



TUGAS AKHIR - CS224801

PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG KCU BCA BUKIT DARMO SURABAYA DENGAN SISTEM RANGKA BRESING TAHAN TEKUK

ARRIJALU FABRIANO HERNANDA

NRP 03111940000040

Dosen Pembimbing :

Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

NIP 197301281998021002

Dosen Ko-Pembimbing :

Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NIP 1992202011038

Program Studi S-1 Teknik Sipil

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2023



TUGAS AKHIR - CS224801

PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG KCU BCA BUKIT DARMO SURABAYA DENGAN SISTEM RANGKA BRESING TAHAN TEKUK

ARRIJALU FABRIANO HERNANDA

NRP 03111940000040

Dosen Pembimbing :

Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

NIP 197301281998021002

Dosen Ko-Pembimbing :

Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NIP 1992202011038

Program Studi S-1 Teknik Sipil

Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2023



FINAL PROJECT - CS224801

**STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF KCU BCA
BUKIT DARMO SURABAYA BUILDING WITH BUCKLING-
RESTRAINED BRACED FRAME SYSTEM**

ARRIJALU FABRIANO HERNANDA

NRP 03111940000040

Advisor :

Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.

NIP 197301281998021002

Co-Advisor :

Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NIP 1992202011038

Undergraduate Study Program

Department of Civil Engginering

Faculty of Civil, Planning, and Geo Engineering

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya

2023

LEMBAR PENGESAHAN

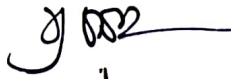



PERENCANAAN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG KCU BCA BUKIT DARMO SURABAYA DENGAN SISTEM RANGKA BRESING TAHAN TEKUK

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi salah satu syarat
memperoleh gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1 Reguler
Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh: **ARRIJALU FABRIANO HERNANDA**
NRP. 031194000040

Disetujui oleh Tim Penguji Tugas Akhir:

- | | | |
|---|---------------|---|
| 1. Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D. | Pembimbing |  |
| 2. Ahmad Basshofi Habieb, ST. MT. Ph.D. | Ko-Pembimbing |  |
| 3. Dr. Ir. Heppy Kristijanto, MS. | Penguji |  |
| 4. Dr. Eng. Aniendhita Rizki Anaha, ST. MT. | Penguji |  |



SURABAYA
Juli, 2023

APPROVAL SHEET





STRUCTURAL MODIFICATION DESIGN OF KCU BCA BUKIT DARMO SURABAYA BUILDING WITH BUCKLING-RESTRAINED BRACED FRAME SYSTEM

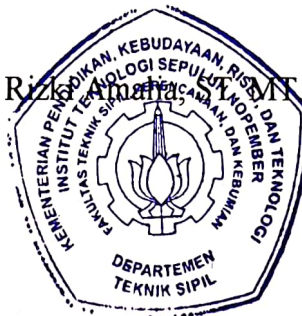
FINAL PROJECT

Submitted to fulfill one of the requirements
For obtaining a degree Bachelor of Engineering at
Undergraduate Study Program of Civil Engineering
Department of Civil Engineering
Faculty of Civil, Planning, and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

By: **ARRIJALU FABRIANO HERNANDA**
NRP. 031194000040

Approved by Final Project Examiner Team :

- | | | |
|---|------------|---|
| 1. Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D. | Advisor |  |
| 2. Ahmad Basshofi Habieb, ST. MT. Ph.D. | Co-Advisor |  |
| 3. Dr. Ir. Heppy Kristijanto, MS. | Examiner |  |
| 4. Dr. Eng. Aniendhita Rizki Amalia, S.T. | Examiner |  |



SURABAYA
July, 2023

PERNYATAAN ORISINALITAS

Yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama mahasiswa / NRP : Arrijalu Fabriano Hernanda / 0311194000040
Departemen : Teknik Sipil
Dosen Pembimbing / NIP : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
/197301281998021002
Dosen Ko-Pembimbing /NIP : Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.
/1992202011038

dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir dengan judul "Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk" adalah hasil karya sendiri, bersifat orisinal, dan ditulis dengan mengikuti kaidah penulisan ilmiah.

Bilamana di kemudian hari ditemukan ketidaksesuaian dengan pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi sesuai dengan ketentuan yang berlaku di Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Mengetahui
Dosen Pembimbing



Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
NIP. 197301281998021002

Mengetahui
Dosen Ko-Pembimbing



Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.
NIP. 1992202011038

Surabaya, Juli 2023
Mahasiswa



Arrijalu Fabriano Hernanda
NRP. 0311194000040

v

STATEMENT OF ORIGINALITY

The undersigned below:

Name of student / NRP : Arrijalu Fabriano Hernanda / 03111940000040
Department : Civil Engineering
Advisor / NIP : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
/197301281998021002
Co-Advisor / NIP : Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.
/ 1992202011038

hereby declare that the Final Project with the title of "Structural Modification Design Of KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Building With Buckling-Restrained Braced Frame System" is the result of my own work, is original, and is written by following the rules of scientific writing.

If in the future there is a discrepancy with this statement, then I am willing to accept sanctions in accordance with the provisions that apply at Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Acknowledged
Advisor



Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
NIP. 197301281998021002

Acknowledged
Co-Advisor



Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.
NIP. 1992202011038

Surabaya, July 2023
Student



Arrijalu Fabriano Hernanda
NRP. 03111940000040

ABSTRAK

Nama Mahasiswa / NRP : Arrijalu Fabriano Hernanda / 03111940000040
Departemen : Teknik Sipil FTSPK – ITS
Dosen Pembimbing : 1. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
2. Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Surabaya merupakan salah satu daerah di Indonesia yang rawan terjadi bencana gempa bumi. Surabaya dan daerah sekitarnya dilewati oleh Sesar Kendeng dan Sesar Rembang. Intensitas gempa diprediksi bisa mencapai magnitudo 6,5 (BNPB, 2017). Oleh karena itu, gedung yang dibangun di Surabaya harus didesain tidak hanya ekonomis tetapi juga memiliki kriteria seperti kekuatan, durabilitas, daktilitas, serta kemampuan disipasi energi yang tinggi.

Salah satu konstruksi yang dapat digunakan adalah sistem rangka *Buckling Restrained Braced Frame* (BRBF). Sistem BRBF berangkat dari penggunaan CBF yang memanfaatkan bresing diagonal agar tekuk dan leleh untuk mendisipasi energinya. Namun, pada sistem ini terjadi ketidakseimbangan diantara kekuatan tekan dan tarik pada bresing. Kemudian kelemahan ini dapat diatasi jika bresing dapat leleh dalam keadaan tarik dan tekan tanpa mengalami tekuk.

Dalam Tugas Akhir ini, Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya yang sebelumnya menggunakan struktur beton bertulang setinggi 10 lantai akan dimodifikasi ulang dengan peningkatan hingga 20 lantai menggunakan struktur komposit dan sistem BRBF menggunakan konfigurasi *Single Diagonal*. Dasar perencanaan dalam Tugas Akhir ini mengacu kepada peraturan terbaru dari SNI 1726:2019, SNI 1727:2020, SNI 1729:2020, SNI 2847:2019, SNI 7860:2020, SNI 7972:2020, AISC 341-16, ACI 318-19, buku ajar dan jurnal yang berkaitan dengan struktur komposit dan sistem BRBF.

Dari hasil perhitungan perencanaan yang dilakukan, diperoleh hasil yaitu Pelat atap, dan non-atap menggunakan beton tebal 11 cm dengan tulangan positif menggunakan dek gelombang. Balok induk menggunakan WF 400x200x8x13 direncanakan dengan komposit, Kolom menggunakan profil CFT (*Concrete Filled Tube*) dengan dimensi terbesar 900x900x40. Pondasi menggunakan tiang pancang *spun pile* dalam grup yang diikat oleh poer.

Kata kunci : kantor, gempa, komposit baja-beton, BRBF

ABSTRACT

Student Name / NRP : Arrijalu Fabriano Hernanda / 0311194000040
Department : Civil Engineering FTSPK – ITS
Advisor : 1. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
2. Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

Surabaya is one of the areas in Indonesia which is prone to earthquakes. Surabaya and the surrounding area are passed by the Kendeng Fault and the Rembang Fault. The intensity of the earthquake is predicted to reach a magnitude of 6.5 (BNPB, 2017). Therefore, buildings built in Surabaya must be designed not only to be economical but also to have criteria such as strength, durability, ductility, and high energy dissipation capabilities.

One construction that can be used is the Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) framework system. The BRBF system departs from the use of CBF which utilizes diagonal braces to allow buckling and yielding to dissipate energy. However, in this system there is an imbalance between the compressive and tensile strength of the braces. Then this weakness can be overcome if the bracing can yield in a state of tension and compression without buckling.

In this Final Project, the KCU BCA Bukit Darma Surabaya Building which previously used a reinforced concrete structure with a height of 10 floors will be re-modified with an increase of up to 20 floors using a composite structure and the BRBF system using a Single Diagonal configuration. The basis for planning in this Final Project refers to the latest regulations from SNI 1726:2019, SNI 1727:2020, SNI 1729:2020, SNI 2847:2019, SNI 7860:2020, SNI 7972:2020, AISC 341-16, ACI 318-19, textbooks and journals related to composite structures and BRBF systems.

From the results of planning calculations carried out, the results obtained are roof plates, and non-roofs using 11 cm thick concrete with positive reinforcement using wave decks. Main beam using WF 400x200x8x13 planned with composite, Column using CFT (Concrete Filled Tube) profile with the largest dimension 900x900x40. The foundation uses spun pile piles in a group that is tied by a pile.

Keywords : office, earthquake, steel-concrete composite, BRBF

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT atas segala karunia, limpahan rahmat, kesehatan dan kesempatan, serta ridho-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir berjudul “Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya dengan Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk” dengan baik dan tepat pada waktunya.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis tidak akan dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini tanpa bimbingan dan dukungan yang diberikan oleh semua pihak. Oleh karena itu, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Keluarga penulis yang selalu memberikan dukungan, semangat, doa dan harapan yang menyertai penulis selama penulisan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Ahmad Basshofi Habieb S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang memberikan bimbingan serta motivasi kepada penulis selama penulisan Tugas Akhir.
3. Bapak Ir. Faimun, MSc, Ph.D. selaku dosen wali penulis yang membantu penulis selama proses perkuliahan dari awal hingga akhir.
4. Seluruh dosen pengajar dan staff Departemen Teknik Sipil ITS atas ilmu yang telah diberikan serta membantu segala keperluan akademis selama proses pembelajaran luring dan daring.
5. Rekan-rekan S62 dan pihak lain yang tidak bisa disebutkan satu persatu

Penulis menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak sempurna, sehingga Penulis menerima segala jenis kritik dan saran yang membangun untuk menunjang Tugas Akhir ini.

