh Pembentukan Elemen	7
Gambar 2.3. Diagram Distribusi Tegangan	8
Gambar 2.4. Macam-Macam Tipe Nodal	9
Gambar 2.5. Daerah nodal yang diperpanjang mendemonstrasikan efek distribusi gaya: (a) satu lapis batang tulangan; (b) baja terdistribusi.....	10
Gambar 2.6. Gambar dari berbagai bentuk dasar medan tekan berupa (a) kipas, (b) botol, (c) prisma.	11
Gambar 3.1. Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir.....	19
Gambar 3.2. Denah Pembalokan Rencana.....	21
Gambar 3.3. Denah Poer Existing	21
Gambar 5.1 Perencanaan Pelat.....	39
Gambar 5.2 Perencanaan Balok Anak	44
Gambar 5.3 Perencanaan Tangga.....	50
Gambar 5.4 Sketsa Beban Pada Tangga.....	52
Gambar 5.5 Free body diagram Gaya-gaya pada Tangga	54
Gambar 5.6 Bidang Lintang (D) pada Tangga	55
Gambar 5.7 Bidang Normal (N) pada Tangga	55
Gambar 5.8 Bidang Momen (M) pada Tangga.....	55
Gambar 6.1 Denah Tipikal Struktur Hotel Cordela.....	69
Gambar 6.2 Pemodelan 3D Struktur Hotel Cordela	70
Gambar 7.1 Denah Pembalokan.....	86
Gambar 7.2 Potongan Rangka Struktur.....	99
Gambar 7.3 Diagram Interaksi Aksial Momen Pada Kolom.....	101
Gambar 8.1 Dimensi Balok Tinggi dari Hasil Eksperimental.....	116
Gambar 8.2 Model Trass Teridealisasi pada Balok Tinggi.....	122

Gambar 9.1	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang.....	134
Gambar 9.2	Bidang Kritis pada Poer Arah-x	138
Gambar 9.3	Bidang Kritis pada Poer Arah-y	140
Gambar 9.4	Penampang Kritis Geser pada Pile Cap	142
Gambar 9.5	Pembagian Elemen Strut	143
Gambar 9.6	Pemilihan Model Truss	144

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Saat ini, banyak bangunan yang mengalami keruntuhan akibat kegagalan terhadap geser. Kegagalan terhadap geser sangatlah berbeda dengan kegagalan lentur. Jika pada lentur menyebabkan retakan rambut disepanjang bidang sedikit demi sedikit sampai batas maksimum, pada geser retakan yang terjadi jauh lebih lebar dan terjadi secara mendadak tanpa peringatan terlebih dahulu. Maka dari itu, penampang harus mempunyai jumlah tulangan transversal dan tulangan longitudinal yang cukup serta didetail dengan benar agar tidak terjadi keruntuhan yang tidak diinginkan. (Nawy, dkk. 2010)

Didunia konstruksi, ada beberapa konsep filosofi desain yang digunakan untuk menganalisa struktur beton. Diantaranya desain dalam kondisi batas dan desain dengan metode strut-and-tie. Desain dalam kondisi batas sudah banyak diterapkan didalam dunia konstruksi sedangkan desain dengan metode strut-and-tie belum banyak diterapkan sehingga metode ini perlu dipelajari lebih lanjut untuk nantinya bisa diterapkan didunia konstruksi.

Strut-and-tie adalah suatu teknik permodelan yang mendasarkan pada asumsi bahwa aliran gaya-gaya dalam struktur beton dan terutama pada daerah yang mengalami distorsi dapat didekati sebagai suatu rangka batang yang terdiri dari strut (batang tekan atau penunjang) dan tie (batang tarik atau pengikat). Strut-and-tie merupakan resultan dari medan tegangan (stress field), dimana pada strut yang bekerja adalah betonnya, sedangkan tie yang bekerja adalah tulangan baja terpasang.

Pada Tugas akhir ini akan dibahas bagaimana cara perhitungan balok tinggi dan poer dengan kondisi batas (selanjutnya disebut metode konvensional) dan metode strut-and-tie. Bangunan yang akan dipakai untuk aplikasi kedua metode adalah Proyek Hotel Cordela Yogyakarta yang terdiri dari 8 lantai. Bangunan tersebut akan dimodifikasi menjadi 12 lantai.

Balok tinggi akan diletakkan didaerah lingkaran dimana tempat lift dipasang menggantikan shearwall yang saat ini telah ada. Kemudian poer dan pondasi akan didesain berdasarkan data tanah yang telah ada. Gambar eksisting menunjukkan pondasi memakai bor pile. Data tanah didapat dari Lab. Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil dan dipindahkan ke daerah Surabaya. Pada kedua perhitungan tersebut akan diketahui perbandingan banyaknya pemakaian tulangan yang didapat dari kedua metode.

1.2 Perumusan Masalah

Rumusan Masalah Utama:

Bagaimana mendesain struktur Gedung Hotel Cordela dan berapa presentase perbandingan tulangan balok tinggi dan poer menggunakan metode Strut-and-tie dan metode konvensional sesuai dengan syarat SNI 2847:2013?

Detail permasalahan:

1. Bagaimana mendesain dimensi dan penulangan struktur utama dan struktur sekunder Hotel Cordela?
2. Bagaimana analisa dan perhitungan Gedung Hotel Cordela agar mampu menahan beban gravitasi, lateral, dan beban gempa?
3. Bagaimana mendesain tulangan balok tinggi dan poer dengan metode strut-and-tie?
4. Bagaimana perbandingan dari hasil analisa balok tinggi dan poer dengan metode strut-and-tie dan metode konvensional sesuai SNI 2847: 2013?

1.3 Tujuan

Tujuan dari tugas Tugas Akhir ini adalah:

1. Dapat mendesain dimensi dan penulangan struktur utama dan struktur sekunder Hotel Cordela.
2. Dapat mendesain syuktur gedung yang mampu menahan beban gravitasi, lateral, dan beban gempa.

3. Dapat mendesain tulangan balok tinggi dan poer dengan metode strut-and-tie.
4. Mendapatkan perbandingan dari hasil analisa balok tinggi dan poer dengan metode strut-and-tie dan metode konvensional sesuai SNI 2847: 2013.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Struktur yang akan dianalisa menggunakan dua metode adalah elemen balok tinggi dan poer.
2. Tulangan yang dianalisa adalah tulangan lentur dan geser.
3. Tidak memperhitungkan aspek manajemen dan finansial.

1.5 Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir ini adalah:

1. Dapat mendesain dimensi dan penulangan struktur utama dan struktur sekunder Hotel Cordela.
2. Dapat mendesain struktur gedung yang mampu menahan beban gravitasi, lateral, dan beban gempa.
3. Dapat membandingkan hasil analisa tulangan yang didesain dengan metode strut-and-tie dan konvensional.
4. Sebagai bahan masukan bagi dunia perkonstruksian khususnya pada bangunan beton bertulang yang menggunakan struktur balok tinggi dan poer.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

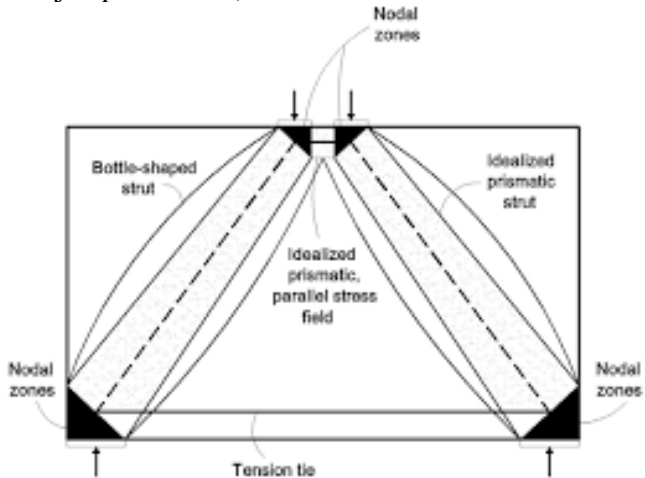
Pada bab ini akan dijelaskan bagaimana mekanisme metode strut and tie dan metode konvensional pada balok dan poer yang akan dijadikan bahan penelitian pada tugas akhir ini.

2.2 Analisa Metode Strut And Tie

Sebagaimana diketahui bahwa dalam perancangan penampang balok pada umumnya didasarkan pada distribusi tegangan linear menurut hipotesa Bernoulli, yaitu dimana penampang dianggap rata dan tegak lurus garis netral sebelum dan sesudah melentur. Pendekatan lain dalam perancangan adalah dengan membagi struktur dalam dua daerah yakni, daerah D dan B. Dimana, daerah yang tidak lagi datar dan tegak lurus garis netral sebelum dan sesudah ada tambahan lentur yang dirincikan oleh regangan nonlinear, disebut daerah D (Disturbed atau Discontinuity) dan daerah dimana berlaku hukum Bernoulli disebut daerah B (Bending atau Bernoulli). Pendekatan ini biasa disebut dengan metode strut-and-tie. (Hardjasaputra, 2002)

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami retak, pada dasarnya gaya yang bekerja akan dipikul oleh tegangan tekan dari beton utuh dan tegangan tarik dari baja tulangan. Penggambaran medan tegangan utama (trayektori tegangan utama) pada elemen struktur beton dapat dilakukan berdasarkan analisis elastis. Trayektori tegangan utama tersebut mempunyai tendensi untuk menjadi lurus setelah terjadi retakan yang cukup banyak sehingga dapat diidealisasikan sebagai strut. Berdasarkan perilaku inilah kemudian strut-and-tie model dikembangkan sehingga suatu daerah terganggu (D-Region) dapat diidealisasikan terdiri atas: strut dari beton, tie dari baja tulangan dan nodal zone (daerah nodal) yang merupakan pertemuan dari strut-and-tie. Seperti halnya pada rangka batang, ada tiga elemen pokok dalam pembentukan keseimbangan dalam model strut-and-

tie, yaitu batang tekan (penunjang atau strut), batang tarik (pengikat atau tie) dan titik simpul (joints atau node). Nodal pada STM sering juga disebut “hydrostatic element”. Gambaran dari ketiga tipe elemen pembentuk STM dapat dilihat pada Gambar 2.1. (Hardjasaputra, 2002)

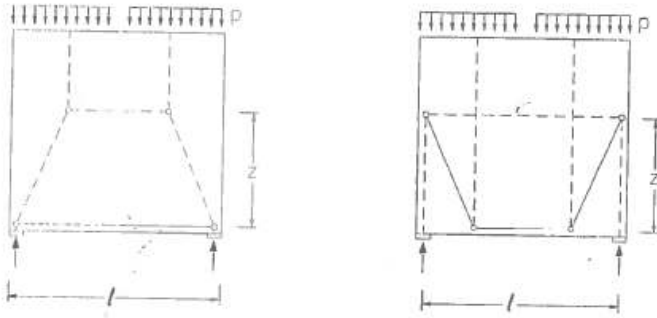


Gambar 2.1 Elemen-Elemen Strut And Tie.

Menurut Nawy, dkk (2010) dalam upaya untuk mendesai daerah D-Kritis, tahapan-tahapan berikut perlu diambil:

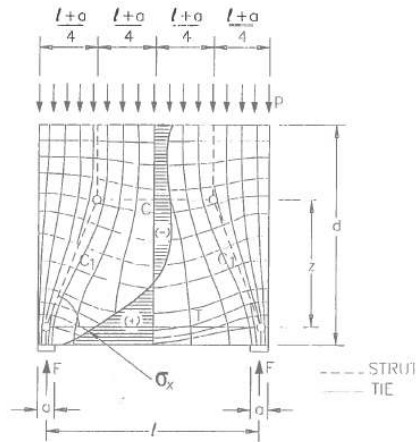
- a. Pisahkan setiap daerah-D
- b. Hitung tegangan-tegangan, yang bekerja pada batasan-batasan daerah-D, yang menggantikannya dengan sebuah atau lebih gaya-gaya resultan di setiap batasannya.
- c. Pilih sebuah model tras untuk mentransfer gaya-gaya resultan melintas daerah D.

2.2.1 Pemilihan Model



Gambar 2.2 Contoh Pembentukan Elemen

Ada banyak pola untuk pembentukan model Stut-and-tie yang dapat menghasilkan solusi yang benar. Kuncinya adalah untuk meminimalkan tegangan. Elemen tekan akan mempunyai tegangan kecil ketika elemen tarik mempunyai tegangan yang besar. Pada umumnya, solusi yang benar adalah menemukan panjang elemen tie yang paling pendek. Gambar 2.2 menunjukkan solusi contoh elemen untuk balok tinggi. Solusi yang lebih akurat adalah hanya ada satu elemen tie yang terletak dibawah dari komponen struktur tersebut. Tegangan akan ditahan oleh diagram distribusi tegangan yang ada pada gambar 2.3. (Morrison, 2001)

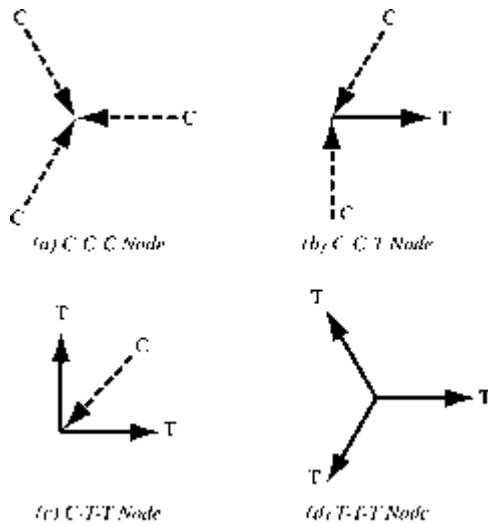


Gambar 2.3 Diagram Distribusi Tegangan

2.2.2 Daerah Nodal

Titik simpul/ node merupakan titik tangkap dari tiga batang atau lebih dari strut and tie dengan berbagai kombinasi yang secara umum dapat dibagi dalam empat jenis sambungan pertemuan, yaitu:

- C-C-C: bila tiga gaya tekan bertemu pada titik nodal.
- C-C-T: bila satu dari ketiga gaya yang bertemu adalah gaya tarik.
- C-T-T: bila salah satu dari ketiga gaya yang bertemu adalah gaya tekan.
- T-T-T: bila ketiga gaya yang bertemu adalah gaya tarik.



Gambar 2.4 Macam-Macam Tipe Nodal

1. Pada lampiran A SNI 2847:2013, gaya-gaya yang bekerja pada daerah nodal harus memenuhi:

$$\emptyset F_n \geq F_u \quad \text{Rumus 2.1}$$

dimana:

F_n = kekuatan nominal sebuah strat, pengikat, atau daerah nodal, N.

F_u = gaya berfaktor yang bekerja pada sebuah strat, pengikat, atau daerah tumpuan, atau daerah nodal, N.

\emptyset = 0,75 untuk strat maupun pengikat (serupa dengan reduksi kekuatan untuk geser)

3. Pengekangan dalam Daerah Nodal

Pada Lampiran A, SNI 2847:2013 menetapkan bahwa jika tulangan pengekang disediakan dalam daerah nodal dan efeknya didukung oleh analisa dan eksperimentasi, teganga tekan dihitung pada sebuah muka dari sebuah daerah nodal akibat gaya-gaya strat dan pengikat harus tidak melebihi harga yang diberikan persamaan 2.3.

$$f_{cu} = 0,85 \beta_n f'c \quad \text{Rumus 2.3}$$

dimana:

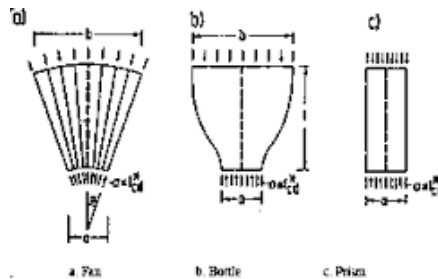
$\beta_n = 1,0$ dalam daerah nodal yang dibatasi oleh strat strat atau tegangan tumpuan. C-C-C

$\beta_n = 0,8$ dalam daerah-daerah nodal yang mengangkur satu pengikat. C-C-T

$\beta_n = 0,8$ dalam daerah-daerah nodal yang mengangkur dua pengikat atau lebih. C-T-T atau T-T-T

2.2.3 Elemen Strut

Elemen strut dalam model strut and tie merupakan idealisasi dari medan tegangan tekan beton dimana arah dari strut searah dengan tegangan tekan beton. Strut dapat dimodelkan berbentuk prismatis, botol, dan kipas (ACI 318-2002, Schlaich et al, 1987) seperti pada gambar 2.3.



Gambar 2.6 Gambar dari berbagai bentuk dasar medan tekan berupa (a) kipas, (b) botol, (c) prisma.

Strut yang berbentuk kipas (fan shape) mengabaikan kurvatur, dalam hal ini tegangan transversal yang terjadi. Bila medan tegangan mengalami penggelembungan di bagian tengah sehingga tegangan tarik transversal yang besar terjadi maka medan tegangan ini dapat di idealisasikan sebagai strut berbentuk botol (bottle shape). Tegangan tarik ini dapat mengawali terjadinya retak pada strut, untuk itu diperlukan tulangan tarik untuk memikul tegangan yang terjadi tersebut. Bentuk strut prismatis merupakan bentuk medan tegangan yang spesial dari kedua medan tegangan sebelumnya. Pemodelan medan tegangan ini mengabaikan tegangan tarik transversal dan kurvatur yang terjadi. (Hardjasaputra, 2002)

Sudut strut yang terjadi sesuai dengan SNI 2847-2013 lampiran A adalah tidak boleh diambil kurang dari 25 derajat. Pada buku Edward G. Nawy, sudut (θ) strut ditentukan sebagai berikut:

$$l/h \leq 1: \theta = 68^\circ \quad \text{Rumus 2.4}$$

dan

$$l/h = 2: \theta = 54^\circ \quad \text{Rumus 2.5}$$

Kekuatan dari strut ditentukan oleh kuat hancur beton pada strut. Kuat hancur beton ini tidak sama dengan kuat hancur beton hasil pengujian silinder. SNI 2847:2013 memperhitungkan kekuatan hancur strut beton sebagai kekuatan efektif (effective strength), yang dihitung berdasarkan persamaan:

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad \text{Rumus 2.6}$$

dimana:

$\beta_s = 1,0$ untuk strut prismatis di daerah tekanan yang mengalami retak atau untuk strut yang mempunyai wilayah menyilang yang sama panjang tanpa kontrol retak pada daerah penulangan.

$\beta_s = 0,75$ untuk strut yang berbentuk botol dan terdapat control retak pada daerah penulangan.

$\beta_s = 0,6$ l untuk strut yang berbentuk botol dan tidak terdapat tulangan, dimana l adalah suatu faktor koreksi.

$\beta_s = 0,4$ untuk strut di dalam komponen tarik.

$\beta_s = 0,60$ untuk kasus-kasus yang lain.

Pada model strut and tie, gaya tekan dari strut kemudian dapat dihitung dengan menggunakan kuat tekan nominal dari strut, yaitu:

$$F_{ns} = f_{cu} A_{cs} \quad \text{Rumus 2.7}$$

dimana:

F_{ns} = Kekuatan nominal strut, N.

A_{cs} = luasan irisan penampang efektif pada satu ujung sebuah strut, yang diambil tegak lurus terhadap sumbu strut tersebut, mm².

2.2.4 Elemen Tie

Pada beton struktur batang tarik dapat berupa satu atau kumpulan baja tulangan biasa atau dapat juga berupa satu atau kumpulan tendon prategang yang dijangkar dengan baik. Gaya tarik dari tie, dapat mengakibatkan keruntuhan pada daerah penjangkaran (nodal zone). Pengangkeran ties di daerah nodal merupakan hal yang sangat penting untuk meyakinkan ties mencapai kekuatan lelehnya. (Hardjasaputra, 2002)

1. Tulangan Longitudinal

$$F_{ns} = f_{cu} A_{cs} + A's f's \quad \text{Rumus 2.8}$$

dimana:

$A's$ = luasan tulangan tekan dalam sebuah strat, mm².

$f's$ = tegangan dalam tulangan tekan, MPa.

2. Kekuatan Pengikat-pengikat

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} (f_{pe} + D f_p) \quad \text{Rumus 2.9}$$

dimana:

F_{nt} = kekuatan nominal pengikat, N.

A_{ts} = luasan tulangan bukanprategang dalam sebuah pengikat, mm^2 .

A_{tp} = luasan tulangan prategang, mm^2 .

f_{pe} = tegangan efektif setelah kehilangan-kehilangan dalam tulangan prategang.

f_{pe} = peningkatan dalam tegangan prategang di atas tingkat beban layan.

2.3 Analisa Metode Konvensional

2.3.1 Balok Tinggi

Menurut Nawy, dkk. (2010) balok tinggi merupakan elemen-elemen struktural yang dibebani seperti halnya balok-balok tetapi mempunyai suatu rasio kedalaman/ ketebalan yang besar dan suatu rasiobentang/kedalaman geser yang tidak melebihi 2 untuk beban terpusat dan 4 untuk beban terdistribusi, dimana bentang geser adalah bentang bersih balok untuk beban terdistribusi.

Rasio kedalaman/ bentang balok yang tinggi harus menyediakan suatu tahanan yang meningkat terhadap beban geser eksternal akibat suatu aksi busur tekan yang lebih tinggi. Konsekuensinya, haruslah diperkirakan bahwa kekuatan geser tahanan nominal V_c untuk beton polos pada balok tinggi akan jatuh melebihi harga V_c untuk balok normal. (Nawy, dkk. 2010)

1. Kriteria Desain Terhadap Geser untuk Balok Tinggi

Dari pembahasan sebelumnya, dapat disimpulkan bahwa balok tinggi ($a/d < 2$, dan $l_n/d < 4,0$) mempunyai tahanan geser V_c yang lebih tinggi dari balok biasa. Pada balok biasa, penampang kritis untuk menghitung gaya geser rencana V_u diambil pada jarak d dari muka perletakan. sedangkan pada balok tinggi, bidang gesernya sangat miring dan dekat perletakan. Jika x adalah jarak antara bidang keruntuhan dari muka perletakan, l_n adalah bentang bersih untuk beban terdistribusi merata, dan a ada

lengan geser atau bentang untuk beban terpusat, maka persamaan untuk jarak ini adalah:

Beban terdistribusi merata: $x = 0,15 l_n$

Beban terpusat: $x = 0,50 a$

Dalam kedua hal, jarak x ini tidak boleh melebihi tinggi efektif d . (Nawy, dkk. 2010). Gaya geser rencana V_u harus memenuhi kondisi:

$$V_u < \phi(0,83\sqrt{f'_c} b_w d)$$

Jika tidak memenuhi keadaan ini, penampang harus diperbesar. Faktor reduksi kekuatan $\phi = 0,75$. (SNI 2847:2013, pasal 11.7.3). Gaya geser tahanan nominal V_c untuk beton sederhana dapat diambil sebagai:

$$V_c = \left(3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_u d}\right) \left(1,9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_{ud}}{M_u}\right) b_w d \leq 6\sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{Rumus 2.13}$$

Dimana

$$1,0 < 3,5 - 2,5\left(\frac{M_u}{V_u d}\right) \leq 2,5$$

Faktor ini adalah sebuah pengali persamaan dasar untuk V_c untuk memperhitungkan kapasitas tahanan balok-balok tinggi yang lebih tinggi. Apabila tidak ditoleransi adanya retak-retak kecil, pendesainan dapat menggunakan:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d$$

Apabila gaya geser rencana V_u melebihi ϕV_c , penulangan geser harus diberikan sehingga memenuhi $V_u < \phi(V_c + V_s)$ dimana V_s adalah gaya yang dipikul oleh penulangan geser:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s_v} \left(\frac{1+ln/d}{12}\right) + \frac{A_{vh}}{s_h} \left(\frac{11-ln/d}{12}\right)\right] f_y d$$

Dimana:

A_v = luas total penulangan vertikal yang berjarak s_v dalam arah horisontal di kedua sisi balok

A_{vh} = luas total penulangan horisontal yang berjarak s_h dalam arah vertikal di kedua sisi balok

sv maksimum $< d/5$ atau 300 mm

sh maksimum $< d/5$ atau 300 mm

dan

A_v minimum = 0,0025 bw sv

A_{vh} minimum = 0,0025 bw sh

Penulangan geser yang diperlukan pada penampang kritis harus diberikan di seluruh balok tinggi. (SNI 2847:2013, pasal 11.7.4)

2. Kriteria Desain Untuk Lentur Dalam Balok Tinggi

Pada Skema distribusi tegangan balok tinggi homogen yang mempunyai angka perbandingan bentang terhadap tinggi (l/h) = 1,0. Secara eksperimental dapat diketahui bahwa lengan momennya tidak begitu banyak berubah meskipun sesudah terjadi retak awal. Karena momen tahanan nominalnya adalah:

$$M_n = A_s F_y$$

Luas penulangan A_s untuk lentur adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y J_d} \geq \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b d \geq \frac{200bd}{f_y}$$

Lengan momen yang direkomendasikan oleh CEB adalah:

$$j_d = 0,2 (1 + 2h) \text{ untuk } 1 < l/h < 2$$

dan

$$j_d = 0,6 l \text{ untuk } l/h < 1$$

dimana l adalah bentang efektif yang diukur dari as ke as perletakan atau 1,15 bentang bersih l_n , yang mana yang lebih kecil. Penulangan tarik harus ditempatkan pada sisi bawah tinggi balok hingga tinggi segmennya adalah:

$$y = 0,25h - 0,051 < 0,20h$$

Pada daerah ini harus ada tulangan berdiameter kecil dan berjarak dekat yang dijangkarkan pada tumpuannya. (Nawy, dkk. 2010)

2.3.2 Poer

Poer adalah elemen struktur yang terbuat dari beton struktural penuh yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari kolom atau dinding ke kelompok tiang pancang. Poer merupakan penghubung dari bangunan atas dan bangunan bawah. (Mathern, 2010)

1. Perhitungan Geser Poer

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi atau $P_u < \phi V_c$.

a. Bekerja pada dua sumbu (geser 2 arah pons)

Kuat geser beton:

Kuat geser yang disumbangkan beton berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.11.2 diambil terkecil dari:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Rumus 2.26}$$

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

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

dimana:

β = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

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

α_s = 30, untuk kolom tepi

40, untuk kolom tengah

20, untuk kolom pojok

Jika $P_u < \phi V_c$, ketebalan poer memenuhi syarat terhadap geser dan tulangan geser tidak perlu diperhitungkan.

b. Bekerja pada satu sumbu (geser 1 arah)

Bidang kritis untuk geser satu arah berada pada jarak $d/2$ dari permukaan kolom.

Kuat geser yang disumbangkan beton berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.2.1.1:

$$V_c = 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{Rumus 2.29}$$

dimana:

$\lambda = 1,0$ untuk beton normal

$b_o =$ keliling pada penampang kritis pada poer

$= \frac{1}{2} b - (\frac{1}{2} \text{ lebar kolom}) - d$

Jika $P_u < \phi V_c$, ketebalan poer memenuhi syarat terhadap geser dan tulangan geser tidak perlu diperhitungkan.

c. Perhitungan tulangan geser

Jika didapat $P_u > \phi V_c$, maka tulangan geser harus diperhitungkan.

2. Kontrol Lentur Poer

Perhitungan kebutuhan tulangan lentur poer sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.

Rasio penulangan:

- Rasio penulangan minimum pelat : $\rho_{\min} = 0,0018$

- Perhitungan ρ_{balance} dan ρ_{\max} berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal B.8.4.2

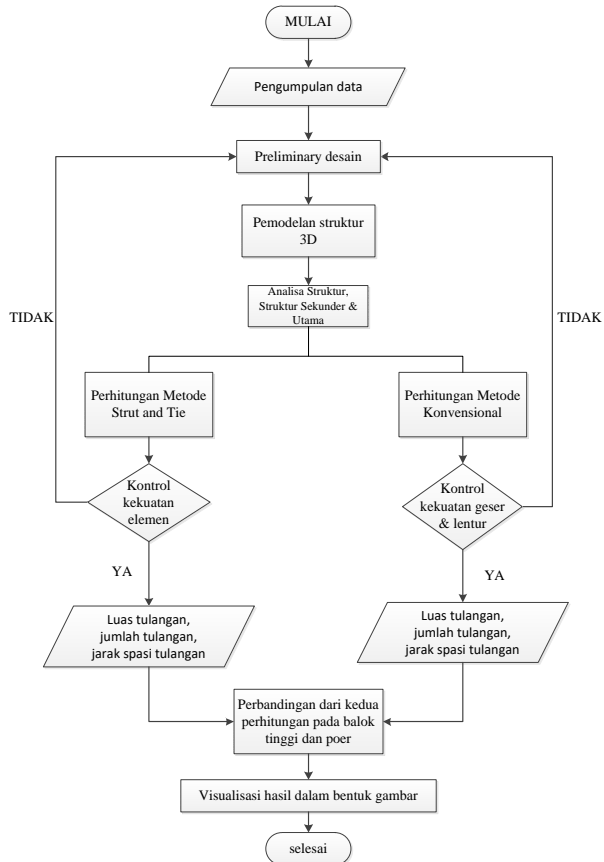
$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \frac{600}{600 + f_y}$$

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

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

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Guna memperlancar Tugas Akhir, maka diperlukan alur dari setiap tahapan perencanaan. Tahapan-tahapan perencanaan yang akan digunakan untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini adalah:



Gambar 3.1 Diagram Alur Pengerjaan Tugas Akhir

3.1 Parameter Penelitian

Parameter penelitian untuk tugas akhir ini adalah:

- Beban-beban yang bekerja pada elemen dijadikan beban terpusat Pu.
- Sudut strut (θ) disesuaikan dengan beban yang terjadi.
- Luas tulangan longitudinal dan transversal yang diperlukan dalam mm^2
- Jarak spasi sengkang disesuaikan dengan peraturan yang berlaku.
- Perbandingan penggunaan tulangan dari kedua metode.

3.2 Permodelan Dan Analisa Penampang

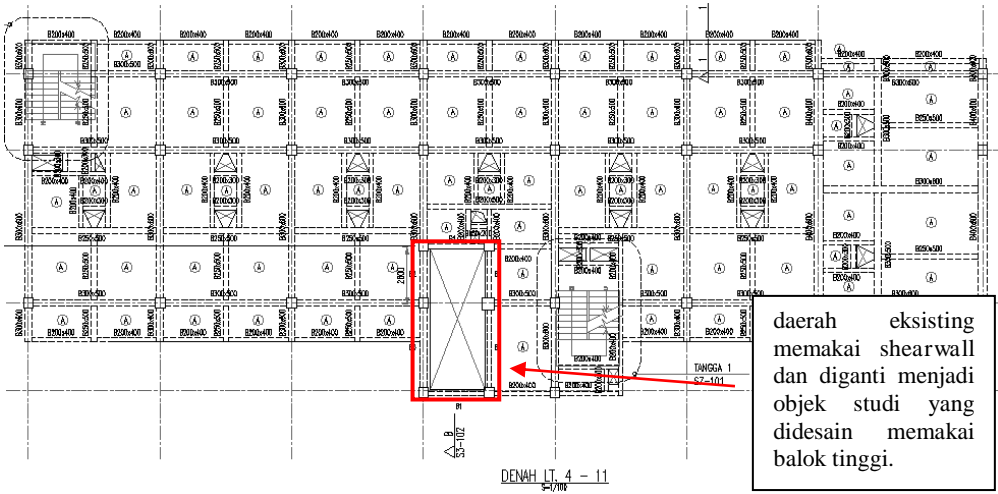
Permodelan yang akan dihitung mengambil studi alternatif pada salah satu perencanaan balok tinggi dan poer Proyek Hotel Cordela Yogyakarta. Balok tinggi direncanakan akan diletakkan di sekeliling area lift menggantikan shearwall yang telah ada. Dibawah adalah gambar contoh yang akan dijadikan objek studi. Gambar rencana lengkap terdapat pada lembar lampiran. Bangunan eksisting tersiri dari 8 lantai dan 2 basement kemudian dimodifikasi menjadi 12 lantai.

- **Data Umum Bangunan**

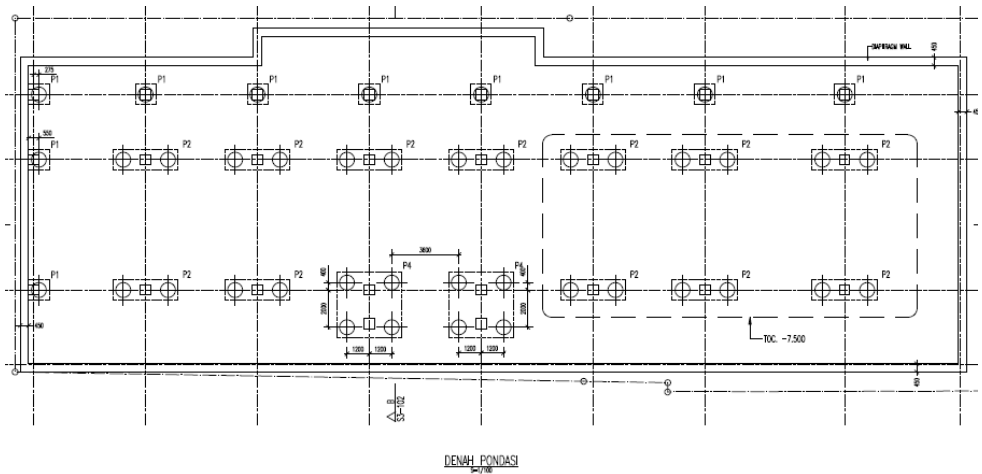
Nama gedung : Cordela Yogyakarta
 Lokasi : Jalan Bhayangkara No. 35,
 Yogyakarta
 Fungsi : Hotel

- **Mutu Bahan Yang Digunakan**

Mutu beton ($f'c$) : 30 MPa (poer, balok, dan pelat)
 35 MPa (kolom)
 Mutu baja (f_y) : BJTP 24 untuk $\emptyset < 10$
 (Tulangan Polos)
 BJTD 40 untuk $\emptyset \geq 10$
 (Tulangan Ulir)
 Berat volume beton : 2400 kg/m^3
 Berat volume baja : 7850 kg/m^3



Gambar 3.2 Denah Pembalokan Rencana



Gambar 3.3 Denah Poer Eksisting

3.3 Studi Literatur

Mencari literatur dan peraturan yang digunakan dalam perencanaan ulang yang akan menjadi acuan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini. Adapun beberapa literatur serta peraturan yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

1. SNI 2847:2013.
2. Hardjasaputra, Ervianto dan Tumilar, Steffie. 2002. Model Penunjang dan Pengikat (Strut-and-tie Model) pada Perancangan Struktur Beton.
3. Nawy. G. Edward, dkk. 2010. Beton Bertulang. Sebuah Pendekatan Mendasar.

3.4 Metode Analisa

Metode analisa dibagi menjadi 2, yaitu metode analisa berdasarkan perhitungan Strut-and-tie dan berdasarkan perhitungan konvensional. Beban yang akan dianalisa adalah beban yang terdapat pada balok tinggi dan poer. Beban pada balok tinggi diambil dari berat sendiri balok tinggi dan pelat lantai yang menumpu pada balok tinggi tersebut. Sedangkan beban poer didapat dari beban yang dipikul oleh kolom yang paling bawah yang nantinya akan disalurkan ke poer.

3.4.1 Perhitungan Balok Tinggi dan Puer dengan Metode Strut-and-tie

- a. Pemilihan model strut-and-tie yang akan dipergunakan untuk perhitungan dengan menggunakan model rangka batang sederhana. Beban pada kedua komponen struktur akan dijadikan beban terpusat untuk memudahkan pembuatan elemen. Pemilihan meliputi sudut strut (θ) berdasarkan rumus 2.4 dan 2.5, panjang batang strut, panjang batang tie, dan kedalaman efektif d (diasumsikan).
- b. Menghitung gaya-gaya yang terjadi pada elemen strut dan elemen tie.

- c. Perencanaan tulangan untuk elemen tie dihitung sesuai rumus 2.8.
- d. Untuk sisi lain diluar elemen tie, dipakai Asmin untuk mengontrol retak berdasarkan rumus 2.19 dan 2.20.
- e. Kontrol kekuatan strut berdasarkan rumus 2.7.
- f. Kontrol kekuatan tie berdasarkan rumus 2.9.
- g. Kontrol kekuatan daerah nodal berdasarkan rumus 2.2 dan 2.3.
- h. Jika tidak oke, maka penampang harus diperbesar.
- i. Penyusunan tulangan.

3.4.2 Perhitungan Balok Tinggi dengan Metode Konvensional

- a. Cek apakah balok tersebut dapat diklasifikasi sebagai balok tinggi.
- b. Tentukan jarak-jarak penampang kritis x dari muka pendukung. Jarak ini tidak boleh melebihi kedalaman efektif d .
- c. Cek gaya geser berfaktor (V_u) harus memenuhi kondisi rumus 2.12 jika tidak, maka penampang harus diperbesar.
- d. Hitung kapasitas tahanan geser beton (V_c). Dihitung dengan rumus 2.13 dan 2.14 dan 2.15.
- e. Jika gaya geser berfaktor (V_u) melebihi ϕV_c . Tulangan geser harus disediakan dan hitung gaya yang akan ditahan oleh tulangan geser (V_s) berdasarkan rumus 2.16.
- f. Hitung jarak spasi tulangan arah vertikal dan horizontal (s_v dan s_h) dan buktikan jika ukuran dan spasi maksimumnya memenuhi rumus 2.17 Dan 2.18 jika tidak, revisi dan cek ulang menggunakan rumus 2.16
- g. Pilih ukuran dan spasi tulangan geser dalam arah horizontal dan vertikal yang sesuai.
- h. Desain tulangan lentur dengan terlebih dulu menghitung momen tahanan nominal (M_n) berdasarkan rumus 2.21.

- i. Tentukan lengan tuas momen jd kemudian hitung luas tulangan As untuk lentur. Langkah ini dihitung dengan rumus 2.22, 2.23, dan 2.24.
- j. Tulangan tarik harus ditempatkan dalam segmen ketinggian balok menurut rumus 2.25.

3.4.3 Perhitungan Poer dengan Metode Konvensional

- a. Pemilihan dimensi poer dan pengecekan beban poer.
- b. Pengecekan terhadap geser satu arah berdasarkan rumus 2.29.
- c. Pengecekan terhadap geser dua arah berdasarkan rumus 2.26, 2.27, dan 2.28.
- d. Desain terhadap lentur.
- e. Periksa As tulangan minimum apakah memenuhi As desain.

BAB IV

PRELIMINARY DESAIN

4.1 Umum

Dalam perencanaan suatu gedung, diperlukan tahapan perencanaan dimensi terlebih dahulu.

4.2 Data Bangunan

- a. Type bangunan : Hotel
- b. Letak bangunan : Jauh dari pantai
- c. Lokasi bangunan : Surabaya
 - Mutu beton ($f'c$) : 30 MPa (poer, balok, dan pelat)
 - 35 MPa (kolom)
 - Mutu baja (f_y) : BJTD 40 untuk $D \geq 10$
 - (Tulangan ulir)
- d. Lebar bangunan : 16 m
- e. Panjang bangunan : 43,15 m
- f. Tinggi bangunan : 40,7 m

4.3 Perencanaan Dimensi Balok

Dimensi balok yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 yang tertera pada tabel 9.5.a adalah sebagai berikut:

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

Untuk lebar balok diambil $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok:

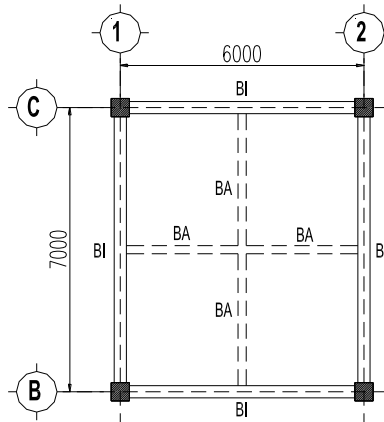
$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

- b = lebar balok
- h = tinggi balok
- L_b = lebar kotor dari balok
- f_y = mutu baja tulangan

4.3.1 Dimensi Balok Induk

Dimensi balok induk direncanakan dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa.