Surabaya, Juli 2023

(Penulis)

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	i
APPROVAL SHEET	iii
PERNYATAAN ORISINALITAS	v
ABSTRAK.....	x
ABSTRACT	xi
KATA PENGANTAR.....	xii
DAFTAR ISI	xiv
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR TABEL.....	xxiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Manfaat.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Umum.....	4
2.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	4
2.3. Struktur Komposit.....	4
2.3.1 Kolom Komposit	4
2.3.2 Balok Komposit	5
2.4. Sistem Struktur Bangunan Baja.....	6
2.4.1 <i>Moment Resisting Frames</i> (MRFs).....	Error! Bookmark not defined.
2.4.2 <i>Concentrically Braced Frames</i> (CBFs)	Error! Bookmark not defined.
2.4.3 <i>Eccentrically Braced Frames</i> (EBFs)	Error! Bookmark not defined.
2.4.4 <i>Buckling-Restrained Braced Frames</i> (BRBFs)	6
2.5. Pondasi	7
BAB III METODOLOGI	8
3.1. Umum.....	8
3.2. Diagram Alir (<i>Flowchart</i>)	8
3.3. Data Perencanaan.....	8
3.4. Studi Literatur.....	9
3.5. <i>Preliminary Design</i>	Error! Bookmark not defined.
3.5.1. <i>Preliminary Design</i> Struktur Sekunder	Error! Bookmark not defined.
3.5.2. <i>Preliminary Design</i> Struktur Primer	Error! Bookmark not defined.
3.6. Perhitungan Beban Struktur	10

3.6.1	Beban Mati	10
3.6.2	Beban Hidup	10
3.6.3	Beban Angin	10
3.6.4	Beban Gempa.....	14
3.6.5	Kombinasi Pembebanan	22
3.7.	Perencanaan Struktur Sekunder	22
3.7.1	Kontrol Balok Anak	22
3.8.	Pemodelan Struktur	26
3.9.	Kontrol Desain dan Perencanaan Struktur Primer	26
3.9.1	Kontrol Balok Komposit	26
3.9.2	Kontrol Kolom Komposit.....	33
3.10.	Perencanaan dan Kontrol Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)	36
3.10.1	Demand Capacity Ratio (DCR)	36
3.10.2	Kontrol Kapasitas Aksial.....	37
3.10.3	Adjusted Brace Strength.....	37
3.11.	Perencanaan Sambungan.....	39
3.11.1	Sambungan Baut	39
3.11.2	Sambungan Las	40
3.11.3	Sambungan Bresing	Error! Bookmark not defined.
3.11.4	Sambungan Balok-Kolom	41
3.12.	Perencanaan Struktur Bawah	41
3.12.1	Perencanaan Pondasi	41
3.12.2	Perencanaan Tulangan Poer (Penulangan <i>Pilecap</i>)	42
3.12.3	Perencanaan Sloof (<i>Tie Beam</i>).....	43
3.13.	Penggambaran Hasil Perencanaan	43
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN		44
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder	44
4.1.1	Perencanaan Pelat	44
4.1.1.1	Perencanaan Pelat Lantai 2	44
4.1.2	Perencanaan Balok Anak.....	47
4.1.2.1	Perencanaan Balok Anak Non-Atap.....	47
4.1.3	Perencanaan Balok <i>Lift</i>	56
4.1.3.1	Balok Penggantung <i>Lift</i>	57
4.1.3.2	Balok Penumpu <i>Lift</i>	61
4.1.4	Perencanaan Tangga.....	64

4.1.4.1	Perencanaan Pelat Anak Tangga	65
4.1.4.2	Perencanaan Pengaku Anak Tangga	67
4.1.4.3	Perencanaan Pelat Bordes.....	70
4.1.4.4	Perencanaan Balok Pembagi Bordes Tangga	72
4.1.4.5	Perencanaan Balok Utama Tangga	76
4.1.4.6	Perencanaan Balok Penumpu Bordes Tangga	81
4.1.4.7	Perencanaan Balok Penumpu Dinding	85
4.2	Permodelan Struktur	88
4.2.1	Data Perencanaan Modifikasi	89
4.2.2	Pembebanan Struktur	90
4.2.2.1	Beban Mati.....	90
4.2.2.2	Beban Hidup	90
4.2.2.3	Beban Gempa.....	91
4.2.2.4	Beban Angin	93
4.2.3	Kombinasi Pembebanan.....	97
4.2.4	Cek <i>Preliminary Design</i> Dengan ETABS.....	98
4.2.5	Kontrol Desain Struktur	99
4.2.5.1	Kontrol Berat Struktur	99
4.2.5.2	Kontrol Partisipasi Massa	100
4.2.5.3	Kontrol Periode Getar.....	100
4.2.5.4	Kontrol Gaya Geser Seismik	102
4.2.5.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai	103
4.2.5.6	Kontrol Sistem Ganda	104
4.3	Perencanaan Struktur Primer	105
4.3.1	Perencanaan Balok Induk Komposit.....	105
4.3.1.1	Sebelum Komposit	106
4.3.1.2	Sesudah Komposit.....	107
4.3.2	Perencanaan Kolom Komposit	112
4.3.2.1	Gaya Dalam yang Terjadi.....	113
4.3.2.2	Kontrol Penampang	113
4.3.2.3	Kontrol Kekuatan Aksial	114
4.3.2.4	Kontrol Kapasitas Lentur.....	114
4.3.2.5	Analisis Orde Kedua Pada Kolom	116
4.3.2.6	Kontrol Interaksi Pada Lentur dan Aksial	119
4.3.2.7	Kontrol <i>Strong Column Weak Beam</i> (SCWB).....	119

4.3.3	Perencanaan Bresing BRB.....	120
4.4	Perencanaan Sambungan	124
4.4.1	Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	124
4.4.2	Sambungan Tangga.....	128
4.4.2.1	Sambungan Balok Utama ke Balok Penumpu Bordes	128
4.4.2.2	Sambungan Balok Penumpu ke Kolom.....	128
4.4.3	Sambungan Bresing BRB.....	132
4.4.4	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	135
4.4.4.1	Sambungan Balok Induk ke Balok Konsol.....	135
4.4.4.2	Sambungan Balok Konsol ke Kolom	139
4.4.5	Sambungan Antar Kolom.....	141
4.4.5.1	Sambungan Kolom dengan <i>Plate</i> Menggunakan Las.....	142
4.4.5.2	Sambungan <i>Plate</i> dengan <i>Plate</i> Menggunakan Baut.....	143
4.4.5.4	Perencanaan Pelat Pengaku	144
4.4.6	Sambungan Kolom dengan <i>Baseplate</i>	145
4.5	Perencanaan Struktur Bawah.....	149
4.5.1	Perencanaan Balok Sloof.....	149
4.5.1.1	Perencanaan Tulangan Sloof.....	150
4.5.2	Perencanaan Kolom Pedestal.....	152
4.5.2.1	Kontrol Dimensi Kolom (Pasal 18.7.2 ACI 318-19M)	153
4.5.2.2	Perencanaan Tulangan	153
4.5.3	Perencanaan Pondasi	155
4.5.3.1	Data Tanah	155
4.5.3.2	Pondasi Tiang Pancang	156
4.5.3.3	Pembebanan Tiang Pancang	157
4.5.3.4	Daya Dukung Tanah.....	157
4.5.3.5	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Dalam Grup.....	160
4.5.3.6	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	162
4.5.4	Perencanaan <i>Pile Cap</i>	165
4.5.4.1	Kontrol Geser Pons.....	166
4.5.4.2	Penulangan Poer	170
4.5.4.3	Perencanaan Tulangan Tusuk Konde	176
4.5.4.4	Perhitungan Panjang Penyaluran.....	176
BAB 5	PENUTUP.....	178
5.1	Kesimpulan	178

5.2	Saran.....	179
	DAFTAR PUSTAKA	182
	LAMPIRAN	184

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Ilustrasi bangunan ketika diberikan gaya gempa dari ringan hingga besar	4
Gambar 2. 2 Contoh jenis konfigurasi kolom komposit.....	5
Gambar 2. 3 Contoh jenis-jenis balok komposit.....	6
Gambar 2. 4 Skema <i>inelastic</i> dari <i>centrically braced frame</i> (CBF) Error! Bookmark not defined.	
Gambar 2. 5 Contoh jenis konfigurasi <i>eccentrically braced frame</i> (EBF).....	Error! Bookmark not defined.
Gambar 2. 6 Mekanisme leleh pada jenis jenis konfigurasi EBF Error! Bookmark not defined.	
Gambar 2. 7 (a) sambungan BRBF menggunakan baut. (b) sambungan BRBF menggunakan sambungan <i>pin-ended</i>	7
Gambar 2. 8 Mekanisme penyaluran beban pondasi dalam	7
Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan	8
Gambar 3. 2 Parameter gerak tanah S_s	17
Gambar 3. 3 Parameter gerak tanah, S_1	17
Gambar 3. 4 Spektrum Respon Desain.....	19
Gambar 3. 5 Distribusi Sumbu Netral Plastis Pada Balok Komposit	28
Gambar 3. 6 Penampang Balok Komposit Non-kompak	29
Gambar 3. 7 Diagram Momen Lentur Negatif pada Balok Komposit	30
Gambar 3. 8 Diagram kekuatan tekan tersedia BRBF dengan <i>Displacements</i>	38
Gambar 4. 1 Denah Pelat Lantai 2 yang ditinjau	44
Gambar 4. 2 Tabel Perencanaan Praktis	45
Gambar 4. 3 Pelat Lantai 2	46
Gambar 4. 4 Denah Balok Anak Non-Atap yang Ditinjau.....	47
Gambar 4. 5 Pembebanan Balok Anak Atap Sebelum Komposit.....	48
Gambar 4. 6 Pembebanan Balok Anak Non-Atap Setelah Komposit.....	52
Gambar 4. 7 Distribusi Tegangan Plastis untuk Momen Positif dengan PNA di Beton...	53
Gambar 4. 9 <i>shear connector</i> PT. Cipta Fasteners.....	55
Gambar 4. 10 Bidang Momen pada Balok Anak Non-Atap.....	56
Gambar 4. 11 <i>Lift</i> Brosur.....	57
Gambar 4. 12 Potongan <i>Lift</i> Brosur	57
Gambar 4. 13 Spesifikasi <i>Lift</i> Brosur	57
Gambar 4. 14 Pembebanan Balok Penggantung Lift	58
Gambar 4. 15 Pembebanan Balok Penumpu Lift	62
Gambar 4. 16 Denah Tangga	65
Gambar 4. 17 Potongan Memanjang Tangga	65
Gambar 4. 18 Pembebanan Beban Mati Anak Tangga	66
Gambar 4. 19 Pembebanan Beban Hidup Merata Anak Tangga	66
Gambar 4. 20 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Anak Tangga	66
Gambar 4. 21 Pembebanan Beban Mati Pengaku Anak Tangga	68
Gambar 4. 22 Pembebanan Beban Hidup Merata Pengaku Anak Tangga.....	68
Gambar 4. 23 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Pengaku Anak Tangga	69
Gambar 4. 24 Pembebanan Beban Mati Pelat Bordes.....	71
Gambar 4. 25 Pembebanan Beban Hidup Merata Pelat Bordes	71

Gambar 4. 26 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Pelat Bordes.....	71
Gambar 4. 27 Pembebanan Beban Mati Balok Pembagi Bordes Tangga	73
Gambar 4. 28 Pembebanan Beban Hidup Merata Balok Pembagi Bordes Tangga.....	73
Gambar 4. 29 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Balok Pembagi Bordes Tangga	74
Gambar 4. 30 Pembebanan Beban Mati Balok Utama Tangga Pada ETABS	78
Gambar 4. 31 Pembebanan Beban Hidup Balok Utama Tangga ETABS	78
Gambar 4. 32 Diagram Momen Balok Utama Tangga	78
Gambar 4. 33 Diagram Gaya Geser Balok Utama Tangga	78
Gambar 4. 34 Diagram Aksial Balok Utama Tangga	79
Gambar 4. 35 Hasil Lendutan dalam mm Pada ETABS	81
Gambar 4. 36 Lendutan Balok Penumpu Bordes Pada ETABS	84
Gambar 4. 37 Perencanaan Balok Penumpu Dinding.....	85
Gambar 4. 38 Permodelan 3D Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya pada ETABS	89
Gambar 4. 39 Parameter Gempa.....	92
Gambar 4. 40 Kategori Risiko untuk Beban Angin	94
Gambar 4. 41 Arah Beban Angin Pada Arah : (a) Sumbu X, (b) Sumbu Y	95
Gambar 4. 42 <i>Load Pattern</i> Beban Angin.....	96
Gambar 4. 43 Input Parameter Beban Angin	96
Gambar 4. 44 Input Koefisien Tekanan Angin Pada ETABS	97
Gambar 4. 45 Kombinasi Untuk Cek <i>Preliminary Design</i> Profil.....	98
Gambar 4. 46 <i>Output</i> pada <i>Composite Beam Design Check</i>	98
Gambar 4. 47 <i>Output</i> pada <i>Composite Column Design Check</i>	99
Gambar 4. 48 Balok Induk yang ditinjau	105
Gambar 4. 49 Gaya Dalam Balok Induk Sebelum Komposit.....	106
Gambar 4. 50 Gaya Dalam Balok Induk Setelah Komposit.....	108
Gambar 4. 51 Diagram Tegangan Plastis saat Momen Positif dengan PNA di Sayap	109
Gambar 4. 52 Lendutan akibat beban layan	110
Gambar 4. 53 Nilai R_g dan R_p	111
Gambar 4. 54 <i>Shear Connector</i> Pada Balok Induk Bentang 5,2 m	112
Gambar 4. 55 Kolom yang ditinjau.....	113
Gambar 4. 56 Bresing BRB yang ditinjau.....	120
Gambar 4. 57 Nilai YLR	121
Gambar 4. 58 Gaya Aksial Pada BRB yang ditinjau	121
Gambar 4. 59 Grafik Nilai Faktor Penyesuaian Kapasitas Bresing.....	122
Gambar 4. 60 Ilustrasi BRB saat terjadi simpangan lantai.....	123
Gambar 4. 61 Bidang Block Shear pada Sambungan Balok Anak Atap	127
Gambar 4. 62 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk	128
Gambar 4. 63 Konfigurasi <i>Slot-Hole</i> Pada Sambungan Balok Utama Tangga ke Balok Penumpu Tangga	128
Gambar 4. 64 Bidang Geser Pada Pelat Penyambung Balok Penumpu Tangga	130
Gambar 4. 65 Sambungan Balok Penumpu Tangga	132
Gambar 4. 66 Sambungan Bresing BRB.....	132
Gambar 4. 67 Titik Berat Kumpulan Baut Pada Sambungan Badan Balok Induk	137
Gambar 4. 68 Sambungan Las Pada Balok Konsol	139
Gambar 4. 69 Sambungan Antar Kolom.....	145
Gambar 4. 70 Sambungan Kolom Dengan <i>Baseplate</i>	149

Gambar 4. 71 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Sloof.....	151
Gambar 4. 72 Tulangan Memanjang pada Sloof	151
Gambar 4. 73 Penulangan Sloof	152
Gambar 4. 74 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Pedestal.....	153
Gambar 4. 75 Tulangan Memanjang pada Kolom Pedestal	154
Gambar 4. 76 Penulangan Kolom Pedestal	155
Gambar 4. 77 Denah Pondasi Dalam	155
Gambar 4. 78 Profil <i>Spun Pile</i>	156
Gambar 4. 79 Spesifikasi <i>prestressed concrete spun pile</i> dari PT. Wika Beton	156
Gambar 4. 80 Pondasi PC-1.....	160
Gambar 4. 81 Diagram <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> , Nilai ($F\delta$) NAVFAC DM7-1971.....	164
Gambar 4. 82 Diagram <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i> , Nilai (F_m) NAVFAC DM7-1971.....	165
Gambar 4. 83 Perencanaan Poer PC-1	165
Gambar 4. 84 Bidang Geser Akibat Kolom.....	167
Gambar 4. 85 Bidang Geser Akibat Tiang Pancang	169
Gambar 4. 86 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever	170
Gambar 4. 87 Pembebanan Pondasi Poer (Arah Sumbu X)	170
Gambar 4. 88 Pembebanan Pondasi Poer (Arah Sumbu Y)	173
Gambar 4. 89 Penulangan pada Poer PC-1.....	175
Gambar 4. 90 Potongan A-A pada Penulangan Poer PC-1	177

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Beban Mati Bahan Bangunan dan Komponen Gedung (PPIUG 1987).....	10
Tabel 3. 2 Beban hidup pada Gedung Perkantoran.....	10
Tabel 3. 3 Langkah penentuan beban angin SPGAU.....	11
Tabel 3. 4 Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban banjir, angin, salju, gempa, dan es.....	11
Tabel 3. 5 Faktor arah angin, Kd.....	12
Tabel 3. 6 Koefisien tekanan internal GCpi	12
Tabel 3. 7 Koefisien eksposur tekanan kecepatan, Kh dan Kz.....	14
Tabel 3. 8 Kategori Risiko Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa.....	14
Tabel 3. 9 Faktor keutamaan gempa (Ie).....	16
Tabel 3. 10 Klasifikasi situs.....	16
Tabel 3. 11 Koefisien situs, Fa.....	18
Tabel 3. 12 Koefisien situs, Fv	18
Tabel 3. 13 Kategori desain seismik parameter respon percepatan pada periode pendek	18
Tabel 3. 14 Kategori desain seismik parameter respon percepatan pada perioda 1 detik .	19
Tabel 3. 15 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x.....	21
Tabel 3. 16 Batas Lendutan Maksimum.....	26
Tabel 4. 1 Luas Penampang Wiremesh	46
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat	46
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Profil Balok Anak	56
Tabel 4. 4 Beban Hidup Struktur	90
Tabel 4. 5 Faktor Keutamaan Gempa, Ie.....	91
Tabel 4. 6 Nilai N-SPT dan Perhitungan N rata-rata	91
Tabel 4. 7 Nilai R, Ω_0 , Cd.....	93
Tabel 4. 8 Kategori Risiko dan Kecepatan Angin.....	94
Tabel 4. 9 Koefisien Tekanan Dinding (Cp).....	95
Tabel 4. 10 Rekapitulasi Nilai Cp Beban Angin Arah X	95
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Nilai Cp Beban Angin Arah Y	95
Tabel 4. 12 Kombinasi Pembebanan.....	97
Tabel 4. 13 Perbandingan Perhitungan Berat Bangunan Manual dan Program Bantu	99
Tabel 4. 14 <i>Modal Participating Mass Ratios</i>	100
Tabel 4. 15 Nilai Ct dan X.....	100
Tabel 4. 16 Nilai Cu	101
Tabel 4. 17 <i>Base Reaction</i>	103
Tabel 4. 18 Simpangan Antar Tingkat Izin, Δ_a	103
Tabel 4. 19 Simpangan Antar Lantai.....	104
Tabel 4. 20 Kontrol Sistem Ganda	105
Tabel 4. 21 Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk	112
Tabel 4. 22 Gaya Dalam Kolom Komposit	113
Tabel 4. 23 Rekapitulasi Perhitungan BRB	123
Tabel 4. 24 Eksentrisitas Pada <i>Baseplate</i>	145
Tabel 4. 24 Output <i>Joint</i> yang ditinjau.....	157
Tabel 4. 25 Tabel Koefisien Dasar Tiang α	158
Tabel 4. 26 Tabel Koefisien Dasar Tiang β	159

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah.....	160
Tabel 4. 37 Korelasi N-SPT terhadap Cu.....	163

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa bumi merupakan hentakan besar yang terjadi sekaligus akibat penimbunan energi elastik dalam waktu yang lama secara kontinuitas akibat dari adanya proses pergerakan lempeng benua dan samudera (Nandi, 2006). Surabaya merupakan salah satu daerah di Indonesia yang rawan terjadi bencana gempa bumi. Surabaya dan daerah sekitarnya dilewati oleh Sesar Kendeng dan Sesar Rembang. Hasil kolaborasi peneliti Institut Teknologi Bandung (ITB), Badan Informasi Geospasial (BIG), dan *Australia Nasional University* (ANU) untuk pertama kali mengonfirmasi bahwa Sesar Kendeng masih aktif dengan pergerakan 5 mm per Tahun (Utomo, 2016). Intensitas gempa diprediksi bisa mencapai magnitudo 6,5 (BNPB, 2017). Sementara itu, jumlah penduduk Kota Surabaya mencapai 2.917.618 jiwa dan merupakan tertinggi di Provinsi Jawa Timur (BPS, 2018). Oleh karena itu, gedung yang dibangun di Surabaya harus didesain tidak hanya ekonomis tetapi juga memiliki kriteria seperti kekuatan, durabilitas, daktilitas, serta kemampuan disipasi energi yang tinggi.

Gedung KCU BCA Bukit Darmo yang terletak di Kota Surabaya merupakan gedung perkantoran yang menggunakan struktur beton bertulang dengan 10 lantai dan 2 *basement*. Dengan semakin tingginya kebutuhan terhadap fasilitas perkantoran dan ketersediaan lahan di Surabaya yang semakin terbatas, maka direncanakan modifikasi pada struktur gedung tersebut dengan penambahan jumlah lantai menjadi 20 lantai tanpa *basement*. Namun, struktur gedung bertingkat yang terkena beban gempa akan mengalami simpangan lateral. Semakin tinggi struktur maka semakin besar simpangan lateral yang terjadi, apalagi jika struktur tersebut memiliki kekakuan kolom tingkat dasar yang lebih kecil (*soft first story*). Simpangan lateral tersebut dapat mengakibatkan momen guling struktur bangunan menjadi besar sehingga menyebabkan keruntuhan struktur. Untuk mencegah kondisi tersebut, maka kekakuan lateral struktur perlu diperbesar. Salah satu cara untuk memperbesar kekakuan lateral struktur adalah dengan penambahan bresing tiap lantai (Nelwan, I. T., dkk., 2018). Sehingga, Penulis merencanakan penambahan bresing BRB (*Buckling Restrained Braced*) atau disebut juga bresing tahan tekuk untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur bangunan tersebut, sehingga mampu menahan beban lateral yang diakibatkan oleh baik beban angin maupun beban gempa. Bresing BRB ini terdiri dari inti baja yang diselubungi *casing* baja dengan isian beton untuk mengekang inti baja agar tidak menekuk. Diharapkan sendi plastis atau kelelahan pertama akan terjadi pada inti baja dari BRB. Sistem rangka dengan bresing BRB ini merupakan pengembangan dari sistem *Concentrically Braced Frame* (CBF). Pada sistem CBF, ketika bresing diberikan gaya tekan akan terjadi deformasi tekuk dan menunjukkan sifat histeris yang tidak simetris pada saat tarik dan tekan. Namun pada BRBF, bresing ini dapat memiliki kekuatan yang sama pada saat tekan maupun tarik. Sehingga, disipasi energi pada sistem ini akan meningkat. Dengan begitu, dimensi kolom juga dapat berkurang, sehingga biaya konstruksi akan berkurang (Lopez, W. A., dan Sabelli, R., 2004).

Selain penambahan bresing, struktur juga dimodifikasi dengan mengubah material yang semula beton bertulang menjadi struktur komposit baja-beton. Hal ini karena penggunaan beton bertulang memiliki berat sendiri relatif besar, sehingga bangunan menjadi kurang efektif karena harus memikul beban yang relatif besar. Dengan berat sendiri yang besar, maka beban gempa yang diterima bangunan tersebut semakin besar pula (Mulifandi dkk., 2017). Dalam mengatasi permasalahan berat dan dimensi struktur yang besar, pembangunan gedung direncanakan menggunakan material komposit baja-beton. Material komposit digunakan karena memiliki kekuatan nominal yang lebih besar, memiliki dimensi penampang struktur yang lebih efisien,

dan beban struktur yang lebih ringan dibandingkan penggunaan material beton konvensional (Alfirdaus dkk., 2019). Material komposit terdiri dari bentuk baja struktural yang diisi dengan beton, dibungkus dengan beton bertulang, atau secara struktural dihubungkan ke pelat beton bertulang. Material komposit dikonstruksi sedemikian rupa sehingga bentuk baja struktural dan beton bekerja sama untuk menahan tekan aksial dan/atau lentur (Smith, 1997). Kekakuan dari material komposit pada dasarnya lebih besar daripada kekakuan material beton dan baja yang beraksi nonkomposit. Meningkatnya kekakuan ini memberikan keuntungan yaitu deformasi akibat beban yang terjadi akan berkurang (Setiawan, 2008).

Sebagai bahan studi perencanaan, struktur hasil modifikasi akan dianalisis menggunakan program bantu ETABS 18.1.1. Browsing BRB yang dimodelkan pada ETABS menggunakan spesifikasi dari brosur *Corebrace*. Beban yang diinput berupa beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa sesuai standar perencanaan beban desain minimum untuk bangunan gedung SNI 1727-2020 dan standar perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung SNI 1726-2019. Lalu, desain struktur akan dikontrol terhadap berat struktur, partisipasi massa, periode getar, gaya geser seismik, simpangan antar lantai, kontrol sistem ganda, dan *preliminary* struktur sekunder serta primer. Struktur bawah akan direncanakan dengan pondasi tiang pancang sesuai spesifikasi brosur dari PT. Wika Beton, balok *sloof*, kolom pedestal, dan *pilecap* menggunakan material beton bertulang sesuai standar perencanaan beton struktural untuk bangunan gedung SNI 2847-2019. Hasil perencanaan akan digambar menggunakan AutoCAD 2021.