Gambar 4.1 Denah Balok Induk dan Balok Anak

Balok induk memanjang : $L = 600$ cm

$$h_{\min} = \frac{600}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 36,43 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 36,43$ cm digunakan $h = 60$ cm

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 60 = 40 \text{ cm}$$

digunakan $b = 40$ cm

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 40/60 cm.

Dimensi balok induk melintang : L = 700 cm

$$h_{\min} = \frac{700}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 42,5 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 42,5 \text{ cm}$ digunakan $h = 50 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 50 = 33,3 \text{ cm}$$

digunakan $b = 35 \text{ cm}$

Maka direncanakan dimensi balok induk memanjang dengan dimensi 40/60 cm.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk

Kode balok induk	Bentang (L_b)	h_{\min}	b	h_{pakai}	b_{pakai}	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BI	600	36.43	24.29	60	40	40/60
BI	750	45.54	30.36	60	40	40/60
BI	700	42.50	28.33	60	40	40/60
BI	400	24.29	16.19	60	40	40/60
BI	350	21.25	14.17	60	40	40/60

4.3.2 Dimensi Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus dengan mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 Mpa. Pada SNI 2847:2013 Tabel 9.5.a disyaratkan:

$$h_{\min} = \frac{L_b}{21} \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right)$$

Untuk lebar balok diambil $\frac{2}{3}$ dari tinggi balok :

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

Dimana :

b = lebar balok

h = tinggi balok

maka dimensi balok anak adalah :

$$h_{\min} = \frac{700}{21} \times \left(0,4 + \frac{400}{700} \right) = 32,38 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 32,38 \text{ cm}$ digunakan $h = 40 \text{ cm}$

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

digunakan $b = 30 \text{ cm}$

Maka direncanakan dimensi balok anak dengan dimensi 30/40 cm.

Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak

Kode balok induk	Bentang (L_b)	h_{\min}	b	h_{pakai}	b_{pakai}	Dimensi
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
BA	600	27.76	18.50	40	30	30/40
BA	750	34.69	23.13	40	30	30/40
BA	700	32.38	21.59	40	30	30/40
BA	400	18.50	12.34	40	30	30/40
BA	350	16.19	10.79	40	30	30/40

4.4 Perencanaan Tebal Pelat

Untuk memenuhi syarat lendutan, ketebalan minimum dari pelat harus memenuhi persyaratan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 yaitu:

- a. Untuk $\alpha_{fm} \leq 0.2$
- b. Untuk $0.2 \leq \alpha_{fm} \leq 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_1 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm.

c. Untuk $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm

Dimana:

λ_n = panjang bentang bersih dalam arah memanjang dari konstruksi dua arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek pada pelat dua arah

α_{fm} = nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi-tepi dari suatu panel

f_y = mutu tulangan baja (MPa)

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 8.12.2 ,pasal 8.12.3 dan pasal 10.10 (3) disebutkan beberapa kriteria menentukan lebar efektif (b_e) dari balok T.

Interior

b_e diambil yang terkecil dari:

$$b_{e1} < \frac{1}{4} L_b$$

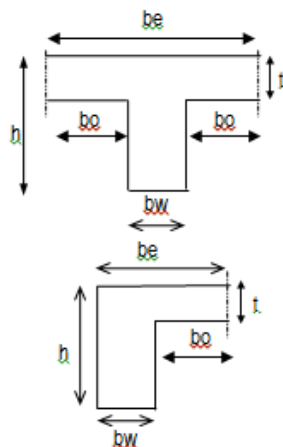
$$b_{e2} < b_w + 8t$$

Eksterior

b_e diambil yang terkecil dari:

$$b_{e1} < \frac{1}{12} L_b$$

$$b_{e2} < b_w + 6t$$



$$I_b = \frac{1}{12} \times b_w \times h^3 \times k \quad I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times t^3$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

Dimana:

b_e = lebar efektif, harga minimum (cm)

b_w = lebar balok (cm)

t = tebal rencana pelat (cm)

h = tinggi balok (cm)

Untuk menentukan tebal pelat diambil satu macam pelat:

Bentang memanjang (l_y) = 4700 mm

Bentang memendek (l_x) = 3750 mm

$$\begin{aligned} \text{a. Arah memendek (Ln}_1) &= 3750 - b \\ &= 3750 - 400 = 3350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Arah memanjang (Ln}_2) &= 4700 - b \\ &= 4700 - 400 = 4300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai banding } \beta = \frac{L_n2}{L_n1} = \frac{4300}{3350} = 1,28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Perhitungan menggunakan pelat dengan dimensi 4700 mm x 3750 mm dimana pelat bertumpu pada empat balok interior.

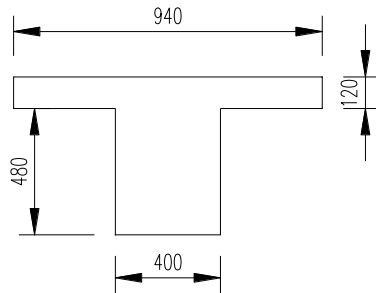
Direncanakan menggunakan ketebalan pelat 120 mm.

Untuk pelat yang dijepit balok 400/600 dengan panjang 4700 mm

$$\begin{aligned} b_{e1} &= 0,25 L_b \\ &= 0,25 (4700) \\ &= 940 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{e2} &= b_w + 2 \times 8t \\ &= 400 + 2 \times (8 \times 120) = 2320 \text{ mm} \end{aligned}$$

$b_{e2} < b_{e1}$, sehingga $b_e = b_{e1} = 940 \text{ mm}$



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

$$k = \frac{1 + \left(\frac{940}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{120}{600}\right) + 4 \left(\frac{120}{600}\right)^2 + \left(\frac{940}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{940}{400} - 1\right) \left(\frac{120}{600}\right)} = 2,97$$

Moment Inersia penampang balok T :

$$I_b = \frac{1}{12} \times bw \times h^3 \times k$$

$$I_b = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \times 2,97 = 21.384.000.000 \text{ mm}^4$$

Moment inersia lajur pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times bp \times t^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times (4700) \times 120^3 = 676.800.000 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_p} = \frac{20.160.000.000}{1.080.000.000} = 31,60$$

$$\alpha_m = \frac{1}{2} (31,60 + 131,60) = 31,60$$

Karena $\alpha_{fm} > 2$, ketebalan minimum pelat harus memenuhi:

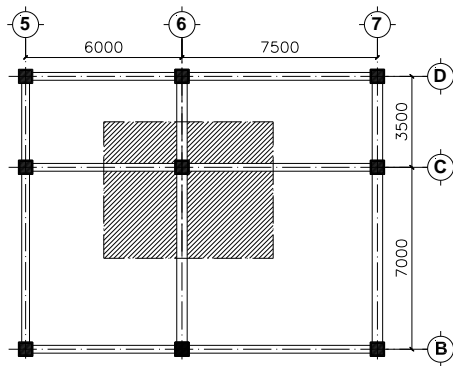
$$h_2 = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{7100 \left(0.8 + \frac{400}{1400} \right)}{36 + 9 \times 1,08} = 124,24 \text{ mm}$$

Dan tidak boleh kurang dari 90 mm, maka:

Dipakai tebal pelat lantai = 130 mm

4.5 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang akan ditinjau adalah kolom pada as C-6 pada gambar 4.1. yaitu kolom yang memikul bentang paling besar 675 x 525 cm.



Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data- data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 13 cm = 130 mm
- Tinggi lantai 1-2 = 5,5 m
- Tinggi tiap lantai 3-12 = 3,2 m
- Dimensi balok induk = 40/60 ; 30/40
- Dimensi balok anak = 30/40 ; 25/35

4.5.1 Dimensi Kolom Lantai 9 – 12

Tabel 4.3 Beban Mati pada Lantai 9- Atap

		kg
Pelat lantai	: 6,75m x 5,25m x 0,13 m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	44226.00
Pelat atap	: 6,75m x 5,25m x 0,13 m x 2400 Kg/m ³ x 1 tingkat =	11056.50
Penggantung	: 6,75m x 5,25m x 7 Kg/m ² x 5 tingkat =	1240.31
Plafond	: 6,75m x 5,25m x 11 Kg/m ² x 5 tingkat =	1949.06
Balok Induk memanjang	: 7,2m x 0,40m x 0,60m x 2400 Kg/m ³ x 5 tingkat =	20736.00
Balok Induk melintang	: 4,75m x 0,30m x 0,40m x 2400 Kg/m ³ x 5 tingkat =	6840.00
Tegel (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 24 Kg/m ² x 5 tingkat =	85.05
Spesi (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 21 Kg/m ² x 5 tingkat =	74.42
Plumbing	: 6,75m x 5,25m x 25 Kg/m ² x 5 tingkat =	4429.69
Dinding ½ bata	: 5,25 x 250 Kg/m ² x 5 tingkat =	6562.50
Instalasi Ac & listrik	: 6,75m x 5,25m x 40 kg/m ² x 5 tingkat =	7087.50
Aspal	: 6,75m x 5,25m x 0,01 x 1400 kg/m ² =	14.18
	Berat Total (DL)	104301.21

Menurut SNI-1727-2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LLA_T} \geq 37,16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup direduksi sebagaimana dirunjukkan pada rumus 4.7-1.

$$A_T = 6,75 \times 5,25 = 35,44 \text{ m}^2$$

$$K_{LLA_T} = 4 \times 35,44 = 141,75 \text{ m}^2$$

Karena $K_{LLA_T} = 141,75 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$, maka beban hidup dapat direduksi.

1. Reduksi beban hidup pelat lantai 9-12

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

$$L = 1,92 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{4 \times 35,44}} \right) \geq 0,4 \times 1,92$$

$$L = 1,217 \text{ kN/m}^2 \geq 0,768 \text{ kN/m}^2$$

Total beban hidup lantai 9-12

$$\begin{aligned} L_{t\ 9-12} &= 1,217 \times 6,75 \times 5,25 \times 4 \\ &= 1172,51 \text{ kN} = 17250,70 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Reduksi beban hidup atap

Reduksi beban hidup atap ditentukan sesuai dengan rumus 4.8-1. Karena $A_T = 35,44 \text{ m}^2$ (perhitungan sebelumnya) dan

$F \leq 4$, maka:

$$\begin{aligned} R_1 &= 1,2 - 0,011 A_T \\ &= 1,2 - 0,011 (35,44) \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$R_2 = 1$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 \text{ dimana } 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

$$L_r = 0,96 \times 0,81 \times 1 \text{ dimana } 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

$$L_r = 0,78 \text{ kN/m}^2 \text{ dimana } 0,58 \leq L_r \leq 0,96$$

Maka dipakai $0,78 \text{ kN/m}^2$

Total beban hidup atap

$$\begin{aligned} \text{Atap} &= 0,78 \times 6,75 \times 5,25 \\ &= 27,56 \text{ kN} = 2756,26 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Berat Total

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\ &= 1,2 (104301,21) + 1,6 (17250,70 + 2756,26) \\ &= 156945,21 \text{ kg} \end{aligned}$$

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 $\phi = 0,65$.

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f_r c} = \frac{156945,21}{0,65 \times 350} = 689,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Misalkan } b=h, \text{ maka } b^2 = 689,87 \text{ cm}^2$$

$$b = 26,27 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

4.5.2 Dimensi Kolom Lantai 5 – 8

Tabel 4.4 Beban Mati pada Lantai 5 – 8

		kg
Pelat Atap	: 6,75m x 5,25m x 0,130m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	44226
Penggantung	: 6,75m x 5,25m x 7 Kg/m ² x 4 tingkat =	992.25
Plafond	: 6,75m x 5,25m x 11 Kg/m ² x 4 tingkat =	1559.25
Balok Induk memanjang	: 7,2m x 0,40m x 0,60m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	16588.8
Balok Induk melintang	: 4,75m x 0,30m x 0,40m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	5472
Tegel (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 24 Kg/m ² x 4 tingkat =	68.04
Spesi (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 21 Kg/m ² x 4 tingkat =	59.535
Plumbing	: 6,75m x 5,25m x 25 Kg/m ² x 4 tingkat =	3543.75
Dinding ½ bata	: 5,25 x 250 Kg/m ² x 4 tingkat =	5250
Instalasi Ac & listrik	: 6,75m x 5,25m x 40 kg/m ² x 4 tingkat =	5670
	Berat Total (DL)	83429.6

Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapat beban hidup lantai (telah direduksi) = 1,207 kN/m²

Total beban hidup lantai 5-8

$$\begin{aligned} Lt_{5-8} &= 1,207 \times 6,75 \times 5,25 \times 4 \\ &= 171,09 \text{ kN} = 17109,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi, Berat Total

$$\begin{aligned} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\ &= 1,2 (104301,21 + 83429,6) + 1,6 (19864,85 + 17109,23) \\ &= 267749,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

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 $\phi = 0,65$.

Mutu beton = 35 MPa = 350 kg/cm²

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f_{rc}} = \frac{267749,60}{0,65 \times 350} = 1176,92 \text{ cm}^2$$

Misalkan b=h, maka b² = 1176,92 cm²

$$b = 34,31 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

4.5.3 Dimensi Kolom Lantai 1 – 4

Tabel 4.5 Beban Mati pada – Lantai 4

		kg
Pelat Atap	: 6,75m x 5,25m x 0,130m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	44226
Penggantung	: 6,75m x 5,25m x 7 Kg/m ² x 4 tingkat =	992.25
Plafond	: 6,75m x 5,25m x 11 Kg/m ² x 4 tingkat =	1559.25
Balok Induk memanjang	: 7,2m x 0,40m x 0,60m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	16588.8
Balok Induk melintang	: 4,75m x 0,30m x 0,40m x 2400 Kg/m ³ x 4 tingkat =	5472
Tegel (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 24 Kg/m ² x 4 tingkat =	68.04
Spesi (2cm)	: 6,75m x 5,25m x 0.02 x 21 Kg/m ² x 4 tingkat =	59.535
Plumbing	: 6,75m x 5,25m x 25 Kg/m ² x 4 tingkat =	3543.75
Dinding ½ bata	: 5,25 x 250 Kg/m ² x 4 tingkat =	5250
Instalasi Ac & listrik	: 6,75m x 5,25m x 40 kg/m ² x 4 tingkat =	5670
	Berat Total (DL)	83429.6

Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapat beban hidup lantai (telah direduksi) = 1,207 kN/m²

Total beban hidup lantai 1-4

$$\begin{aligned} Lt \text{ 1-4} &= 1,207 \times 6,75 \times 5,25 \times 4 \\ &= 171,09 \text{ kN} = 17109,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jadi, Berat Total

$$\begin{aligned} &= 1,2D_L + 1,6L_L \\ &= 1,2 (104301,21 + 83429,6 + 83429,6) + 1,6 (19864,85 + \\ &\quad 17109,23 + 17109,23) \\ &= 378553,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

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 $\phi = 0,65$.

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ MPa} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rencana awal} \rightarrow A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{37855,99}{0,65 \times 350} = 1663,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Misalkan } b=h, \text{ maka } b^2 = 1663,97 \text{ cm}^2$$

$$b = 40,79 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

Maka dimensi kolom yang dipakai :

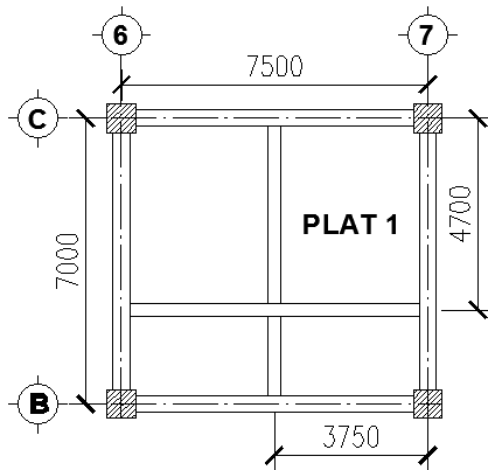
- Lantai 1 – 4 = 45 x 45 cm
- Lantai 5 – 8 = 40 x 40 cm
- Lantai 9 – 12 = 30 x 30 cm

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Pemodelan dan Analisa Pelat

Plat direncanakan menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam SNI 1727:2013. Beban layan harus sesuai dengan tata cara bangunan umum dimana merupakan bagian dari standart SNI 2847:2013 dengan reduksi beban hidup seperti yang diizinkan dalam peraturan tersebut.



Gambar 5.1 Perencanaan Pelat

Pada gambar diatas, Gambar yang diberi nama PLAT 1 adalah plat yang akan ditinjau sebagai perhitungan. Pembebanan pada plat dihitung berdasarkan pada SNI 1727:2013 adalah sebagai berikut:

1. Pembebanan Pelat Atap

- **Beban Mati (DL)**

$$\text{Berat sendiri pelat} = 0,13 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 312 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plafon + Penggantung} = 18 \text{ kg/m}^2$$

Aspal	= 14 kg/m ²
M/E	= 40 kg/m ²
Plumbing	= <u>25 kg/m² +</u>
DLtot	= 409 kg/m²

- **Beban Hidup (LL) = 96 kg/m²**

Menurut SNI-1727-2013 Pasal 4.7.2, komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LLA_T} \geq 37,16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup direduksi sebagaimana dirunjukkan pada rumus 4.7-1.

Reduksi beban hidup atap

$$A_T = 4,7 \times 3,75 = 17,63 \text{ m}^2$$

$$K_{LLA_T} = 1 \times 17,63 = 17,63 \text{ m}^2$$

Karena $K_{LLA_T} = 17,63 \text{ m}^2 < 37,16 \text{ m}^2$, maka beban hidup tidak perlu direduksi.

- Berat Total = $1,2D_L + 1,6L_L$
 $= 1,2 \times 409 + 1,6 \times 96$
 $= 644,40 \text{ kg/m}^2$

2. Pembebanan Pelat Lantai

- **Beban Mati (DL)**

Berat sendiri pelat = $0,13 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 312 \text{ kg/m}^2$

Plafon + Penggantung = 18 kg/m²

Spesi (t = 2 cm) = 42 kg/m²

Keramik = 24 kg/m²

M/E = 40 kg/m²

Plumbing = 25 kg/m² +

DLtot = **461 kg/m²**

- **Beban Hidup (LL) = 192 kg/m²**

- Berat Total = $1,2D_L + 1,6L_L$
 $= 1,2 \times 461 + 1,6 \times 192$
 $= 860,40 \text{ kg/m}^2$

5.1.1 Perhitungan Gaya-Gaya Dalam

Untuk menganalisa gaya-gaya dalam yang terjadi pada pelat digunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia (**PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202**). Perhitungan yang terjadi pada pelat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} M_{tx} &= - 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_x \\ M_{lx} &= + 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_x \\ M_{ty} &= - 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_y \\ M_{ly} &= + 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_y \end{aligned}$$

dimana :

$$\begin{aligned} M_{tx} &= \text{Momen tumpuan arah x} \\ M_{lx} &= \text{Momen lapangan arah x} \\ M_{ty} &= \text{Momen tumpuan arah y} \\ M_{ly} &= \text{Momen lapangan arah y} \end{aligned}$$

- Rasio sumbu panjang dan pendek bentang pelat

$$\begin{aligned} \text{Arah memendek (} l_x \text{)} &= 3750 - b \\ &= 3750 - 400 = 3350 \text{ mm} \\ \text{Arah memanjang (} l_y \text{)} &= 4700 - b \\ &= 4700 - 400 = 4300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai banding } \beta = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4300}{3350} = 1,28 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

- Perhitungan Gaya Dalam

Perhitungan momen pelat menggunakan tabel 13.3.2 PBBI 1971. Yang dihitung adalah contoh pelat lantai yang memiliki dimensi terbesar yaitu yang berukuran 4300 x 3350.

$$\begin{aligned} M_{ulx} &= 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_x \\ &= 0,001 \times 840,4 \times 3,35^2 \times 37,2 = 359,21 \text{ kgm} \\ M_{utx} &= - 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_x \\ &= - 0,001 \times 840,4 \times 3,35^2 \times 66,6 = -643,08 \text{ kgm} \\ M_{uly} &= 0,001 \times q \times l_x^2 \times X_y \\ &= 0,001 \times 840,4 \times 3,35^2 \times 19,6 = 189,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mut}_y &= -0,001 \times q \times l_x^2 \times X_y \\ &= -0,001 \times 840,4 \times 53,35^2 \times 54,4 = -525,28 \text{ kgm} \end{aligned}$$

5.1.2 Perhitungan Penulangan Pelat

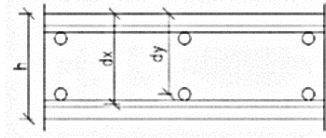
$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat} &= 130 \text{ mm} \\ \text{Tebal decking} &= 20 \text{ mm} \\ \varnothing \text{ tulangan} &= 10 \text{ mm} (A_s = 78,54 \text{ mm}^2) \\ \text{Tinggi efektif } d &= 130 - 20 - \frac{1}{2} \times 10 = 105 \text{ mm} \\ \text{Mutu beton } (f'_c) &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Mutu baja } (f_y) &= 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Penulangan tumpuan arah x
 $M_u = 643,08 \text{ kgm} = 6430800 \text{ Nmm}$
 Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{6430800}{0,9 \times 1000 \times 105^2} = 0,407$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,407}{400}} \right) = 0,00103 \end{aligned}$$



Menurut SNI-1727-2013 Pasal 7.12.2.1., ρ_{\min} untuk pelat berdasarkan tulangan susut dan suhu sebesar 0,00186 (interpolasi untuk f_y 400)

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00103 < \rho_{\min} = 0,00186$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00186 \times 1000 \times 105 \\ &= 195,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{195,3 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 3,06 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,85$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{3,06}{0,85} = 3,60$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (105 - 3,60)}{3,60} = 0,08 > 0,005 \text{ OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \phi 10}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 78,54}{195,3} = 402,15 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm}$$

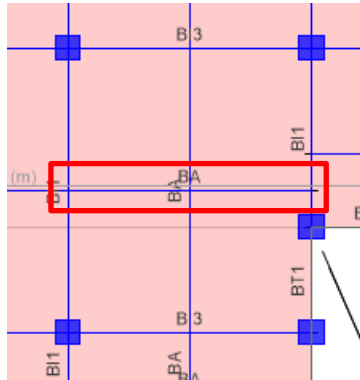
Maka dipasang tulangan lentur D10-200 mm ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 130 \text{ mm} = 390 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D10-200 mm ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

5.2 Perencanaan Balok Anak



Gambar 5.2 Perencanaan Balok Anak

Beban yang bekerja pada balok anak merupakan berat sendiri dari balok anak tersebut dan semua berat merata yang terjadi pada pelat termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata yang berada diatas pelat. Distribusi beban pada balok pendukung sedemikian rupa sehingga dapat dianggap sebagai beban trapesium pada lajur yang panjang.

Beban – beban tersebut sudah dianalisa otomatis dengan program bantu ETABS 2013 sehingga didapatkan gaya-gaya dalam untuk perhitungan balok anak sebagai berikut:

$$M_{\max} = 130,06 \text{ kNm} = 130061600 \text{ Nmm}$$

$$V = 92,56 \text{ kN} = 92558,50 \text{ N}$$

5.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok Anak

Dimensi balok anak	= 30/40
Tebal selimut beton	= 50 mm
Diameter tulangan utama	= 22 mm
Diameter tulangan sengkang	= 10 mm
Mutu beton (f_c')	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

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

$$d \text{ efektif} = 400 - 50 - 10 - \frac{1}{2} (22) = 329 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M_u = 130061600 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{130061600}{0,9 \times 300 \times 329^2} = 4,45$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 4,45}{400}} \right) = 0,012 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,012 > \rho_{\min} = 0,0035$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,012 \times 300 \times 329 \\ &= 1215,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{s\phi 22}} \\ &= \frac{1215,53}{379,94} = 3,20 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 4D22 ($A_s = 1520,53 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1215,53 = 607,77 \text{ mm}^2$$

2D22 ($A_s = 760,27 > A_s'$) maka harus digunakan tulangan tekan

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{As \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1215,53 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 300)} = 79,50 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{79,50}{0,85} = 95,13$$

- Regangan Tarik

$\epsilon_0 = 0,003$ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (329 - 79,50)}{79,50} = 0,007 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = As_{\text{pasang}} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1520,53 \times 400 \times (329 - \frac{79,50}{2}) \\ = 175923934,4 \text{ Nmm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 175923934,4 = 158331540,98 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > Mu$$

$$158331540,98 \text{ Nmm} > 130061600 \text{ Nmm (ok)}$$

5.2.2 Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki \varnothing 10 mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

- Faktor Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 329 = 90100,36 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 329 = 32900 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

1. $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$

$$92558,50 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 90100,36$$

$$92558,50 \text{ N} > 33787,64 \text{ N} \text{ (Tidak OK)}$$

2. $0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$

$$0,5 \times 0,75 \times 90100,36 < 92558,50 \leq 0,75 \times 90100,36$$

$$33787,64 \text{ N} < 92558,50 \text{ N} > 67575,27 \text{ N} \text{ (Tidak OK)}$$

3. $\phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s_{\min}})$

$$0,75 \times 90100,36 < 92558,50 \leq 0,75 \times (90100,36 + 32900)$$

$$67575,27 \text{ N} > 2558,50 \text{ N} \leq 92250,27 \text{ N} \text{ (Tidak OK)}$$

- Kuat geser sengkang

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{92558,50}{0,75} - 90100,36 = 33310,97 \text{ kN}$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,10 \times 400 \times 329}{33310,97} = 620,57 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3 yakni : $S_{\text{maks}} = d/4 = 329/4 = 82,25 \text{ mm}$ (tumpuan) dan $S_{\text{maks}} = d/2 = 329/2 = 164,5 \text{ mm}$ (lapangan). Jadi dipakai diameter tulangan sengkang D10-75 (tumpuan), D10-150 (lapangan).

5.3 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 tipikal.

5.3.1 Data Perencanaan

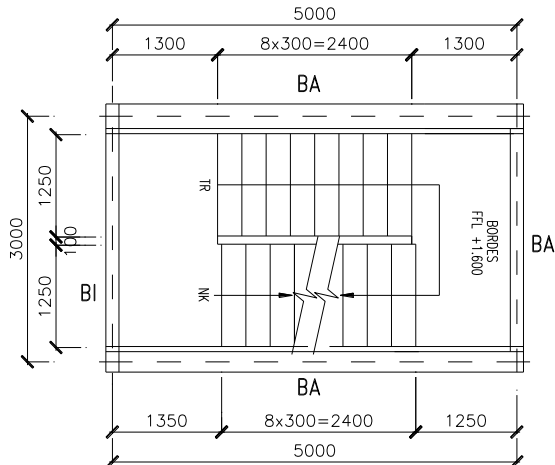
Data perencanaan yang diperlukan untuk merencanakan konstruksi tangga adalah sebagai berikut :

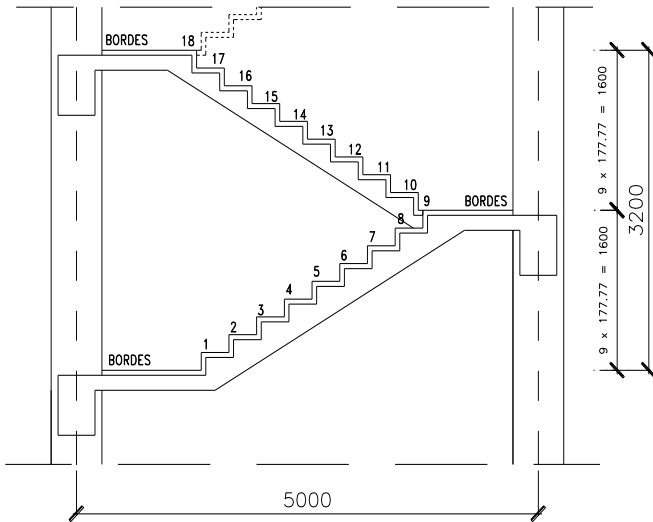
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Tinggi antar lantai = 320 cm
- Panjang bordes = 130 cm
- Lebar bordes = 30 cm
- Lebar tangga = 500 cm
- Tinggi injakan (t) = 17,7 cm
- Lebar injakan (i) = 30 cm
- Jumlah tanjakan (n_T) = $\frac{\text{Tinggi lantai}}{t} = 18$ buah
- Jumlah injakan (n_i) = $n_T - 1 = 17$ buah
- Jumlah tanjakan ke bordes = 9 buah
- Jumlah tanjakan dari bordes ke lantai 2 = 9 buah
- Elevasi bordes = 160 cm
- Panjang horizontal plat tangga = $i \times \text{jumlah tanjakan bordes}$
= $30 \times 9 = 270$ cm
- Kemiringan tangga (α)

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{\text{elevasi bordes}}{\text{panjang horisontal plat tangga}} = \frac{160}{270} = 0,59$$

Jadi, $\alpha = 30,65^\circ$
 Cek syarat :
- $60 \leq (2t + i) \leq 65$
 $60 \leq (2 \times 17,7 + 30) \leq 65$
 $60 \leq 65 \leq 65 \dots \dots \dots$ (OK)

- $25 \leq \alpha \leq 40$
 $25 \leq 30,65^\circ \leq 40 \dots$ (OK)
- Panjang pelat (L) : $\frac{\text{panjang anak tangga}}{\cos \alpha}$
: $\frac{2,7}{\cos 30,65}$
: 3,14 m
- Tebal pelat bordes (t_p) = $L/20 = 300 / 20 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$
- Tebal plat rata-rata anak tangga = $(i/2) \sin \alpha$
= $(30/2) \sin 30,65^\circ$
= 7,66 cm
- Tebal plat tangga = $t_p + t_r = 15 + 8,35$
= 23,35 cm $\approx 25 \text{ cm}$





Gambar 5.3 Perencanaan Tangga

5.3.2 Perhitungan Pembebanan dan Analisa Struktur

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati (DL)

Pelat tangga = = 722,20 kg/m

Tegel horizontal = 24 kg/m

Tegel vertikal = 24 kg/m

Spesi horizontal (2 cm) = 42 kg/m

Spesi vertical (2 cm) = 42 kg/m

Sandaran = 50 kg/m +

Total (DL) = 904,20 kg/m

Beban Hidup (LL) : $1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

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

$= 1,2 () + 1,6 (300)$

$= 1565,04 \text{ kg/m}$

b. Pembebanan Pelat Bordes

Beban Mati (DL)

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Pelat bordes} & = 0,15 \times 2400 \times 1 \text{ m} & = 360 \text{ kg/m} \\
 \text{Spesi} & = 2 \times 21 \times 1 \text{ m} & = 42 \text{ kg/m} \\
 \text{Tegel} & = 24 \times 1 \text{ m} & = 24 \text{ kg/m} + \\
 & & \text{Total (LL) = 426 kg/m}
 \end{array}$$

Beban Hidup (LL) : $1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= 1,2 (426) + 1,6 (300) \\
 &= 991,2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Pembebanan Balok Bordes

- Perencanaan dimensi balok bordes

$$h_{\min} = \frac{300}{16} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) = 18,21 \text{ cm}$$

$h_{\min} = 18,21 \text{ cm}$ digunakan $h = 40 \text{ cm}$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

Dipakai dimensi balok bordes 30/40

- Pembebanan Balok Bordes

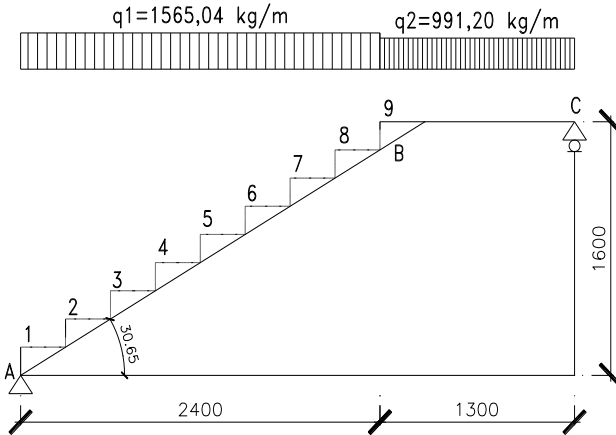
Beban Mati

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat sendiri balok} & = 0,3 \times 0,40 \times 2400 = 288 & \text{ kg/m} \\
 \text{Berat dinding} & = 1,6 \times 250 & = 400 \text{ kg/m} + \\
 & & q_d = 688 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

$$\begin{aligned}
 q_d \text{ ultimate} &= 1,2 \times q_d = 1,2 \times 688 & = 825,6 \text{ kg/m} \\
 \text{beban pelat bordes} & & = 991,2 \text{ kg/m} + \\
 q_u &= 1816,80 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

5.3.3 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 5.4 Sketsa Beban pada Tangga

- $\sum M_A = 0$
 $(R_C \times 3,7) - (q_2 \times 1,3 \times 3,05) - (q_1 \times 2,4 \times 1,2) = 0$
 $3,7 R_C - (991,20 \times 1,3 \times 3,05) - (1565,04 \times 2,4 \times 1,2) = 0$
 $R_C = 2280,38 \text{ kg}$
- $\sum M_C = 0$
 $(R_A \times 3,7) - (q_2 \times 1,3 \times 0,65) - (q_1 \times 2,4 \times 2,5) = 0$
 $3,7 R_A - (991,20 \times 0,65) - (1565,04 \times 2,4 \times 2,5) = 0$
 $R_A = 2764,27 \text{ kg}$
- $\sum H = 0$
 $H_C = 0$

Kontrol

- $\sum V_A = 0$
 $R_A + R_C - (q_2 \times 1,3) - (q_1 \times 2,4) = 0$

$$2280,38 + 2764,27 - (991,21 \times 1,3) - (1565,04 \times 2,4) = 0$$

$$0 = 0 \dots (\text{OK})$$

Pelat Bordes B-C (1,3 m)

- a. Gaya Momen (M)

$$M_{x_1} = R_C \times x_1 - \frac{1}{2} q_2 \times x_1^2$$

$$M_C = 0$$

$$M_{B \text{ kiri}} = R_A \times x_1 - \frac{1}{2} q_1 \times x_1^2$$

$$M_{B \text{ kiri}} = 2764,27 \times 2,4 - \frac{1}{2} \times 1565,04 \times 2,4^2$$

$$= 2126,93 \text{ kgm}$$

- b. Gaya Lintang (D)

$$\text{Titik C} \quad D_{C \text{ kiri}} = R_C = 2280,38 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ kanan}} = R_C - (q_2 \times 1,3)$$

$$= 991,82 \text{ kg}$$

- c. Gaya Normal (N)

$$N_{A-B} = 0 \text{ kg}$$

Pelat Tangga A-B (2,4 m)

- a. Gaya Momen (M)

$$M_{x_1} = R_A \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2$$

Momen maksimum apabila :

$$\frac{\Sigma M_{x_2}}{\Sigma X_2} = 0$$

$$R_C - q_2 \times x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{R_C}{q_2} = \frac{2280,38}{1565,04} = 1,46 \text{ m} < 2,4 \text{ m}$$

Momen maksimum terjadi di titik $x_2 = 1,46 \text{ m}$

$$M_{\text{max}} = R_A \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2$$

$$= 2764,27 \times 1,46 - \frac{1}{2} \times 1565,04 \times 1,46^2$$

$$= 2367,81 \text{ kgm}$$

Titik A, $M_A = 0 \text{ kgm}$

$$M_{B \text{ kiri}} = R_A \times x_2 - \frac{1}{2} q_1 \times x_2^2$$

$$= 2764,27 \times 2,4 - \frac{1}{2} \times 1565,04 \times 2,4^2$$

$$= 2126,93 \text{ kgm}$$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = R_A \cos 30,65^\circ - (q_1 \cos 30,65^\circ \times x_2)$$

$$D_x = 2764,27 \cos 30,65^\circ - (1565,04 \cos 30,65^\circ \times x_2)$$

$$\text{Titik A } (X_2 = 0) ; D_A = 2378,09 \text{ kg}$$

$$\text{Titik B } (X_2 = 2,4\text{m}) ; D_B = -853,27 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

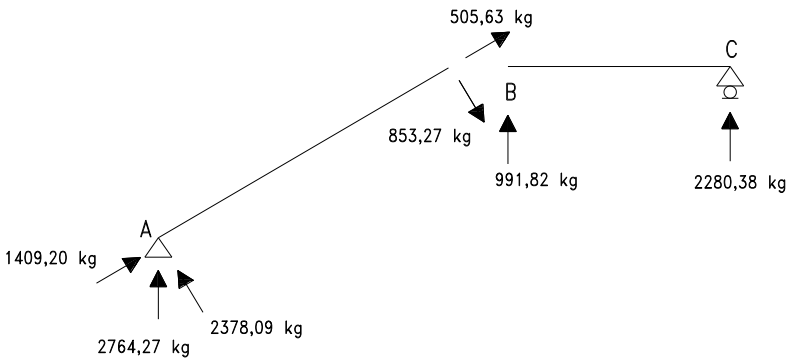
$$\text{Titik A ; } N_A = -R_A \sin 30,65^\circ = -2764,27 \times \sin 30,65^\circ$$

$$N_A = -1409,20 \text{ kg}$$

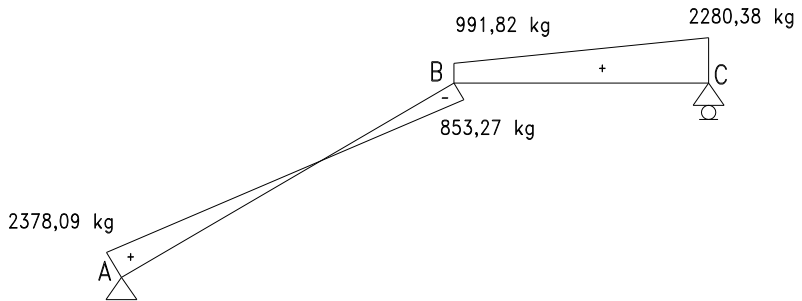
$$\text{Titik B ; } N_B = -R_A \sin 30,65^\circ + q_1 \sin 30,65^\circ \times 2,4 \text{ m}$$

$$N_B = -2764,27 \sin 30,65^\circ + 1565,04 \sin 30,65^\circ \times 2,4 \text{ m}$$

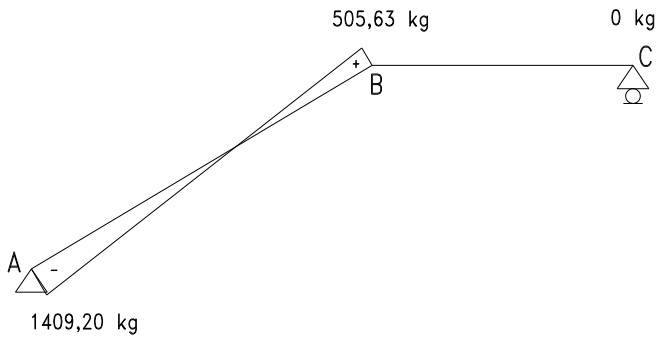
$$N_B = 505,63 \text{ kg}$$



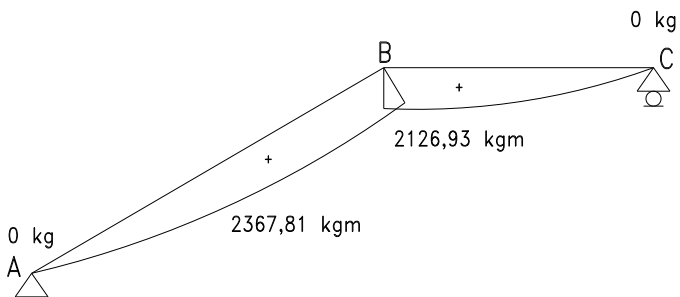
Gambar 5.5 Free Body Diagram Gaya-gaya pada Tangga



Gambar 5.6 Bidang Lintang (D) pada Tangga



Gambar 5.7 Bidang Normal (N) pada Tangga



Gambar 5.8 Bidang Momen (M) pada Tangga

5.3.4 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

Data – Data Perencanaan:

Mutu beton ($f'c$)	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
Berat jenis beton	= 2400 MPa
D tulangan lentur	= 13 mm
Tebal pelat tangga	= 250 mm
Tebal pelat bordes	= 150 mm
Tebal selimut beton	= 20 mm
$\beta_1 = 0,85$	SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$d_{\text{tangga}} = 250 - 20 - (0,5 \times 13) = 223,5 \text{ mm}$$

$$d_{\text{bordes}} = 150 - 20 - (0,5 \times 13) = 123,5 \text{ mm}$$

Penulangan pelat tangga

➤ Tulangan utama

$$M_{\text{max}} = 2367,81 \text{ kgm} = 236781000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d_x^2} = \frac{236781000}{0,9 \times 1000 \times 223,5^2} = 0,53$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,00186 \text{ (interpolasi)}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,53}{400}} \right) = 0,001 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,001 < \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00186 \times 1000 \times 223,5 \\ &= 415,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{415,71 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 6,52 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,85$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{6,52}{0,85} = 7,80$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (223,5 - 7,80)}{14,68} = 0,083 > 0,005 \text{ .. OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \emptyset 13}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 132,73}{415,71} = 319,25 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 250 \text{ mm} = 750 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D13-200 mm ($A_s = 796,39 \text{ mm}^2$)

- Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan:

$$\rho = 0,00186 \text{ untuk } f_y = 400 \text{ MPa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,00186 \times b \times h$$

$$= 0,00186 \times 1000 \times 223,5 = 415,71 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur D10-175 mm ($A_s = 228,80 \text{ mm}^2$)

Penulangan pelat bordes

➤ Tulangan utama

$$M_{\max} = 2126,93 \text{ kgm} = 21269300 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d x^2} = \frac{21269300}{0,9 \times 1000 \times 123,5^2} = 1,55$$

$$\rho_{\min} = 0,00186 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,55}{400}} \right) = 0,0040 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0040 > \rho_{\min} = 0,00186$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0040 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 893,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{893,79 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 1000)} = 14,02 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,85$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{14,02}{0,85} = 16,78$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (123,5 - 16,78)}{16,78} = 0,043 > 0,005 \dots \text{OK}$$

- Jarak tulangan yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{1000 \times A_s \emptyset 13}{A_s \text{ perlu}} = \frac{1000 \times 132,73}{893,79} = 148,51 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum tulangan

$$S_{\text{maks}} = 2 \times \text{tebal pelat} = 2 \times 150 \text{ mm} = 300 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur D13-125 mm ($A_s = 1194,59 \text{ mm}^2$)

- Penulangan lentur arah melintang pelat

Penulangan arah y dipasang tulangan susut dan suhu dengan :

$$\rho = 0,0018 \text{ untuk } f_y = 400 \text{ MPa}$$

(SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1)

$$A_{s\text{perlu}} = 0,00186 \times b \times h$$

$$= 0,00186 \times 1000 \times 123,5 = 229,71 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan lentur D10-200 mm ($A_s = 392,70 \text{ mm}^2$)

Penulangan balok bordes

Direncanakan :

$$\text{Diameter sengkang} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 12 \text{ mm}$$

$$\text{Sehingga } d = 400 - 50 - 13 - 22/2 = 329 \text{ mm}$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 \times (1816,80 \times 3^2) = 2043,90 \text{ kgm}$$

$$V = 1/2 \times (1816,80 \times 3) = 2725,20 \text{ kg}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

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

$$d \text{ efektif} = 400 - 50 - 10 - 1/2 (22) = 329 \text{ mm}$$

Penulangan Lentur

$$M_u = 2043,90 \text{ kgm} = 20439000 \text{ Nmm}$$

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{20439000}{0,9 \times 300 \times 329^2} = 0,70$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,70}{400}} \right) = 0,002 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,002 < \rho_{\text{min}} = 0,0035$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 300 \times 329 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s \phi 22} \\ &= \frac{345,45}{379,94} = 0,90 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 2D22 ($A_s = 760,27 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 380,13 = 172,73 \text{ mm}^2$$

2D22 ($A_s = 172,73 < A_{s'}$) maka dipakai tulangan tekan minimum

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{380,13 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 300)} = 39,75 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{39,75}{0,84} = 47,57$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (dx - c)}{c} = \frac{0,003 \times (329 - 47,57)}{47,57} = 0,018 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 760,27 \times 400 \times (329 - \frac{39,75}{2})$$

$$= 94006448,38 \text{ Nmm} = 9400,64 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 9400,64 = 8460,58 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 8460,58 \text{ kgm} > 2043,90 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

Perhitungan Tulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki \emptyset 10 mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

- Faktor Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 329 = 90100,36 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} \times b \times d = \frac{1}{3} \times 300 \times 329 = 32900 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

$$1. V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$27252 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 90100,36$$

$$27252 \text{ N} < 33787,64 \text{ N (OK)}$$

2. $0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$
 $0,5 \times 0,75 \times 90100,36 < 27252 \leq 0,75 \times 90100,36$
 $39418,91 \text{ N} < 56021 \text{ N} \leq 67675,27 \text{ N} \text{ (OK)}$
3. $\phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{S_{\min}})$
 $0,75 \times 90100,36 < 27252 \leq 0,75 \times (90100,36 + 32900)$
 $67575,27 \text{ N} > 27252 \text{ N} \leq 92250,27 \text{ N} \text{ (Tidak OK)}$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{157,10 \times 400}{300} = 209,44 \text{ mm}$$

- Syarat jarak maksimum sengkang berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3 yakni : $S_{\text{maks}} = d/4 = 329/4 = 82,25 \text{ mm}$ (tumpuan) dan $S_{\text{maks}} = d/2 = 329/2 = 164,5 \text{ mm}$ (lapangan). Jadi dipakai diameter tulangan sengkang $\emptyset 10-75$ (tumpuan), $\emptyset 10-150$ (lapangan).