1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* dimensi penampang elemen struktur dan tipe rangka bresing konsentris pada BRBF?
2. Bagaimana memperhitungkan pembebanan yang bekerja pada struktur Gedung KCU BCA Bukit Darma Surabaya?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi plat lantai komposit, balok anak, balok lift, dan tangga?
4. Bagaimana merencanakan struktur primer baja beton komposit yang terdiri atas balok induk dan kolom?
5. Bagaimana merencanakan rangka bresing konsentris pada BRBF? Bagaimana memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan menggunakan program bantu ETABS?
6. Bagaimana merencanakan sambungan antar profil, pedestal, dan *base plate*?
7. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi pondasi, *pilecap*, dan *sloof* dengan keadaan tanahnya?
8. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan modifikasi struktur dalam gambar teknik menggunakan AutoCAD 2021?

1.3 Tujuan

Dengan rumusan masalah tersebut, tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Menentukan *preliminary design* dimensi penampang elemen struktur dan tipe rangka bresing konsentris pada BRBF.
2. Menghitung pembebanan pada struktur Gedung KCU BCA Bukit Darma Surabaya.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi plat lantai komposit, balok anak, balok lift, dan tangga.

4. Merencanakan struktur primer baja beton komposit yang terdiri atas balok induk dan kolom.
5. Merencanakan rangka bresing konsentris pada BRBF.
6. Memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan menggunakan program bantu ETABS.
7. Merencanakan sambungan antar profil, pedestal, dan *base plate*.
8. Merencanakan struktur bawah yang meliputi pondasi, *pilecap*, dan *sloof* dengan keadaan tanahnya.
9. Mengilustrasikan hasil perencanaan modifikasi struktur dalam gambar teknik pada AutoCAD 2021.

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari adanya ruang lingkup pembahasan yang terlalu luas dalam tugas akhir ini, maka dibuatlah batasan masalah dalam perencanaan. Adapun batasan-batasan masalah yang dipakai dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Tidak membuat metode pelaksanaan di lapangan
2. Tidak membuat desain arsitektural
3. Tidak merencanakan manajemen konstruksi dan analisis biaya
4. Perencanaan tidak meliputi instalasi sanitasi dan *mechanical electrical*.

1.5 Manfaat

Manfaat yang dapat diperoleh dari tugas akhir ini yaitu dapat menjadi referensi tambahan untuk perencanaan gedung komposit baja-beton dengan bresing BRB.

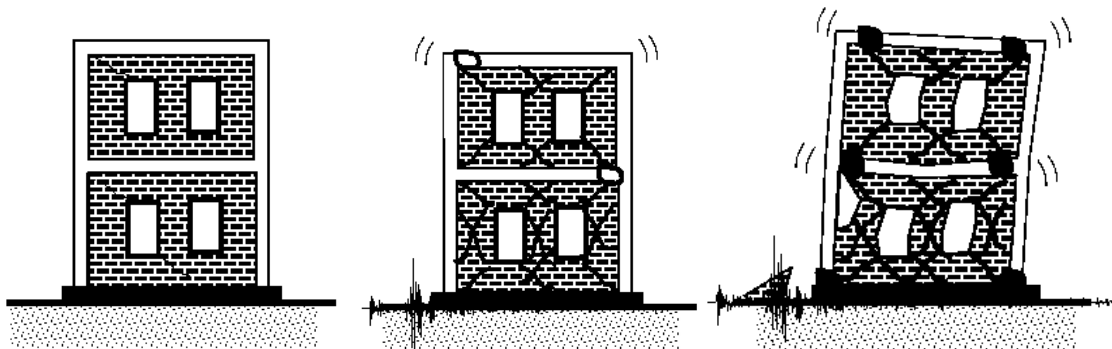
BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Pada tugas akhir ini akan direncanakan modifikasi pada Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya dengan menggunakan struktur komposit baja-beton dengan sistem *Buckling Restrained Braced Frame* (BRBF). Untuk menunjang modifikasi ulang, diperlukan landasan teori dari beberapa sumber seperti buku ajar, jurnal ilmiah dan makalah. Tinjauan pustaka yang disajikan pada tugas akhir ini mencakup perencanaan struktur bangunan tahan gempa, sistem pengaku bresing, sambungan, dan pondasi tiang pancang.

2.2. Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Dalam desain seismik, bangunan menerima gerakan tanah secara acak. Ini menciptakan gaya inersia pada struktur penekan; ini juga dikenal sebagai beban jenis perpindahan. Gerak tanah selama gempa bersifat siklis pada posisi netral struktur. hal ini menyebabkan tegangan bangunan akibat aksi seismik kembali terjadi bahkan selama durasi gempa yang singkat (Murty et al., 2012). Saat mengalami gaya gempa, struktur mengalami deformasi tergantung arah gaya gempa yang terjadi dengan amplitudo yang bergantung pada kekakuan struktur. Secara umum regangan yang terjadi akibat gaya transversal adalah regangan lentur, regangan geser, regangan puntir, dan regangan “rollover” (Simanjuntak, 2020). [Click or tap here to enter text.](#)



Gambar 2. 1 Ilustrasi bangunan ketika diberikan gaya gempa dari ringan hingga besar

2.3. Struktur Komposit

Struktur komposit adalah struktur yang menggunakan dua bahan dengan sifat berbeda dan kemudian digabungkan untuk beroperasi secara bersamaan. Struktur komposit yang umum digunakan adalah baja dan beton. Hal ini dilakukan karena beton memiliki kuat tekan yang tinggi, sedangkan baja relatif lebih lemah dalam kondisi tekan karena dapat melengkung pada penampangnya. Struktur baja komposit ini dapat digunakan untuk konstruksi bangunan, baja komposit biasa juga disebut dengan tulangan kombinasi. Gelagar komposit yang terutama mengalami lentur disebut gelagar gabungan. Untuk gelagar komposit yang terutama tekan, kita berbicara tentang gelagar komposit.

2.3.1 Kolom Komposit

Ada 2 jenis kolom komposit berdasarkan konfigurasiya yaitu permukaan baja yang terbungkus dengan beton dan profil persegi panjang, persegi, atau bundar tanpa isi atau pipa yang diisi dengan beton yang dapat dilihat pada Gambar 2.2. Menurut Williams (2011) kedua

jenis tersebut memiliki keuntungannya masing-masing dimana untuk baja yang dibungkus beton:

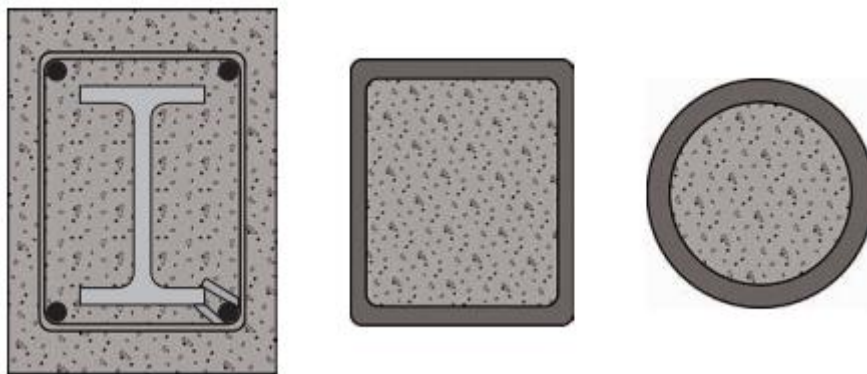
- a) Beton memberikan efek tahan api dan pertahanan dari korosi untuk profil baja.
- b) Ukuran dari profil baja dapat direduksi

Sedangkan untuk struktur baja yang diisi beton:

- a) Profil *hollow* dapat dimanfaatkan sekaligus untuk bekisting dari beton.
- b) Kekuatan terhadap tekuk lokal meningkat karena efek regangan dari beton di dalam baja

Sedangkan keunggulan penggunaan kolom komposit secara umum adalah sebagai berikut:

- a) Struktur menerima tambahan kapasitas kekuatan untuk memikul beban
- b) Struktur menerima tambahan nilai kekakuan
- c) Menambahkan nilai positif pada aspek ekonomi karena penggunaan material beton memiliki nilai harga yang relatif lebih rendah.



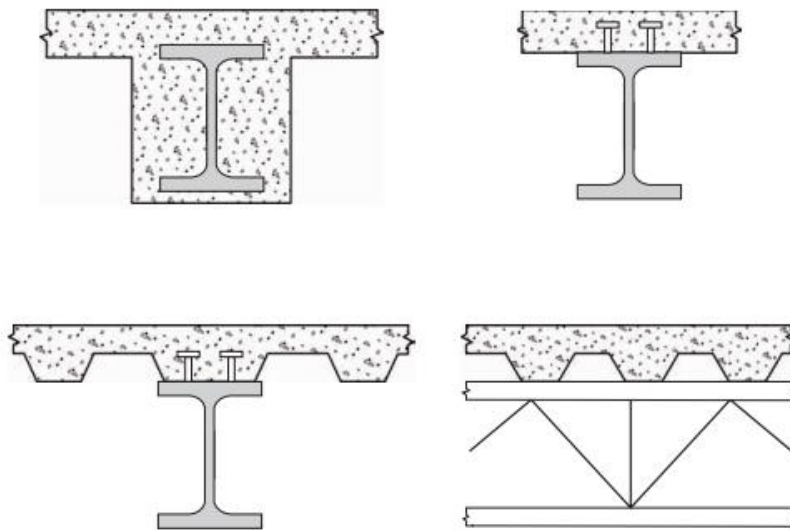
Gambar 2. 2 Contoh jenis konfigurasi kolom komposit

2.3.2 Balok Komposit

Ada berbagai macam jenis balok komposit sebagaimana diilustrasikan pada Gambar 2.3, antara lain:

- a) Profil baja yang terbungkus secara penuh oleh beton
- b) Pelat lantai baja rata yang dicor pada profil baja yang dihubungkan dengan ankur baja
- c) Pelat lantai beton dicor pada *steel deck* yang bertumpu pada profil baja yang disambung menggunakan ankur baja
- d) Pelat lantai beton dicor pada *steel deck* diatas balok baja dengan badan terbuka yang kemudian disambung menggunakan ankur baja

Balok komposit dapat dikatakan lebih efisien dibanding dengan pelat beton yang dicor secara tidak komposit pada balok baja. hal ini memberikan reduksi dari ukuran baja yang dibutuhkan untuk memikul beban atau dapat meningkatkan panjang bentang dari balok dengan ukuran yang sama (Williams & Alan, 2011).