5.4 Perencanaan Balok Lift

5.4.1 Data Perencanaan

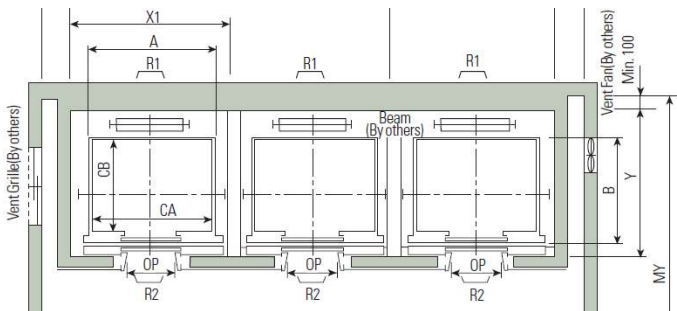
Perencanaan yang dilakukan pada lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan mesin lift. Pada bangunan ini digunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift	: Passenger Elevator
Kapasitas	: 1000 Kg
Kecepatan	: 1,5 m/sec = 90 m/min
Motor	: 5,6 KW
Dimensi sangkar (car size)	
- Car Wide (CW)	: 1660 mm
- Car Depth (CD)	: 1655 mm
- Opening	: 900 mm
Dimensi ruang luncur (Hoistway)	
- Hoistway width (HW)	: 6600 mm
- Hoistway Depth (HD)	: 2900 mm
Beban reaksi ruang mesin	
R ₁	: 5450 kg
R ₂	: 4300 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel 5.5 :

Tabel 5.1 Spesifikasi Passenger Elevator

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction (kg)				Pit Reaction (kg)
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth	1Car	2Cars	3Cars	Depth	R1	R2	R3	R4	
			OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY					
1.0	6	450	800	1400 × 850	1440 × 1005	1800	3700	5400	1430	2000	4000	4000	3200	9400	2000	5200	4300	
	8	550	800	1400 × 1030	1440 × 1185	1800	3700	5400	1610	2000	4000	4000	3400	4050	2250	5800	4700	
	9	600	800	1400 × 1100	1440 × 1285	1800	3700	5400	1710	2000	4000	4000	3500	4100	2450	6100	4900	
	10	700	800	1400 × 1250	1440 × 1405	1800	3700	5400	1830	2000	4000	4000	3600	4200	2700	6600	5200	
	11	750	800	1400 × 1350	1440 × 1505	1800	3700	5400	1930	2000	4000	4000	3700	4550	2800	6900	5400	
	12	900	900	1400 × 1350	1440 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	4800	3750	5100	3750	7900	6100	
1.5	15	1000	900	1400 × 1500	1440 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	4800	3850	5450	4300	8400	6400	
				1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2160	2400	4900	7500	3900	6400	5100	10800	8500
1.75	17	1150	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800					
			1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2280	2400	4900	7500	4000	7800	6000	11800	9100	
	20	1350	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2160	2800	5250	8300	4000					
			2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900		
24	1600	1100																



Gambar 5.16 Denah Lift

Perencanaan Dimensi Balok Penumpu Lift

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 290\text{cm} = 18,33 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

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

Dirancang dimensi balok 30/40 cm

5.4.2 Pembebanan Lift

1. Reaksi akibat beban ruang mesin

Karena mesin ditumpu oleh dua balok, maka

$$R1 = 5450/2 = 2725\text{ kg}$$

$$R2 = 4300/2 = 2150\text{ kg}$$

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 4.6.3, berat mesin harus meningkat untuk memungkinkan dampak, untuk mesin ringan, poros atau bermotor mesin sebesar 20%.

$$R1 = 5450 + (5450 \times 20\%) = 6540\text{ kg}$$

$$R2 = 4300 + (4300 \times 20\%) = 5160\text{ kg}$$

$$\text{Beban terpusat r.mesin} = 11700\text{ kg}$$

2. Beban merata balok penggantung

Beban sendiri balok

$$2400\text{ kg/m}^3 \times 0,3\text{ m} \times 0,4\text{ m} = 288\text{ kg/m}$$

Beban pelat

$$2400\text{ kg/m}^3 \times 0,13\text{ m} \times 1\text{ m} = 312\text{ kg/m}$$

$$\text{Total beban mati} = 600\text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$400\text{ kg/m}^2 \times 1\text{ m} = 400\text{ kg/m}$$

$$\text{Beban Terfaktor} = 1,2\text{ DL} + 1,6\text{ LL}$$

$$= 1,2(600) + 1,6(\text{LL})$$

$$= 1360\text{ kg/m}$$

3. Gaya-gaya dalam

$$\begin{aligned} V_u &= (\frac{1}{2} \times qDL \times L) + (1/2 \times P) \\ &= (\frac{1}{2} \times 1360 \times 2,9) + (1/2 \times 11700) \\ &= 7822 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= (1/8 \times qDL \times L^2) + (1/4 \times P \times L) \\ &= (1/8 \times 1360 \times 2,9^2) + (1/4 \times 11700 \times 2,9) \\ &= 9912,20 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

5.4.3 Balok Penggantung Lift

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$$

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

$$\text{Tul. balok diameter (D}_{22}) = 22 \text{ mm (A}_s = 380,13 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tul. sengkang diameter (\text{\O}10) = 10 \text{ mm (A}_s = 78,54 \text{ mm}^2)$$

$$b = 30 \text{ cm ; } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 400 - 50 - 10 - 22/2 = 329 \text{ mm}$$

Penulangan lentur

$$M_u = 99122000 \text{ Nmm}$$

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

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

Dipakai koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{99122000}{0,9 \times 300 \times 329^2} = 3,39$$

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

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 3,39}{400}} \right) = 0,0091$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0091 > \rho_{\text{min}} = 0,0035$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0091 \times 300 \times 329 \\ &= 901,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\phi 22}}} \\ &= \frac{901,47}{380,13} = 2,37 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D22 ($A_s = 1140,40 \text{ mm}^2$)

Tulangan lentur tekan

$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 901,47 = 450,74 \text{ mm}^2$
2D22 ($A_s = 760,27 < A_{s'}$) maka dipakai tulangan tekan minimum

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{901,47 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 300)} = 59,63 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{59,63}{0,84} = 71,35$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_o x (dx - c)}{c} = \frac{0,003 x (329 - 71,35)}{71,35} = 0,011 > \epsilon_o \dots \text{OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1140,40 \times 400 \times (329 - \frac{59,63}{2})$$

$$= 136476311,7 \text{ Nmm} = 13647,63 \text{ kgm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 30178,62 = 27160,76 \text{ kgm}$$

- Kontrol kekuatn lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_{n \text{ rencana}} > M_u \rightarrow 12282,87 \text{ kgm} > 13647,63 \text{ kgm} \dots \text{OK}$$

Penulangan Geser

Dipakai tulangan geser 2 kaki \emptyset 10 mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

Faktor reduksi geser $\phi : 0,75$

$$V_u = 78220 \text{ N}$$

- Gaya geser beton

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b x d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 329 = 90100,36 \text{ N}$$

- Gaya geser minimum

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} b x d = \frac{1}{3} \times 300 \times 329 = 32900 \text{ N}$$

- Kondisi perencanaan geser

1. $V_u \leq 0,5 \times \phi \times V_c$

$$78220 \text{ N} \leq 0,5 \times 0,75 \times 90100,63$$

$$78220 \text{ N} > 33787,64 \text{ (Tidak OK)}$$

2. $0,5 \times \phi \times V_c < V_u \leq \phi \times V_c$

$$90100,63 < 78220 \leq 0,75 \times 90100,63$$

$$90100,63 < 78220 > 67575,27 \text{ (Tidak OK)}$$

3. $\phi \times V_c < V_u \leq \phi \times (V_c + V_{s_{\min}})$

$$90100,63 < 78220 \leq 0,75 \times (90100,63 + 32900)$$

$$90100,63 < 78220 > 92250,27 \text{ (Tidak OK)}$$

- Jarak sengkang yang diperlukan

$$S_{\text{perlu}} = \frac{A_s \times f_y}{b} = \frac{265,5 \times 400}{300} = 209,44 \text{ mm}$$

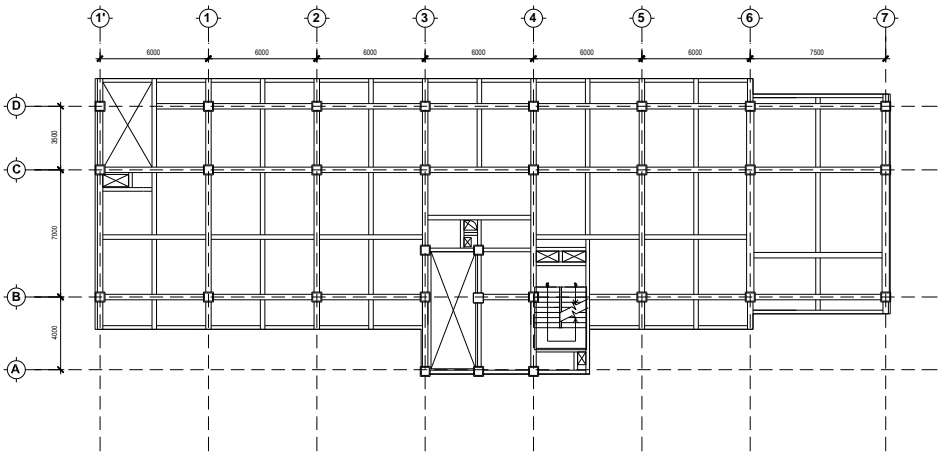
Syarat jarak maksimum sengkang, SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2

$$S_{\text{maks}} = d/2 = 329/2 = 164,5 \text{ mm dan } S_{\text{maks}} < 600 \text{ mm}$$

Jadi dipakai diameter tulangan sengkang Ø13-150 mm.

BAB VI ANALISA STRUKTUR

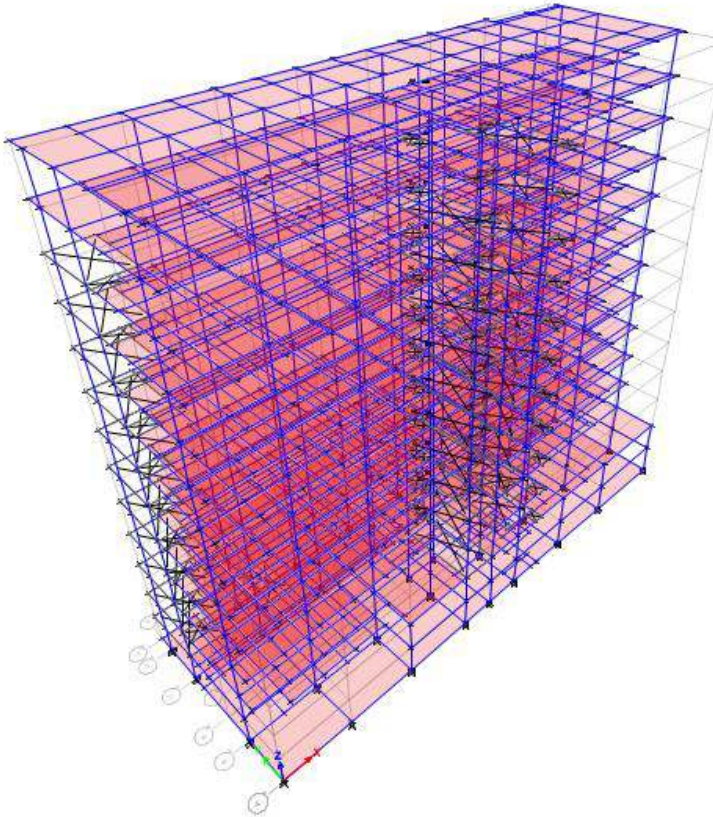
Struktur yang dianalisa adalah gedung hotel yang terdiri dari 12 lantai dengan total tinggi struktur 40,7 meter. Denah dari struktur yang ada dalam permodelan tugas akhir penulis adalah sebagai berikut:



Gambar 6.1 Denah Tipikal Struktur Hotel Cordela

Permodelan struktur gedung Hotel Cordela dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2013. Pada program ETABS 2013, struktur ini akan dimodelkan sesuai dengan kondisi yang nyata. Program ini akan membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan untuk mengecek apakah struktur sudah memenuhi persyaratan yang ada di SNI 1726:2012 (Gempa).

Berikut adalah pemodelan yang sudah dilakukan dalam program ETABS 2013:



Gambar 6.2 Pemodelan 3D Struktur Hotel Cordela

6.1 Perhitungan Berat Struktur

Data perencanaan struktur seperti data luas lantai, tinggi struktur, panjang balok induk, dan balok anak merupakan data data yang diperlukan dalam perhitungan berat struktur.

1. Berat Total Bangunan

Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan untuk mengecek apakah perhitungan struktur Hotel Cordela yang menggunakan pembebanan gempa dinamik gaya geser nya sudah mencapai 80% gaya geser statik.

Pada tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2013 untuk kombinasi 1D + 1L.

2. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban-beban yang bekerja pada struktur hanyalah beban-beban mati saja dan beban hidup sementara akibat dari pekerja bangunan. Sedangkan pada masa layan, beban-beban hidup permanen dari aktifitas pemakai gedung dan barang-barang inventaris yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban-beban yang bekerja dengan faktor beban LRFD (Load Resistance Factor Design).

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut :

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 1,0 LL + 1,0E
- 1,2 DL + 1,0 LL - 1,0E
- 0,9 DL + 1E
- 0,9 DL - 1E

Keterangan :

DL : beban mati

LL : beban hidup

E : beban gempa

6.2 Analisis Beban Seismik

Pada struktur gedung Hotel Cordela ini mempunyai jumlah lantai 12 tingkat dengan ketinggian 40,7 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

6.2.1 Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X :
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa Respon Spektrum Y :
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

6.2.2 Faktor Keutamaan (I_e)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan hotel (penginapan). Pada Tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1,0$.

6.2.3 Parameter Respon Spektrum Rencana

Parameter respon spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah

surabaya yang didapat dari website puskim dengan kondisi tanah lunak (kelas situs SE):

- PGA = 0,325
- S_s = 0,663
- S₁ = 0,247
- CR_s = 0,991
- CR₁ = 0,929
- FPGA = 1,124
- Fa = 1,374
- Fv = 3,012
- S_{MS} = 0,911
- PSA = 0,366
- S_{M1} = 0,744
- S_{DS} = 0,607
- S_{D1} = 0,496
- T₀ = 0,163
- T_s = 0,817

6.2.4 Kategori Desain Seismik (KDS)

Semua struktur harus ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1}. Masing-masing bangunan dan struktur harus ditetapkan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada SNI 1726:2012 tabel 6 atau 7.

Gedung ini termasuk kategori risiko II dimana nilai parameter S_{DS} = 0,607 ($0,50 \leq S_{DS}$) dan S_{D1} = 0,496 ($0,20 \leq S_{D1}$). Sehingga kategori desain seismik berdasarkan data tersebut adalah termasuk dalam kategori desain seismik D

6.2.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini menggunakan material beton bertulang dan direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen – Rangka beton bertulang pemikul momen khusus (SRPMK). Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 nilai koefisien modifikasi respon (R) = 8 dan nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 3.

6.3 Analisis Beban Angin

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.1.2.1, beban angin untuk SPBAU pada bangunan dari semua ketinggian seperti yang

disyaratkan dalam pasal 27 untuk bangunan memenuhi persyaratan yang disyaratkan di dalamnya menggunakan Prosedur Pengarah.

1. Menentukan Kategori Risiko Bangunan Gedung
Menurut SNI 1727:2013 Pasal 1.5, gedung pehotelan termasuk dalam kategori risiko I.
2. Menentukan Kecepatan Angin Dasar, V
Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.5.1 kecepatan angin dasar, V , yang digunakan dalam menentukan beban angin desain di bangunan gedung dan struktur lain harus ditentukan dari instansi yang berwenang. Maka didapat kecepatan angin dasar dari Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika (BMKG) untuk wilayah Surabaya sebagai berikut:

$$V = \text{knots} = 30 \text{ km/h} = 18,60 \text{ mph}$$

3. Menentukan Parameter Beban Angin
 - a. Faktor Arah Angin, K_d
Faktor arah angin, K_d , ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.6.
 $K_d = 0.85$ (Sistem Penahan Beban Angin Utama)
 - b. Kategori Eksposur
Kategori Eksposur ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.7
Kekasaran Permukaan : B
Eksposur : B
 - c. Faktor Topografi
Karena lokasi bangunan berada di perkotaan, faktor topografi ditentukan berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 26.8.2 $K_{zt} = 1,0$

d. Faktor Efek Tiupan Angin

Menurut SNI 1727:2013 Pasal 26.9., faktor efek tiupan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.

6.4 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS 2013, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (drift)

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

6.4.1 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah.

Dalam hal ini digunakan bantuan program ETABS 2013 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel berikut :

Tabel 6.1 Rasio Partisipasi Massa

Mode	Sum UX	Sum UY
1	0.759	0.002
2	0.759	0.691
3	0.764	0.755

4	0.879	0.755
5	0.879	0.891
6	0.883	0.891
7	0.927	0.891
8	0.928	0.921
9	0.929	0.938
10	0.949	0.938
11	0.950	0.944
12	0.951	0.957

Dari tabel di atas, didapat partisipasi massa arah X sebesar 92,7% pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 92,1 % pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

6.4.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726:2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

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

Nilai T di atas adalah batas bawah periode struktur yang ditinjau. Untuk batas atas nya dikalikan dengan koefisien batas. Besarnya koefisien tersebut tergantung dari nilai S_{D1} .

Struktur gedung Hotel Cordela memiliki tinggi dari lantai dasar hingga atas gedung adalah 40,7 m. Pada struktur ini digunakan tipe struktur rangka beton pemikul momen sehingga pada Tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0466^a$$

$$x = 0,9$$

$$h_n = 40,7 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,0466 \times 40,7^{0,9} = 1,31 \text{ s}$$

Nilai $C_u = 1,4$ didapat dari Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,496$, maka:

$$T = C_u \times T_a = 1,4 \times 1,31 = 1,84 \text{ s}$$

Dari hasil analisa SAP 2000 didapat :

Tabel 6.2 Perioda dan Frekuensi Struktur

Case	Mode	Period sec
Modal	1	1.73
Modal	2	1.55
Modal	3	1.54
Modal	4	0.59
Modal	5	0.53
Modal	6	0.52
Modal	7	0.34
Modal	8	0.30
Modal	9	0.30
Modal	10	0.23
Modal	11	0.21
Modal	12	0.21

Dari tabel di atas didapat $T = 1,73 \text{ s}$. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T_a$. Jadi analisis struktur gedung Hotel Cordela masih memenuhi syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2

6.4.3 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0759$$

Nilai C_s di atas nilainya tidak perlu diambil lebih besar dari:

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{1,73\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0359$$

Maka diambil $C_s = 0,0359$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1 \\ &= 0,0267 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,0359$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur gedung Hotel Cordela adalah: 114570,75 kN

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,0347 \times 114570,75 \\ &= 4108,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2013 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut:

Tabel 6.3 Base Shear Reaction

Load Case	FX	FY
	kN	kN
RSP X Max	3044.09	1026.60
RSP Y Max	925.29	3385.80

Kontrol :

- Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$3044,09 \geq 85\% \times 4108,38$$

$$3044,09 \geq 3492,12 \text{ kN (NOT OK)}$$

- Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$3385,80 \geq 85\% \times 4108,38$$

$$3385,80 \geq 34921,12 \text{ kN (NOT OK)}$$

Dari kontrol di atas, analisis Hotel Cordela masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor

skala :

$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$$

- Untuk gempa arah X :

$$0,85 \times \frac{4108,38}{3044,09} = 1,16$$

- Untuk gempa arah Y :

$$0,85 \times \frac{4108,38}{3385,50} = 1,04$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut :

Tabel 6.4 Gaya Geser Dasar akibat Beban Gempa setelah dikalikan dengan Faktor Skala

Load Case	FX	FY
	kN	kN
RSP X Max	3533.13	1073.98
RSP Y Max	1071.26	3533.29

Kontrol :

- Untuk gempa arah X:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$3533,13 \geq 85\% \times 4108,38$$

$$3533,13 \geq 3492,12 \text{ kN (OK)}$$

- Untuk gempa arah Y:

$$V_{\text{dinamik}} \geq 85\% V_{\text{Statik}}$$

$$3533,29 \geq 85\% \times 4108,38$$

$$3533,29 \geq 3492,12 \text{ kN (OK)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur Hotel Cordela masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

6.4.4 Kontrol Batas Simpangan Antar Lantai (Drift)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_1 = \frac{C_d \times \delta_{e1}}{I}$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = \delta_{e2} - \delta_{e1} \times \frac{C_d}{I}$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka beton bertulang pemikul momen khusus, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai $C_d = 5,5$ dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,020 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

- Untuk tinggi tingkat 3,2 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 3,2$$

$$= 0,064 \text{ m}$$

$$= 64 \text{ mm}$$

- Untuk tinggi tingkat 2,75 m, simpangan ijinnya adalah :

$$\Delta_a = 0,02 \times 2,75$$

$$= 0,055 \text{ m}$$

$$= 55 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS 2013, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur yaitu sebagai berikut :

Tabel 6.5 Kontrol Simpangan Akibat RSP X

Level	hi	RSP - X		$\delta_{e(n+1)} - \delta_{e(n)}$		Δ		Δ_a			
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
ATAP	40.7	43.2	12.6	1.1	0.4	6.05	2.20	64	64	oke	oke
12	37.5	42.1	12.2	2	0.6	11.00	3.30	64	64	oke	oke
11	34.3	40.1	11.6	2.8	0.9	15.40	4.95	64	64	oke	oke
10	31.1	37.3	10.7	3.6	1.1	19.80	6.05	64	64	oke	oke
9	27.9	33.7	9.6	3.4	0.9	18.70	4.95	64	64	oke	oke
8	24.7	30.3	8.7	3.9	1.1	21.45	6.05	64	64	oke	oke
7	21.5	26.4	7.6	4.3	1.2	23.65	6.60	64	64	oke	oke
6	18.3	22.1	6.4	4.6	1.2	25.30	6.60	64	64	oke	oke
5	15.1	17.5	5.2	4.3	1.2	23.65	6.60	64	64	oke	oke
4	11.9	13.2	4	4.4	1.2	24.20	6.60	64	64	oke	oke
3	8.7	8.8	2.8	4.2	1.2	23.10	6.60	64	64	oke	oke
2	5.5	4.6	1.6	2.9	1	15.95	5.50	55	55	oke	oke
MEZZ	2.8	1.7	0.6	1.7	0.6	9.35	3.30	55	55	oke	oke
1	0.0	0	0	0	0	0.00	0.00	0	0	-	-

Tabel 6.6 Kontrol Simpangan Akibat RSP Y

Level	hi	RSP - Y		$\delta e_{(n+1)} - \delta e_{(n)}$		Δ		Δ_a			
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
ATAP	40.7	13.1	35.5	0.4	1.5	2.20	8.25	64	64	oke	oke
12	37.5	12.7	34.0	0.6	2.2	3.30	12.10	64	64	oke	oke
11	34.3	12.1	31.8	0.8	2.7	4.40	14.85	64	64	oke	oke
10	31.1	11.3	29.1	1.1	3.1	6.05	17.05	64	64	oke	oke
9	27.9	10.2	26.0	1	2.8	5.50	15.40	64	64	oke	oke
8	24.7	9.2	23.2	1.2	3.2	6.60	17.60	64	64	oke	oke
7	21.5	8.0	20.0	1.3	3.4	7.15	18.70	64	64	oke	oke
6	18.3	6.7	16.6	1.4	3.5	7.70	19.25	64	64	oke	oke
5	15.1	5.3	13.1	1.3	3.2	7.15	17.60	64	64	oke	oke
4	11.9	4.0	9.9	1.3	3.2	7.15	17.60	64	64	oke	oke
3	8.7	2.7	6.7	1.3	3.1	7.15	17.05	64	64	oke	oke
2	5.5	1.4	3.6	0.9	2.1	4.95	11.55	55	55	oke	oke
MEZZ	2.8	0.5	1.5	0.5	1.5	2.75	8.25	55	55	oke	oke
1	0.0	0.0	0.0	0	0	0.00	0.00	0	0	-	-

Dari hasil kontrol pada tabel di atas, maka analisis struktur Hotel Cordela telah memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA

7.1 Umum

Struktur utama merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Struktur utama memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Komponen utama terdiri dari balok induk, kolom dan shearwall. Pada bab ini akan dibahas mengenai kekuatan struktur utama mencakup kebutuhan tulangan yang diperlukan pada komponen tersebut.

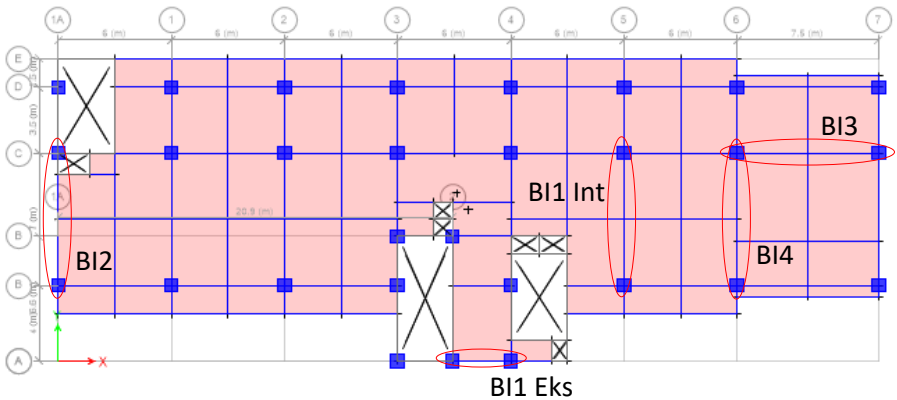
7.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Didalam preliminary desain gedung Hotel Cordela direncanakan dimensi balok induk dalam 4 tipe balok, yaitu:

Tabel 7.1 Dimensi Balok Induk

Tipe	DIMENSI
	cm
BI 1	40/75
BI 2	40/60
BI 3	35/50
BI 4	50/70

Gambar dibawah adalah gambar tinjauan untuk perhitungan penulangan balok. Contoh perhitungan akan menggunakan balok tipe BI 1.



Gambar 7.1 Denah Pembalok

7.2.1 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 13 mm
- Tebal decking = 50 mm

Gaya-gaya dalam yang didapat untuk perhitungan penulangan balok induk ini didapat dari hasil analisa struktur melalui program ETABS 2013 yang sudah dijelaskan pada bab sebelumnya. Sehingga menghasilkan gaya-gaya dalam dengan kombinasi Envelope di balok tinjauan sebagai berikut:

Tabel 7.2 Resume Envelope Moment

Tipe	MOMEN		GESER	TORSI	AKSIAL
	Tump. (-)	Lap. (+)			
	kNm	kNm	kN	kNm	kN
BI 1 INT	425.29	228.83	266.45	23.64	0.65
BI 1 EKS	346.23	47.13	309.90	2.81	0.12

Tipe	MOMEN		GESER	TORSI	AKSIAL
	Tump. (-)	Lap. (+)			
	kNm	kNm	kN	kNm	kN
BI 2	245.01	116.98	167.40	92.27	0.34
BI 3	243.50	131.18	158.51	26.81	0.74
BI 4	416.35	211.75	275.73	74.64	0.74

7.2.1.1 Penulangan Lentur Balok Induk BI 1 Interior

Perencanaan balok induk didesain dengan menggunakan tulangan tunggal dimana untuk merencanakan tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak balik (kiri-kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan.

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk pada Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) tulangan = 400 MPa
- Dimensi balok induk = 40/75 cm
- Panjang balok induk = 7 m
- Tebal decking = 50 mm
- Diameter tulangan utama = 22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)
- Diameter sengkang = 13 mm ($A_s = 266,45 \text{ mm}^2$)
- $d = 750 - 50 - 13 - (0,5 \times 22) = 676 \text{ mm}$

Dari hasil analisa ETABS 2013 didapat nilai momen pada balok BI 1 sebagai berikut :

- M tumpuan = 425,29 kNm = 425290000 Nmm
- M lapangan = 228,83 kN = 228830000 Nmm

- **Penulangan Tumpuan**

$$M_u = 425290000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{425290000}{0,9 \times 400 \times 676^2} = 2,59$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,0034$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{30}}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,59}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0068 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0068 > \rho_{\min} = 0,0034$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0068 \times 400 \times 676 = 1846,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D22}} \\ &= \frac{1846,47}{380,13} = 4,86 \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{b - (2x c) - (2x \phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 13) - (5 \times 22)}{(5 - 1)} \\ &= 41 < 25 \text{ mm (memenuhi)} \end{aligned}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_{s'} = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1900,66 = 923,23 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$3D22 (A_s = 1140,40 \text{ mm}^2 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{1900,66 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 74,54 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{74,54}{0,84} = 89,19$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (676 - 89,19)}{89,19} = 0,020 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1900,66 \times 400 \times (676 - \frac{74,54}{2})$$

$$= 485605919,89 \text{ Nmm} = 485,61 \text{ kNm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 485605919,89 = 437045327,90 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_n > M_u$$

$$437045327,90 > 425290000 \text{ Nmm} \dots \text{OK}$$

- **Penulangan Lapangan**
Mencari lebar efektif balok T:

be diambil yang terkecil dari:

$$\begin{aligned} be_1 &= 0,25 L \\ &= 0,25 (7000) \\ &= 1750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_2 &= bw + 2 \times 8t \\ &= 400 + 2 \times (8 \times 130) = 2480 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} be_3 &= bw + 2 \times 0,5 Ln \\ &= 400 + 2 \times (0,5 \times 6300) = 6700 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil $be = be_1 = 1750 \text{ mm}$

$$Mu = 228830000 \text{ Nmm}$$

Dipakai $\phi = 0,9$

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

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{228830000}{0,9 \times 1750 \times 676^2} = 0,32$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'c}}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times Rn}{0,85 \times f'c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{30}}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,32}{0,85 \times 30}} \right) = 0,00080 \end{aligned}$$

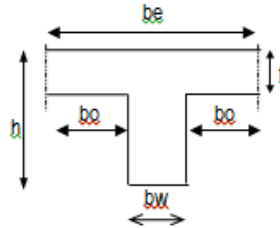
$\rho_{\text{perlu}} = 0,00080 > \rho_{\min} = 0,0035$ dipakai ρ_{\min} sehingga:

$$\omega = \rho \frac{fy}{f'c} = 0,0035 \frac{400}{30} = 0,0467$$

Kedalaman sumbu netral

$$c = \frac{1,18 \times \omega \times d}{\beta_1} = \frac{1,18 \times 0,0467 \times 676}{0,85} = 43,79 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0,85 \times 43,79 = 37,23 \text{ mm}$$



$$hf = 130 \text{ mm (tebal pelat)}$$

Menurut Nawy (2013) jika $a > hf$, balok dapat dikatakan sebagai balok T. Sebaliknya, jika $a < hf$, maka analisa penulangan balok diperlakukan sebagai balok persegi. Dalam kasus ini, $a < hf$ maka analisa dilakukan menggunakan balok persegi.

$$M_u = 228830000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Dipakai } \phi = 0,9$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{228830000}{0,9 \times 400 \times 676^2} = 1,39$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 \sqrt{f'_c}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f'_c}} \right) \\ &= \frac{0,85 \sqrt{30}}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,39}{0,85 \times 30}} \right) = 0,0036 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0036 > \rho_{\min} = 0,0035$ dipakai ρ_{perlu} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar:

Tulangan lentur tarik

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 400 \times 676 = 967,44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s \text{ D22}} \\ &= \frac{967,44}{380,13} = 2,55 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan lentur tarik 3D22 ($A_s = 1440,40 \text{ mm}^2$)

Jarak antar tulangan 1 lapis

$$S_{\text{maks}} = \frac{b - (2 \times c) - (2 \times \phi v) - (n - \phi l)}{(n - 1)} = \frac{400 - (2 \times 50) - (2 \times 13) - (3 \times 22)}{(3 - 1)}$$

$$= 104 < 25 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan lentur tekan

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1140,40 = 483,72 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan lentur tekan

$$2D22 (A_s = 760,27 \text{ mm}^2 > A_s') \dots \text{OK}$$

Kontrol penggunaan faktor reduksi

- Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$a = \frac{A_s \text{ perlu} \times f_y}{(0,85 \times f'_c \times b)} = \frac{967,44 \times 400}{(0,85 \times 30 \times 400)} = 44,72 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi panjang terhadap pendek

$$\beta = 0,85 - 0,005 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,85 - 0,005 \frac{(30 - 28)}{7} = 0,84$$

- Jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{44,72}{0,84} = 53,51$$

- Regangan Tarik

$$\epsilon_0 = 0,003 \text{ berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 10.2.3}$$

- Regangan Tarik netto

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_0 \times (d_x - c)}{c} = \frac{0,003 \times (676 - 53,51)}{53,51} = 0,035 > 0,005 \text{ OK}$$

- Kekuatan lentur nominal rencana

$$M_{n \text{ rencana}} = A_s \text{ pasang} \times f_y \times d - \frac{a}{2} = 1140,40 \times 400 \times (676 - \frac{44,72}{2})$$

$$= 298163593,25 \text{ Nmm} = 298,16 \text{ kNm}$$

- Kekuatan lentur nominal reduksi

$$\phi M_{n \text{ rencana}} = 0,9 \times 298163593,25 = 26347233,93 \text{ Nmm}$$

- Kontrol kekuatan lentur nominal reduksi terhadap momen ultimit

$$\phi M_n > M_u$$

$$26347233,93 > 228830000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{OK}$$

Hasil dari penulangan adalah sebagai berikut,

- Akibat momen tumpuan kiri dan kanan
 - Tulangan atas = 5D22 ($A_s = 1900,66 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D22 ($A_s = 1440,40 \text{ mm}^2$)
- Akibat momen lapangan
 - Tulangan atas = 2D22 ($A_s = 760,27 \text{ mm}^2$)
 - Tulangan bawah = 3D22 ($A_s = 1440,40 \text{ mm}^2$)

7.2.1.2 Penulangan Geser dan Torsi

a. Penulangan Geser

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok pada sendi plastis (sepanjang $2h$) menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 :

- $s < d/4 = 676/4 = 169 \text{ mm}$
- $s < 6\phi$ tulangan lentur = $6 \times 22 = 132 \text{ mm}$
- $s < 150 \text{ mm}$

Senggang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan, syarat maksimum tulangan geser balok adalah :

- $s < d/2 = 676/2 = 338 \text{ mm}$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.1 bahwa gaya geser desain V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statis pada bagian komponen struktur antara muka-muka joint. Harus diasumsikan bahwa momen-momen dengan tanda berlawanan yang berhubungan dengan kekuatan momen lentur yang mungkin M_{pr} bekerja pada muka-muka joint dan bahwa komponen struktur

dibebani dengan beban gravitasi tributari terfaktor sepanjang bentangnya.

- Momen ujung positif tumpuan kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85f_{c,b}} = \frac{1,25 \times 1900,66 \times 300}{0,85 \times 30 \times 400} = 93,17 \text{ mm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1900,660 \times 300 \left(676 - \frac{93,17}{2} \right) \\ = 598153179,39 \text{ Nmm}$$

- Momen ujung negatif tumpuan kanan

$$a_{pr_2} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85f_{c,b}} = \frac{1,25 \times 1440,40 \times 300}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,90 \text{ mm}$$

$$M_{pr_2} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1440,40 \times 300 \left(676 - \frac{55,90}{2} \right) \\ = 369516972,20 \text{ Nmm}$$

Rumus mencari V_e adalah:

$$V_e = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{l_n} + V_u$$

Dari hasil analisa ETABS 2013 didapat nilai gaya geser pada balok BI 1 sebagai berikut :

$$V_u = 425,29 \text{ kNm} = 425290000 \text{ Nmm}$$

$$l_n = 7000 - 700 = 6300 \text{ mm}$$

$$V_e = \left(\frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{l_n} \right) + V_u \\ = \left(\frac{598153179,39 + 369516972,20}{6300} \right) + 425290000 \\ = 420048,44 \text{ Nmm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 676 = 251777,11 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.3)}$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2, tulangan transversal sejauh $2h$ harus diasumsikan $V_c = 0$ jika:

- $V_e \geq \frac{1}{2} \frac{V_e}{\phi} \rightarrow 420289,79 \text{ N} > 280032,29 \text{ N}$
- $P_u < A_g \frac{f_{rc}}{20} \rightarrow 65 \text{ N (ETABS)} < 450000 \text{ N}$

Maka $V_c = 0$

- Daerah sendi plastis muka kolom tumpuan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{420048,44}{0,75} - 0 = 560064,58 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{265,5 \times 300 \times 676}{560064,58} = 128,17 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sengkang 2D13 – 125 mm

- Daerah diluar sendi plastis muka kolom tumpuan

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{420048,44}{0,75} - 251777,11 = 308287,48 \text{ N}$$

Diameter sengkang = 13 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 13^2 = 265,5 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = \frac{265,5 \times 300 \times 676}{308287,48} = 232,84 \text{ mm}$$

Maka, digunakan sengkang 2D13 – 200 mm

∴ Dipasang **D13-125** mm sepanjang sendi plastis $2h = 2 \times 750 = 1500$ mm dari muka kolom, dimana tulangan geser pertama dipasang 5

cm dari muka kolom dan **D13-200** mm pada daerah luar sendi plastis.

b. Penulangan Torsi

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut :

$$\phi T_n \geq T_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5})$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut :

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

Dimana :

- T_n = Kuat momen torsi ($T_c + T_s > T_{min}$)
- T_s = Kuat momen torsi nominal tulangan geser
- T_c = Kuat torsi nominal yang disumbngkan oleh beton
- A_o = Luas bruto yang ditasi oleh lintasan aliran geser, mm
- A_t = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak s, mm²
- F_{yv} = kuat leleh tulangan sengkang torsi, Mpa
- s = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah parallel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) pengaruh torsi boleh diabaikan bila momen torsi terfaktor T_u kurang dari :

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

Dimana :

- ϕ = Faktor reduksi kekuatan
- f'_c = Kuat tekan beton, Mpa
- λ = 1,0 (beton normal)
- A_{cp} = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton, mm²
- P_{cp} = Keliling luar penampang beton, mm²

Data perencanaan :

Dimensi Balok Induk = 400/750 mm

T_u = 23644500 Nmm (output SAP)

Pada struktur statis tak tentu dimana reduksi momen torsi pada komponen struktur dapat terjadi akibat redistribusi gaya-gaya dalam dengan adanya keretakan. Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum T_u dapat direduksi sesuai persamaan berikut :

$$T_u < \phi 0,33 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

$$23644500 < 0,75 \times 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \left(\frac{(400 \times 750)^2}{(400 + 750) \times 2} \right)$$

$$23644500 < 53045738,99 \text{ Nmm}$$

Dengan demikian Tulangan Torsi tidak perlu diperhitungkan.

Kemudian untuk perhitungan balok tipe lain dilakukan cara yang sama untuk menghitung kebutuhan tulangan akibat lentur, geser, dan torsi pada tumpuan dan lapangan. Sehingga didapat rekapitulasi penulangan balok Hotel Cordela sebagai berikut:

Tabel 7.3 Resume Penulangan Balok

Letak		BI 1 Eksterior 40/75		BI 1 Interior 40/75	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Tul. Utama	Atas	4 D22	2 D22	5 D22	2 D22
	Tengah	-	-	-	-
	Bawah	2 D22	3 D22	3 D22	3 D22
Tul. Sengkang		D13 - 50	D13 - 125	D13 - 125	D13 - 200

Letak		BI 2 40/60		BI 3 35/50	
		Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Tul. Utama	Atas	5 D22	2 D22	5 D22	2 D22
	Tengah	2 D22	2 D22	2 D22	2 D22
	Bawah	3 D22	3 D22	3 D22	3 D22
Tul. Sengkang		D13 - 75	D13 - 100	D13 - 75	D13 - 125

Letak		BI 4 50/70	
		Tumpuan	Lapangan
Tul. Utama	Atas	6 D22	3 D22
	Tengan	2 D22	2 D22
	Bawah	3 D22	4 D22
Tul. Sengkang		D13 - 75	D13 - 120

c. 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:

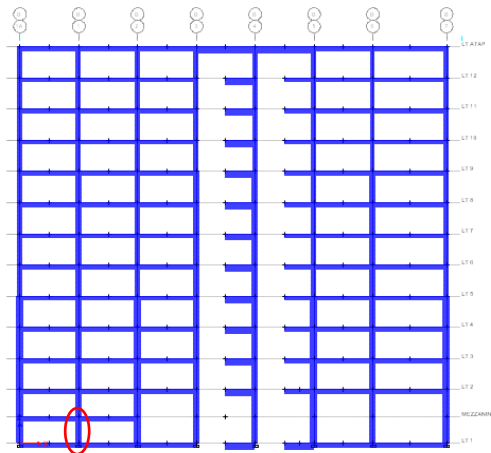
Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak preliminary design telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan h_{\min}

7.3 Perencanaan Kolom

7.3.1 Perencanaan Kolom Lantai 1



Gambar 7.2 Potongan Rangka Struktur

Pada perencanaan Tugas Akhir ini, kolom yang diperhitungkan diambil pada kolom interior lantai 1. Data kolom perencanaan dimensi kolom tersebut adalah sebagai berikut :

- Mutu Beton : 35 MPa
- Mutu Baja Tulangan : 400 MPa
- Dimensi Kolom : 70/70 cm
- Tebal decking : 50 mm
- Diameter Tulangan Utama (D) : 25 mm
- Diameter Sengkang (ϕ) : 13 mm
- $d = h - \text{selimut} - \phi - 0,5D$
 $= 700 - 50 - 13 - (0,5 \times 25) = 624,5 \text{ mm}$

Dengan menggunakan software ETABS 2013 diperoleh Besarnya gaya pada kolom atas adalah sebagai berikut:

Tabel 7.4 Gaya Dalam Kolom

Kombinasi	Aksial	Mx	My
	kN	kNm	kNm
1,4DL	-6943.69	-41.11	4.62
1,2DL + 1,6LL	-7061.73	-47.57	-0.08
1,2DL + 1LL + RSPX	-6444.44	42.14	240.75
1,2DL + 1LL + RSPY	-6041.73	75.81	13.73
0,9DL + RSPX	-4262.76	58.66	242.28
0,9DL + RSPY	-3887.73	201.10	75.41

7.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sesuai dengan persyaratan pada SNI 2847:2013 komponen struktur yang memikul gaya aksial terfaktor akibat beban gravitasi terfaktor yang melebihi $A_g \cdot f_c' / 10$, harus memenuhi ketentuan pada pasal 21.6.4, 21.6.5, dan 21.7.3.

$$\text{Gaya aksial terfaktor} \leq A_g \frac{f_c'}{10}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} \leq 700 \times 700 \frac{30}{10}$$

$$\text{Gaya aksial terfaktor} \leq 1715 \text{ kN}$$

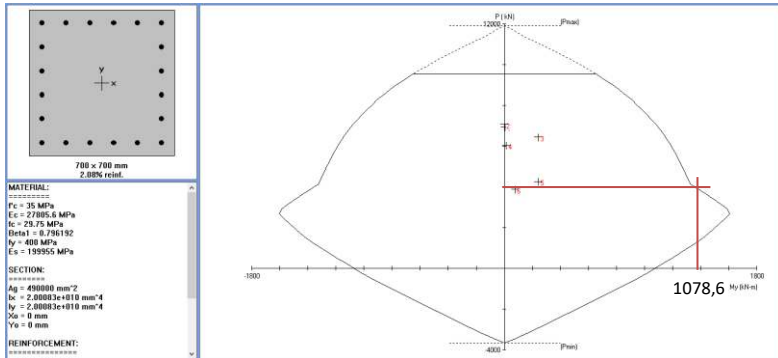
Dari hasil analisa dengan menggunakan program bantu ETABS 2013 didapat gaya aksial tekan terfaktor yang terbesar adalah 7061,73 kN. Karena beban aksial tekan terfaktor pada komponen struktur telah melebihi $A_g \frac{f_c'}{10}$, maka pasal tersebut di atas berlaku.

- Ukuran penampang terpendek 500 mm > 300 mm (Ok)
- Ratio b/h = 700/700 = 1 > 0,4 (Ok)

7.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

7.3.3.1 Penulangan Longitudinal

Dari hasil analisa dengan program bantu ETABS 2013 didapat data beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PcaColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom yaitu sebagai berikut:



Gambar 7.3 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom

Berdasarkan hasil tersebut, kolom memerlukan tulangan memanjang (longitudinal) sebanyak 20 D25 ($\rho = 2,08\%$). Kebutuhan ρ tersebut telah memenuhi syarat SNI 2847:2013 pasal 10.9.1 yaitu antara 1% - 8%. Dari hasil analisis kolom menggunakan program bantu PcaColumn, didapat hasil analisa sebagai berikut :

- Rasio tulangan longitudinal = 2,08 %
- Penulangan 20 D25 = Ash: 9817,48 mm²
- Ix = 2 × 10¹⁰ mm⁴
- Iy = 2 × 10¹⁰ mm⁴
- Ag = 490000 mm²

a. Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 12.3.5.2, kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n (\text{max}) &= 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right] \\ &= 0,8 \times 0,65 \times \left[0,85 \times 35 \times (490000 - 9817,48) + 400 \times 9817,48 \right] \\ &= 9470458,85 \text{ N} \\ &= 9470,46 \text{ kN} > 7061,73 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}\end{aligned}$$

jadi, tulangan memanjang **20 D25** dapat digunakan.

b. Kontrol Tulangan Longitudinal

Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.6.3.1., luas tulangan longitudinal (Ash) tidak boleh kurang dari 0,01Ag atau lebih dari 0,06Ag

$$0,01 \text{ Ag} > A_{st} > 0,06 \text{ Ag}$$

$$0,01 \times 490000 \text{ mm}^2 > 9817,48 \text{ mm}^2 > 0,01 \times 490000 \text{ mm}^2$$

$$4900 \text{ mm}^2 > 9817,48 \text{ mm}^2 > 29400 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$$

jadi, tulangan memanjang **20 D25** dapat digunakan.

7.3.3.2 Penulangan Transversal

a. Perhitungan gaya geser Desain V_e

Gaya geser desain yang digunakan untuk menentukan jarak dan luas tulangan transversal ditentukan dari nilai yang terbesar antara V_e kolom dan V_e balok.

- Geser pada kolom:

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 gaya geser desain, V_{ec} ditentukan sebagai berikut:

$$V_{ec} = \frac{(2 \times M_{pr})}{l_n}$$

M_{pr} adalah kekuatan lentur mungkin komponen struktur, dengan atau tanpa beban aksial, yang ditentukan menggunakan properti komponen struktur pada muka joint yang mengasumsikan

tegangan tarik dalam batang tulangan longitudinal sebesar paling sedikit **1,25 fy** dan faktor reduksi kekuatan ϕ sebesar 1,0. Sehingga nilai fy untuk analisa geser sebesar $1,25 \times fy = 1,25 \times 400 = 500$ MPa

Dari hasil analisa menggunakan PcaColumn diperoleh

$$M_{pr} = 1160,4 \text{ kNm}$$

$$\text{Panjang bentang bersih (Ln): } 2,75 - 0,7 = 2 \text{ m}$$

$$V_{ec} = \frac{(2 \times 1160,4)}{2} = 1160,4 \text{ kN}$$

- Geser pada balok:

Momen ujung positif tumpuan kiri

$$a_{pr_1} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{1,25 \times 1900,66 \times 300}{0,85 \times 30 \times 400} = 93,17 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr_1} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1900,660 \times 300 \left(676 - \frac{93,17}{2} \right) \\ &= 598153179,39 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen ujung negatif tumpuan kiri

$$a_{pr_2} = \frac{1,25 A_s f_y}{0,85 f'_{cb}} = \frac{1,25 \times 1440,40 \times 300}{0,85 \times 30 \times 400} = 55,90 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr_2} &= 1,25 A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr_1}}{2} \right) = 1,25 \times 1440,40 \times 300 \left(676 - \frac{55,90}{2} \right) \\ &= 369516972,20 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Rumus mencari Veb adalah:

$$V_{eb} = 2 \times \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{l_n}$$

$$l_n = 7000 - 700 = 6300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{eb} &= 2 \times \left(\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right) \\ &= 2 \times \left(\frac{598153179,39 + 369516972,20}{6300} \right) \\ &= 307196,73 \text{ N} = 307,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{ec} > V_{eb}$$

$$1160,4 \text{ kN} > 307,20 \text{ kN} \quad \dots \text{OK}$$

Nilai gaya geser diambil nilai terbesar dari kedua nilai di atas sehingga diambil nilai gaya geser sebesar 1160,4 kN.

b. Perhitungan jarak-jarak sengkang

- Tentukan daerah pemasangan tulangan sengkang persegi (hoop). Tulangan sengkang diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom dengan l_o merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1) :

- Tinggi komponen struktur di joint, $h = 700 \text{ mm}$

- $\frac{1}{6}$ bentang bersih komponen struktur
 $= \frac{1}{6} \times 2000 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$

- 450 mm

Maka jarak untuk l_o digunakan **700 mm**

- Tentukan spasi maksimum sengkang, s_{max} , pada daerah sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom. Nilai s_{max} merupakan nilai terbesar dari (SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3):

- Seperempat dimensi komponen struktur minimum

$$\frac{b}{4} = \frac{700}{4} = 175 \text{ mm}$$

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

- s_o , dengan s_o tidak melebihi 150 mm dan tidak kurang dari 100 mm.

$$s_o = 100 + \frac{350 - 0,5h_x}{3} = 100 + \frac{350 - 0,5(700 - 2(50) - \frac{13}{2})}{3} = 118,83 \text{ mm}$$

Nilai s_o tidak boleh melebihi 150 mm dan tidak perlu diambil kurang dari 100 mm. Maka digunakan spasi sengkang (s) = 100 mm sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom.

- Diluar panjang l_o sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.5, spasi sengkang tidak boleh melebihi:

- 6 kali diameter tulangan longitudinal terkecil

$$6d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

- 150 mm

Maka digunakan spasi sengkang (s) = 150 mm diluar panjang l_o .

c. Perhitungan luas tulangan minimum

Untuk $A_{sh\min}$ sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \text{ dan } A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm^2)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

F_{yt} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Dengan asumsi bahwa $s = 100$ mm, $f_{yt} = 400$ MPa, selimut beton = 50 mm dan $D_s = 13$ mm

$$b_c = 0,5b - 0,5d' - ds = 350 - 0,5 \times 13 - 50 = 293,5 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (700 - 50) \times 2 \\ = 422500 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh1} = 0,3 \left(\frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0,3 \left(\frac{100 \times 293,5 \times 35}{300} \right) \left(\frac{700^2}{422500} - 1 \right) \\ = 123,09 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh2} = 0,09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \frac{100 \times 293,5 \times 35}{300} = 231,13 \text{ mm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Digunakan sengkang (hoop) **4D13-100**

$$A_{Spasang} = 4 \text{ kaki} \times 0,25 \times \pi \times (13)^2 \\ = 530,93 \text{ mm}^2 > A_{sh} = 231,13 \text{ mm}^2 \text{ (ok)}$$

d. Perhitungan kebutuhan tulangan

Nilai V_c harus dianggap = 0 sesuai dengan SNI-2847-2013 ps 21.6.5.2

- $50\% \times V_e > V_{eb}$
 $50\% \times 1160,40 \text{ kN} > 307,20 \text{ kN}$
 $580,20 \text{ kN} > 307,20 \text{ kN}$ (oke)
- $P_u < A_g \cdot f'_c / 10$
 $7061,73 \text{ kN} > 1715 \text{ kN}$ (not oke)

sehingga, $V_c \neq 0$, maka sesuai pada pasal 11.2.1 V_c harus diperhitungkan dengan nilai V_c untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial sebagai berikut

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{ps.11.2.1.2})$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{7061,73 \times 10^3}{14 \times 750 \times 10^3} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 700 \times (700 - 50 - 13 - \frac{25}{2}) \\ &= 892241,52 \text{ N} \\ &= 892,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besarnya V_s dihitung berdasarkan tulangan confinement Ash terpasang

$$V_s = \frac{A_{sh} \times f_y \times d}{s} = \frac{530,93 \times 400 \times 624,5}{100} = 1326261,04 \text{ N} = 1326,26 \text{ kN}$$

$$V_n = V_s + V_c = 1326,26 + 892,24 = 2218,50 \text{ kN}$$

Maka $\phi(V_s + V_c)$

$$= 0,75(1326,26 + 892,24) = 1663,88 \text{ kN} > V_u = 1160,4 \text{ kN}$$

Ini berarti A_{sh} terpasang di L_0 dengan $s = 100 \text{ mm}$ cukup untuk menahan geser.

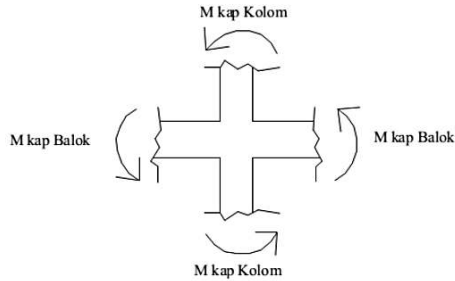
7.3.4 Persyaratan 'Strong Column Weak Beam'

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 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 7.10 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

Dari hasil analisa SpColumn didapat nilai M_{nc} atas dan M_{nc} bawah dengan f_y 400 MPa. Didapat nilai sebagai berikut:

$$M_{nc \text{ atas}} = 1078,60 \text{ kNm}$$

$$M_{nc \text{ bawah}} = 1082 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nc} = (1078,60 + 1082) = 2160,60 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari M_{nb+} ditambah M_{nb-} sebagai M_{nb} kiri dan M_{nb} kanan. M_{nb+} dan M_{nb-} balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_{pr+} dan M_{pr-} pada penulangan BI 1 dimana diperoleh:

$$M_{nb+} = 485,61 \text{ kNm}$$

$$M_{nb-} = 298,16 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{nb} = (485,61 + 298,16) = 783,77 \text{ kNm}$$

Maka :

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

$$2160,60 \text{ kNm} > 1,2 \times 783,77 \text{ kNm}$$

$$2160,60 \text{ kNm} > 940,52 \text{ kNm} \dots \text{OK}$$

7.3.5 Desain Hubungan Balok Kolom (HBK)

Untuk mendesain hubungan balok kolom, diperlukan pengecekan-pengecekan sebagai berikut:

1. Cek syarat panjang joint

Dimensi kolom yang sejajar dengan tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok (SNI 2847:2013 pasal 21.7.2.3).

- $b = h = 700 \text{ mm}$
- $20 d_b = 20 (22) = 440 \text{ mm}$
- $b = 700 \text{ mm} > 20 d_b = 440 \text{ mm}$ (ok)

2. Tulangan transversal untuk confinement

Untuk joint interior, jumlah tulangan confinement dapat memakai seperti pada pendetailan tulangan transversal kolom sebagaimana disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.7.3.1. Jadi dapat digunakan 4Ø13-100.

3. Hitung geser pada kolom

Balok yang memasuki joint memiliki $M_{pr}^+ = 598152143,29 \text{ Nmm}$ dan $M_{pr}^- = 369517550,98 \text{ kNm}$.

$$V_h = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{ln} = \frac{598152143,29 + 369517550,98}{2000} = 484842,85 \text{ N}$$

4. Hitung gaya-gaya pada tulangan balok longitudinal

Dalam perhitungan diasumsikan bahwa tegangan pada tulangan tarik lentur adalah $1,25f_y$ (SNI 2847:2012 pasal 21.7.2.1).

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kanan

$$\begin{aligned} A_s \text{ balok kanan } 5D22 &= 1900,66 \text{ mm}^2 \\ T_1 &= 1,25A_s f_y = 1,25 \times 1900,66 \times 400 \\ &= 950330 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kanan

$$C_1 = T_1 = 950330 \text{ N}$$

- Gaya tarik pada tulangan balok di bagian kiri

$$\begin{aligned} A_s \text{ balok kiri } 3D22 &= 1140,40 \text{ mm}^2 \\ T_2 &= 1,25A_s f_y = 1,25 \times 1140,44 \times 400 \\ &= 570200 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya tekan yang bekerja pada balok ke arah kiri

$$C_1 = T_2 = 570200 \text{ N}$$

5. Hitung gaya geser pada joint

$$V_j = T_1 + T_2 - V_h$$

$$= 950330 + 570200 - 483834,85 = 1036695,15 \text{ N}$$

6. Cek kuat geser joint

Kuat geser joint yang dikekang di keempat sisinya adalah (SNI 2847:2013 pasal 21.7.4.1).

$$V_n = 1,7\sqrt{f_c} A_j = 1,7 \sqrt{30} \times (500 \times 500) = 19360371,09 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 1036695,15$$

$$= 14520278,32 \text{ N} \geq V_j = 1036695,15 \text{ N (memenuhi)}$$

Maka HBK cukup kuat untuk menahan beban gravitasi dan beban gempa. Kemudian dapat dipakai untuk perencanaan struktur Hotel Cordela. Untuk kolom 2 dan kolom 3 dilakukan hal yang sama dengan perhitungan kolom 1, sehingga didapatkan hasil perhitungan sebagai berikut:

Tabel 7.4 Resume Penulangan Bolom

Posisi	KOLOM 1	
	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	500 x 500	
Tulangan Utama	12 D25	12 D25
Sengkang	4D13 - 100	4D13 - 150

Posisi	KOLOM 2	
	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	600 x 600	
Tulangan Utama	16 D25	16 D25
Sengkang	4D13 - 100	4D13 - 150

Posisi	KOLOM 3	
	Tumpuan	Lapangan
Dimensi	700 x 700	
Tulangan Utama	20 D25	20 D25
Senggang	4D13 - 100	4D13 - 150

7.3.6 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan pasal 12.2.3 yang dihitung dengan rumus .

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

Dengan ketentuan :

$\Psi_t = 1,0$ (tidak berada diatas lapisan beton setebal 300mm)

$\Psi_e = 1,0$ (tidak dilapisi epoksi)

$\Psi_s = 1,0$ (beton berat normal)

$\lambda = 1,0$ (beton berat normal)

$c_b = \text{cover} + D_{\text{tul geser}} + 0,5D_{\text{tul lentur}}$
 $= 50 + 13 + 25/2 = 75,5 \text{ mm}$

$K_{tr} = 0$ (penyederhanaan disain meskipun terdapat tulangan transversal)

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1,1 \times 1 \times \sqrt{35}} \frac{1 \times 1 \times 1}{\left(\frac{75,5+0}{25}\right)} \right) 25 = 508,82 \text{ mm}$$

$$1,3l_d = 1,3 (508,83) = 661,47 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$$

BAB VIII

ANALISA BALOK TINGGI

8.1 Umum

Balok tinggi merupakan suatu komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku gedung tersebut. Balok tinggi memiliki fungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa maupun beban angin. Pada bab ini akan dibahas mengenai analisa desain balok tinggi menggunakan metode strut-and-tie dan metode konvensional. Kedua metode tersebut memiliki dimensi dan beban yang sama. Beban dan gaya-gaya dalam didapat dari hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada bab sebelumnya.

8.2 Data Perencanaan

Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Dimensi balok tinggi = 35/90 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 10 mm
- Tebal decking = 50 mm

8.3 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Konvensional hasil ETABS

Semua data-data balok tinggi yang akan dianalisa dengan metode konvensional adalah data yang sama dengan analisa menggunakan strut-and-tie.

a. Kontrol Balok Tinggi

Balok tinggi adalah elemen struktural yang dibebani seperti halnya balok-balok tetapi mempunyai suatu rasio ketebalan yang besar dan suatu rasio bentang geser tidak melebihi 2 untuk beban terpusat dan 4 untuk beban terbagi rata. Dalam tugas akhir ini, balok mempunyai suatu beban terbagi rata. Karenanya dipakai:

$$l_n/d < 4,0$$

$$\begin{aligned} l_n &= 2600 - 700 = 1900 \text{ mm} \\ d &= 0,9h = 0,9 \times 750 = 675 \text{ mm (asumsi)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_n/d &< 4,0 \\ \frac{1900}{675} &< 4,0 \\ 2,53 &< 4,0 \text{ (ok)} \end{aligned}$$

Maka balok tersebut dapat dianalisis menggunakan balok tinggi.

b. Gaya-gaya dalam

Dari hasil etabs, didapat data-data sebagai berikut:

Vu di muka pendukung:

$$V_u = 272,29 \text{ kN} = 272290 \text{ N}$$

Momen maksimum yang terjadi:

$$M_u (+) = 415,52 \text{ kNm} = 415520000 \text{ Nmm}$$

$$M_u (-) = 122,17 \text{ kNm} = 122170000 \text{ Nmm}$$

8.3.1 Perhitungan Tulangan Senggang

Penampang kritis untuk menghitung gaya geser berfaktor Vu diambil pada jarak d dari muka pendukung untuk balok normal. Sementara untuk balok tinggi, jarak penampang kritis jauh lebih dekat ke muka pendukung. Jarak bidang kegagalan dari muka pendukung dihitung sejarak x.

$$\text{Beban seragam: } x = 0,15 l_n$$

$$\text{Beban terpusat: } x = 0,50 a$$

Dengan l_n adalah bentang bersih untuk beban seragam, dan a adalah bentang geser untuk beban terpusat. Nilai x tidak boleh lebih besar dari d.

$$d = 900 - 50 - 22 - 10 = 818 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban seragam: } x &= 0,15 l_n \\ &= 0,15 \times 3300 \\ &= 495 \text{ mm} < d = 818 \text{ mm (ok)} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser 2 kaki \varnothing 10 mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

- Gaya geser bervektor Vu_1 pada penampang kritis
 $Vu_1 = 272,29 \text{ kN} = 272290 \text{ N}$ (hasil ETABS)
- Kekuatan geser nominal Vn
 $\phi Vn = \phi(0,83\sqrt{f'c} \text{ bw d}) = 0,75 \times (0,83 \times \sqrt{30} \times 350 \times 818)$
 $Vn = 976160,73 \text{ kN} < Vu_1 = 269610 \text{ N}$ (ok)
- Kapasitas tahanan Vc

$$Vc = \left(3,5 - 2,5 \frac{Mu}{Vu_1 d}\right) \left(1,9\sqrt{f'c} + 2500\rho w \frac{Vu_1 d}{Mu}\right) \text{ bw d}$$

Dimana:

$$1,0 < 3,5 - 2,5 \left(\frac{Mu}{Vu_1 d}\right) \leq 2,5$$

$$1,0 < 3,5 - 2,5 \left(\frac{415520000}{269610 \times 818}\right) \leq 2,5T$$

$$1,0 < -1,16 \leq 2,5 \text{ dipakai} = 1,0$$

$$\rho w = \frac{As\phi 10}{b \times d} = \frac{As\phi 10}{350 \times 818} = 0,00055$$

$$Vc = 1 \times \left(1,9\sqrt{30} + 2500 \times 0,00055 \frac{269610 \times 818}{415520000}\right) 350 \times 818$$

$$Vc = 3189946,81 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vc \text{ maks} &= 6\sqrt{f'c} \text{ bw d} \\ &= 6\sqrt{30} \times 350 \times 818 \\ &= 9408778,09 \text{ N} > Vc = 3189946,81 \text{ N (ok)} \end{aligned}$$

Maka, dipakai

$$Vc = 3189946,81 \text{ N}$$

- Kontrol penggunaan sengkang
 Apabila gaya geser rencana Vu melebihi ϕVc , penulangan geser harus diberikan sehingga memenuhi $Vu < \phi(Vc + Vs)$ dimana Vs adalah gaya yang dipikul oleh penulangan geser.

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{269610}{0,75} - 3189946,81 = -2826893,47 \text{ N}$$

Karena nilai V_s negatif (-) berarti beton sendiri sudah kuat menahan gaya geser yang terjadi. Maka dipakai tulangan sengkang minimum. Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.7, spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

a. $\frac{d}{5} = \frac{818}{5} = 163,60 \text{ mm}$,

b. 300 mm. Maka dipakai $S = 150 \text{ mm}$ ($A_s = 3455,75 \text{ mm}^2$)

– Kontrol A_s minimum

SNI 2847:2013 pasal 11.7.4. mensyaratkan luas tulangan geser disepanjang dua muka sisi balok tinggi tidak boleh kurang dari:

A_v minimum = $0,0025 b_w s_v$

= $0,0025 \times 350 \times 150$

= $715,80 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 3455,75 \text{ mm}^2$ -OK

A_{vh} minimum = $0,0025 b_w s_h$

= $0,0025 \times 350 \times 150$

= $715,80 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 3455,75 \text{ mm}^2$ -OK

8.3.2 Perhitungan Tulangan Utama

Dipakai tulangan D22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

Koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

– Daerah tumpuan (momen negatif)

M_u (-) = $415,52 \text{ kNm} = 415520000 \text{ Nmm}$

Luas penulangan A_s untuk lentur adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y J_d} \geq \frac{1,4 b d}{f_y} \geq \frac{0,25 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

$$\frac{l}{h} = \frac{3300}{900} = 3,67, \text{ maka lengan momen } j_d \text{ adalah:}$$

$j_d = 0,2 (1 + 1,5h)$

= $0,2 (3300 + 1,5 \times 900)$

= 930 mm

$$As = \frac{415520000}{0,9 \times 400 \times 930} \geq \frac{1,4 \times 350 \times 818}{400} \geq \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 350 \times 818$$

$$1241,10 \text{ mm}^2 < 1002,05 \text{ mm}^2 > 980,08 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai: $As_{\text{perlu}} = 1241,10 \text{ mm}^2$

- Jumlah tulangan perlu

$$n_{\text{perlu}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{AsD22} = \frac{1241,10}{380,13} = 3,26 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi dipakai tulangan lentur 4D22 ($As = 1420,53 \text{ mm}^2$)

- Daerah lapangan (momen positif)

$$Mu (+) = 122,17 \text{ kNm} = 122170000 \text{ Nmm}$$

Luas penulangan As untuk lentur adalah:

$$As = \frac{Mu}{\phi Fy Jd} \geq \frac{1,4bd}{fy} \geq \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{fy} b d$$

$$\frac{l}{h} = \frac{3300}{900} = 3,67, \text{ maka lengan momen } jd \text{ adalah:}$$

$$\begin{aligned} jd &= 0,2 (l + 1,5h) \\ &= 0,2 (3300 + 1,5 \times 900) \\ &= 930 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$As = \frac{122170000}{0,9 \times 400 \times 930} \geq \frac{1,4 \times 350 \times 818}{400} \geq \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 350 \times 818$$

$$364,90 \text{ mm}^2 < 1002,05 \text{ mm}^2 > 980,08 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai: $As = 1002,05 \text{ mm}^2$

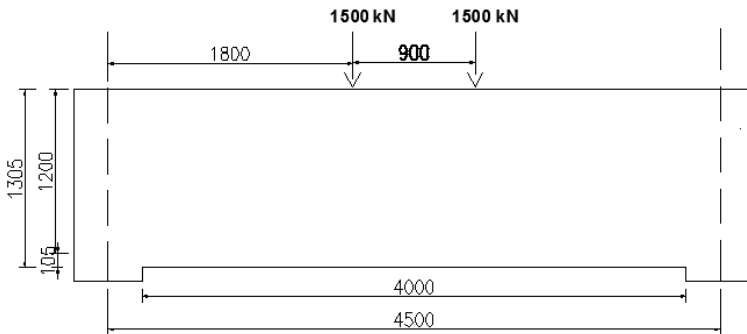
- Jumlah tulangan perlu

$$n_{\text{perlu}} = \frac{As_{\text{perlu}}}{AsD22} = \frac{1002,05}{380,13} = 3,26 \approx 4 \text{ buah}$$

Jadi dipakai tulangan lentur 4D22 ($As = 1520,53 \text{ mm}^2$)

8.4 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Konvensional hasil Eksperimental

Setelah dilakukan perhitungan dengan hasil etabs, didapatkan kebutuhan tulangan minimum. Karena beban dan reaksi pada balok tinggi tersebut terlalu kecil sehingga tidak dapat dibandingkan dengan metode strut-and-tie. selain itu, penulis kesulitan untuk membuat trayektori tegangan dengan menggunakan gaya gempa. Sehingga penulis mengambil alternatif untuk analisa balok tinggi menggunakan data dari hasil eksperimental (Salamy, et al.), dimensi dan beban perencanaan sebagai berikut:



Gambar 8.1 Dimensi Balok Tinggi dari Hasil Eksperimental

Kemudian dimensi balok tinggi tersebut dimodifikasi menjadi alok tinggi menerus. Data perencanaan yang diperlukan meliputi :

- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Dimensi balok tinggi = 50/130,5 cm
- Diameter tulangan longitudinal = 22 mm
- Diameter tulangan sengkang = 10 mm
- Tebal decking = 50 mm

a. Kontrol Balok Tinggi

Balok tinggi dari hasil eksperimental merupakan balok tinggi dengan 2 beban terpusat di atasnya. Karenanya dipakai:

$$a/d < 2$$

a = 1800 mm (jarak muka tumpuan ke beban terpusat)

d = 1200 mm

$a/d < 2,0$

$$\frac{1800}{1200} < 2,0$$

1,50 < 1,0 (ok)

Maka balok tersebut dapat dianalisis menggunakan balok tinggi.

b. Gaya-gaya dalam

Gaya dalam yang dipakai adalah gaya dalam yang telah dianalisis menggunakan program bantu SAP2000 dengan tumpuan menerus. Didapatkan nilai gaya dalam sebagai berikut:

V_u di muka pendukung:

$$V_u = 1500 \text{ kN} = 1500000 \text{ N}$$

Momen maksimum yang terjadi:

$$M_u (+) = 1620 \text{ kNm} = 1620000000 \text{ Nmm}$$

$$M_u (-) = 1080 \text{ kNm} = 1080000000 \text{ Nmm}$$

8.4.1 Perhitungan Tulangan Sengkang

Penampang kritis untuk menghitung gaya geser berfaktor V_u diambil pada jarak d dari muka pendukung untuk balok normal. Sementara untuk balok tinggi, jarak penampang kritis jauh lebih dekat ke muka pendukung. Jarak bidang kegagalan dari muka pendukung dihitung sejarak x .

Beban seragam: $x = 0,15 l_n$

Beban terpusat: $x = 0,50 a$

Dengan l_n adalah bentang bersih untuk beban seragam, dan a adalah bentang geser untuk beban terpusat. Nilai x tidak boleh lebih besar dari d .

$$d = 1200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban terpusat : } x &= 0,5 a \\ &= 0,5 \times 1800 \\ &= 900 \text{ mm} < d = 1200 \text{ mm (ok)} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser 2 kaki $\emptyset 10$ mm ($A_s = 157,1 \text{ mm}^2$)

- Gaya geser bervektor V_{u1} pada penampang kritis
 $V_u = 1500 \text{ kN} = 1500000 \text{ N}$ (hasil SAP)
- Kekuatan geser nominal V_n
 $\emptyset V_n = \emptyset(0,83\sqrt{f'_c} b w d) = 0,75 \times (0,83 \times \sqrt{30} \times 500 \times 1200)$
 $V_n = 2045743,75 \text{ kN} < V_u = 1500000 \text{ N (ok)}$

- Kapasitas tahanan V_c

$$V_c = \left(3,5 - 2,5 \frac{M_u}{V_{u1} d}\right) \left(1,9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_{ud}}{M_u}\right) b w d$$

Dimana:

$$1,0 < 3,5 - 2,5 \left(\frac{M_u}{V_{u1} d}\right) \leq 2,5$$

$$1,0 < 3,5 - 2,5 \left(\frac{1620000000}{1500000 \times 1200}\right) \leq 2,5T$$

$$1,0 < 1,25 \leq 2,5 \text{ dipakai} = 1,25$$

$$\rho_w = \frac{A_s \emptyset 10}{b \times d} = \frac{A_s \emptyset 10}{500 \times 1200} = 0,00026$$

$$V_c = 1,25 \times \left(1,9\sqrt{30} + 2500 \times 0,00026 \frac{1620000000 \times 1200}{1500000}\right) 500 \times 1200$$

$$V_c = 1670092,37 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c \text{ maks} &= 6\sqrt{f'_c} b w d \\ &= 6\sqrt{30} \times 500 \times 1200 \\ &= 19718012,07 \text{ N} > V_c = 1670092,37 \text{ N (ok)} \end{aligned}$$

Maka, dipakai

$$V_c = 19718012,07 \text{ N}$$

- Kontrol penggunaan sengkang

Apabila gaya geser rencana V_u melebihi ϕV_c , penulangan geser harus diberikan sehingga memenuhi $V_u < \phi(V_c + V_s)$ dimana V_s adalah gaya yang dipikul oleh penulangan geser.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{1500000}{0,75} - 1670092,37 = 329907,63 \text{ N}$$

Asumsi tulangan sengkang arah vertikal dan horizontal sama, maka:

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s_v} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_h} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right) \right] f_y d$$

$$329907,63 = \left[\frac{157,08}{s_v} \left(\frac{1+4000/1200}{12} \right) + \frac{157,08}{s_h} \left(\frac{11-4000/1200}{12} \right) \right] 400 \times 1200$$

Sperlu = 228,54 mm

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.7, spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil dari:

- $\frac{d}{5} = \frac{1200}{5} = 240 \text{ mm}$,
- 300 mm. Maka dipakai $S = 175 \text{ mm}$ ($A_s = 3612,83 \text{ mm}^2$)

- Kontrol A_s minimum

SNI 2847:2013 pasal 11.7.4. mensyaratkan luas tulangan geser disepanjang dua muka sisi balok tinggi tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} A_v \text{ minimum} &= 0,0025 b_w s_v \\ &= 0,0025 \times 500 \times 200 \\ &= 1500 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 3141,59 \text{ mm}^2 \text{ -OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{vh} \text{ minimum} &= 0,0025 b_w s_h \\ &= 0,0025 \times 500 \times 200 \\ &= 1500 \text{ mm}^2 < A_s \text{ pakai} = 3141,59 \text{ mm}^2 \text{ -OK} \end{aligned}$$

8.4.2 Perhitungan Tulangan Utama

Dipakai tulangan D22 mm ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

Koefisien faktor reduksi : $\phi = 0,9$

- Daerah tumpuan (momen negatif)

$$M_u (-) = 1620 \text{ kNm} = 1620000000 \text{ N}$$

Luas penulangan A_s untuk lentur adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y J_d} \geq \frac{1,4 b d}{f_y} \geq \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

$$\frac{l}{h} = \frac{4000}{1305} = 3,07, \text{ maka lengan momen } j_d \text{ adalah:}$$

$$\begin{aligned} j_d &= 0,2 (1 + 1,5h) \\ &= 0,2 (4000 + 1,5 \times 1305) \\ &= 1191,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1620000000}{0,9 \times 400 \times 1200} \geq \frac{1,4 \times 500 \times 1200}{400} \geq \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} \times 500 \times 1200 \\ 3776,75 \text{ mm}^2 &< 2100 \text{ mm}^2 > 2053,96 \text{ mm}^2 \\ \text{Maka dipakai: } A_{s\text{perlu}} &= 3776,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Distribusi tulangan lentur negatif A_s dalam balok menerus harus sedemikian sehingga luasan baja A_{s1} harus ditempatkan didalam 20% sisi teratas dari kedalaman balok tersebut, dan luasan baja seimbang A_{s2} pada 60% berikutnya dari kedalaman balok tersebut. Harga A_{s1} dan A_{s2} sebagai berikut:

$$A_{s1} = 0,5 \left(\frac{1}{h} - 1 \right) A_s = 0,5 (1,5 - 1) 3776,75 = 944,19 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{perlu}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} = \frac{944,19}{380,13} = 2,48 \approx 3 \text{ buah}$$

Jadi dipakai tulangan lentur A_{s1} 3D22 ($A_s = 1140,40 \text{ mm}^2$)

$$A_{s2} = A_s - A_{s1} = 2832,56 \text{ mm}^2$$

$$n_{\text{perlu}} = \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} = \frac{2832,56}{380,13} = 7,45 \approx 8 \text{ buah}$$

Jadi dipakai tulangan lentur A_{s2} 8D22 ($A_s = 3041,06 \text{ mm}^2$)

– Daerah lapangan (momen positif)

$$M_u (+) = 1080 \text{ kN} = 1080000000 \text{ N}$$

Luas penulangan A_s untuk lentur adalah:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y J_d} \geq \frac{1,4bd}{f_y} \geq \frac{0,25\sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

$$\frac{l}{h} = \frac{4000}{1305} = 3,07, \text{ maka lengan momen jd adalah:}$$

$$\begin{aligned} j_d &= 0,2 (1 + 1,5h) \\ &= 0,2 (4000 + 1,5 \times 1305) \\ &= 1191,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1080000000}{0,9 \times 400 \times 1200} \geq \frac{1,4 \times 500 \times 1200}{400} \geq \frac{0,25\sqrt{30}}{400} \times 500 \times 1200 \\ 2517,83 \text{ mm}^2 &< 2100 \text{ mm}^2 > 2053,96 \text{ mm}^2 \\ \text{Maka dipakai: } A_s &= 2517,83 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

– Jumlah tulangan perlu

$$n_{\text{perlu}} = \frac{A_{\text{perlu}}}{A_{sD22}} = \frac{2517,83}{380,13} = 6,62 \approx 7 \text{ buah}$$

Jadi dipakai tulangan lentur 7D22 ($A_s = 2660,93 \text{ mm}^2$)

8.5 Analisa Balok Tinggi dengan Metode Strut-and-tie

Beban yang bekerja pada balok tinggi ini sama dengan balok tinggi konvensional yaitu didapat dari hasil eksperimental sebesar $P_u = 1500 \text{ kN}$

8.5.1 Pemilihan Model Tras

Akibat beban P_u , permodelan rangka untuk mewakili blok yang terbebani adalah seperti gambar. Menurut beberapa penelitian disebutkan kisaran sudut yang dibuat untuk membentuk elemen strut-and-tie seperti:

- Rogowsky, Ramirez, dan Mac Greger: $25^\circ < \theta < 65^\circ$
- Thurliman & Swiss code (1976): $0,5 < \tan \theta < 2$ atau $26,6^\circ < \theta < 63,4^\circ$
- CEB-FIP Code (1978): $31^\circ < \theta < 59^\circ$
- ACI 318-11: $\theta > 25^\circ$

8.5.2 Pemilihan Tulangan Tie

d efektif = 1200 mm

Faya F 14 (Ftie) = 2830,19 kN = 2830190 N

Dipakai tulangan D22 (As = 380,13 mm²)

Penulangan tie dapat diperoleh dari persamaan berikut:

$F_{nt} \geq F_{tie}$

$A_{st} F_y \geq F_{tie}$

$A_{st} \times 400 \geq 2830190$

$A_{st} \geq 9433,97 \text{ mm}^2$

Gunakan tulangan 25 D22 mm As = 9503,32 mm².