Gambar 2. 3 Contoh jenis-jenis balok komposit

2.4. Sistem Struktur Bangunan Baja

Bangunan struktur baja memiliki beberapa sistem struktur untuk bangunan tahan gempa. Beberapa dari sistem ini memiliki kinerja yang baik karena material baja itu sendiri memiliki sifat yang menguntungkan untuk pembangunan struktur tahan gempa. Karakteristik yang membuat baja unggul adalah keuletan dan kekuatannya yang relatif lebih tinggi dibandingkan dengan material lain seperti beton tanpa tulangan. Sistem bangunan baja struktural sendiri memiliki beberapa jenis tergantung waktunya, sistem tersebut antara lain rangka momen, bresing konsentris, bresing eksentrik, bresing penahan tekuk (BRBF) dan dinding geser dengan baja lembaran (SPSW). Sistem struktur yang disebutkan memiliki karakteristiknya sendiri. *Braced Frames* (BRBFs) Sistem *Buckling-Restrained Braced Frame* dapat dikatakan sistem yang relatif lebih baru dibanding dengan sistem MRF, CBF maupun EBF. Sistem ini pertama kali dikembangkan di Jepang pada tahun 1970-an yang kemudian mulai diterima dan dikembangkan lebih jauh lagi setelah kejadian gempa bumi Northridge pada 1994. Sistem BRBF berangkat dari penggunaan CBF yang memanfaatkan bresing diagonal agar tekuk dan leleh untuk mendisipasi energinya. Namun, pada sistem ini terjadi ketidakseimbangan diantara kekuatan tekan dan tarik pada bresing. Kemudian kelemahan ini dapat diatasi jika bresing dapat leleh dalam keadaan tarik dan tekan tanpa mengalami tekuk. Menurut Shuhaibar et al (2002), ada beberapa keuntungan yang didapatkan dari penggunaan sistem BRBF dibandingkan dengan sistem MRF maupun CBF, antara lain:

- a) Menunjukkan kekakuan lateral dengan elastik yang tinggi pada gerakan seismik rendah. Hal ini membuat sistem ini lebih mudah untuk memenuhi aturan simpangan izin
- b) Pada penggunaan BRBF, energi disipasi yang dihasilkan lebih besar dan stabil pada gerakan seismik tingkat tinggi. Hal ini mengeliminasi tekuk yang tidak diinginkan pada sistem konvensional CBF dengan menjadikan leleh pada kondisi tarik dan tekan.
- c) BRBF memberikan instalasi yang lebih ekonomis menggunakan sambungan baut atau *pinned* ke plat buhul seperti yang terlihat pada Gambar 2.7. Hal ini mengeliminasi biaya yang lebih tinggi ketika menggunakan las lapangan dan inspeksi

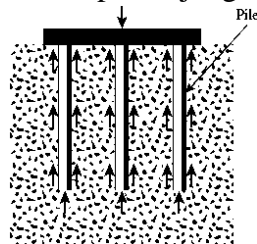
- d) Bresing bersifat struktural yang dapat diganti. Hal ini dapat meminimalisasi kerusakan kepada elemen lain dan memungkinkan untuk diganti ketika bresing mengalami kerusakan setelah mengalami gempa besar
- e) BRBF menawarkan fleksibilitas karena kekuatan dan kekakuan dari bresing dapat diatur dengan mudah. Sehingga, mudah untuk memodelkan sikap siklis dari BRB untuk analisis inelastis.
- f) Untuk rehabilitasi seismik, BRBF dapat lebih menguntungkan dibanding sistem bresing konvensional karena peraturan perencanaan kapasitas sistem terakhir mungkin mewajibkan pondasi mahal dan perkuatan lantai diafragma



Gambar 2. 4 (a) sambungan BRBF menggunakan baut. (b) sambungan BRBF menggunakan sambungan *pin-ended*

2.5. Pondasi

Secara umum ada 2 jenis pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Struktur pondasi dapat dianggap dangkal jika memiliki rasio kedalaman terhadap lebar pondasi lebih besar dari 4. Pondasi dalam dapat berupa tiang pancang. Fondasi dalam dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis berdasarkan cara mereka meneruskan beban bangunan atas, yaitu tiang gesek dan tiang penyangga, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8. Gesekan tiang adalah beban struktur yang ditahan oleh gaya gesekan antara tanah dan tiang. Sedangkan tiang penyangga ujung dibawa oleh tiang dan didistribusikan pada ujung tiang (Das & Sobhan, 2014).



Gambar 2. 5 Mekanisme penyaluran beban pondasi dalam

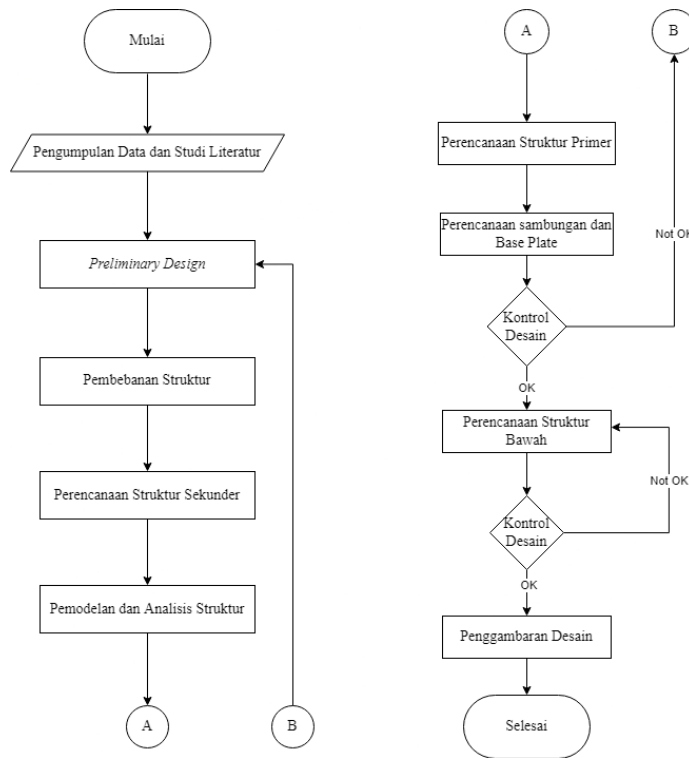
BAB III METODOLOGI

3.1. Umum

Dalam pengerjaan Tugas Akhir, diperlukan penyusunan dengan langkah-langkah pengerjaan yang sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Pekerjaan dilaksanakan dimulai dari pengumpulan data, studi literatur, *preliminary design*, hingga dicapai tujuan akhir analisis struktur dengan hasil akhir gambar Teknik menggunakan program bantu AutoCad.

3.2. Diagram Alir (Flowchart)

Dalam pengerjaan Tugas Akhir ini, langkah-langkah perancangan struktur sangat perlu untuk disusun sesuai urutan pekerjaan yang akan dilakukan dalam bentuk diagram alir (*Flowchart*). Pelaksanaannya diawali dengan pengumpulan data dan studi literatur, penentuan *preliminary design*, hingga penyajian hasil akhir berupa gambar teknik. Berikut adalah langkah-langkah pengerjaan Tugas Akhir yang digambarkan dalam diagram alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3. 1 Diagram Alir Pengerjaan
(Sumber : Penulis)

3.3. Data Perencanaan

Dalam subbab ini akan dijelaskan mengenai data perencanaan yang akan digunakan pada penulisan Tugas Akhir. Mempelajari gambar yang berkaitan dengan perencanaan sebagai bahan pertimbangan dalam melakukan modifikasi perencanaan. Berikut adalah data perencanaan yang digunakan :

1. Data Eksisting :

- Nama gedung : KCU BCA Bukit Darmo
- Lokasi : Surabaya
- Fungsi : Perkantoran
- Jumlah lantai : 10 lantai dan 2 *basement*
- Material Struktur : Beton Bertulang
- Sistem Struktur : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
- Faktor Reduksi (R) : 7
- Kelas Situs : Terlampir
- Pondasi : Tiang Pancang

2. Data Modifikasi Baru :

- Nama gedung : KCU BCA Bukit Darmo
- Lokasi : Surabaya
- Fungsi : Perkantoran
- Jumlah lantai : 20 lantai + atap tanpa *basement*
- Material Struktur : Komposit baja-beton CFST
- Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk bentuk *Single Diagonal*
- Faktor Reduksi (R) : 8
- Kelas Situs : Terlampir
- Pondasi : Tiang Pancang
- Data Material
 - Kolom : *Concrete Filled Tubes* (CFT), dengan Profil *Square Hollow Section* ASTM A500 Grade B ($F_y = 315$ MPa, $F_u = 400$ MPa)
 - Balok : Balok baja dengan profil W, ASTM A992 ($F_y = 345$ MPa, $F_u = 450$ MPa)
 - Pelat : Pelat beton
 - Inti Bresing : ASTM A36 ($F_{ySC} = 250$ MPa)
 - Selubung Bresing : Profil *Square Hollow Section*, ASTM A500 Grade B ($F_y = 315$ MPa, $F_u = 400$ MPa)
 - Pelat Buhul : ASTM A572 ($F_y = 345$ MPa, $F_u = 450$ MPa)
 - Las : E70XX
 - Baut : ASTM A325

3.4. Studi Literatur

Untuk menunjang pengerjaan Tugas Akhir ini, diperlukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan sistem struktur yang digunakan, *Buckling Restrained Braced Frames* (BRBF) atau Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk. Berikut merupakan literatur serta peraturan yang digunakan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini:

1. SNI 1726:2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung
2. SNI 1727:2020 tentang Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan
3. SNI 1729:2020 tentang Spesifikasi untuk bangunan gedung baja structural
4. PPIUG 1983 tentang Peraturan Pembennan Indonesia untuk gedung
5. SNI 2847:2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung
6. SNI 7860:2020 tentang Ketentuan seismic untuk bangunan gedung baja struktural
7. ACI 318-19M *Building Code Requirements for Structural Concrete*
8. Michel Bruneu. *Ductile Design of Steel Structures*

9. Braja M. Das. *Principal of Geotechnical Engineering*
10. Jurnal-jurnal yang berkaitan dengan struktur komposit baja beton dan rangka baja dengan bresing tahan tekuk.

3.5. Perhitungan Beban Struktur

3.6.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material. Pada Tugas Akhir ini, perhitungan beban mati dihitung berdasarkan nilai pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung PPIUG 1987. Seperti pada Tabel 3.1.

Tabel 3. 1 Beban Mati Bahan Bangunan dan Komponen Gednug (PPIUG 1987)

No.	Material	Berat
1.	Baja	7850 kg/m ³
2.	Beton bertulang	2400 kg/m ³
3.	Pasangan bata merah	1700 kg/m ³
4.	Adukan dari semen per cm tebal	21 kg/m ²
5.	Dinding pasangan bata merah satu batu	450 kg/m ²
1.	Dinding pasangan bata merah setengah batu	250 kg/m ²
2.	Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
8.	Penutup lantai ubin per cm tebal	24 kg/m ²

(Sumber : SNI 1727-2020)

3.6.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2020, Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan di dalamnya termasuk mesin – mesin, serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung. Besarnya beban hidup untuk gedung kantor dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3. 2 Beban hidup pada Gedung Perkantoran

Keterangan	Beban Merata
Kantor	
Ruang Kantor	2,4 kN/m ²
Koridor diatas lantai pertama	3,83 kN/m ²
Atap bukan untuk hunian	0,96 kN/m ²

(Sumber : SNI 1727-2020)

3.6.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2020, Bangunan gedung dan struktur lain, termasuk Sistem Penahan Gaya Angin Utama (SPGAU) dan seluruh Komponen dan Klading (K&K) gedung, harus dirancang dan dilaksanakan untuk menahan beban angin seperti yang ditetapkan menurut Pasal 26 sampai Pasal 31. Langkah-langkah untuk menentukan beban angin pada SPGAU untuk bangunan gedung tertutup, tertutup Sebagian dan terbuka dari semua ketinggian tersedia dalam Tabel 3.3 sampai 3.7.

Tabel 3. 3 Langkah penentuan beban angin SPGAU

<p>Langkah 1: Tentukan Kategori Risiko bangunan gedung, lihat Tabel 3.4</p> <p>Langkah 2: Tentukan kecepatan angin dasar, V, untuk kategori risiko yang sesuai yang berlaku; lihat Buku Peta Angin Indonesia</p> <p>Langkah 3: Tentukan parameter beban angin:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Faktor arah angin, K_d; lihat Pasal 26.6 dan Tabel 3.5 - Kategori eksposur; lihat Pasal 26.7 - Faktor topografi, K_{zt}; lihat Pasal 26.8 dan Tabel 3.6 - Faktor elevasi permukaan tanah, K_e; Lihat Pasal 26.9 - Faktor efek hembusan angin, G, atau G_r, lihat pasal 26.11 - Klasifikasi tertutupan; lihat Pasal 26.11 - Koefisien tekanan internal, (GC_{pi}); lihat Pasal 26.13 dan Tabel 3.7 <p>Langkah 4: Tentukan koefisien eksposur tekanan velositas, K_z atau K_h; lihat Tabel 3.8</p> <p>Langkah 5: Tentukan tekanan velositas q_z; atau q_h</p> <p>Langkah 6: Tentukan koefisien tekanan eksternal, C_p atau C_N</p> <p>Langkah 7: Hitung tekanan angin; p, pada setiap permukaan bangunan gedung</p>

(Sumber : SNI 1727-2020)

Tabel 3. 4 Kategori risiko bangunan dan struktur lainnya untuk beban banjir, angin, salju, gempa, dan es

Penggunaan atau pemanfaatan fungsi bangunan gedung dan struktur	Kategori risiko
Bangunan gedung dan struktur lain yang merupakan risiko rendah untuk kehidupan manusia dalam kejadian kegagalan	I
Semua bangunan gedung dan struktur lain kecuali mereka terdaftar dalam kategori risiko I, III, dan IV	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk bioskop, gedung pertemuan, stadion, fasilitas Kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan UGD, fasilitas penitipan anak, penjara, dan bangunan untuk orang jompo</p> <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk Pusat pembangkit listrik biasa, fasilitas penanganan air, fasilitas penanganan limbah, pusat telekomunikasi</p> <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	
---	--