8.5.3 Kontrol Elemen

Menurut lampiran A SNI 2847:2013, gaya-gaya yang bekerja pada elemen harus memenuhi:

$$\phi F_n \geq F_u \quad \text{Rumus 2.1}$$

dimana:

F_n = kekuatan nominal sebuah strut, pengikat, atau daerah nodal.

F_u = gaya berfaktor yang bekerja pada sebuah strut, pengikat, atau daerah tumpuan, atau daerah nodal.

ϕ = 0,75 untuk strut maupun pengikat (serupa dengan reduksi kekuatan untuk geser).

Telah diasumsikan sebelumnya bahwa jarak dari garis tengah tie ke bawah serat terluar beton adalah 200mm, maka :

$w_t = 2 \times 200 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$

$w_s = \text{lebar kolom} \sin \theta + w_t \cos \theta$

$w_s = 500 \sin 26,69^\circ + 400 \cos 26,69^\circ$

$= 671,81 \text{ mm}$

- Kontrol elemen strut pada node 1

Kekuatan tekan beton dalam sebuah strut atau zona nodal menurut lampiran A SNI 2847:2013 adalah:

$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c$, $\beta_s = 1$ untuk strut miring berbentuk prismatis

$= 0,85 \times 0,75 \times 30$

$$= 19,125 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{cu} \times w_s \times b \text{ (dimana } b \text{ adalah lebar kolom)}$$

$$= 19,125 \times 671,81 \times 500$$

$$= 8565595,90 \text{ N}$$

$$\emptyset F_{ns} = 0,75 \times 8565595,90$$

$$= 6424196,92 \text{ N} > F_{12} = 3203120 \text{ N (ok)}$$

- Kontrol elemen nodal pada node 1

Kapasitas node:

$$F_{nt} = f_{ce} A_{cs}$$

$\beta_s = 0,8$ dalam daerah-daerah nodal yang tidak mengangkur pengikat. C-C-T

$$F_{ce} = 0,85 \beta_s f'_c$$

$$= 0,85 \times 0,8 \times 30 = 20,4 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{cu} \times b \times w_s$$

$$= 25,5 \times 400 \times 671,81$$

$$= 6852476,72 \text{ N}$$

$$\emptyset F_{ns} = 0,75 \times 6852476,72$$

$$= 5139357,54 \text{ N} > F_{12} = 3203120 \text{ N (ok)}$$

Perhitungan kontrol elemen yang lain tercantum pada tabel dibawah ini.

Tabel 8.1 Kontrol Elemen Strut-and-tie

Elemen		Node	Type	β_s	$\emptyset F_n$	F_u	CEK
					N	N	
Strut	F 12	1	prismatis	1	6424196.92	3203120.00	OK
	F 23	2	prismatis	1	2868750.00	2830190.00	OK
	F 34	2	prismatis	1	6424196.92	3203120.00	OK
Nodal	reaksi	1	CCT	0.8	3060000.00	1500000.00	OK
	F 12	1	CCT	0.8	6852476.72	3203120.00	OK
	Ftie	1	CCT	0.8	3060000.00	2830190.00	OK
	Pu	2	CCC	1	3060000.00	1500000.00	OK
	F 12	2	CCC	1	5139357.54	3203120.00	OK
	F 23	2	CCC	1	3060000.00	2830190.00	OK

8.5.4 Kontrol Retak

Tulangan horizontal dan vertikal melintas kedalam balok untuk mengontrol retak. Tulangan horizontal tidak disyaratkan sebagai bagian dari tras. Akan tetapi, dalam upaya mengontrol retak, SNI 2847:2013 pasal 11.7.4. mensyaratkan luas tulangan geser disepanjang dua muka sisi balok tinggi tidak boleh kurang dari:

$$A_v \text{ minimum} = 0,0025 b_w s_v$$

$$A_{vh} \text{ minimum} = 0,0025 b_w s_h$$

Jarak spasi antar tulangan diambil yang terkecil dari $d/5 = 240$ mm dan 300 mm. Drencanakan tulangan baja D10 – 200. Gunakan 2 kaki $A_s = 157,08 \text{ mm}^2$

Besar sudut antara tulangan vertikal dengan aksis pada strut F 12. γ_1 tul. vertikal = $26,69^\circ$

$$\rho_v = \frac{A_s}{b \times s_h} = \frac{157,08}{500 \times 200} \times \sin 26,69 = 0,00072$$

Besar sudut antara tulangan horizontal dengan aksis pada strut F 12. γ_2 tul. horizontal = $90^\circ - 26,69^\circ = 63,31^\circ$

$$\rho_h = \frac{A_s}{b \times s_h} = \frac{157,08}{500 \times 200} \times \sin 63,31 = 0,0014$$

$$\Sigma \rho_1 = 0,00072 + 0,0014 = 0,0026 > 0,0025 \text{ (ok)}$$

Maka dapat dipakai D10- 200 pada kedua sisi ($A_s = 4241,15 \text{ mm}^2$)

Cek geser maksimum:

$$\phi V_n = \phi(0,83\sqrt{f'_c} b_w d) = 0,75 \times (0,83 \times \sqrt{30} \times 500 \times 1200)$$

$$V_n = 2045743,75 \text{ kN} < V_u = 1500000 \text{ N (ok)}$$

Setelah dilakukan perhitungan pada kedua metode, didapatkan hasil perbandingan sebagai berikut:

Tabel 8.2 Perbandingan Hasil Analisa Balok Tinggi

Lokasi	Luas tulangan mm ²		Selisih
	strut-and-tie	Konvensional	%
Tulangan Utama			
Tumpuan	9503.32	8362.92	6.38%
Lapangan	9503.32	2660.93	56.25%
Sengkan Horizontal	1099.56	1256.64	6.67%
Sengkan Vertikal	3141.59	3612.83	6.98%

BAB IX

ANALISA PONDASI

9.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis spun pile produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, perencanaan poer (pile cap) menggunakan dua metode, metode strut-and-tie dan metode konvensional.

9.2 Data Tanah

Data tanah diperlukan untuk merencanakan pondasi yang sesuai dengan jenis dan kemampuan daya dukung tanah tersebut. Data tanah didapatkan melalui penyelidikan tanah pada lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Dalam hal ini data tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi gedung Swiss Belhotel Darmo Centrum adalah data tanah hasil Uji Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil ITS Surabaya.

9.3 Kriteria Design

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/cm²).

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan:

- Diameter outside (D) : 600 mm
- Thickness : 100 mm

- Kelas : A1
- Bending momen crack : 17 tm
- Bending momen ultimate : 25,50 tm
- Allowable axial : 252,70 ton

Tabel 9.1 Brosur Tiang Pancang WIKA Beton

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (Kg/m)	Length (m)	Bending Crack (Ton.m)	Moment Ultimate (Ton.m)	Allowable Axial Load (Ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	26.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50

9.4 Daya Dukung

9.4.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Di samping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang ditanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut.

Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri dan daya dukung tiang pancang dalam kelompok. Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji SPT menurut Luciano Decourt.

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_P = Resistance ultime di dasar pondasi

Q_S = Resistance ultime akibat lekatan lateral

Q_p = $q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$

Dimana :

A_p = Luas penampang ujung tiang

N_p = Harga rata-rata SPT 4B diatas dasar pondasi dan 4B dibawah dasar pondasi.

K = Koefisien karakteristik tanah

$12 \text{ t/m}^2 = 117,7 \text{ kPa}$, (untuk lempung)

$20 \text{ t/m}^2 = 196 \text{ kPa}$, (untuk lanau berlempung)

$25 \text{ t/m}^2 = 245 \text{ kPa}$, (untuk lanau berpasir)

$40 \text{ t/m}^2 = 392 \text{ kPa}$, (untuk pasir)

Q_p = Tegangan di ujung tiang

Q_s = $q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$

Dimana :

q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²

N_s = Harga rata-rata SPT sepanjang tiang yang tertanam,
dengan batasan ; $3 \leq N \leq 50$

A_s = Keliling x panjang tiang yang terbenam

Harga N di bawah muka air tanah harus dikoreksi menjadi N' berdasarkan perumusan sebagai berikut (Terzaghi & Peck):

$$N' = 15 + 0,5 (N-15)$$

Dimana:

N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan untuk di bawah muka air tanah

9.4.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung pondasi group, terlebih dahulu dikoreksi dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dengan n = jumlah tiang dalam group

Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre adalah :

Efisiensi

$$(E_k) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup

9.4.3 Repartisi Beban di Atas Tiang Berkelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertical ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

P_i = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

y_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

x_{\max} = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$ = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negatif bila berlawanan dengan arah e.

9.5 Perhitungan Tiang Pancang Eksterior PC 1

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS 2013, diambil output reaksi perletakan yang terbesar sehingga untuk pondasi kolom yang lain direncanakan typikal.

Dari analisa struktur ETABS 2013 pada kaki kolom dengan kombinasi 1D+1L+1RSPX, didapat gaya-gaya dalam sebagai berikut :

P = 589,80 ton

M_x = -33,86 tm

M_y = -39,14 tm

H_x = 17,18 ton

H_y = 19,57 ton

9.5.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari Lab Mektan ITS digunakan contoh untuk kedalaman 31 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat Tabel 9.2).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan Luciano Decourt :

$$Q_N = Q_p + Q_s$$

Dimana:

$$Q_p = (N_p \times K) \times A_p \\ = (49,33 \times 12) \times 0,28 = 348,72 \text{ ton}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \times A_s \\ = (20,65/3 + 1) \times 54,66 = 431 \text{ ton}$$

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \\ = 348,72 + 431 = 779,72 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF} = \frac{779,72}{3} = 259,91 \text{ ton}$$

Dari hasil Q_u yang didapatkan maka rencana jumlah tiang pancang adalah: (asumsi $\eta = 0,75$)

$$n = \frac{P}{\eta \times Q_{ijin}} = \frac{589,80}{0,75 \times 259,91} = 3,03 \approx 4 \text{ buah}$$

Secara lengkap perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal disajikan dalam tabel 9.2 berikut ini :

Tabel 9.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Depth	N	N"	N _p	K	A _p	Q _p (t)	N _s	A _s	Q _s (t)	Q _{ult} (t)	Q _{ijin} (t)	Jenis Tanah
1	0	7.5	0.00	12	0.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lempung berpasir
2	1	8	0.00	12	0.28	0.00	0.00	3.77	3.77	3.77	1.26	
3	1	8	1.00	12	0.28	3.39	0.00	1.88	1.88	5.28	1.76	
4	1	8	1.33	12	0.28	4.52	0.00	3.77	3.77	8.29	2.76	
5	2	8.5	1.67	12	0.28	5.65	0.00	5.65	5.65	11.31	3.77	Lempung
6	2	8.5	1.00	12	0.28	3.39	2.00	7.54	12.57	15.96	5.32	
7	2	8.5	3.33	12	0.28	11.31	2.00	9.42	15.71	27.02	9.01	
8	0	7.5	3.00	12	0.28	10.18	1.33	11.31	16.34	26.52	8.84	
9	6	10.5	5.00	12	0.28	16.96	2.50	13.19	24.19	41.15	13.72	Lempung berpasir
10	7	11	4.67	12	0.28	15.83	3.40	15.08	32.17	48.00	16.00	
11	7	11	7.67	12	0.28	26.01	4.00	16.96	39.58	65.60	21.87	
12	7	11	9.33	12	0.28	31.67	4.43	18.85	46.68	78.34	26.11	
13	10	12.5	10.33	12	0.28	35.06	5.13	20.73	56.16	91.22	30.41	Lempung
14	14	14.5	11.67	12	0.28	39.58	6.11	22.62	68.70	108.28	36.09	

15	14	14.5	14.00	12	0.28	47.50	6.90	24.50	80.86	128.37	42.79	
16	14	14.5	17.00	25	0.28	120.17	7.55	26.39	92.76	212.93	70.98	Pasir berlanau berlempung
17	18	16.5	18.33	25	0.28	129.59	8.42	28.27	107.60	237.19	79.06	
18	23	19	20.00	25	0.28	141.37	9.54	30.16	126.05	267.42	89.14	
19	23	19	21.33	25	0.28	150.80	10.50	32.04	144.20	295.00	98.33	pasir berlanau berkerikil
20	23	19	21.33	25	0.28	150.80	11.33	33.93	162.11	312.90	104.30	pasir berlanau berlempung
21	23	19	21.33	25	0.28	150.80	12.06	35.81	179.82	330.61	110.20	
22	18	16.5	19.67	25	0.28	139.02	12.41	37.70	193.67	332.69	110.90	Lempung
23	18	16.5	25.33	12	0.28	85.95	12.72	39.58	207.45	293.40	97.80	
24	18	16.5	23.67	12	0.28	80.30	13.00	41.47	221.17	301.47	100.49	
25	35	25	29.33	12	0.28	99.53	14.10	43.35	247.12	346.64	115.55	Lempung berpasir
26	35	25	29.33	12	0.28	99.53	15.10	45.24	272.87	372.40	124.13	
27	35	25	40.00	12	0.28	135.72	16.00	47.12	298.45	434.17	144.72	
28	35	25	40.00	12	0.28	135.72	16.83	49.01	323.88	459.60	153.20	
29	50	32.5	45.00	25	0.28	318.09	18.21	50.89	359.79	677.88	225.96	pasir berlanau berkerikil
30	50	32.5	44.33	25	0.28	313.37	19.48	52.78	395.49	708.86	236.29	
31	50	32.5	49.33	25	0.28	348.72	20.65	54.66	431.00	779.72	259.91	pasir berlanau berlempung
32	48	31.5	49.33	25	0.28	348.72	21.67	56.55	464.96	813.67	271.22	
33	48	31.5	49.33	25	0.28	348.72	22.61	58.43	498.77	847.49	282.50	
34	50	32.5	49.33	25	0.28	348.72	23.55	60.32	533.85	882.57	294.19	
35	50	32.5	49.00	25	0.28	346.36	24.43	62.20	568.82	915.18	305.06	
36	50	32.5	50.00	25	0.28	353.43	25.26	64.09	603.67	957.10	319.03	

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 tiang pondasi berdiameter 60 cm pada kedalaman 31 m adalah :

$$P_{\text{ijin 1 tiang rata-rata}} = 259,91 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin pondasi satu tiang diameter 60 cm berdasarkan mutu bahan adalah :

$$P_{\text{tiang}} = 252,70 \text{ ton (brosur WIKA)}$$

$$\text{Menentukan} : P_{\text{ijin}} = 252,70 \text{ ton}$$

9.5.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 60 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti pada perhitungan di bawah ini :

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2,5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2,5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

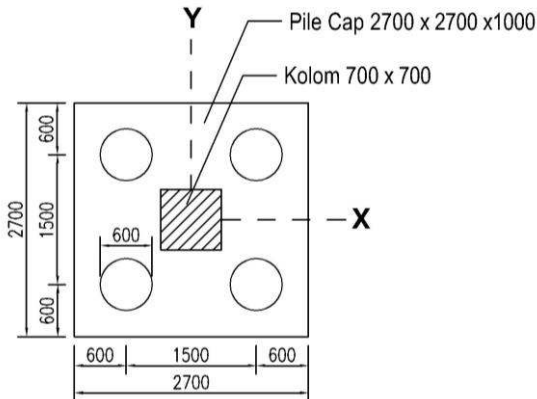
$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$
 Digunakan jarak antar tiang (S) = 150 cm

- Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$60 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$
 Digunakan jarak tiang ke tepi (S_1) = 60 cm



Gambar 9.1 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

Pada pondasi tiang grup/kelompok, terlebih dahulu dikoreksi dengan suatu faktor yaitu faktor efisiensi (η), yang dirumuskan pada persamaan di bawah ini :

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (\text{1 tiang}) \times n \times \eta$$

dan,

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 600 mm

S = jarak antar tiang pancang = 1500 mm

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 2

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{600}{1500} \right) \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right) \right\} = 0,758$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Q_{ijin \text{ grup}} &= \eta \times Q_{ijin \text{ 1tiang}} \times n \\ &= 0,758 \times 252,70 \times 4 \\ &= 765,95 \text{ ton} > P = 589,80 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok

$$W_{n \text{ cap}} = 2,7 \times 2,7 \times 1 \times 2,4 = \underline{17,50 \text{ ton}} +$$

$$\text{Berat total} = \underline{607,30 \text{ ton}}$$

$$Q_{L \text{ (groups)}} = 765,95 \text{ ton} > P_u = 607,30 \text{ ton} \dots \dots \text{ OK}$$

9.5.3 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{\max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P_{ijin \text{ (1tiang)}}$$

Beban maksimum 1 tiang yang dihitung berada pada tiang kanan bawah. Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pada Pondasi Kelompok:

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom (P)} &= 589,80 \text{ ton} \\ \text{b. Berat poer} &= 2,2 \times 2,7 \times 1 \times 2400 = \underline{17,50 \text{ ton}} \\ \text{Berat total } (\Sigma V) &= 607,30 \text{ ton} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t_{\text{poer}}) = -33,86 + (19,57 \times 1) \\ &= -14,30 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_x \times t_{\text{poer}}) = -39,14 + (17,23 \times 1) \\ &= -21,96 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{max}} &= \frac{151,82}{4} + \frac{(-14,30 \times 1,5)}{(4 \times 1,5 / 2^2)} + \frac{(-21,96 \times 1,5)}{(4 \times 1,5^2)} \\ &= 138,63 \text{ ton} \leq 259,91 \text{ ton} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

9.5.4 Kontrol Kekuatan Tiang

Sesuai dengan spesifikasi dari PT. WIKA BETON direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 600 mm
- Tebal : 150 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 252,70 t
- Bending Momen crack : 17 tm
- Bending Momen ultimate : 25,5 tm

Tiang pancang yang direncanakan dikontrol terhadap beberapa kriteria berikut ini :

a. Kontrol Terhadap Gaya Aksial

Tiang pancang yang direncanakan dengan diameter 60 cm type A1 sesuai dengan spesifikasi dari PT.WIKA BETON, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,70 Ton.

$$P_{\text{max}} < P_{\text{ijin}} = 252,70 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

b. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan:

Tanah bersifat multilayer

$$\begin{aligned} L_e &= \text{panjang penjepitan} \\ &= 3 \times 0,6 \text{ m} \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= L_e \times H_y \\ &= 1,8 \text{ m} \times 17,18 \text{ t} = 25,22 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_y \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{35,22}{4} = 8,81 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 8,81 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \dots\dots\text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= L_e \times H_x \\ &= 1,8 \times 19,57 \text{ t} \\ &= 30,92 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$M_x \text{ (satu tiang pancang)} = \frac{30,92}{4} = 7,73 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_x &< M_{\text{bending crack}} \text{ (dari Spesifikasi WIKA BETON)} \\ 7,73 \text{ tm} &< 17 \text{ tm} \dots\dots\text{OK} \end{aligned}$$

9.5.5 Perencanaan Poer Kolom Eksterior PC 1

Perencanaan Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Berdasarkan hal tersebut poer direncanakan harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data-data perencanaan :

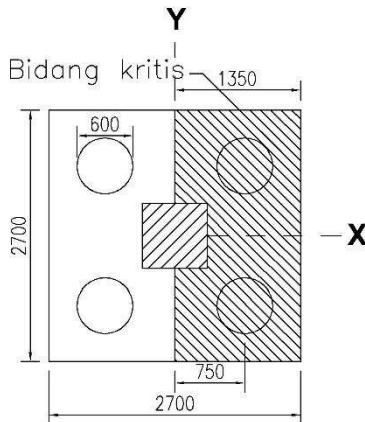
- Dimensi poer (B × L) = 2,7 × 2,7 m
- Tebal poer (t) = 1 m
- Diameter tulangan utama = 25 mm

- Dimensi kolom = 700×700 mm
- Tebal selimut beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
 - Arah x (d_x) = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5$ mm
 - Arah y (d_y) = $1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 887,5$ mm

a. Penulangan Poer Metode Konvensional

– Penulangan Lentur Arah-X

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.



Gambar 9.2 Bidang Kritis pada Poer Arah-x

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 138,63 \text{ t} \\
 q &= 2,7 \times 1 \times 2,4 = 6,48 \text{ ton/m} \\
 a_1 &= 0,75 \text{ m} \\
 b &= 1,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 2(P_{\max} \times a_1) - (q \times b \times b/2) \\ &= 2 \times (138,63 \times 0,75) - (6,48 \times 1,35 \times 1,35/2) \\ &= 202,05 \text{ tm} = 202045327,50 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_x) = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho_{\min} = 0,00186$$

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{0,9 \times l_x \times d_x^2} = \frac{202045327,50}{0,8 \times 2700 \times 912,5^2} = 0,100$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,100}{400}} \right) = 0,00025 \end{aligned}$$

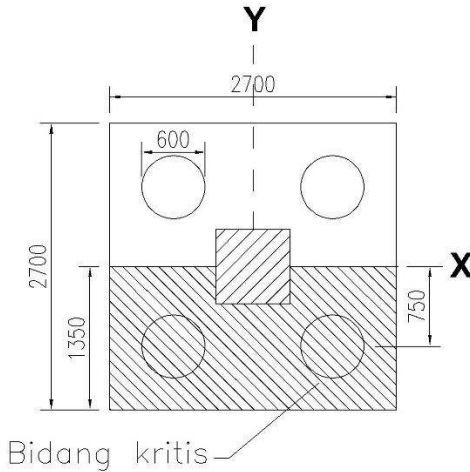
$\rho_{\text{perlu}} = 0,00025 < \rho_{\min} = 0,00186$ dipakai ρ_{\min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00186 \times 2700 \times 912,5 \\ &= 4394,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gunakan tulangan D25 – 250 ($A_s = 5399,61 \text{ mm}^2$)

– Penulangan Lentur Arah-Y

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.



Gambar 9.3 Bidang Kritis pada Poer Arah-y

$$P_{\max} = 138,63 \text{ t}$$

$$q = 2,7 \times 1 \times 2,4 = 6,48 \text{ ton/m}$$

$$a_1 = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 1,35 \text{ m}$$

Momen – momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_u &= 2(P_{\max} \times a_1) - (q \times b \times b/2) \\ &= 2 \times (138,63 \times 0,75) - (6,48 \times 1,35 \times 1,35/2) \\ &= 202,05 \text{ tm} = 202045327,50 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$(d_y) = 1000 - 75 - 25 - \frac{1}{2} \times 25 = 887,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\rho_{\min} = 0,00186$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times l_x \times d_y^2} = \frac{202045327,50}{0,8 \times 2700 \times 887,5^2} = 0,106$$

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

$$= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,106}{400}} \right) = 0,00026$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,00025 < \rho_{\text{min}} = 0,00186$ dipakai ρ_{min} sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00186 \times 2700 \times 887,5 \\ &= 4394,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Gunakan tulangan D25 – 250 ($A_s = 5399,61 \text{ mm}^2$)

– Kontrol Geser Pons Kolom Eksterior

Perencanaan pile cap harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil dari :

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

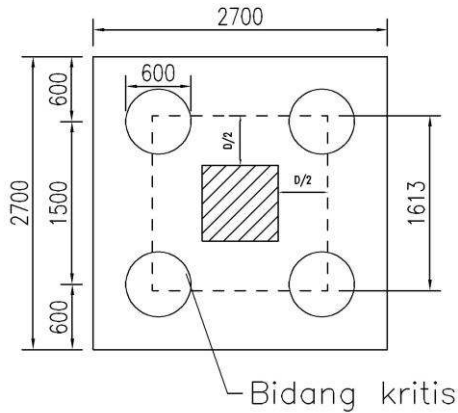
SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.a

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.b

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

SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1.c



Gambar 9.4 Penampang Kritis Geser pada Pile Cap

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$\beta_c = \frac{700}{700} = 1$$

b_0 = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_0 = 4 \times 1613 \\ = 6450 \text{ mm}$$

d = tinggi efektif = $1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912,5 \text{ mm}$

$\alpha_s = 30$, untuk kolom eksterior

$P = 674,17 \text{ ton}$

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6450 \times 912,5 = 16440816,85 \text{ N}$$

$$= 1644,08 \text{ t}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 912,5}{6442}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6442 \times 910,5 = 11306283,60 \text{ N}$$

$$= 1130,63 \text{ t}$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6450 \times 912,5 = 10638175,61 \text{ N}$$

$$= 1063,82 \text{ t}$$

Diambil yang terkecil $\rightarrow V_c = 1063,82 \text{ t}$

$$\phi V_c = 0,75 \times 1063,82 \text{ t}$$

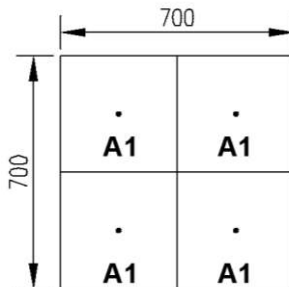
$$= 797,86 \text{ ton} > P_u = 589,80 \text{ ton} \dots \text{OK}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser pons.

b. Penulangan Poer Metode Strut-and-Tie

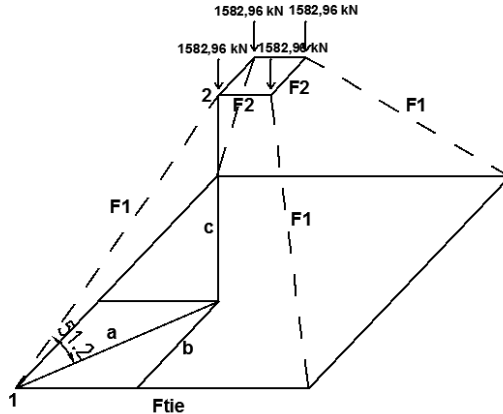
– Pemilihan Model Tras

Gambar berikut ini menunjukkan penampang dari kolom yang dibagi menjadi 4 area (karena tiang ada 4), masing-masing terhubung ke satu buah strut.



Gambar 9.5 Pembagian Elemen Strut

Pada gambar diatas, luas area A1 sebesar $350 \times 350 = 122500 \text{ mm}^2$. Posisi titik berat berada pada jarak 175 mm. Akibat beban P, permodelan rangka untuk mewakili blok yang terbebani adalah seperti gambar.



Gambar 9.6 Pemilihan Model Tras

Selimut beton = 75 mm

Asumsikan jarak dari garis tengah tulangan tie bawah ke serat beton bawah adalah 125 mm.

Menurut (Guo, 2015) tebal strut horizontal atas diasumsikan sebesar 0,1 tul tie ke serat bawah = $0,1 \times 125 = 87,5 \text{ mm}$.

Maka, jarak antara tie bawah dengan strut horizontal atas (c) adalah sebagai berikut:

$$c = 1000 - 125 - 87,5 = 787,5 \text{ mm}$$

$$F1 = 1131,99 \text{ mm}$$

Selanjutnya untuk mendapatkan panjang dan gaya-gaya yang terjadi pada elemen digunakan SAP 2000 sehingga didapatkan:

$$P_u = 1386,33 \text{ kN}$$

$$F1 = 1992,78 \text{ kN} = 1992780 \text{ N}$$

$$F_{tie} = 1012,24 \text{ kN} = 1012241 \text{ N}$$

$$F2 = 1012,24 \text{ kN} = 1012241 \text{ N}$$

Nilai sudut (θ)

$$\sin \theta = \frac{\text{panjang } c}{\text{panjang } F1} = \frac{787,5}{1131,99} = 44,1^\circ > 25^\circ \dots \text{ok!}$$

Sesuai dengan persyaratan yang ditentukan SNI 2847:2013 Lampiran A bahwa sudut terkecil antara sebuah strut dan sebuah tie yang bergabung di daerah node ditetapkan sebesar 25° , maka sudut kemiringan strut masih memenuhi syarat.

– **Pemilihan Tulangan Tie**

$$d \text{ efektif} = 1000 - wt = 1000 - 125 = 875 \text{ mm}$$

$$\text{Gaya } F_{tie} = 1012,24 \text{ kN} = 1012241 \text{ N}$$

Dipakai tulangan D25 mm ($A_s = 490,87 \text{ mm}^2$)

Penulangan tie dapat diperoleh dari persamaan berikut :

$$F_{nt} \geq F_{tie}$$

$$A_{st} F_y \geq F_{tie}$$

$$A_{st} \times 400 \geq 1012241$$

$$A_{st} \geq 1518,36 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan 4 D25 mm $A_s = 1963,50 \text{ mm}^2$. Tulangan tie disusun tepat di atas tiang (pile).

Pada lokasi lain di luar daripada tie digunakan tulangan minimum ($A_{st \text{ min}}$).

Luas tulangan minimum yang diperlukan adalah sebagai berikut :

$$A_{st \text{ min}} = 0,00186 \times b \times d$$

$$A_{st \text{ min}} = 0,00186 \times 2700 \times 875$$

$$A_{st \text{ min}} = 4394,25 \text{ mm}^2$$

Gunakan tulangan D25 – 250 mm

– **Kontrol Elemen**

Menurut lampiran A SNI 2847:2013, gaya-gaya yang bekerja pada elemen harus memenuhi:

$$\phi F_n \geq F_u$$

dimana:

F_n = kekuatan nominal sebuah strut, pengikat, atau daerah nodal.

F_u = gaya berfaktor yang bekerja pada sebuah strat, pengikat, atau daerah tumpuan, atau daerah nodal.

$\phi = 0,75$ untuk strat maupun pengikat (serupa dengan reduksi kekuatan untuk geser).

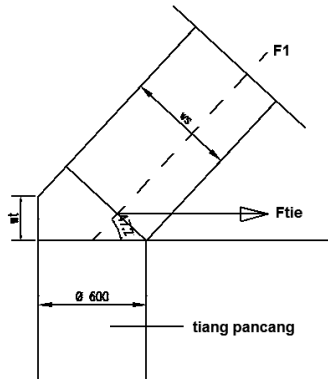
Telah diasumsikan sebelumnya bahwa jarak dari garis tengah tie ke bawah serat terluar beton adalah 125 mm, maka :

$$w_t = 2 \times 125 \text{ mm} = 250 \text{ mm}$$

$$w_s = \phi \text{ pancang} \sin \theta + w_t \cos \theta$$

$$w_s = 600 \sin 44,10^\circ + 250 \cos 44,10^\circ$$

$$= 597 \text{ mm}$$



- Kontrol elemen strut pada node 1

Kapasitas strut miring berdasarkan ACI318-02:

$$F_{ns} = f_{cs} A_{cs}$$

$\beta_s = 1$ untuk strut miring berbentuk prismatis

$$f_{cs} = 0,85 \beta_s f'_c$$

$$= 0,85 \times 1 \times 30 = 25,5 \text{ MPa}$$

$F_{ns} = f_{cs} \times w_s \times b$ (dimana b adalah diameter tiang pancang)

$$= 25,5 \times 597 \times 600$$

$$= 9134024,55 \text{ N}$$

$$\phi F_{ns} = 0,75 \times 9134024,55$$

$$= 6850518,41 \text{ N} > F_1 = 1992780 \text{ N (ok)}$$

- Kontrol elemen nodal pada node 2

Jika diidealisasikan bahwa strut miring tersebut berbentuk persegi. Maka panjang sisi dari strut (h_2) dapat diperoleh sebagai berikut:

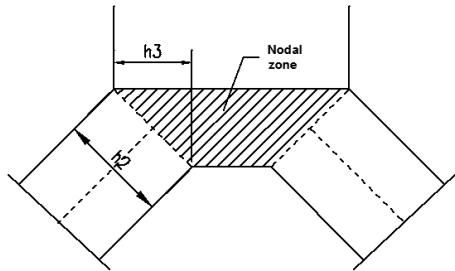
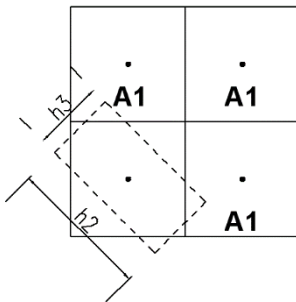
$$F_1 = \phi f_{cu} A_{cs}$$

$$1992780 = 0,75 \times 25,5 \times A_{cs}$$

$$A_{cs} = 104197,65 \text{ mm}^2$$

$$h_2 = \sqrt{104197,65} = 322,80 \text{ mm}$$

$$h_3 = \frac{A_1}{h_2} = \frac{122500}{322,80} = 379,50 \text{ mm}$$



Kapasitas node berdasarkan ACI318-02:

$$F_{nt} = f_{ce} A_{cs}$$

$\beta_s = 1$ dalam daerah-daerah nodal yang tidak mengangkur pengikat. C-C-C

$$F_{ce} = 0,85 \beta_s f'c$$

$$= 0,85 \times 1 \times 30 = 25,5 \text{ MPa}$$

$$F_{ns} = f_{cu} \times h_2 \times h_3$$

$$= 25,5 \times 322,80 \times 379,50$$

$$= 4621767 \text{ N}$$

$$\phi F_{ns} = 0,75 \times 4621767$$

$$= 3266325,22 \text{ N} > F_1 = 1992780 \text{ N (ok)}$$

Perhitungan kontrol elemen yang lain tercantum pada tabel dibawah ini.

Tabel 9.2 Kontrol Elemen Strut-and-tie

Elemen		Node	Type	β_s	ϕF_n	F_u	CEK
					N	N	
Strut	F1	1	prismatis	1	6850518.41	1992780.00	OK
	F1	2	prismatis	1	2342812.50	1992780.00	OK
	F2	2	prismatis	1	1270125.47	1012241.00	OK
	Pu	2	prismatis	1	2342812.50	1386334.85	OK
Nodal	reaksi	1	CCT	0.8	3483772.72	1386334.85	OK
	F1	1	CCT	0.8	3466325.22	1992780.00	OK
	Ftie	1	CCT	0.8	1451571.97	1386334.85	OK
	Pu	2	CCC	1	2342812.5	1386334.85	OK
	F2	2	CCC	1	1171406.25	1012241.0	OK
	F1	2	CCC	1	2342812.50	1992780.00	OK

9.5.6 Perencanaan Poer Kolom Interior

Perencanaan Poer kolom interior dilakukan cara yang sama dengan kolom eksterior. Kemudian dihitung pula dengan metode strut-and -tie nya. Sehingga didapatkan hasil penulangan sebagai berikut:

Tabel 9.3 Hasil Penulangan Poer

Metode	Kebutuhan Tulangan			Ket.
	PC 1	PC 2	PC 3	
	2700 x 2700	4200 x 2700	2700 x 1200	
Strut-and-Tie	8 D25	21 D25	6 D25	daerah Tie
	5 D25	14 D25	2 D25	luar daerah Tie
Konvensional	11 D25	17 D25	11 D25	Arah-x
	11 D25	11 D25	6 D25	Arah-y

Tabel 9.4 Perbandingan Hasil Analisa Poer

Type	titik pancang	Dimensi	Strut-and-Tie	Konvensional	Selisih
	(buah)	(mm)	(mm ²)	(mm ²)	
PC 1	4	2700 x 2700	12762.72	10799.22	8%
PC 2	6	4200 x 2700	19634.95	13744.47	18%
PC 3	2	2700 x 1200	8835.73	8344.86	3%

“halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB X

PENUTUP

10.1 Kesimpulan

Dari hasil studi dan analisis pada struktur yang ditinjau, maka dapat disimpulkan hal-hal sebagai berikut:

1. Penyusunan pembentukan elemen strut dan elemen tie mengikuti trayektori tegangan yang terjadi pada komponen struktur tersebut. Elemen strut bekerja sebagai elemen tekan berupa beton yang menahan gaya luar sedangkan elemen tie bekerja sebagai elemen tarik berupa gaya yang dibutuhkan untuk ditahan oleh tulangan.
2. Desain penulangan strut-and-tie memfokuskan kekangan pada daerah elemen tie sedangkan pada metode konvensional kebutuhan tulangan disebar ke seluruh sisi penampang.
3. Hasil perbandingan desain balok tinggi dengan metode strut-and-tie dan metode konvensional didapatkan kebutuhan tulangan metode strut-and-tie lebih banyak $\pm 50\%$ didaerah lapangan $\pm 6\%$ didaerah tumpuan dari metode konvensional sedangkan kebutuhan sengkang lebih sedikit strut-and-tie $\pm 7\%$.
4. Sedangkan pada desain perbandingan kebutuhan tulangan metode strut-and-tie terhadap metode konvensional pada titik pancang 2 sebesar 3%, titik pancang 4 sebesar 8%, dan titik pancang 6 sebesar 18%. Dapat dilihat jika semakin banyak jumlah tiang pancang, semakin besar juga hasil perbandingan antara kedua metode tersebut.
5. Hal ini dikarenakan pada metode strut-and-tie tidak ada pengecekan untuk kontrol geser pons yang dilakukan pada metode konvensional sehingga memungkinkan pada perhitungan desain mencegah agar geser pons tidak terjadi.

6. Dari pembahasan perhitungan, metode strut-and-tie lebih praktis digunakan dibandingkan metode konvensional karena menggunakan rangka batang yang lebih rasional.
7. Kelemahan metode strut-and-tie diakibatkan oleh kebebasan perencana dalam memilih model rangka. Karena pada perhitungan desain strut-and-tie hanya mengandalkan kekuatan beton yang terbentuk dari rangka batang.

10.2 Saran

Berdasarkan analisa selama proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat penulis sampaikan adalah diantaranya :

1. Diperlukan pemahaman yang baik untuk menggunakan metode strut-and-tie dalam perhitungan sehingga metode ini memberikan hasil yang efisien dan efektif dikarenakan banyaknya pilihan model rangka yang dapat digunakan. Disarankan untuk dipilih yang membentuk truss yang paling optimum.
2. Untuk pembebanan dengan gaya gempa diharapkan ada penelitian untuk tugas akhir selanjutnya.

DAFTAR PUSTAKA

American Concrete Institute. 2010. **ACI SP-273 Further Example for The Design of Structural Concrete with Strut-and-tie Models**. USA: American Concrete Institute.

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.

Brown, M. D., dkk. 2006. **Design for Shear in Reinforced Concrete Using Strut-and-tie Models**. Austin: The University of Texas at Austin.

Guo, H. 2015. **Evaluation of Column Load for Generally Uniform Grid-Reinforced Pile Cap Failing in Pinching**. ACI Structural Journal. Vol. 112, No. 2. American Concrete Institute. 123-134

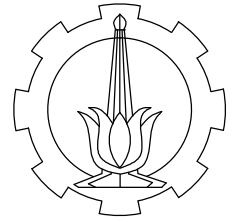
Mathern, G. C. A. 2010. **Strut-and-tie Modelling of Reinforced Concrete Pile Caps**. Sweden: Chalmers University of Technology.

Morisson, J. 2001. "Guide to Strut-and-tie Modelling". **Buro Happold** 5-6.

Nawy, E., Tavo, Benny K. 2010. **Beton Bertulang. Sebuah Pendekatan Mendasar.** Jilid 1 Edisi Kelima. Surabaya: ITS Press.

Dimig, J., E. Rogalla, and J. Duntemann. **Design of Pile Cap With Strut-and-Tie Models.** 269-278.

Salamy, M. R., Hiroshi K, and Shigeki U. **Experimental And Analytical Study on RC Deep Beam Behavior Under Monotonic Load.** Earthquake Engineering Research Team.



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI I

SKALA

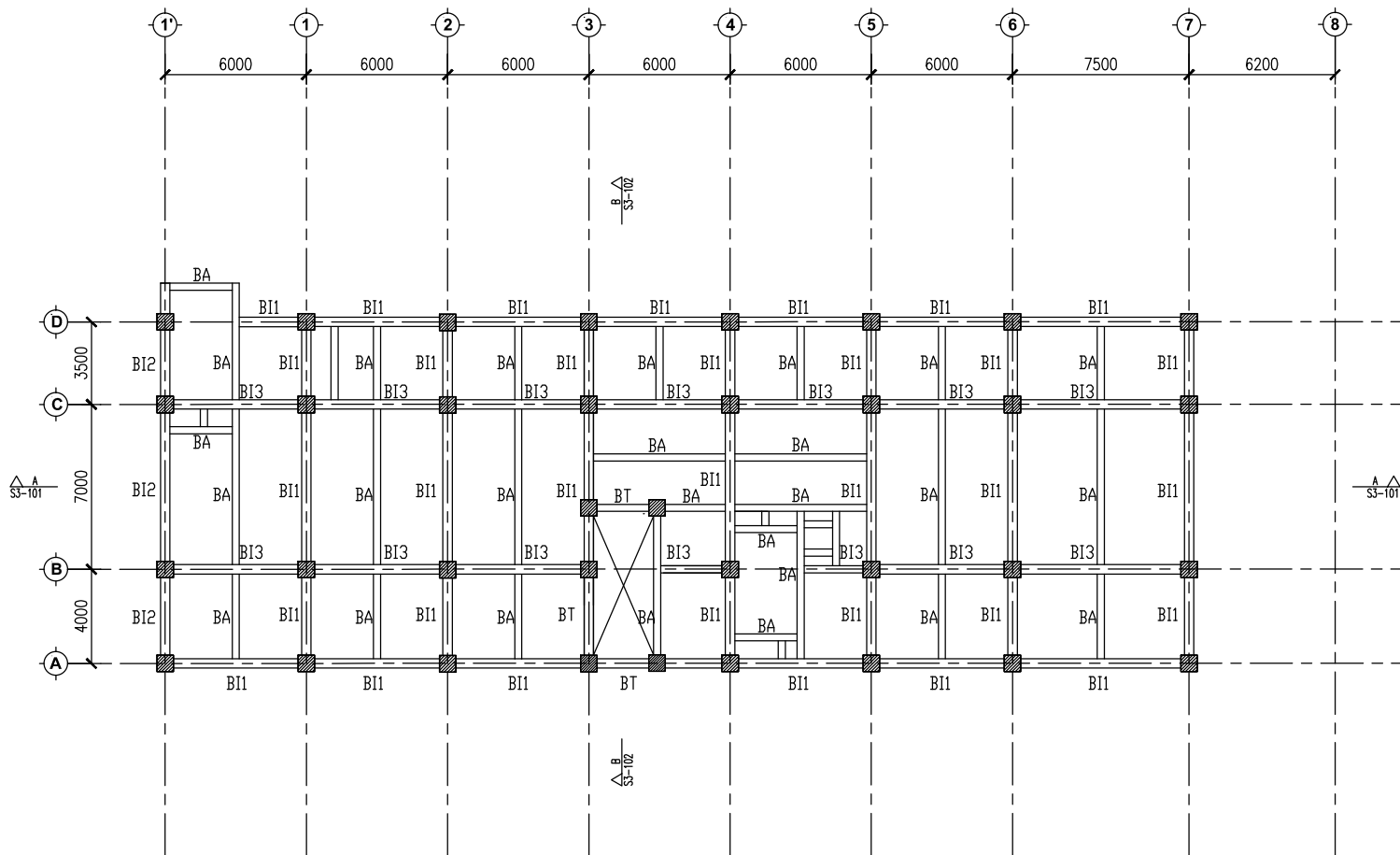
1:300

NOMOR GAMBAR

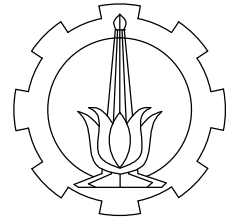
1

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 1
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI
MEZZANINE

SKALA

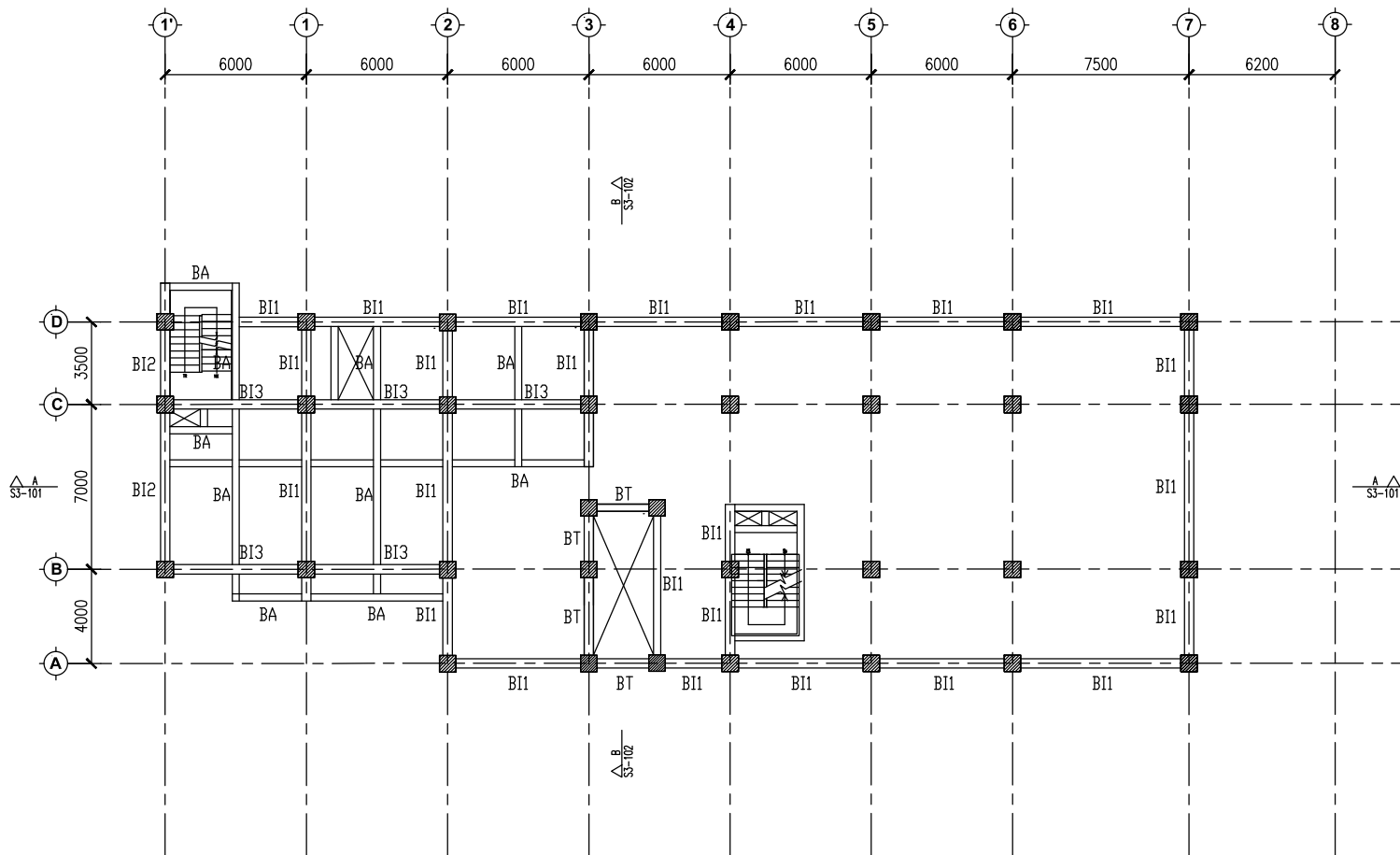
1:300

NOMOR GAMBAR

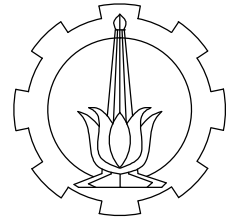
2

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI MEZZANINE
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 2

SKALA

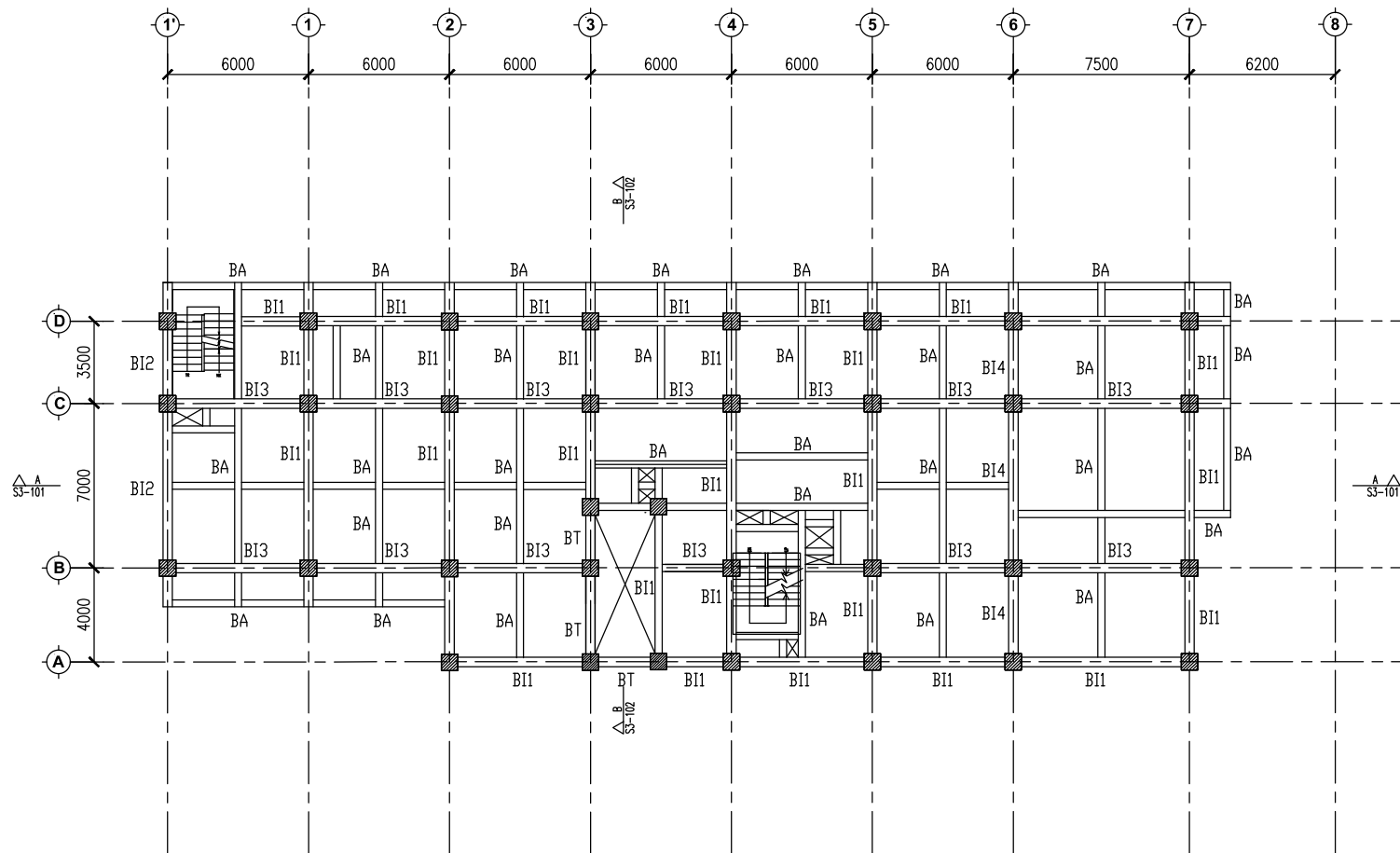
1:300

NOMOR GAMBAR

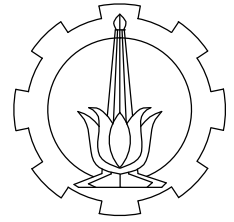
3

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 2
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 3 - II

SKALA

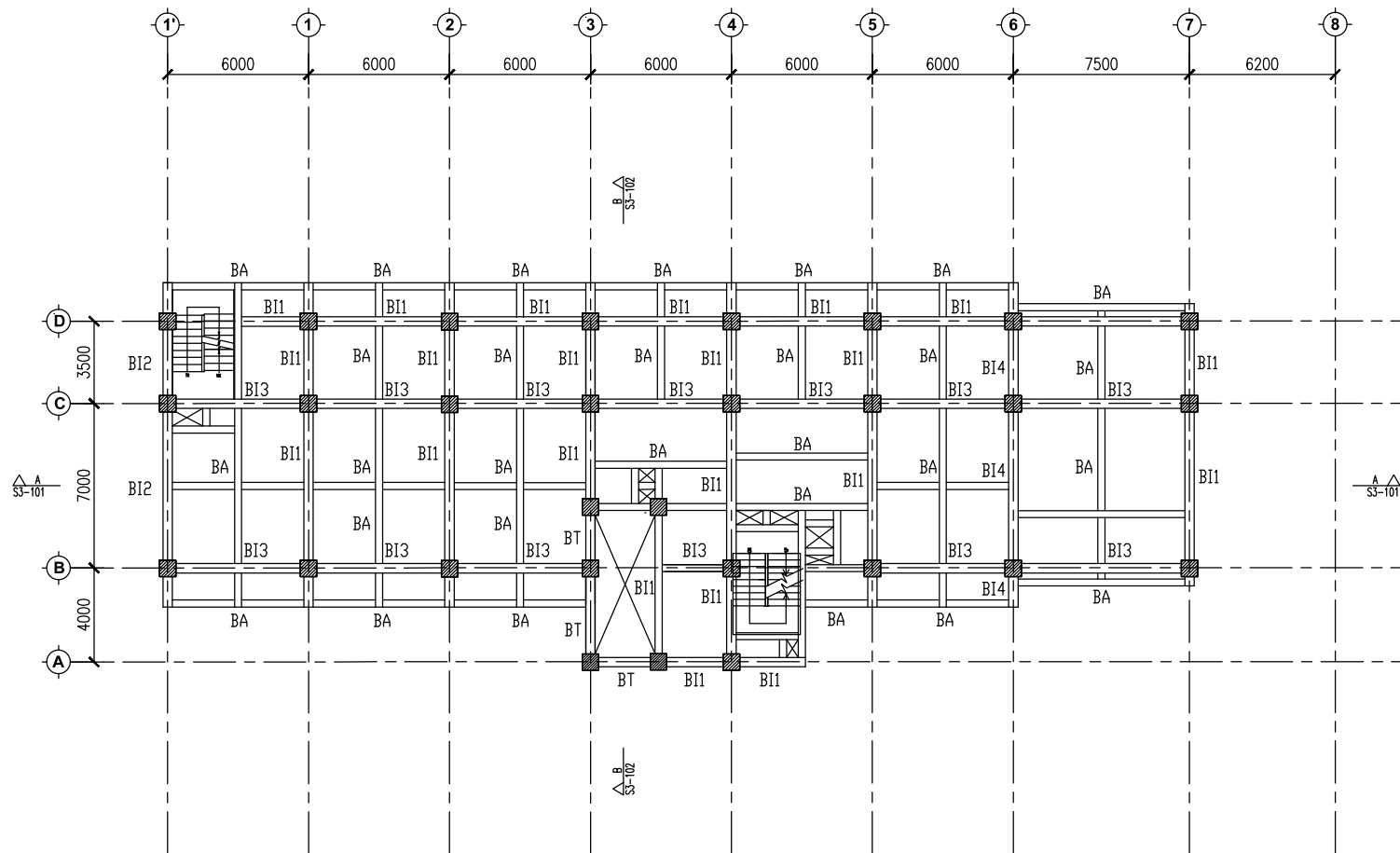
1:300

NOMOR GAMBAR

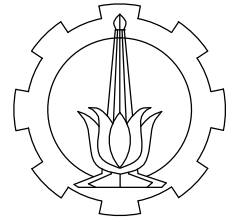
4

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 3-11
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI 12

SKALA

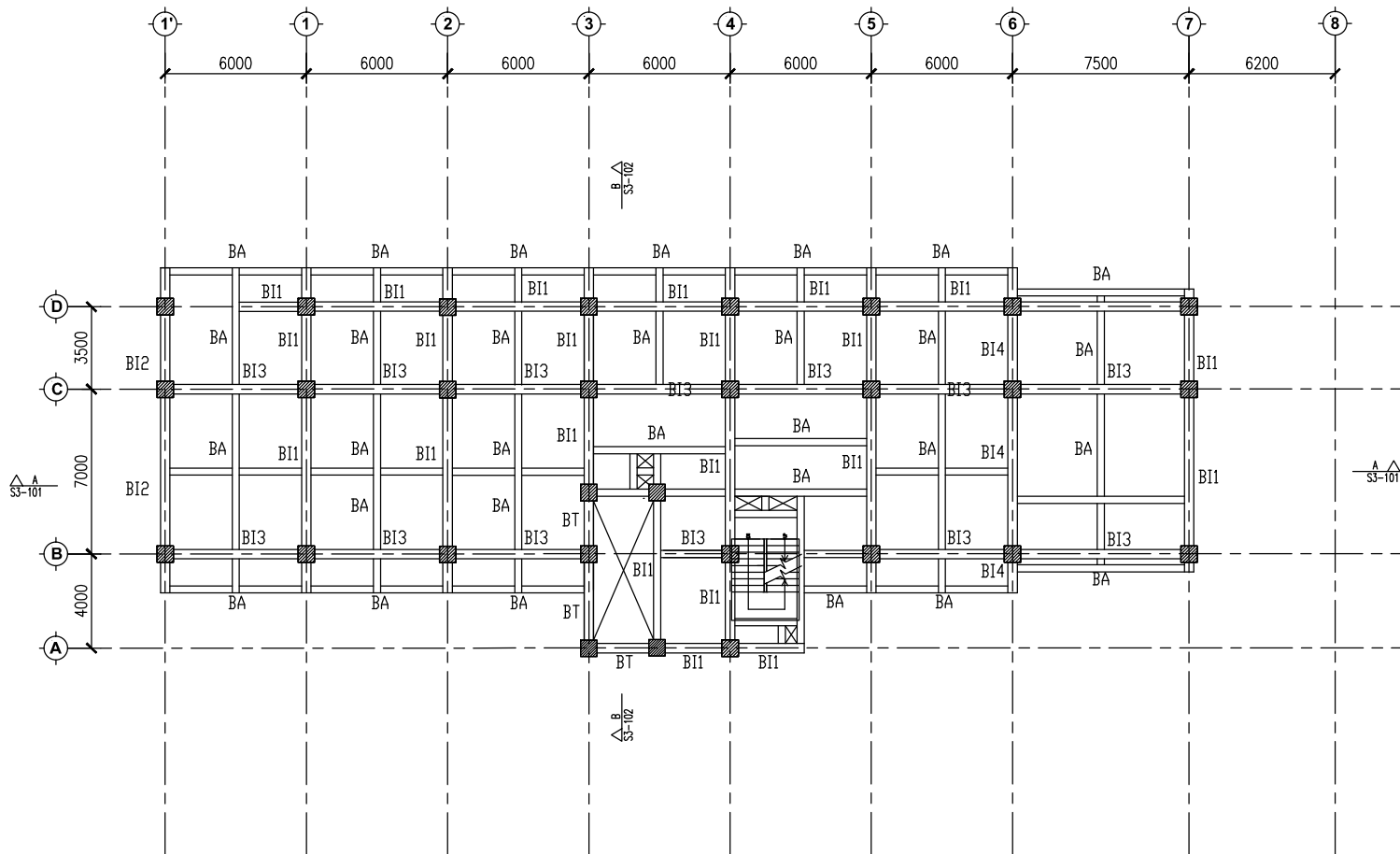
1:300

NOMOR GAMBAR

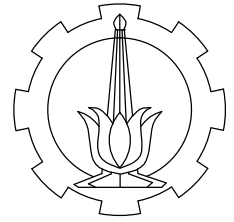
5

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI 12
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN
LANTAI ATAP

SKALA

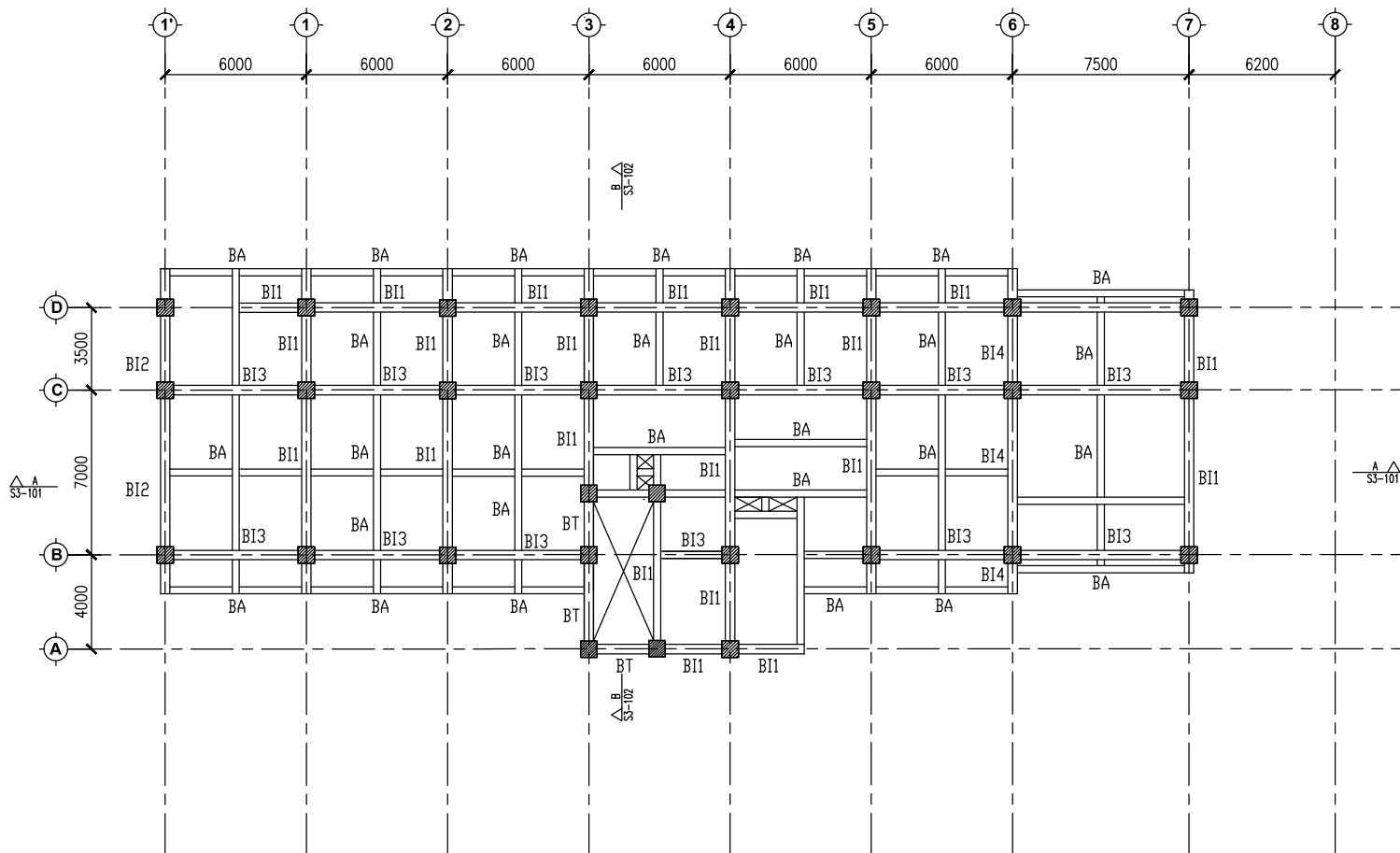
1:300

NOMOR GAMBAR

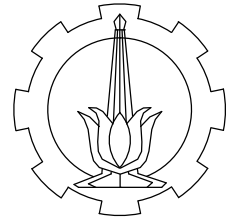
6

27

CATATAN



DENAH PEMBALOKAN LANTAI ATAP
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH, POTONGAN,
& DETAIL TANGGA

SKALA

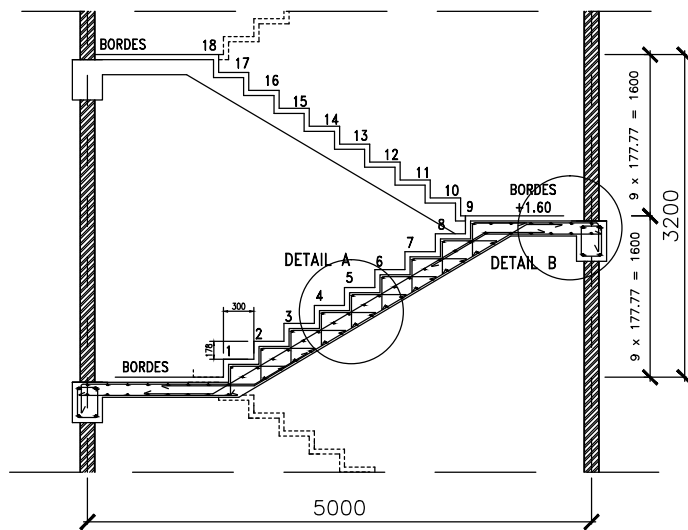
1:75 , 1:20

NOMOR GAMBAR

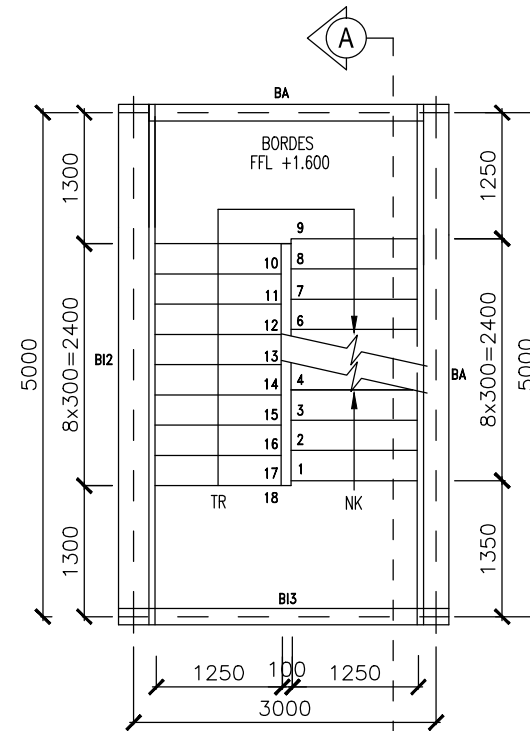
7

27

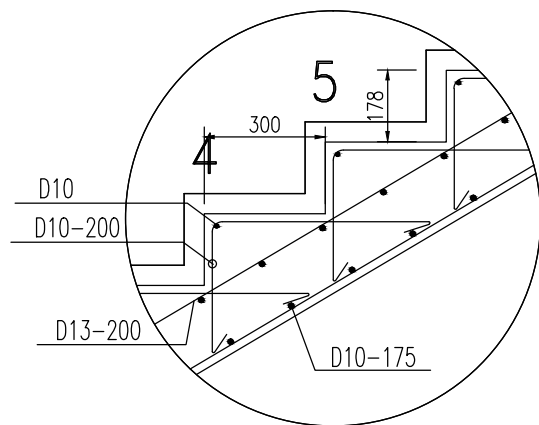
CATATAN



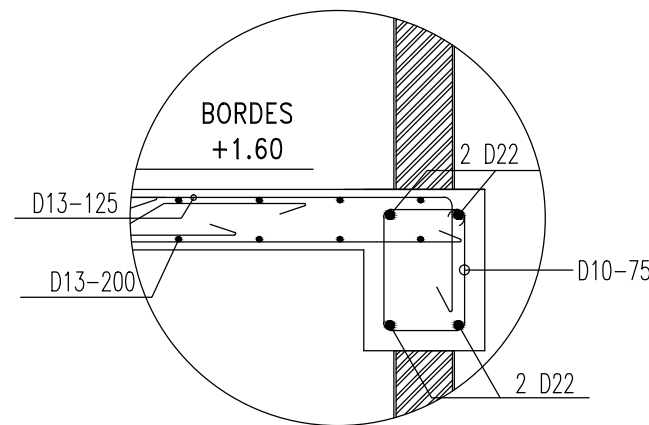
POTONGAN A-A
SKALA 1:75



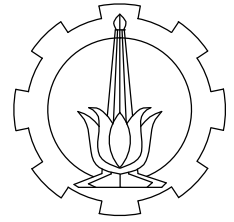
DENAH TANGGA
SKALA 1:75



DETAIL A
SKALA 1:20



DETAIL B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PELAT

SKALA

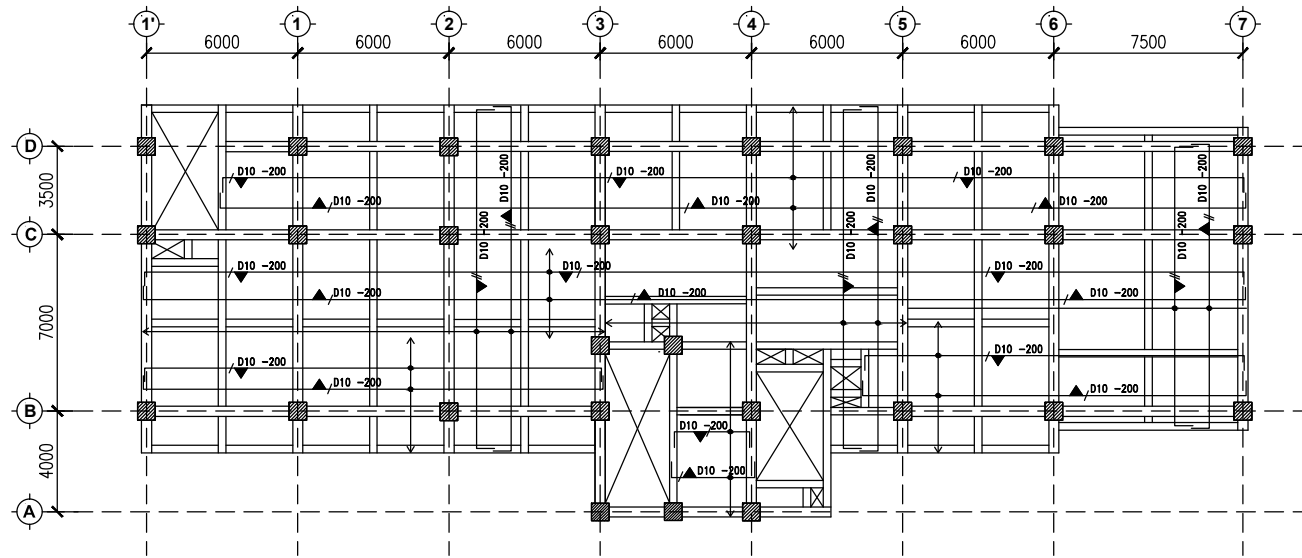
1:300

NOMOR GAMBAR

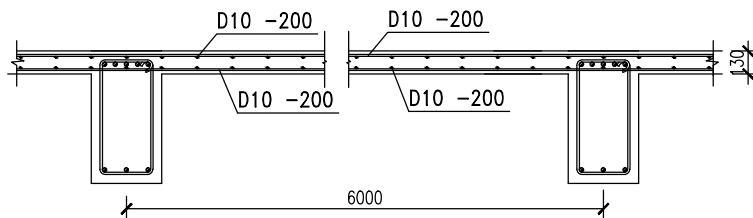
8

27

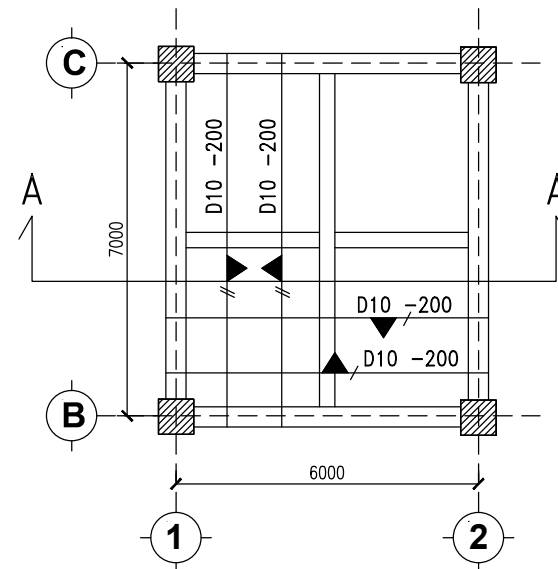
CATATAN



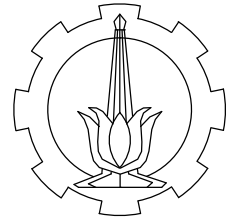
DENAH PENULANGAN PELAT
SKALA 1:300



POT A-A
SKALA 1:40



DETAIL PENULANGAN PELAT
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BA
30/40