(Sumber : SNI 1727-2020)

Tabel 3. 5 Faktor arah angin, K_d

Tipe Struktur	Faktor arah angin K _d
Bangunan gedung	
Sistem Penahan Gaya Angin Utama	0.85
Komponen dan Klading	0.85
Atap lengkung	0.85
Kubah berbentuk bundar	1
Cerobong, tangki dan struktur serupa	0.0
Persegi	0.90
Segi enam	0.95
Segi delapan	1.0
Bundar	1.0
Dinding solid yang berdiri bebas, peralatan bagian atap, dan panel petunjuk solid yang berdiri bebas serta panel petunjuk terikat	0.85
Panel petunjuk terbuka dan rangka terbuka bidang tunggal	0.85
Rangka batang Menara	
Segitiga, persegi, atau persegi Panjang	0.85
Semua penampang lainnya	0.95

(Sumber : SNI 1727-2020)

Tabel 3. 6 Koefisien tekanan internal GC_{pi}

Klasifikasi ketertutupan	Kriteria untuk klasifikasi ketertutupan	Tekanan internal	Koefisien tekanan internal, (GC _{pi})
Bangunan tertutup	A _e kurang dari terkecil 0,01 A _g atau 0,37 m ² dan A _{oi} /A _{gi} ≤ 0,2	Sedang	-0,18

Bangunan tertutup sebagian	$A_0 > 1,1A_{oi}$ dan $A_0 >$ terkecil dari $0,01A_g$ atau $0,37 \text{ m}^2$ dan $A_{oi}/A_{gi} \leq 0,2$	Tinggi	-0,55
Bangunan terbuka sebagian	Bangunan yang tidak sesuai dengan klasifikasi tertutup, tertutup sebagian, atau klasifikasi terbuka	Sedang	-0,18
Bangunan terbuka	Setiap dinding minimal terbuka 80%	Diabaikan	0

(Sumber : SNI 1727-2020)

Tabel 3. 7 Koefisien eksposur tekanan kecepatan, Kh dan Kz

Ketinggian di atas permukaan tanah	Eksposur		
	B	C	D
m			
0 – 4,6	0,57 (0,70) ^a	0,85	1,03
6,1	0,62 (0,70) ^a	0,90	1,08
7,6	0,66 (0,70) ^a	0,94	1,12
9,1	0,7	0,98	1,16
12,2	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	1,09	1,27
18,0	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	1,21	1,38
27,4	0,96	1,24	1,40
30,5	0,99	1,26	1,43
36,6	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,69	1,82
137,2	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,77	1,89

(Sumber : SNI 1727-2020)

3.6.4 Beban Gempa

Dalam penerapan konsep perencanaan gedung tahan gempa, dibutuhkan perencanaan beban gempa lateral berdasarkan SNI 1726:2019. Langkah-langkah analisis gempa dengan respons spektrum menggunakan standar yang ada dapat dilihat pada langkah berikut:

3.6.4.1 Mendefinisikan Kategori Risiko Desain Seismik dan Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 4.1.2 yang disajikan pada Tabel 3.8 dibawah. Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e .

Tabel 3. 8 Kategori Risiko Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan 	I

<ul style="list-style-type: none"> - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I, III, IV, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat 	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	
---	--

Setelah diketahui kategori risiko bangunan, dapat diambil factor keutamaan gempa (I_e) berdasarkan Tabel 3.9 berikut :

Tabel 3. 9 Faktor keutamaan gempa (I_e)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1
III	1.25
IV	1.5

3.6.4.2 Menentukan kelas situs tanah

Kelas situs tanah ditentukan berdasarkan Tabel 3.10

Tabel 3. 10 Klasifikasi situs

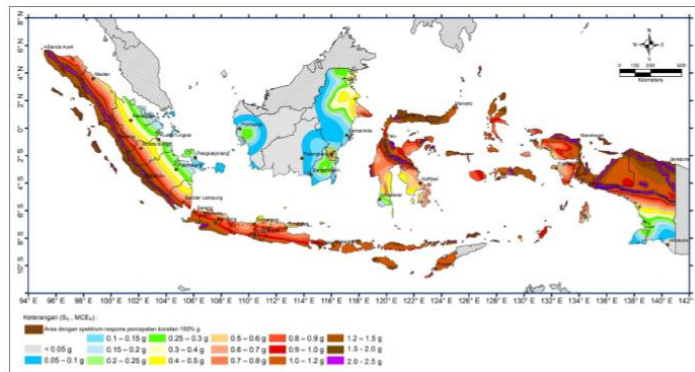
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15-50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, dan Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaah tersementasi lemah 		

situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	<ul style="list-style-type: none"> - Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa
-----------------------------------	---

3.6.4.3 Menentukan parameter percepatan respon spektrum berdasarkan wilayah gempa

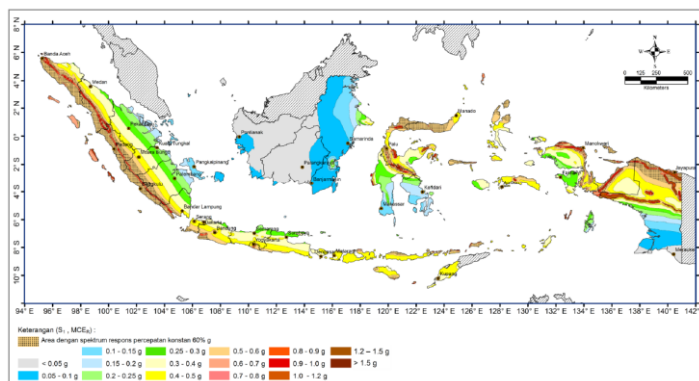
1. Mencari nilai S_s dan S_1

S_s merupakan parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode pendek (0.2 detik), ditentukan berdasarkan peta pada Gambar 3.2.



Gambar 3. 2 Parameter gerak tanah S_s

S_1 merupakan parameter respons spektral percepatan gempa terpetakan untuk periode 1 detik dapat ditentukan berdasarkan peta pada Gambar 3.3



Gambar 3. 3 Parameter gerak tanah, S_1

Parameter S_s dan S_1 juga dapat dilihat pada <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/> dengan memasukkan kota atau titik koordinat dari daerah yang ingin dicari.

2. Faktor Amplifikasi

Untuk penentuan respons spektral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik dan disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (0.1)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (0.2)$$

Nilai F_a dan F_v akan diperoleh melalui Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 pada SNI 1726-2019 pasal 6.2.

Tabel 3. 11 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9
SF	SS^B				

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 6)

Tabel 3. 12 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2
SF	SS^B				

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 7)

3. Parameter Percepatan Spektral Desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (0.3)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (0.4)$$

3.6.4.4 Menentukan Kategori Desain Seismik

Ditetapkan kategori desain seismiknya berdasarkan kategori risiko dan parameter respons spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} yang nilainya dapat ditentukan dari Tabel 3.13 serta S_{D1} yang nilainya dapat ditentukan dari Tabel 3.14 sebagai berikut :

Tabel 3. 13 Kategori desain seismik parameter respon percepatan pada periode pendek

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

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 8)

Tabel 3. 14 Kategori desain seismik parameter respon percepatan pada perioda 1 detik

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

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 9)

3.6.4.5 Spektrum Respon Desain

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (0.5)$$

- b. Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} ;
 c. Untuk periode lebih besar dari T_s tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spectral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (0.6)$$

- d. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spectral percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad (0.7)$$

dimana:

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek;

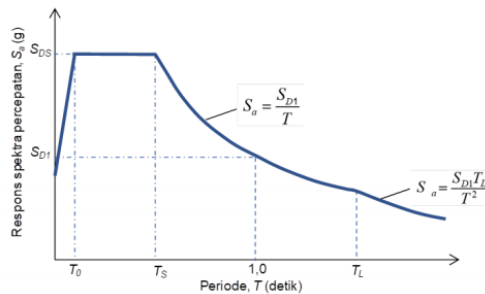
S_{D1} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 detik;

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (0.8)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (0.9)$$

T_L = Peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3.4 yang nilainya diambil dari Gambar 20 (SNI 1726:2019 Pasal 6.4)



Gambar 3. 4 Spektrum Respon Desain
(Sumber: SNI 1726:2019 Gambar 3)

3.6.4.6 Menentukan Parameter Desain

Berdasarkan sistem struktur, kita dapat menentukan koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) berdasarkan kategori desain seismik yang terdapat didalam Tabel 12 pada SNI-1726:2019 pasal 7.2.2. Dikarenakan penggunaan pemodelan adalah rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk, maka nilai dari $R = 8$, $\Omega_0 = 2,5$, dan $C_d = 5$.

1. Analisis Beban Gempa

Prosedur analisis gempa yang digunakan untuk merencanakan bangunan tahan gempa dapat diklasifikasikan menjadi dua yaitu analisis statis (analisis gaya lateral ekuivalen, gaya seismik ekuivalen) dan analisis dinamis (analisis spektrum respons ragam dan analisis riwayat respons seismik).

Penentuan prosedur gaya lateral ekuivalen direncanakan berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.8, seperti penentuan geser dasar seismik yang diatur dalam pasal 7.8.1, penentuan periode pada pasal 7.8.2, hingga distribusi gaya vertikal dan horizontal pada pasal 7.8.3.

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s W \quad (0.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan (3.12) :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (0.11)$$

Nilai C_s , yang dihitung sesuai dengan persamaan 3.12, tidak perlu melebihi berikut ini:

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (0.12)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (0.13)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (0.14)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6 g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (0.15)$$

Keterangan:

S_{D1} = Parameter percepatan respons spectral desain pada periode sebesar 1.0 detik

T = Periode fundamental struktur (detik)

S_1 = Parameter percepatan respons spectral maksimum yang ditetapkan

2. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (0.16)$$

Keterangan:

h_n = ketinggian struktur, dalam (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, Koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan Tabel 3.15.

Tabel 3. 15 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangkakan pemikul momen dimana rangka memikul 100 % gaya seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenal gaya seismik:		
- Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
- Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 18)

3. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Berdasarkan pasal 7.8.3 gaya seismik lateral, F_x , (kN) di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (0.17)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (0.18)$$

dimana :

C_{vx} = Faktor distribusi vertical

V = Gaya lateral desain total

w_i dan w_x = Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i dan x

h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai tingkat i dan x

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur dengan nilai sebagai berikut:

- Untuk struktur dengan $T \leq 0.5$ detik, $k = 1$

- Untuk struktur dengan $T \geq 2.5$ detik, $k = 2$

- Untuk struktur dengan $0.5 < T < 2.5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

4. Distribusi Horizontal Gaya Seismik

Berdasarkan pasal 7.8.4 geser tingkat desain seismik di semua tingkat, V_x (kN), harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (0.19)$$

dimana:

F_i adalah bagian dari geser dasar seismik (V) pada tingkat ke- i (kN).

3.6.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah kombinasi pembebanan pada SNI 1726:2019. Struktur yang direncanakan harus direncanakan sedemikian rupa agar memiliki kuat rencana yang sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi yang tercantum pada persamaan (3.20 – 3.26)

$$1.4D \quad (0.20)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (0.21)$$

$$1,2D + 1,6 (Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W) \quad (0.22)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr \text{ atau } R) \quad (0.23)$$

$$0,9D + 1,0W \quad (0.24)$$

$$1,2D + Ev + Eh + L \quad (0.25)$$

$$0,9D - Ev + Eh \quad (0.26)$$

Keterangan:

D = Beban Mati

L = Beban Hidup

Lr = Beban Hidup Atap

R = Beban Hujan

S = Beban Salju

W = Beban Angin

E = Beban Gempa

3.6. Perencanaan Struktur Sekunder

3.7.1 Kontrol Balok Anak

1. Kontrol Tekuk Lokal Penampang

Profil baja harus dikontrol kelangsingan penampangnya untuk menentukan apakah profil tersebut kompak, non-kompak, atau langsing. Karena balok anak menggunakan profil WF, maka direncanakan sesuai dengan persyaratan untuk penampang WF.

a. Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p \rightarrow \text{Kompak}$$

$$\lambda_p < \frac{h}{t_w} \leq \lambda_r \rightarrow \text{Non-Kompak}$$

$$\frac{h}{t_w} > \lambda_r \rightarrow \text{Langsing}$$

Dengan,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2(tf + r)}{t_w} \quad (0.27)$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.28)$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.29)$$

b. Sayap (Flens)

$$\frac{b}{2t_f} \leq \lambda_p \rightarrow \text{Kompak}$$

$$\lambda_p < \frac{b}{2t_f} \leq \lambda_r \rightarrow \text{Non-Kompak}$$

$$\frac{b}{2t_f} > \lambda_r \rightarrow \text{Langsing}$$

Dengan,

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.30)$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.31)$$

Nilai λ_p dan λ_r untuk web dan flens dapat dilihat dalam Tabel B4.1b SNI 1729:2020. Dimana:

d = tinggi bruto profil WF

h = tinggi bersih profil WF

b = lebar bruto sayap profil WF

t_w = tebal badan profil WF

t_f = tebal sayap profil WF

r = jari-jari kelengkungan

f_y = kuat leleh profil baja

λ_p = batas rasio kelangsingan untuk penampang kompak

λ_r = batas rasio kelangsingan untuk penampang langsing

2. Kontrol Kapasitas Lentur Penampang

Untuk elemen struktur yang memikul beban lentur murni harus direncanakan sehingga kapasitas lentur penampang mencukupi sesuai Persamaan 3.32.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (0.32)$$

Nilai momen (M_u) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari semua kombinasi pembebanan yang telah disebutkan.

Dimana:

M_u = momen lentur terfaktor

M_n = kapasitas lentur nominal penampang

ϕ = faktor reduksi = 0,9 (DFBK)

ϕM_n = kapasitas lentur desain

3. Kontrol Kapasitas Lentur Elemen Struktur

Untuk elemen struktur balok profil WF dengan badan dan sayap kompak yang memikul beban lentur murni serta melengkung di sumbu mayor, kekuatan lentur nominal, M_n , harus diperoleh dari nilai terendah keadaan batas leleh (momen plastis) dan tekuk torsi lateral (SNI 1729-2020 Pasal F2.2).

a. Leleh

$$M_n = M_p = Z_x F_y \quad (0.33)$$

b. Tekuk Torsi-Lateral

1) Bentang Pendek

$$L_b \leq L_p$$

$$M_n = M_p \quad (0.34)$$

Dengan,

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (0.35)$$

2) Bentang Menengah

$$L_p < L_b \leq L_r$$

$$L_r = 1,95r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \quad (0.36)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (0.37)$$

dan koefisien c untuk profil I simetris ganda, $c = 1$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (0.38)$$

$$C_b = \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (0.39)$$

Khusus untuk kantilever dengan ujung tak dibreising $C_b = 1,0$

3) Bentang Panjang

$$L_b \geq L_p$$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (0.40)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (0.41)$$

Dimana:

L_b = panjang antara titik-titik, baik yang terbreis terhadap perpindahan lateral sayap tekan atau terbreis terhadap puntir penampang melintang, in. (mm)

F_{cr} = tahanan kritis, ksi (MPa)

C_b = faktor modifikasi tekuk torsi-lateral untuk diagram momen nonmerata

M_{maks} = nilai mutlak momen maksimum dalam segmen tanpa dibreising, kip-in. (Nmm)

M_A = nilai mutlak momen pada titik seperempat dari segmen tanpa dibreising, kip-in. (N-mm)

M_B = nilai mutlak momen pada sumbu segmen tanpa dibreising, kip-in. (N-mm)

M_C = nilai mutlak momen pada titik tiga-perempat segmen tanpa dibreising, kip-in. (N-mm)

E = modulus elastis baja = 200 000 MPa

J = konstanta torsi, in.⁴ (mm⁴)

S_x = modulus penampang elastis di sumbu x, in.³ (mm³)

h_o = jarak antara titik berat sayap, in. (mm)

L_p = batas panjang tak terbreis lateral untuk keadaan batas leleh, in. (mm)

L_r = batas panjang tak terbreis untuk keadaan batas pada tekuk torsi-lateral inelastik, in. (mm)

4. Kontrol Kapasitas Geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w). Untuk elemen struktur yang memikul beban geser murni harus direncanakan sehingga kapasitas geser penampang mencukupi.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (0.42)$$

Keterangan:

V_u = gaya geser terfaktor

V_n = kapasitas geser nominal penampang

ϕ_V = faktor ketahanan = 0,9 (DFBK)

$\phi_V V_n$ = kapasitas geser desain

Kekuatan geser nominal, V_n , dari badan tidak diperkaku atau diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser, adalah:

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_{v1} \quad (0.43)$$

Dengan ketentuan koefisien geser badan, C_{v1} , sebagai berikut:

- Bila $\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$, maka

$$C_{v1} = 1,0 \quad (0.44)$$

- Bila $1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$, maka

$$C_{v1} = \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (0.45)$$

- Bila $\frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$, maka

$$C_{v1} = \frac{1,51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (0.46)$$

Koefisien tekuk pelat badan, k_v , ditentukan sebagai berikut:

a. Untuk badan tanpa pengaku transversal,

$$k_v = 5,34 \quad (0.47)$$

b. Untuk badan dengan pengaku transversal,

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (0.48)$$

$k_v = 5,34$ dimana $a/h > 3$ atau $a/h > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$

dengan a adalah jarak bersih antara pengaku transversal (mm).

5. Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 1729-2002, batas batas lendutan untuk keadaan kemampuan-layan batas harus sesuai dengan struktur, fungsi penggunaan, sifat pembebanan, serta elemen-elemen yang didukung oleh struktur tersebut. Batas lendutan maksimum diberikan dalam Tabel 3.16 sebagai berikut:

Tabel 3. 16 Batas Lendutan Maksimum

Komponen struktur dengan beban tidak terfaktor	Beban tetap	Beban sementara
Balok pemikul dinding atau finishing yang getas	$L/360$	-
Balok biasa	$L/240$	-
Kolom dengan analisis orde pertama saja	$h/500$	$h/200$
Kolom dengan analisis orde kedua	$h/300$	$h/200$

(Sumber: SNI 1729:2002 Tabel 6.4-1)

Lendutan yang terjadi pada balok akibat beban layan tidak boleh melebihi lendutan maksimum yang telah ditetapkan.

3.7. Pemodelan Struktur

Pemodelan dan analisis struktur dibantu dengan menggunakan program SAP2000 dalam memodelkan struktur bangunan secara 3 dimensi untuk mengetahui gaya-gaya dalam yang bekerja pada setiap elemen struktur akibat beban yang bekerja. Hasil analisis struktur akan dikontrol sesuai dengan SNI 1726:2019 untuk menunjukkan kelayakan sistem sebuah struktur. Adapun kontrol-kontrol yang ditetapkan antara lain:

1. Kontrol Pembebanan Struktur
2. Kontrol Partisipasi Massa
3. Kontrol Periode Getar Alami Struktur
4. Kontrol Gaya Geser Seismik
5. Kontrol Simpangan Lantai (*Story Drift*)

3.8. Kontrol Desain dan Perencanaan Struktur Primer

Kapasitas kekuatan nominal penampang komposit harus ditentukan menurut metode distribusi tegangan plastis atau metode kompatibilitas tegangan. Dalam menentukan kekuatan nominal komponen struktur komposit, kuat tarik beton harus diabaikan. Untuk komponen struktur terisi beton, efek tekuk lokal harus diperhitungkan.

3.9.1 Kontrol Balok Komposit

Balok komposit direncanakan menggunakan penghubung geser (*shear connector*). Dalam desain balok komposit direncanakan dalam bentuk balok T yang terdiri atas profil balok baja dan dek gelombang yang berisi beton. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam kontrol balok komposit yang menggunakan penghubung geser adalah sebagai berikut.

3.9.1.1 Lebar Efektif

Konsep lebar efektif berdasarkan SNI 1729-2020 sangat berguna dalam proses desain suatu komponen struktur (komposit), terutama ketika proses desain harus dilakukan terhadap suatu elemen yang mengalami distribusi tegangan yang tidak seragam. Besarnya lebar efektif dari suatu komponen struktur komposit dapat ditentukan oleh Persamaan 3.49-3.52.

1. Untuk balok-balok interior:

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} \quad (0.49)$$

$$b_{eff} \leq b_o \quad (0.50)$$

2. Untuk balok-balok eksterior:

$$b_{eff} \leq \frac{L}{8} + \text{pusat balok ke tepi pelat} \quad (0.51)$$

$$b_{eff} \leq \frac{1}{2}b_o + \text{pusat balok ke tepi pelat} \quad (0.52)$$

3.9.1.1 Kontrol Balok Komposit Sebelum Komposit

Metode pelaksanaan suatu komponen struktur komposit (khususnya untuk elemen lentur), secara umum dapat dibedakan berdasarkan ada tidaknya tumpuan sementara (perancah/*scaffolding*). Jika tidak ada perancah yang digunakan (*unshored*), maka profil baja akan berperilaku sebagai penopang bekisting pelat beton sampai beton mengeras. Dalam tahap ini, balok baja harus mampu memikul beban-beban yang meliputi berat sendiri, berat bekisting pelat, serta berat beton yang masih belum mengeras. Setelah pelat beton mengeras, maka aksi komposit akan mulai bekerja, sehingga semua beban layan yang ada (beban mati dan hidup) akan dipikul oleh komponen struktur komposit (Setiawan, 2008). Oleh karena itu, dalam mengontrol balok sebelum komposit, profil baja harus direncanakan dan dikontrol terhadap kapasitas lentur, kapasitas geser, dan lendutan yang telah dijelaskan pada subbab 3.8.1.

3.9.1.2 Kontrol Balok Komposit Setelah Komposit

1. Kontrol Tekuk Lokal Penampang

Karena flens pada balok komposit telah menyatu dengan dek baja gelombang, maka tekuk lokal hanya terjadi pada badan penampang saja.

- Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p \rightarrow \text{Kompak}$$

$$\lambda_p < \frac{h}{t_w} \leq \lambda_r \rightarrow \text{Non-Kompak}$$

$$\frac{h}{t_w} > \lambda_r \rightarrow \text{Langsing}$$

Dengan,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d-2(tf+r)}{t_w} \quad (0.53)$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.54)$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (0.55)$$

Nilai λ_p dan λ_r untuk web dan flens dapat dilihat dalam Tabel B4.1b SNI 1729:2020.

Keterangan:

d = tinggi bruto profil WF

h = tinggi bersih profil WF

t_w = tebal badan profil WF

R = jari-jari kelengkungan

f_y = kuat leleh profil baja

λ_p = batas rasio kelangsingan untuk penampang kompak

λ_r = batas rasio kelangsingan untuk penampang langsing

2. Kontrol Kapasitas Lentur Penampang

Untuk elemen struktur yang memikul beban lentur murni harus direncanakan sehingga kapasitas lentur penampang mencukupi.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (0.56)$$

Nilai momen (M_u) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari semua kombinasi pembebanan yang telah disebutkan.

Keterangan:

- M_u = momen lentur terfaktor
- M_n = kapasitas lentur nominal penampang
- ϕ = faktor reduksi = 0,9 (DFBK)
- ϕM_n = kapasitas lentur desain

a. Kekuatan Lentur Positif

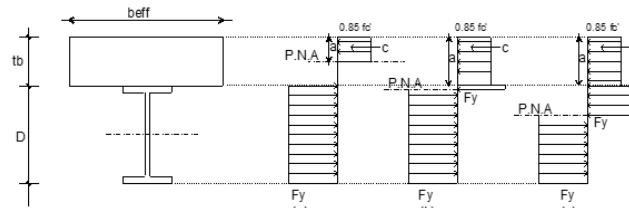
Kekuatan lentur positif desain, $\phi_b M_n$ direncanakan sesuai dengan Pasal F1 SNI 1729:2020, dimana nilai ϕ_b adalah 0,9 (DFBT).