SKALA

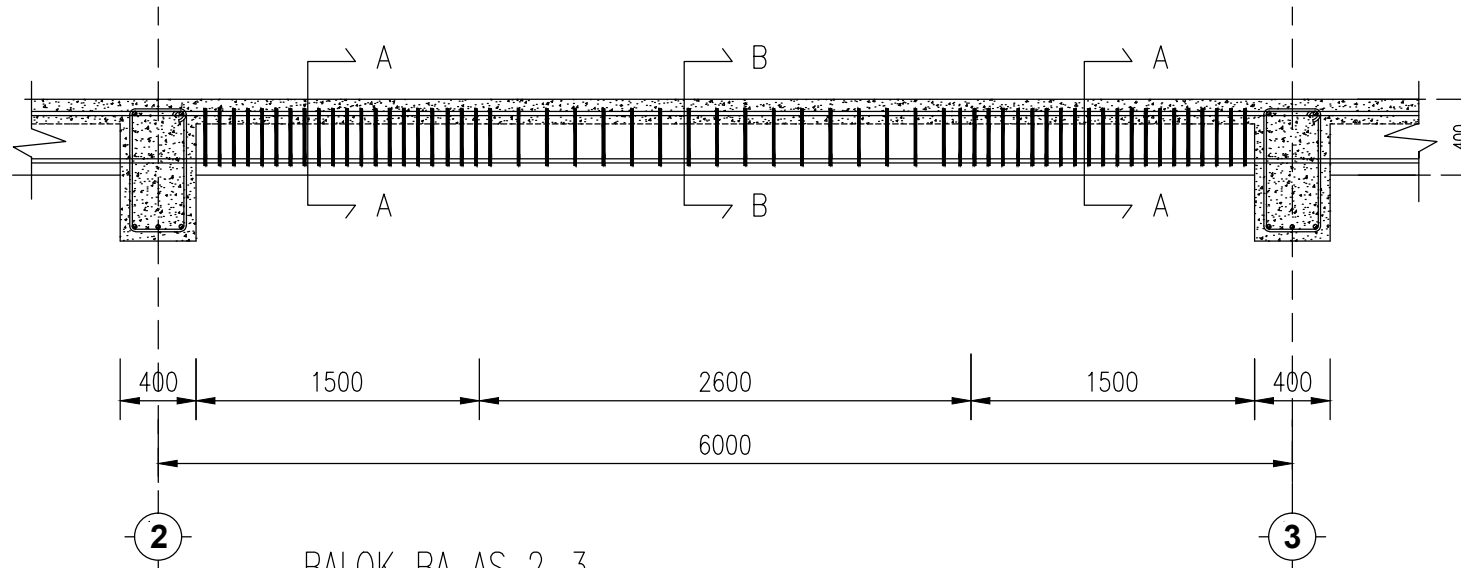
1 : 40 , 1 : 20

NOMOR GAMBAR

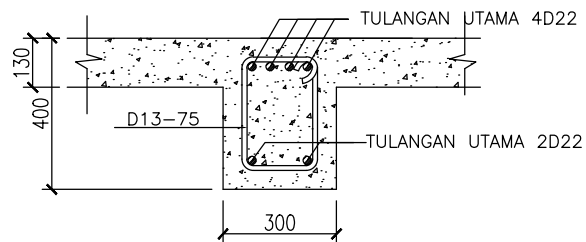
9

27

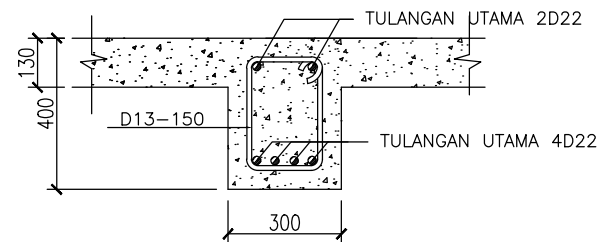
CATATAN



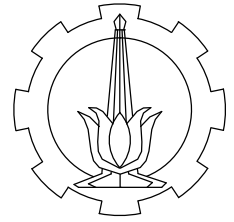
BALOK BA AS 2-3
SKALA 1:40



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BI I EKSTERIOR
40/75

SKALA

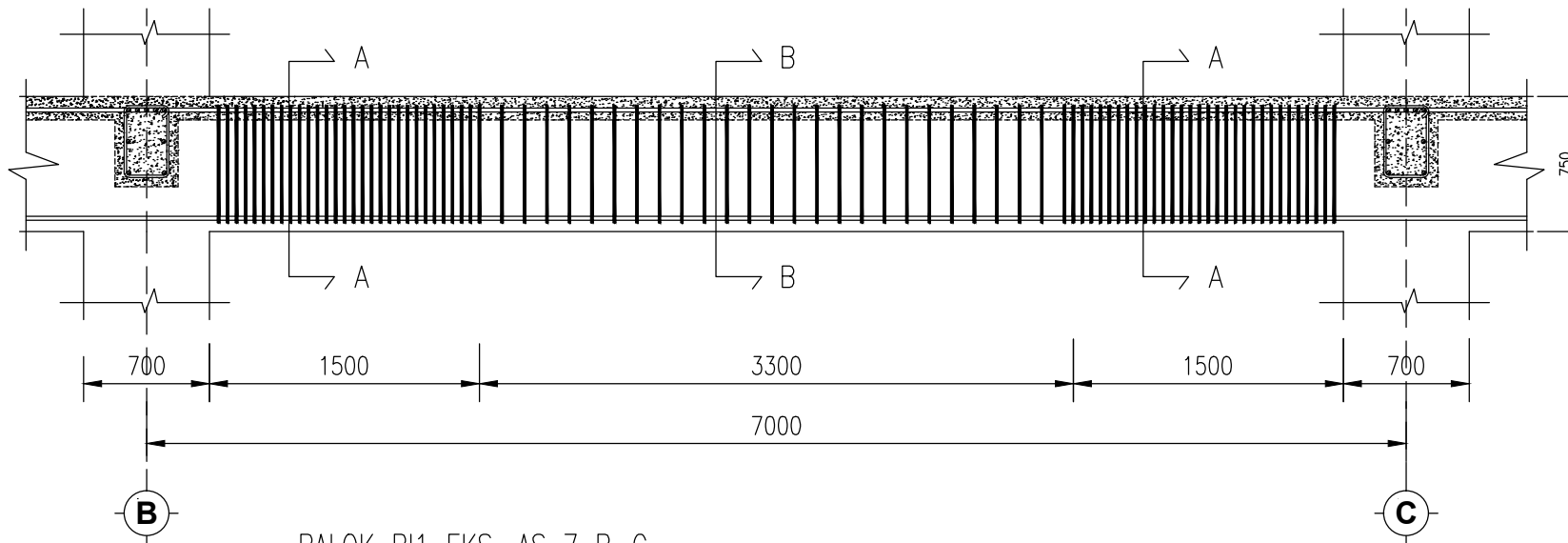
1 : 40 , 1 : 20

NOMOR GAMBAR

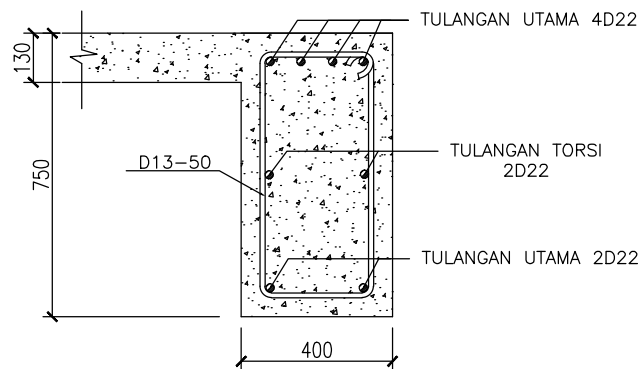
10

27

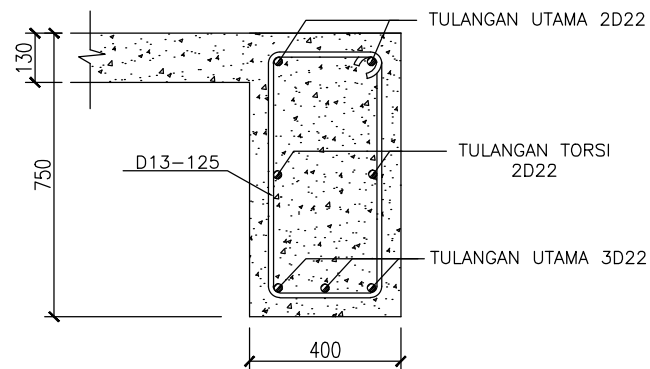
CATATAN



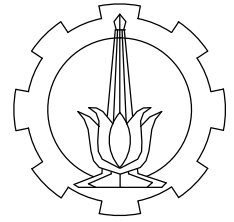
BALOK BI1 EKS. AS 7 B-C
SKALA 1:40



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BI I INTERIOR
40/75

SKALA

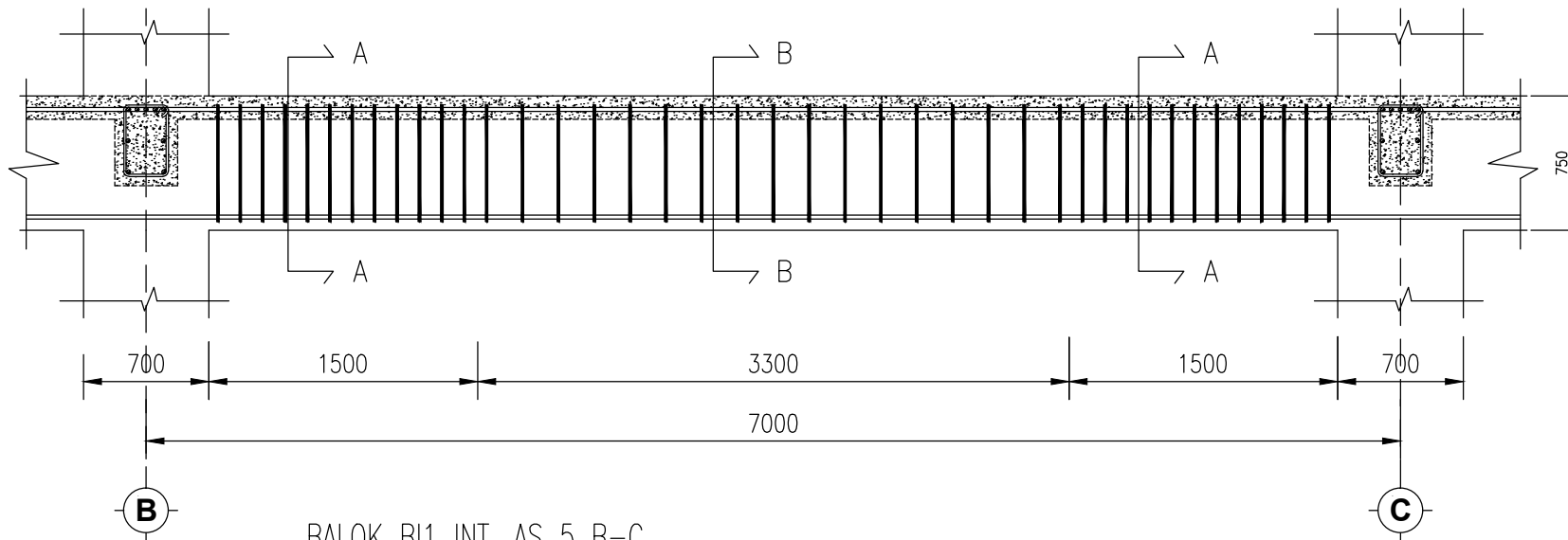
I : 40 , I : 20

NOMOR GAMBAR

II

27

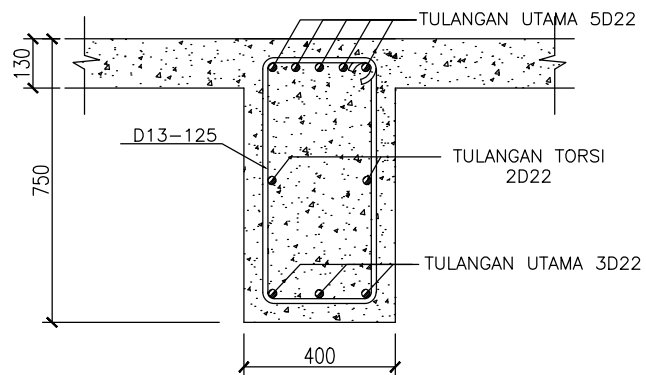
CATATAN



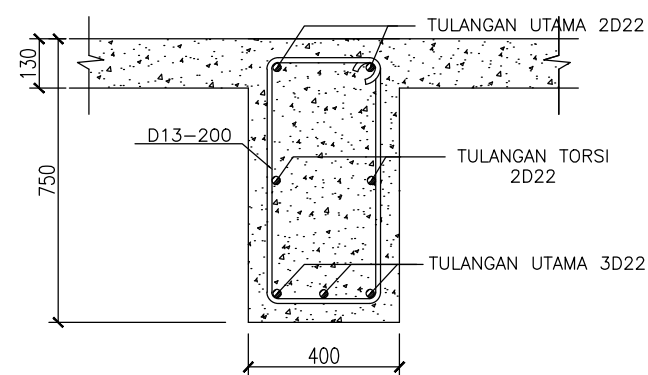
B

BALOK BI1 INT. AS 5 B-C
SKALA 1:40

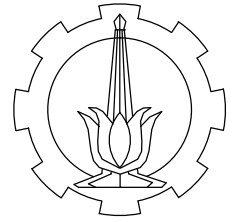
C



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BI 2
40/60

SKALA

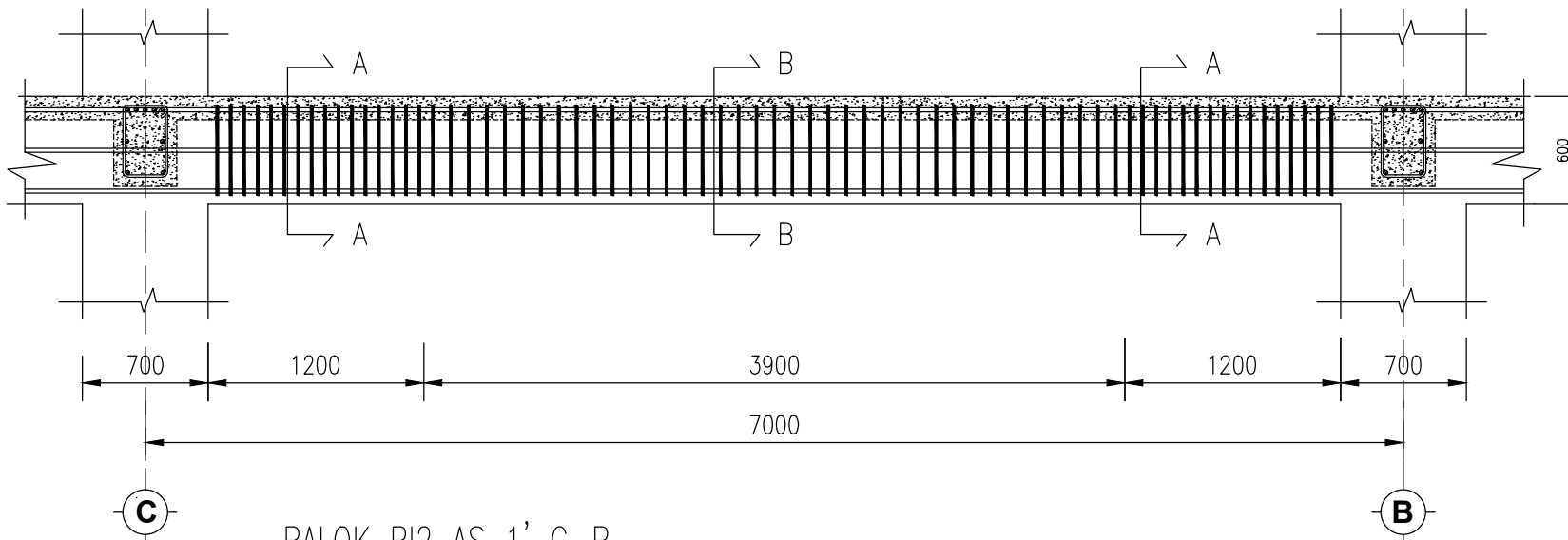
1 : 40 , 1 : 20

NOMOR GAMBAR

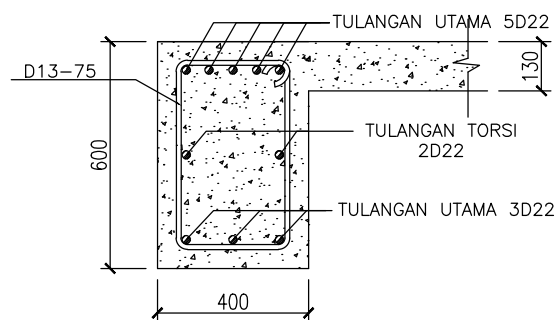
12

27

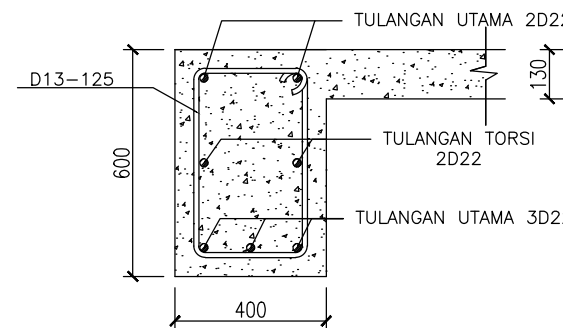
CATATAN



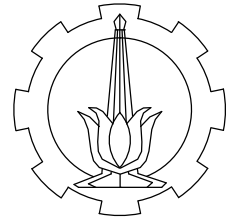
BALOK BI2 AS 1' C-B
SKALA 1:40



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BI 3
35/50

SKALA

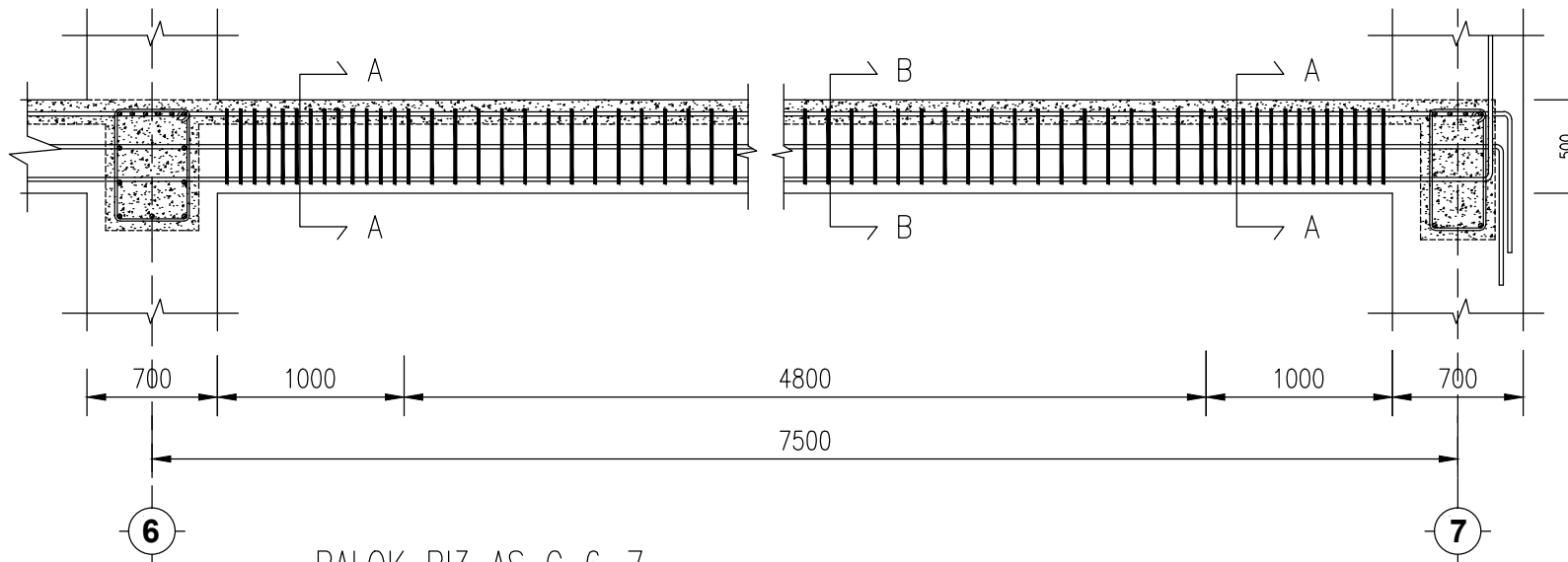
1 : 40 , 1 : 20

NOMOR GAMBAR

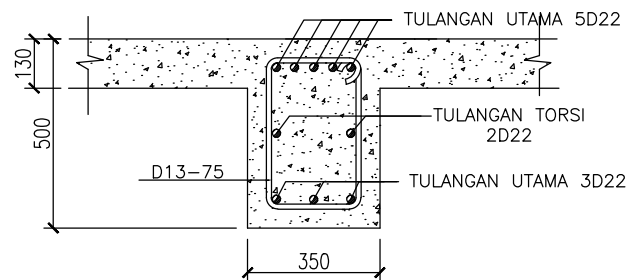
13

27

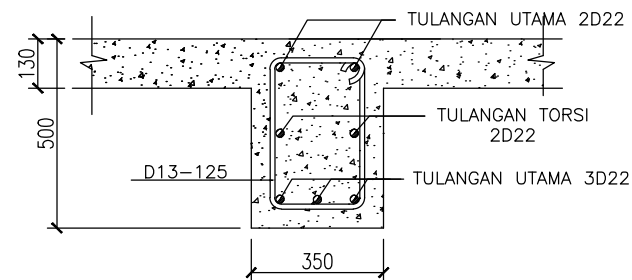
CATATAN



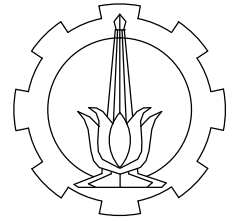
BALOK BI3 AS C 6-7
SKALA 1:40



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK BI 4
50/70

SKALA

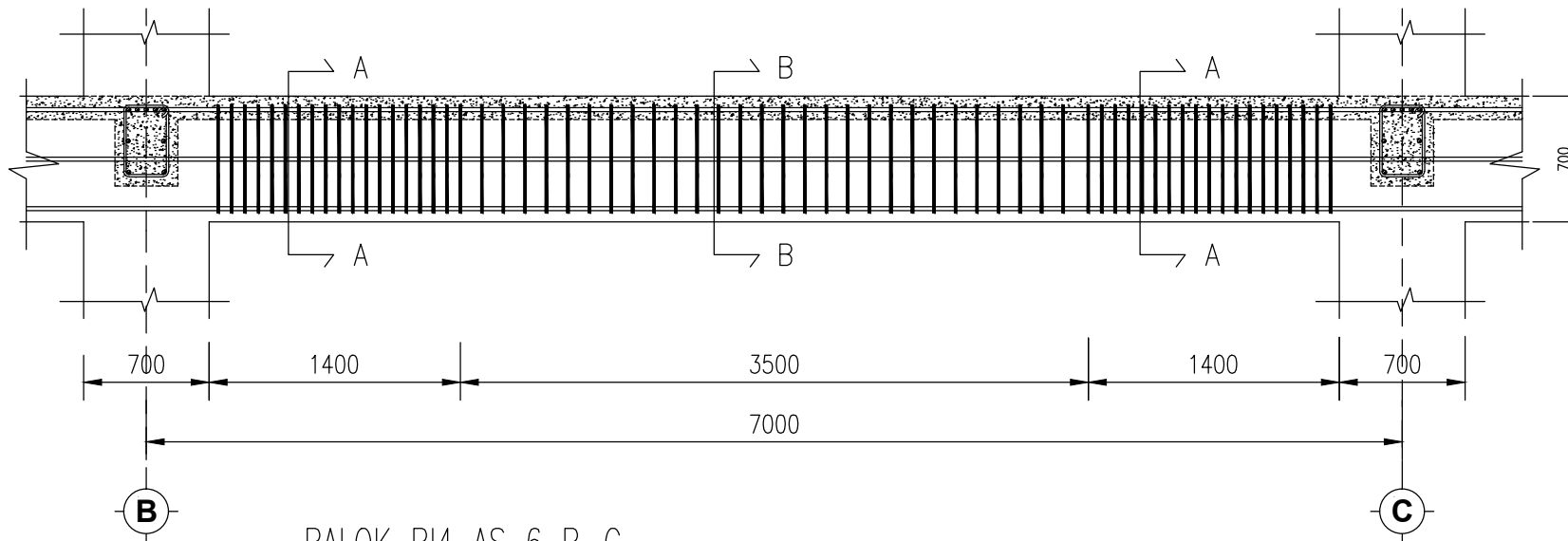
1 : 40 , 1 : 20

NOMOR GAMBAR

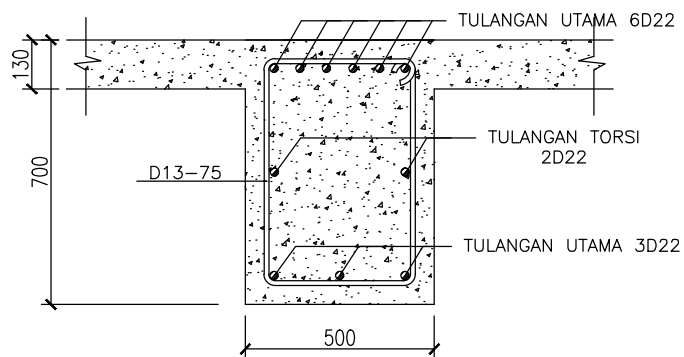
14

27

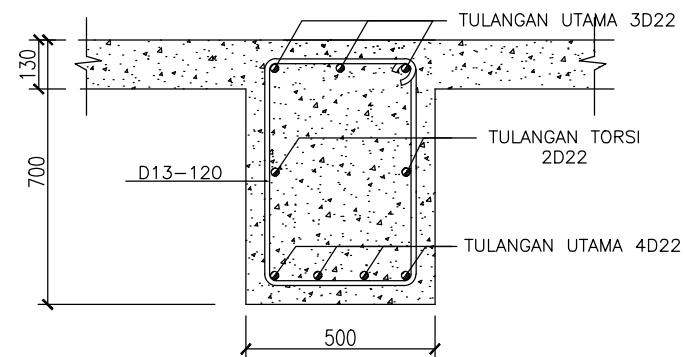
CATATAN



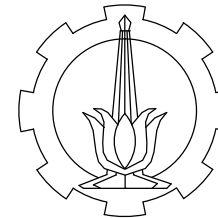
BALOK BI4 AS 6 B-C
SKALA 1:40



POT A-A
SKALA 1:20



POT B-B
SKALA 1:20



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK TINGGI
KONVENSIONAL

SKALA

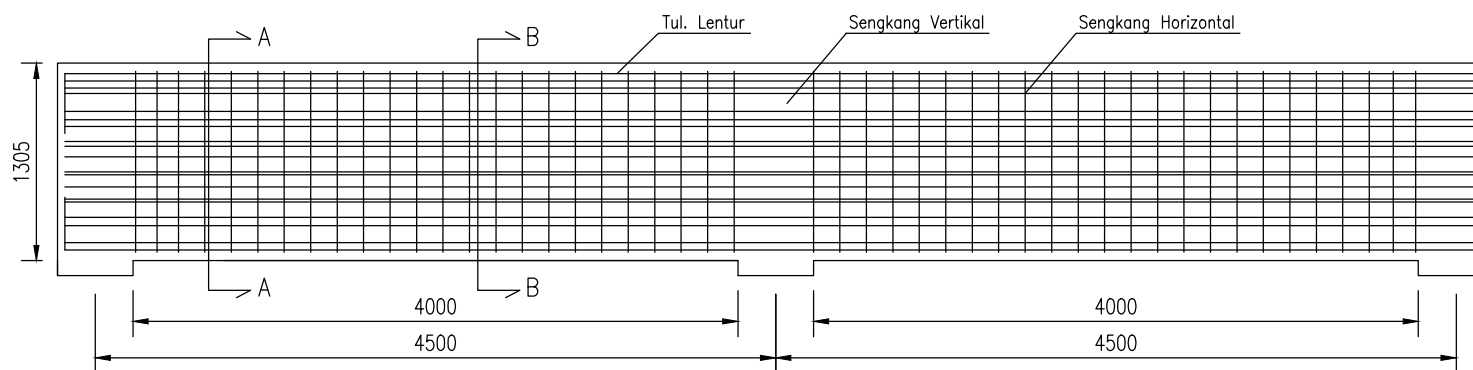
1 : 50 , 1 : 25

NOMOR GAMBAR

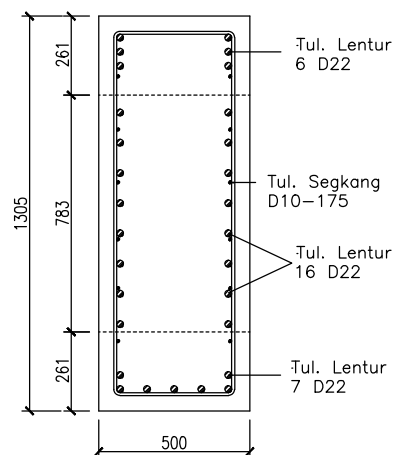
15

27

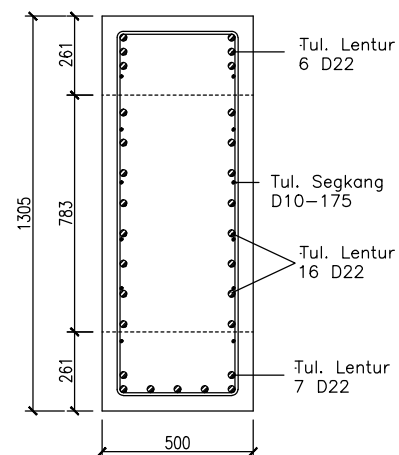
CATATAN



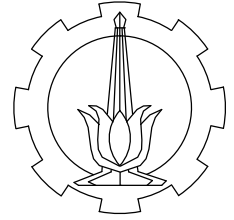
BALOK TINGGI KONVENSIONAL
SKALA 1:50



POT A-A
SKALA 1:25



POT B-B
SKALA 1:25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

BALOK TINGGI
STRUT-AND-TIE

SKALA

1 : 50 , 1 : 25

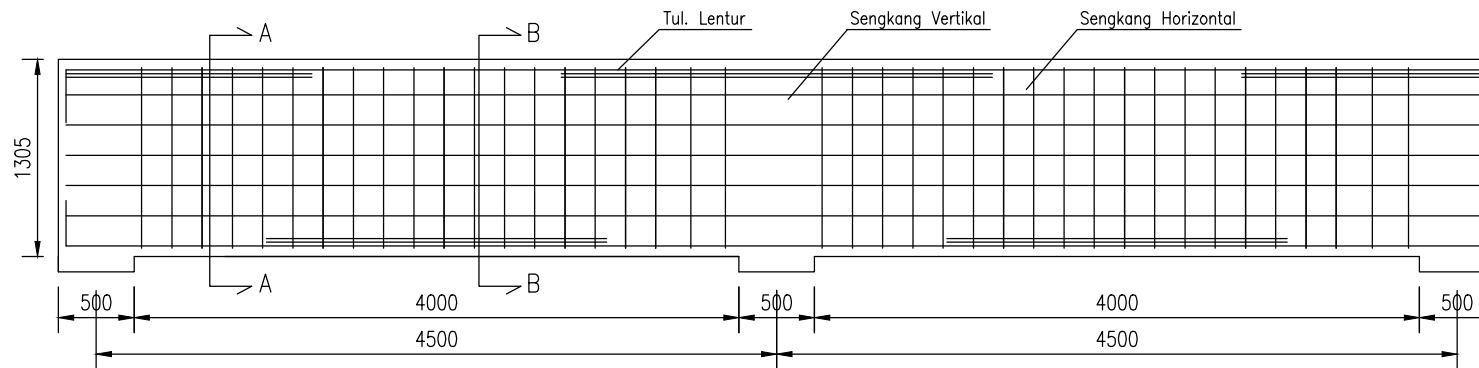
NOMOR GAMBAR

16

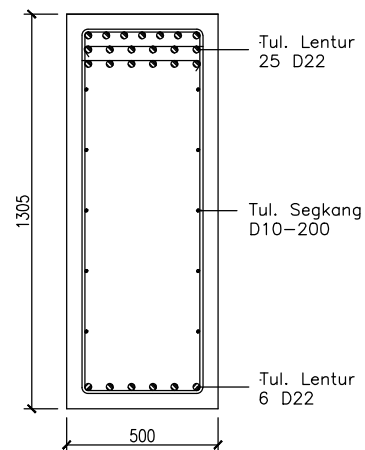
27

CATATAN

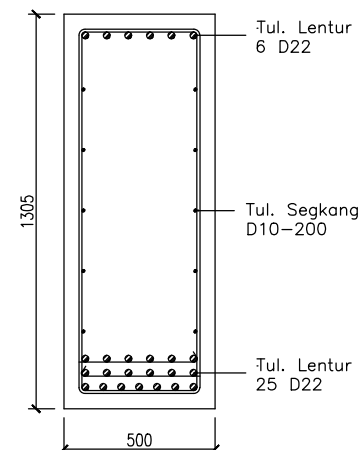
--



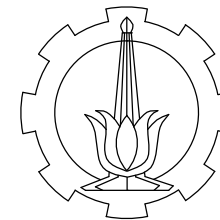
BALOK TINGGI STRUT-AND-TIE
SKALA 1:50



POT A-A
SKALA 1:25



POT B-B
SKALA 1:25



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH KOLOM

SKALA

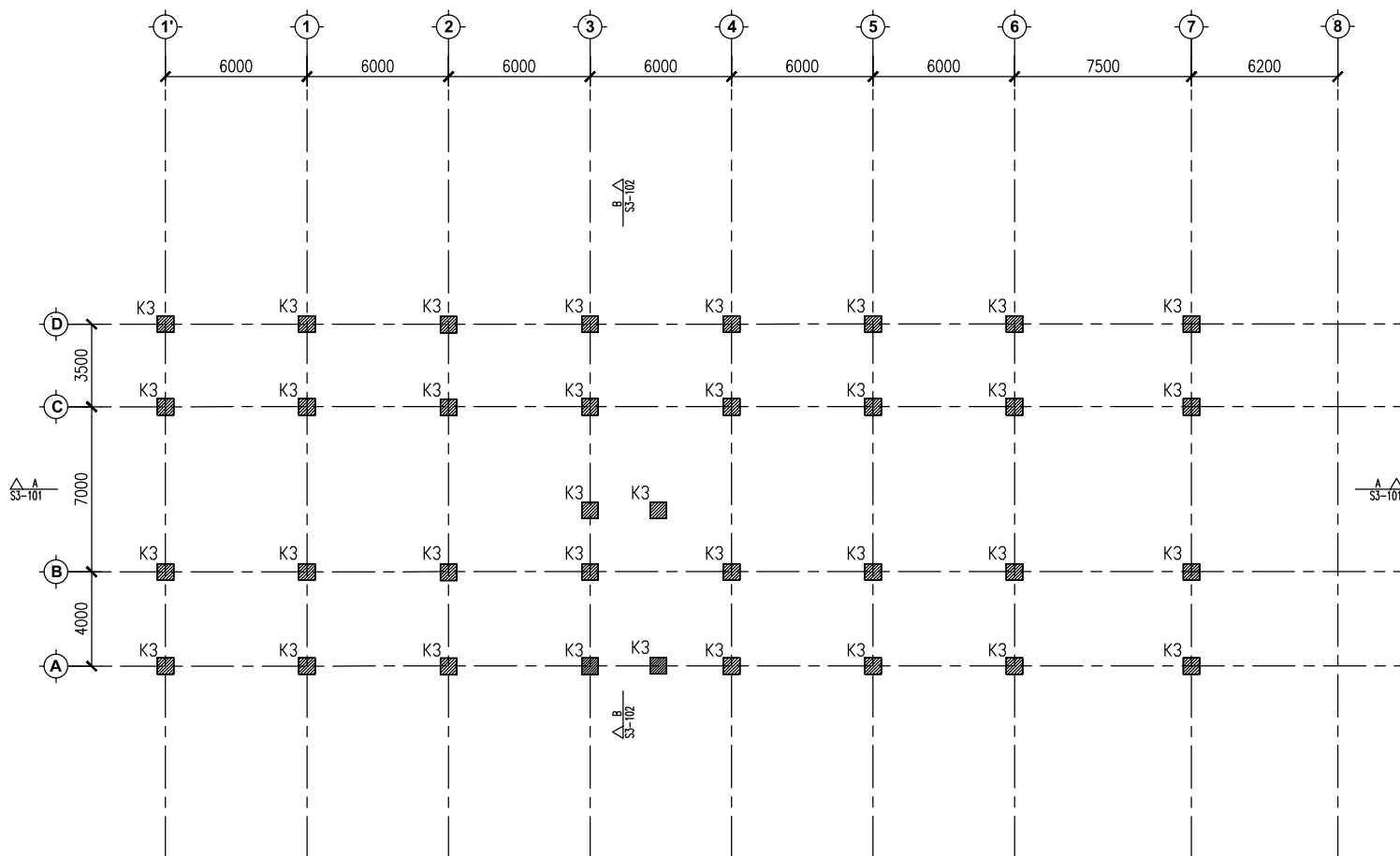
1:300

NOMOR GAMBAR

17

27

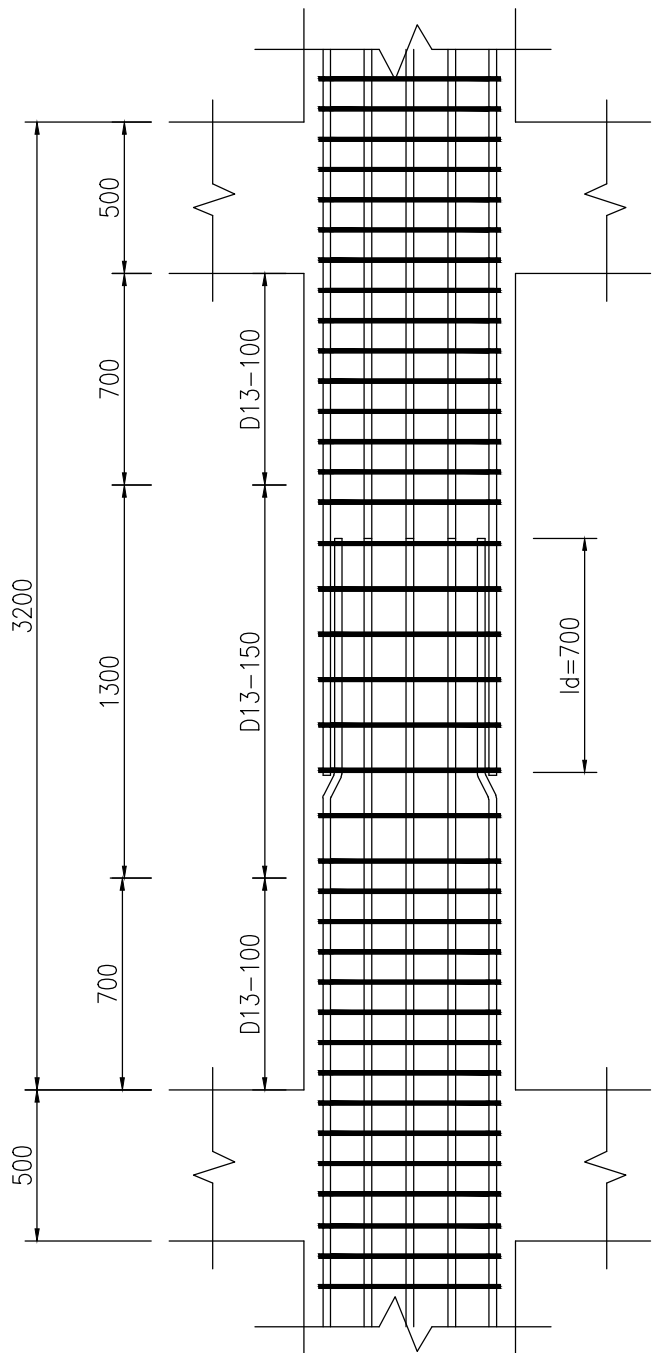
CATATAN



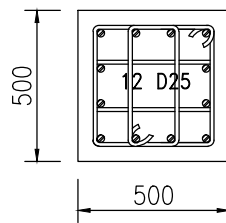
TABEL KOLOM

LANTAI \ KOLOM	K1	TINGGI KOLOM (mm)	MUTU BETON
	b x h (mm)		
LT.9 - LT. ATAP	500 x 500	3200	f'c 35
LT.5 - LT.8	600 x 600	3200	f'c 35
LT. 2 - LT. 4	700 x 700	3200	f'c 35
LT.1 - MEZZANINE	700 x 700	2700	f'c 35

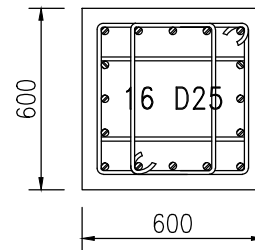
DENAH KOLOM
SKALA 1:300



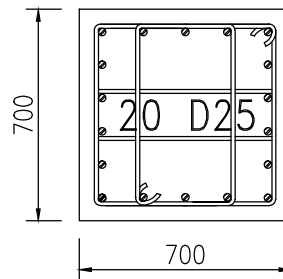
KOLOM 1



KOLOM 2



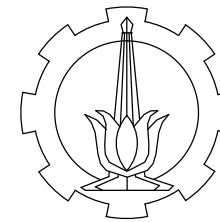
KOLOM 3



DETAIL KOLOM
SKALA 1:25

KETERANGAN:

LANTAI	KOLOM
LT.9 - LT. ATAP	K1
LT.5 - LT.8	K2
LT. 1 - LT. 4	K3



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM

SKALA

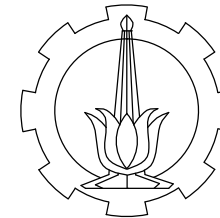
1 : 25

NOMOR GAMBAR

18

27

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

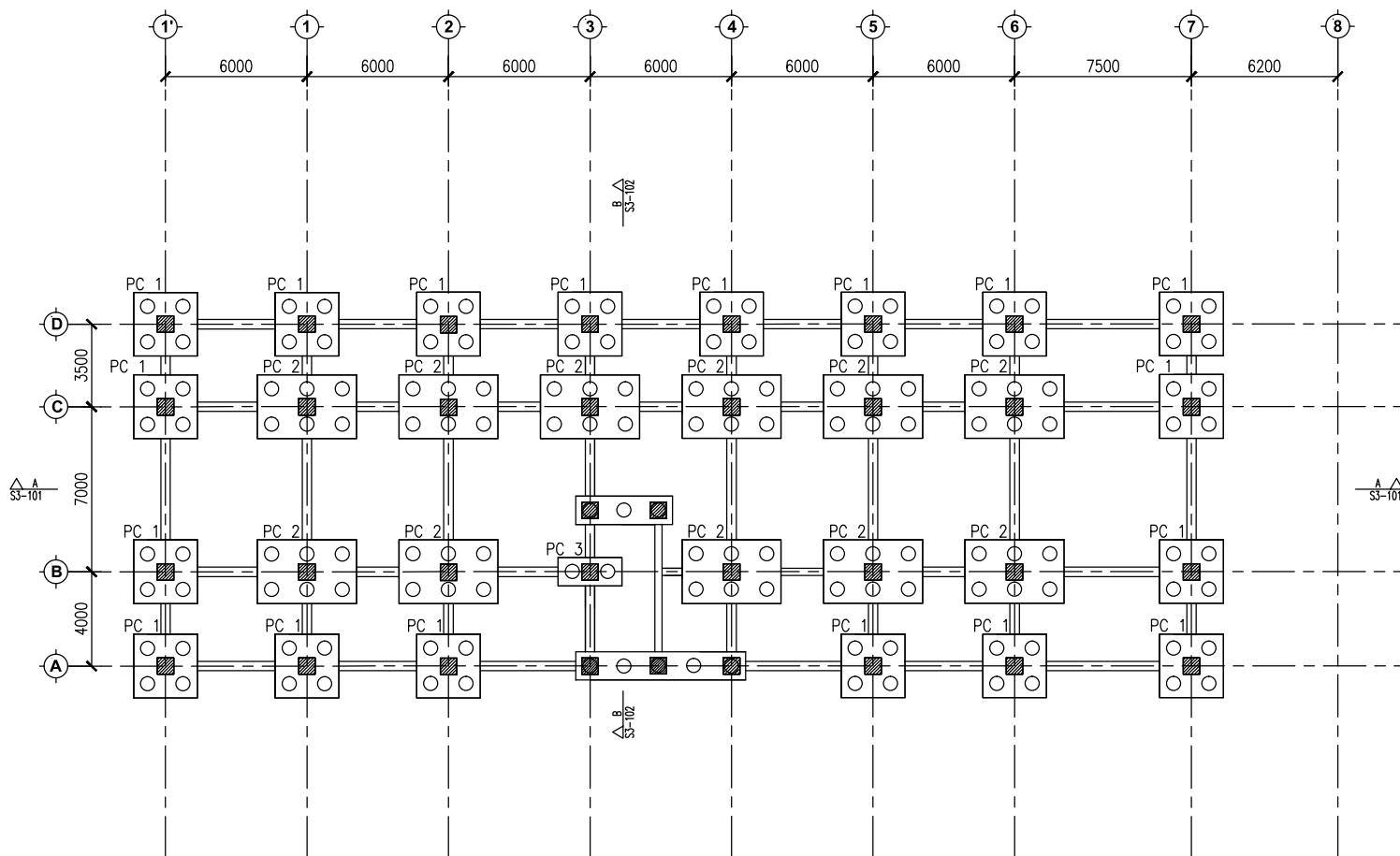
1:300

NOMOR GAMBAR

19

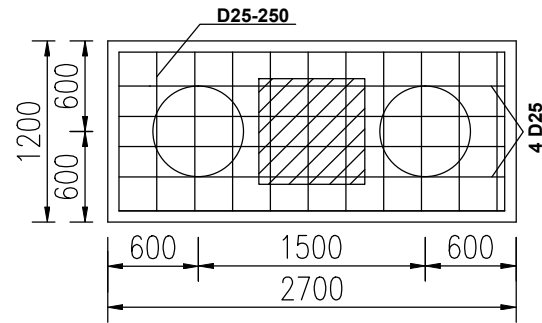
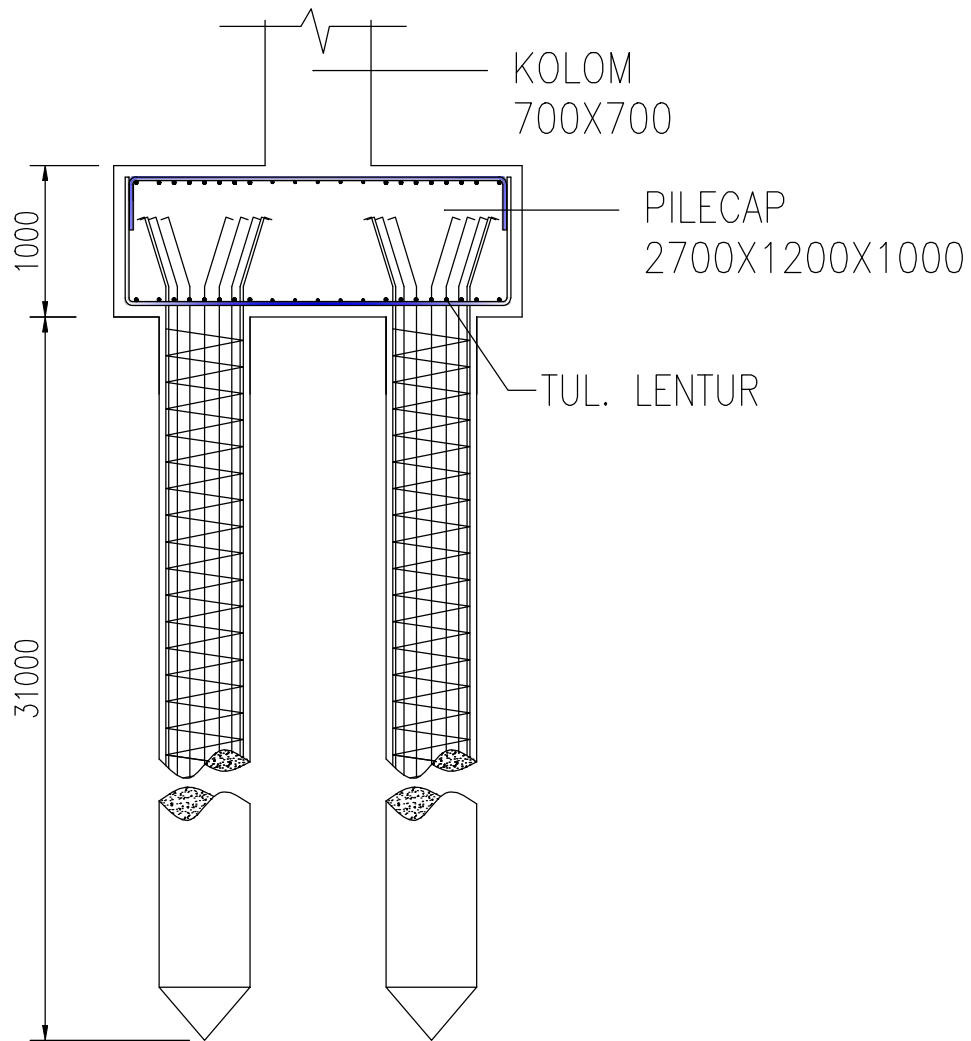
27

CATATAN

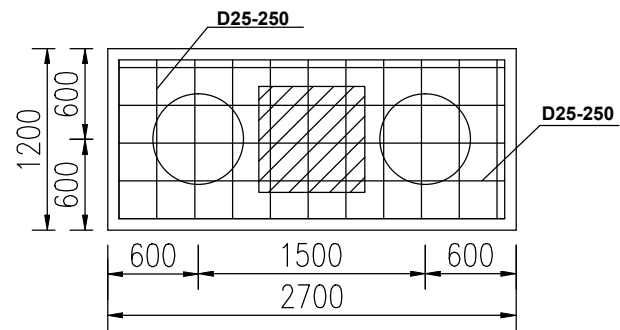


DENAH POER & TITIK PANCANG

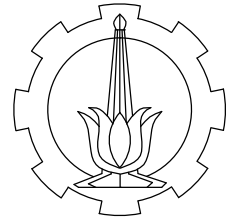
SKALA 1:300



PENULANGAN PC2 STRUT-AND-TIE
SKALA 1:40



PENULANGAN PC2 KONVENSIONAL
SKALA 1:40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER PC3

SKALA

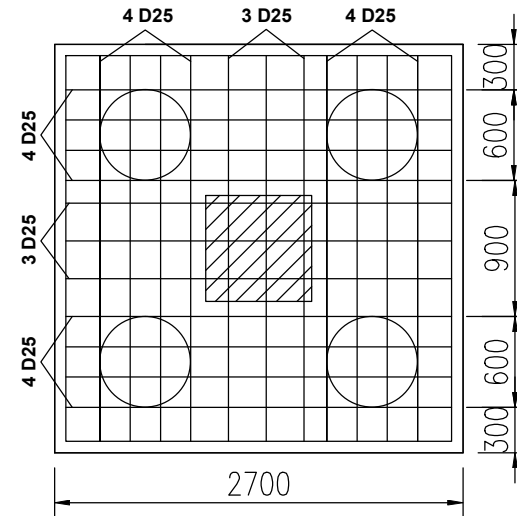
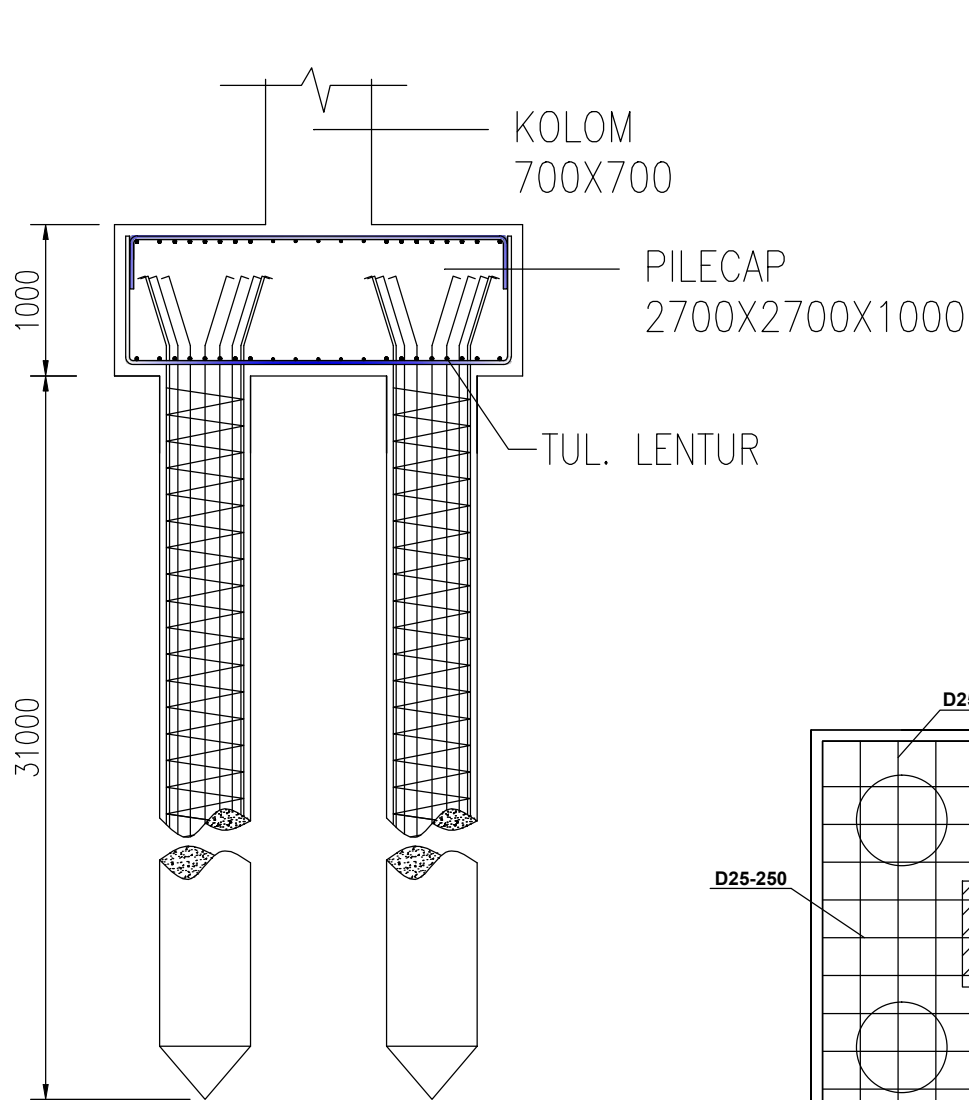
1 : 50

NOMOR GAMBAR

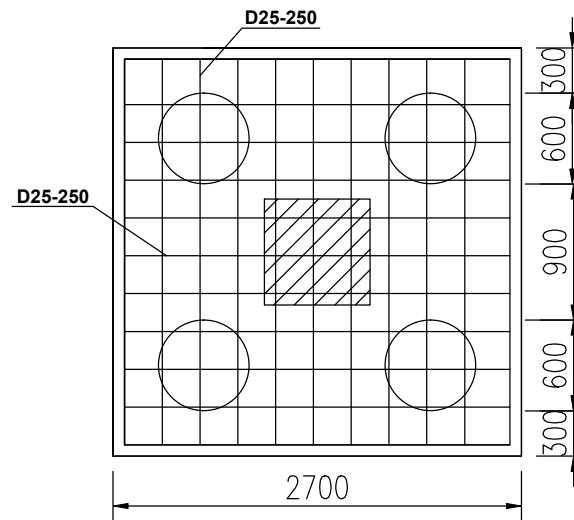
20

27

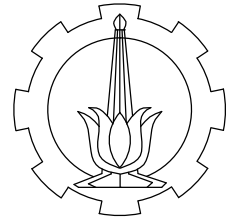
CATATAN



PENULANGAN PC1 STRUT-AND-TIE
SKALA 1:40



PENULANGAN PC1 KONVENSIIONAL
SKALA 1:40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER PC1

SKALA

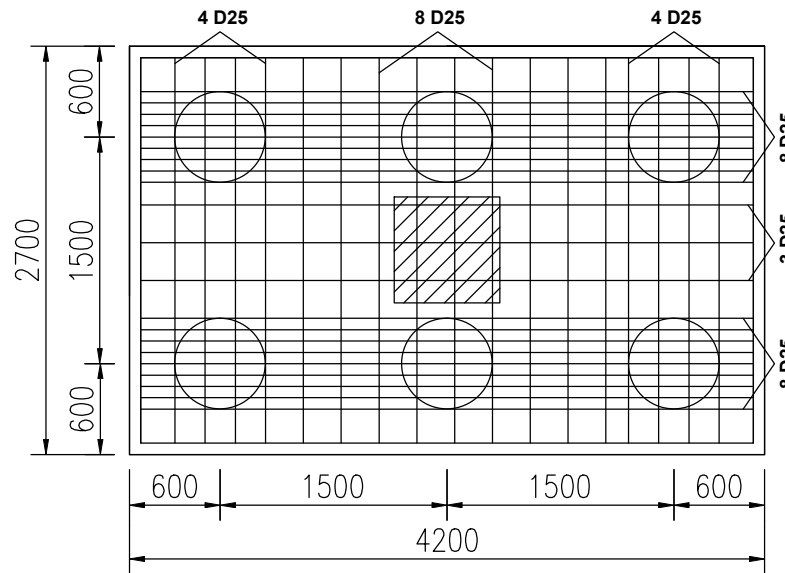
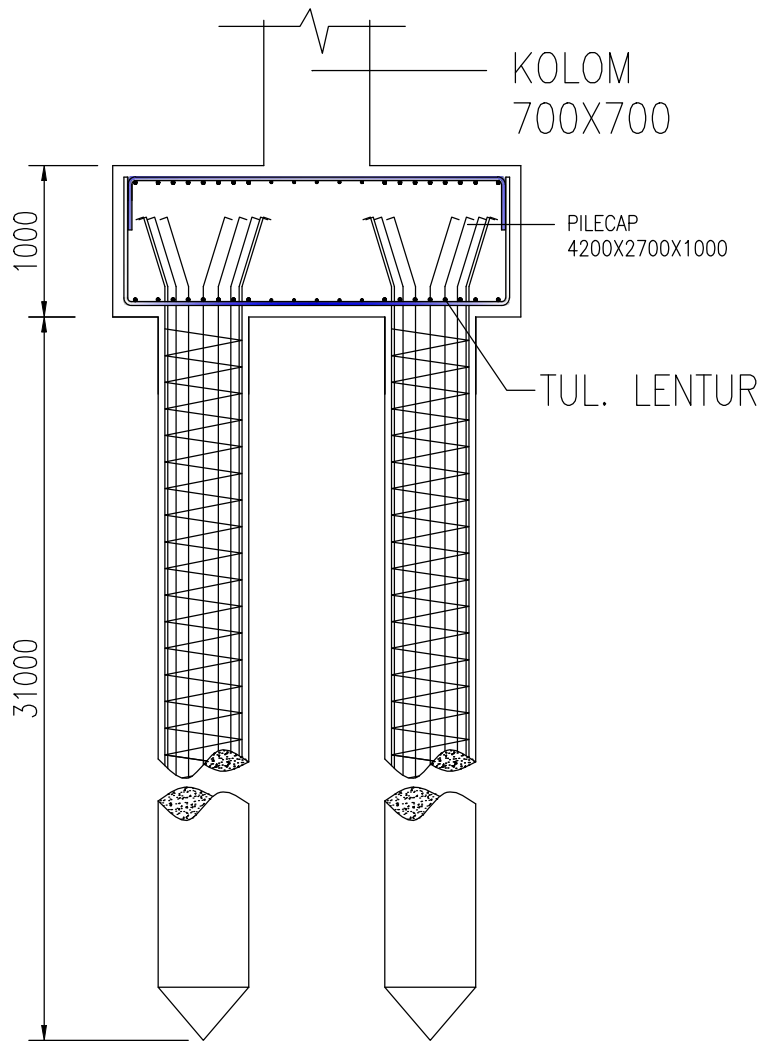
1 : 50

NOMOR GAMBAR

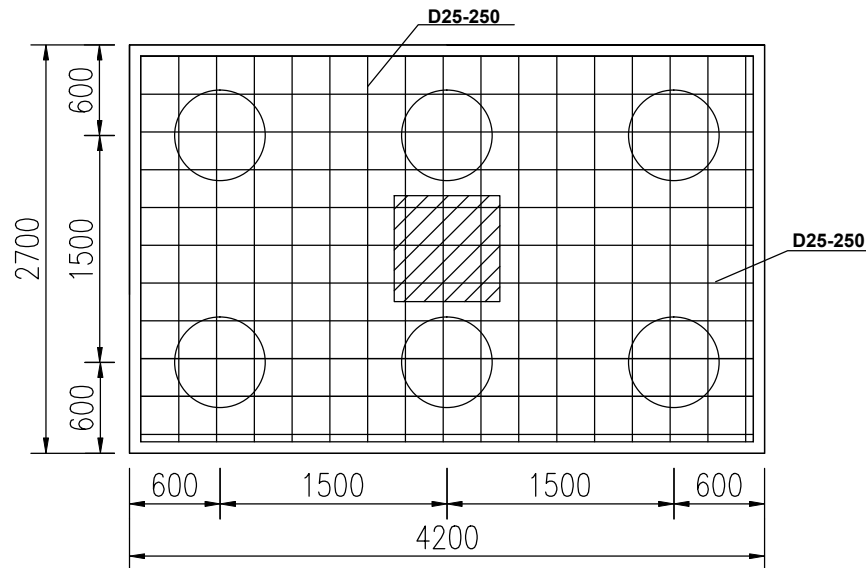
21

27

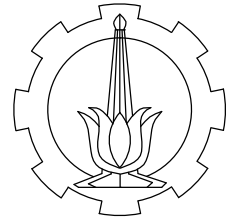
CATATAN



PENULANGAN PC2 STRUT-AND-TIE
SKALA 1:40



PENULANGAN PC2 KONVENSIONAL
SKALA 1:40



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER PC2

SKALA

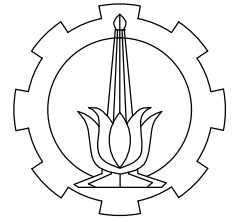
1 : 50

NOMOR GAMBAR

22

27

CATATAN



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

POTONGAN A-A

SKALA

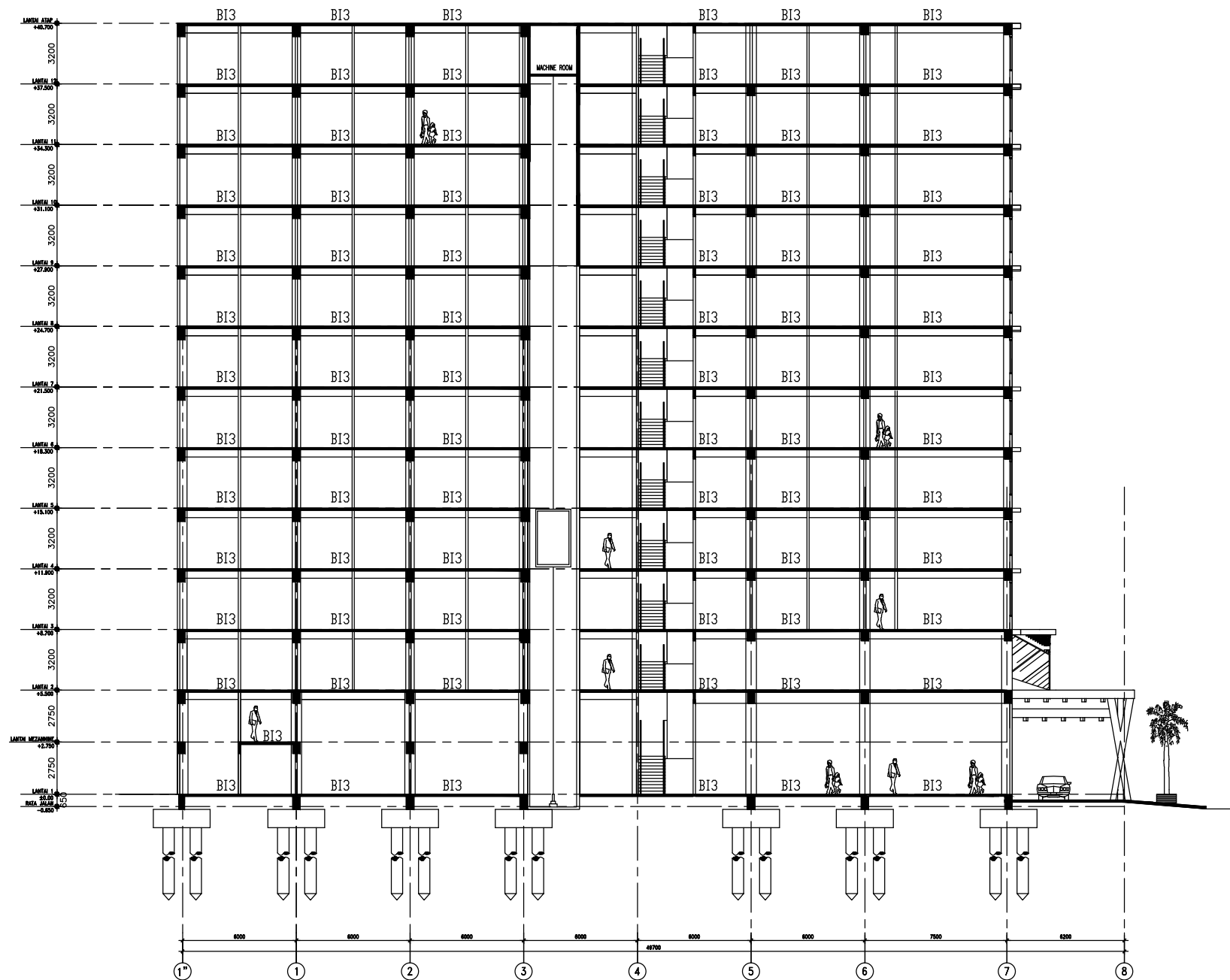
1:300

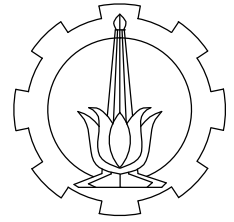
NOMOR GAMBAR

23

27

CATATAN





PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

POTONGAN B-B

SKALA

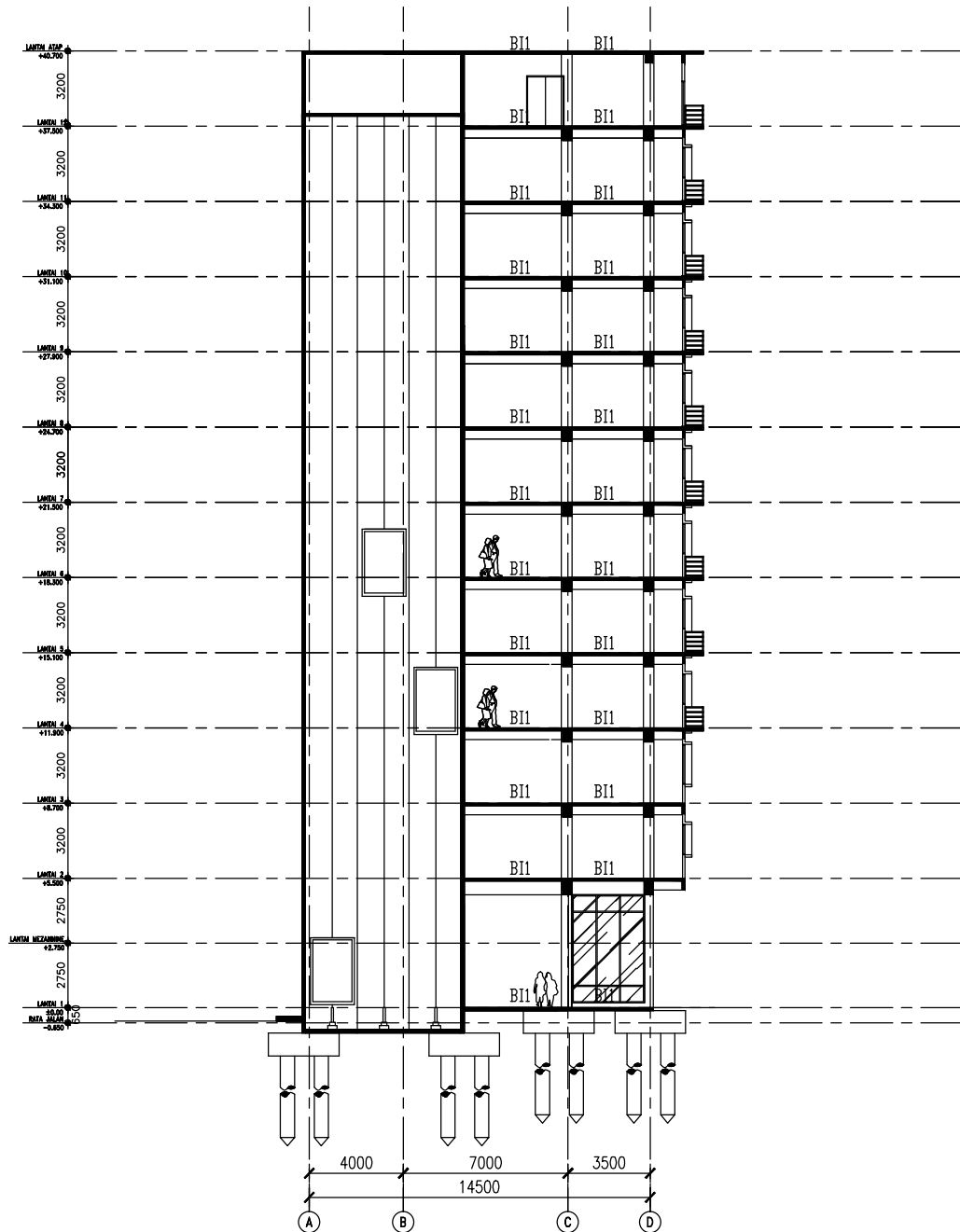
1:300

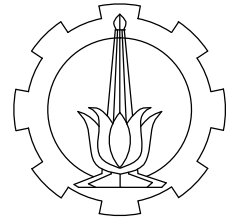
NOMOR GAMBAR

24

27

CATATAN





PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

TAMPAK
DEPAN & BELAKANG

SKALA

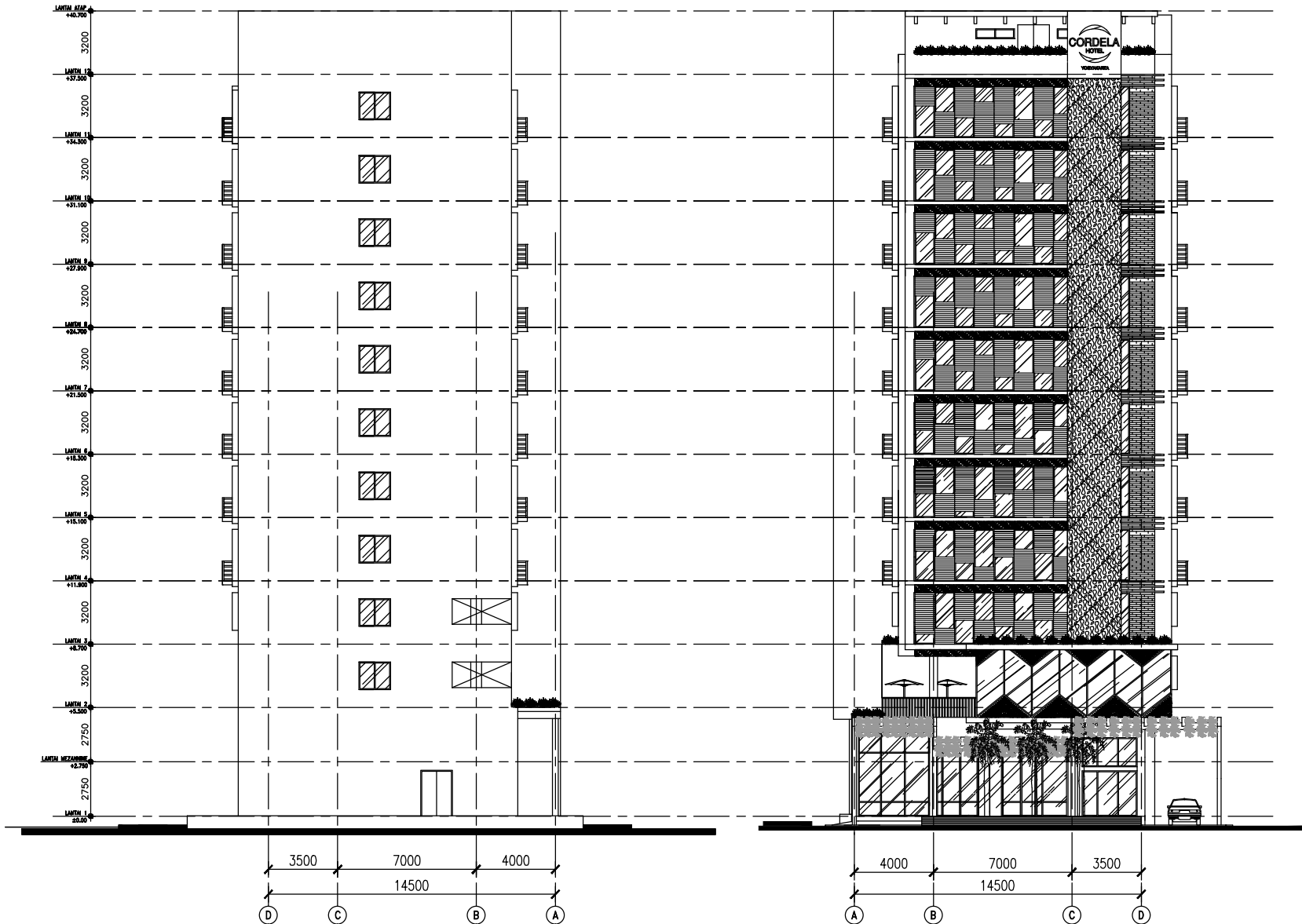
1:300

NOMOR GAMBAR

25

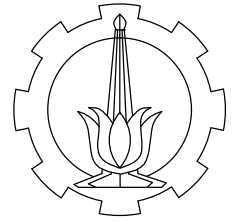
27

CATATAN



TAMPAK DEPAN
SKALA 1:300

TAMPAK BELAKANG
SKALA 1:300



PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

TAMPAK
SAMPING KANAN

SKALA

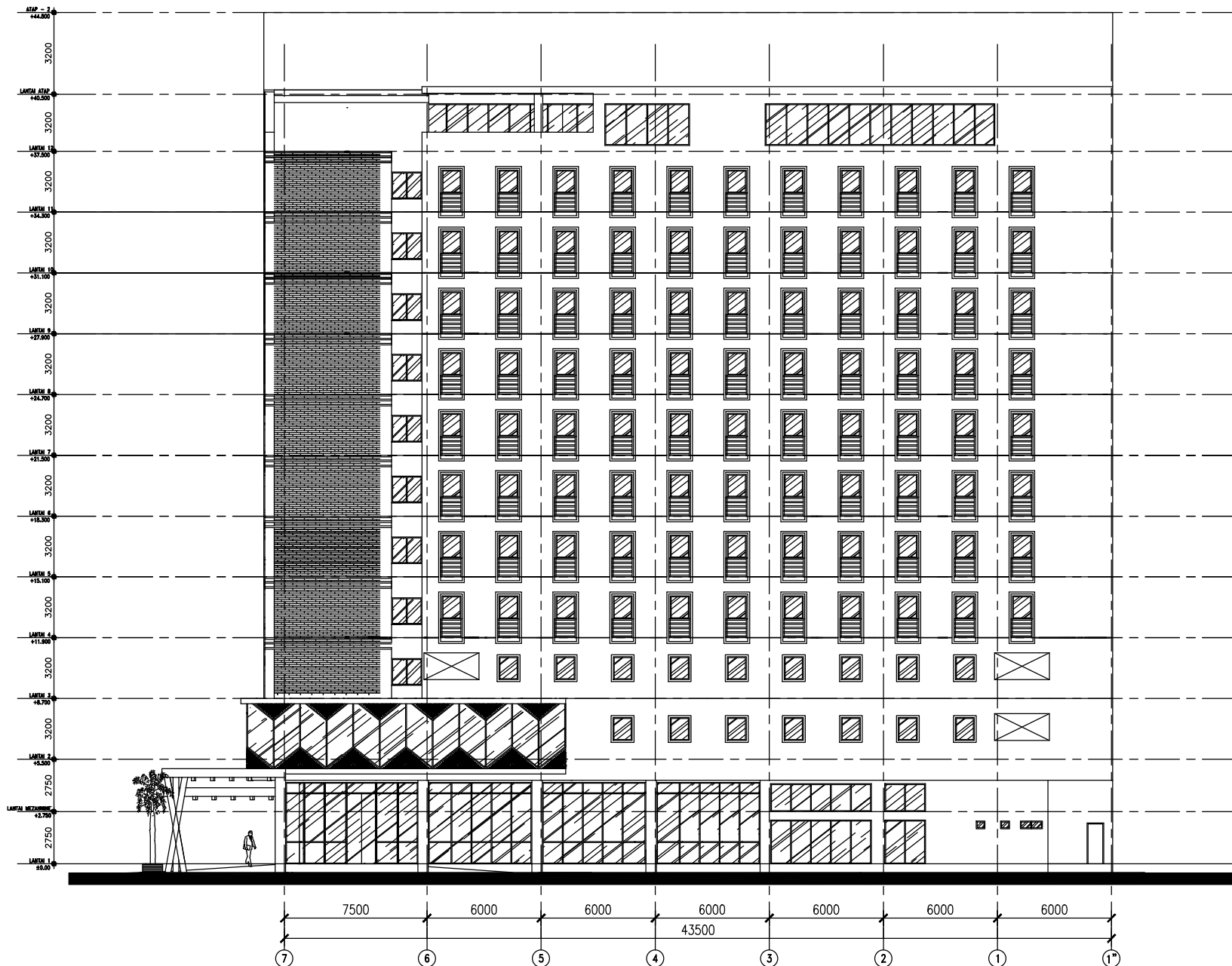
1:300

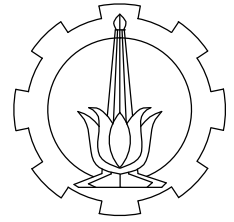
NOMOR GAMBAR

26

27

CATATAN





PROGRAM LINTAS JALUR
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

STUDI PERBANDINGAN DESAIN BALOK
TINGGI DAN POER MENGGUNAKAN
METODE STRUT-AND-TIE DAN
METODE KONVENSIONAL (APLIKASI
PADA PROYEK HOTEL CORDELA
YOGYAKARTA)

DOSEN PEMBIMBING

PROF. TAVIO, ST, MT, PH.D
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

SHOFFIE RAHMAWATI
31 14 106 055

JUDUL GAMBAR

TAMPAK
SAMPING KIRI

SKALA

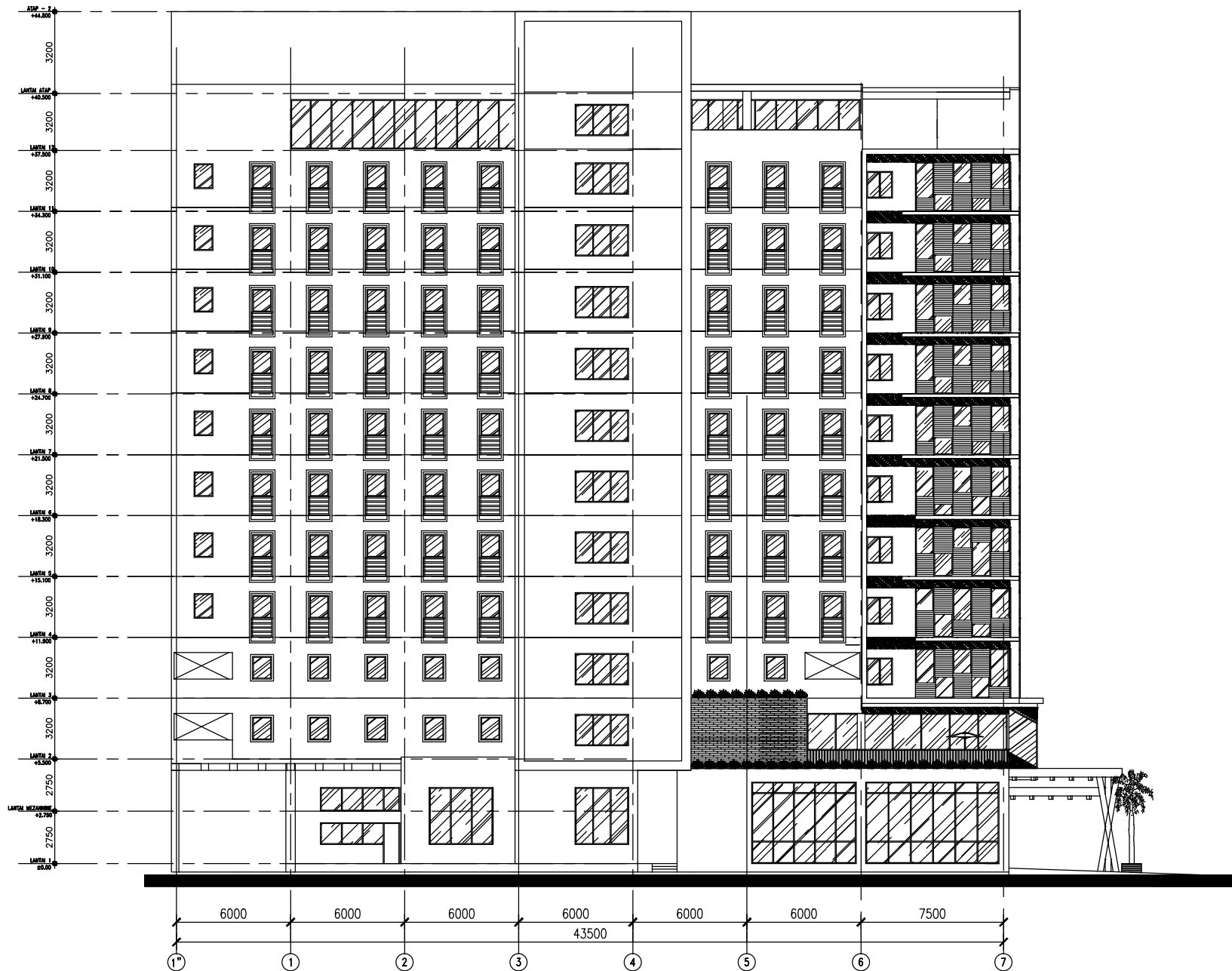
1:300

NOMOR GAMBAR

27

27

CATATAN



BIODATA PENULIS

Shoffie Rahmawati



Lahir di kota Bekasi, Jawa Barat pada tanggal 23 Februari 1994, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Sepanjang Jaya IV dan lulus pada tahun 2005, SMPN 2 Bekasi dan lulus pada tahun 2008, SMA Negeri 1 Bekasi dan lulus pada tahun 2011. Setelah lulus dari SMA, pada tahun 2011 penulis kemudian melanjutkan pendidikan program Diploma 3 (D3) di Jurusan

Teknik Sipil, Universitas Negeri Jakarta dan lulus pada tahun 2014. Penulis sempat aktif di organisasi Unit Kesenian Mahasiswa kampus dan menjadi panitia dalam orientasi mahasiswa baru. Setelah lulus, penulis diterima bekerja di salah satu perusahaan kontraktor di Jakarta selama 3 bulan. Selanjutnya pada tahun 2014, penulis melanjutkan pendidikan sarjana di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Jurusan Teknik Sipil (FTSP-ITS) Surabaya melalui program Lintas Jalur dan terdaftar dengan NRP 3114 106 055.

Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Struktur dengan judul Tugas Akhir "**Studi Perbandingan Desain Balok Tinggi dan Poer menggunakan Metode Strut-and-Tie dan Metode Konvensional**". Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri.

Email : shoffierahmawati@gmail.com