M_n ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis sesuai dengan persyaratan pada Pasal I3.2a SNI 1729:2020, dimana kekuatan momen nominal harus dihitung dengan asumsi bahwa komponen baja telah mencapai tegangan F_y baik dalam kondisi tarik atau tekan, dan komponen beton dalam kondisi tekan yang diakibatkan oleh gaya aksial dan/atau lentur telah mencapai tegangan sebesar $0,85f'_c$.

1) Untuk $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Kekuatan lentur positif (M_n) dapat dihitung dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis).

Perhitungan kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis adalah sebagai berikut dengan meninjau gambar yang diberikan pada Gambar 3.5 :



Gambar 3. 5 Distribusi Sumbu Netral Plastis Pada Balok Komposit

Menentukan Gaya Tekan “C” dari nilai terkecil antara:

- PNA berada pada beton

$$C_1 = A_s f_y \tag{0.57}$$

- PNA berada pada profil baja

$$C_2 = 0,85 f'_c A_c \tag{0.58}$$

- Penampang komposit parsial

$$C_3 = \Sigma Q_n \tag{0.59}$$

Perhitungan pada C_3 tidak diperhitungkan karena kondisi balok adalah setelah komposit.

- a) Sumbu netral plastis jatuh pada pelat beton

Gaya tekan yang bekerja pada pelat beton, C_c adalah sebesar:

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot b_E \cdot t_s \tag{0.60}$$

Gaya tarik T pada profil baja adalah sebesar :

$$T = A_s \cdot f_y \tag{0.61}$$

Dari keseimbangan gaya $C = T$, maka diperoleh:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_E} \quad (0.62)$$

Kuat lentur nominal dapat dihitung dengan rumus:

$$M_n = C \cdot d_1 = T \cdot d_1 = A_s \cdot f_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right) \quad (0.63)$$

b) Sumbu netral plastis jatuh pada profil baja

Gaya tekan yang bekerja pada pelat beton, C_c adalah sebesar:

$$C_c = 0,85 f'_c \cdot b_E \cdot t_s \quad (0.64)$$

Dari kesetimbangan gaya, diperoleh hubungan:

$$T' = C_c + C_s \quad (0.65)$$

Besarnya T' sekarang lebih kecil daripada $A_s \cdot f_y$, yaitu:

$$T' = A_s \cdot f_y - C_s \quad (0.66)$$

Dengan menyamakan persamaan (3.60) dan (3.61) diperoleh:

$$C_s = \frac{A_s \cdot f_y - C_c}{2} = \frac{A_s f_y - 0,85 f'_c \cdot b_E \cdot t_s}{2} \quad (0.67)$$

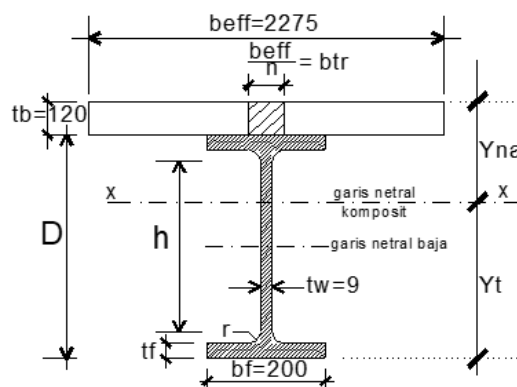
Kuat lentur nominal dapat dihitung menggunakan rumus:

$$M_n = C_c \cdot d'_2 + C_s \cdot d_2 \quad (0.68)$$

2) Untuk $\frac{h}{t_w} > 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Kekuatan lentur positif (M_n) dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastis, dengan memperhitungkan efek penopangan, untuk keadaan batas leleh (momen leleh). Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama.

Perhitungan kuat lentur nominal yang dihitung berdasarkan distribusi tegangan elastis adalah sebagai berikut dengan meninjau Gambar 3.6 :



Gambar 3. 6 Penampang Balok Komposit Non-kompak

a) Beton ditransformasi ke baja:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (0.69)$$

$$b_{tr} = \frac{b_{eff}}{n} \quad (0.70)$$

b) Letak garis netral penampang transformasi:

$$Y_{na} = \frac{\frac{A_{tr} \cdot t_b}{2} + A_s \left(t_b + \frac{D}{2} \right)}{A_{tr} + A_s} \quad (0.71)$$

c) Momen Inersia Penampang Transformasi:

$$I_{tr} = I_x + A_s \left(\left(\frac{D}{2} + t_b \right) - Y_{na} \right)^2 + \frac{(b_{tr} \cdot t_b^3)}{12} + A_{tr} \left(Y_{na} - \frac{t_b}{2} \right)^2 \quad (0.72)$$

d) Modulus Penampang Transformasi:

$$y_c = Y_{na} \quad (0.73)$$

$$y_t = D + t_b - Y_{na} \quad (0.74)$$

$$S_{trc} = \frac{I_{tr}}{y_c} \quad (0.75)$$

$$S_{trt} = \frac{I_{tr}}{y_t} \quad (0.76)$$

e) Momen Positif Penampang adalah nilai terkecil dari:

$$M_{nx1} = 0,85 \cdot f'_c \cdot n \cdot S_{trc} \quad (0.77)$$

$$M_{nx2} = f_y \cdot S_{trt} \quad (0.78)$$

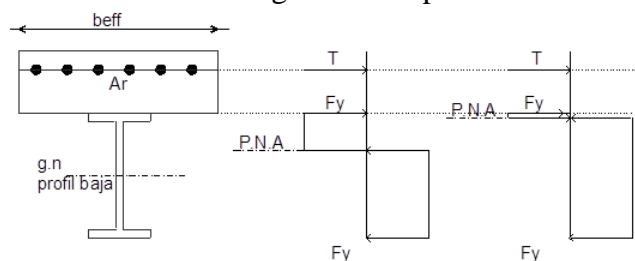
b. Kekuatan Lentur Negatif

Kekuatan lentur negatif desain, $\phi_b M_n$ direncanakan sesuai dengan Bab F SNI 1729:2020, dimana nilai ϕ_b adalah 0,9 (DFBT).

Sama seperti kuat lentur positif, M_n ditentukan berdasarkan distribusi tegangan plastis sesuai dengan persyaratan pada Pasal I3.2a SNI 1729:2020 asalkan memenuhi batasan-batasan berikut:

- 1) Balok baja adalah penampang kompak dan terbreis secara memadai sesuai dengan Bab F.
- 2) Penghubung geser (shear connector) menyambungkan pelat beton ke balok baja pada daerah momen negatif.
- 3) Tulangan pelat yang paralel pada balok baja disepanjang daerah lebar efektif pelat beton harus diangker dengan baik.

Perhitungan kekuatan nominal momen negatif ditentukan sesuai dengan persyaratan pada Pasal I3.2d SNI 1729:2020 dan digambarkan pada Gambar 3.7.



Gambar 3. 7 Diagram Momen Lentur Negatif pada Balok Komposit

- 1) Lokasi gaya tarik pada balok baja:

$$T = n \cdot A_r \cdot f_{yr} \quad (0.79)$$

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y \quad (0.80)$$

- 2) Gaya pada sayap penampang,

$$P_f = b_f \cdot t_f \cdot f_y \quad (0.81)$$

- 3) Gaya pada badan penampang,

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \quad (0.82)$$

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} \quad (0.83)$$

$$d_2 = \frac{(P_f \cdot 0,5t_f) + P_w \cdot (t_f + 0,5a_w)}{P_f + P_w} \quad (0.84)$$

$$d_3 = \frac{D}{2} \quad (0.85)$$

$$d_1 = h_r + t_b - c \quad (0.86)$$

- 4) Perhitungan Momen Negatif

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (0.87)$$

3. Kontrol Kapasitas Geser

Kekuatan geser yang tersedia dari balok komposit dengan *steel headed stud* (angkur baja kstad berkepala) atau angkur kanal baja, berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I4.2, harus ditentukan berdasarkan properti penampang baja saja sesuai dengan Pasal G SNI 1729:2020 yang telah dijelaskan pada sub-bab 3.8.1.2.

4. Kontrol Profil Dek Baja Bergelombang

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I3.2c, kekuatan lentur tersedia pada konstruksi komposit yang terdiri dari slab beton diatas dek baja bergelombang yang disambungkan ke balok baja harus ditentukan melalui bagian yang sesuai pada Pasal I3.2a dan I3.2b dengan persyaratan berikut:

- Tinggi rusuk nominal (h_r) tidak lebih besar dari 75 mm. Lebar hauns beton (w_r) harus tidak kurang dari 50mm, tetapi tidak boleh diambil dalam perhitungan sebagai lebih dari lebar bersih minimum di dekat bagian paling atas dek baja.
- Steel headed stud*, setelah instalasi, harus diperpanjang tidak kurang dari 38 mm diatas bagian paling atas dek baja dan harus ada paling sedikit 13 mm selimut beton terspesifikasi diatas *steel headed stud*.
- Tebal slab diatas dek baja tidak boleh kurang dari 50 mm.
- Dek baja harus diangkur ke semua komponen struktur pendukung pada spasi tidak melebihi 460 mm.

5. Kontrol Penghubung Geser (*Shear Connector*)

Jenis *shear connector* yang dipakai pada perencanaan adalah tipe *stud* (paku). Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I8.2, panjang angkur baja stad berkepala tidak boleh lebih kecil dari empat kali diameter stad dari dasar angkur baja stad berkepala pada bagian atas kepala stad sesudah pemasangan.

- 1) Kekuatan geser nominal

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I8.2a, Kekuatan geser nominal satu angkur baja stad berkepala yang ditanam pada slab beton solid atau pada slab komposit dengan dek ditentukan sebagai berikut:

$$Q_n = 0,5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} f_u \quad (0.88)$$

Dengan:

$$\begin{aligned} A_{sa} &= \text{Luas penampang angkur baja stad berkepala, in}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ E_c &= \text{Modulus elastisitas beton (MPa)} \\ E_c &= 0,043w_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (0.89) \\ F_u &= \text{Kuat tarik minimum dari } \textit{steel headed stud}, \text{ ksi (MPa)} \\ R_g, R_p &= \text{Koefisien (diatur didalam tabel pada SNI 1729:2020 Pasal I8.2a)} \end{aligned}$$

2) Jumlah shear connector

Jumlah *shear connector* yang dibutuhkan disepanjang daerah tertentu, yaitu:

$$n = \frac{V'}{Q_n} \quad (0.90)$$

Dengan:

V' = Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer *shear connector* (masing-masing pada daerah momen positif dan momen negatif).

3) Kekuatan lentur positif

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I3.2d, seluruh geser horizontal diantarmuka antara balok baja dan pelat beton harus diasumsikan disalurkan melalui *steel headed stud*. Untuk aksi komposit dengan beton yang mengalami tekan lentur, gaya geser nominal disalurkan melalui angkur baja, V' , antara titik dengan momen positif maksimum dan titik dengan momen nol harus ditentukan sebagai nilai terendah sesuai dengan keadaan batas dari kehancuran beton, leleh tarik dari penampang baja, atau kekuatan geser angkur baja tersebut:

a) Kehancuran beton

$$V' = 0,85f'_c A_c \quad (0.91)$$

b) Leleh tarik penampang baja

$$V' = f_y \cdot A_s \quad (0.92)$$

c) Kekuatan geser *steel headed stud* (komposit parsial)

$$V' = \Sigma Q_n \quad (0.93)$$

Dengan,

$$\begin{aligned} A_c &= \text{luas pelat beton di dalam lebar efektif, in}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s &= \text{luas penampang melintang baja, in}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ \Sigma Q_n &= \text{jumlah kekuatan geser nominal } \textit{steel headed stud} \text{ antara titik dengan momen positif maksimum dan titik dengan momen nol, kips (N)} \end{aligned}$$

4) Kekuatan lentur negatif

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I3.2d, pada balok komposit menerus dengan baja tulangan longitudinal didaerah momen negatif diperhitungkan bekerja secara komposit dengan balok baja, geser horizontal total antara titik dengan momen negatif maksimum dan titik dengan momen nol harus ditentukan sebagai nilai terendah sesuai dengan keadaan batas yang berikut :

- a) Untuk keadaan batas leleh tarik tulangan slab

$$V' = f_{ysr} \cdot A_{sr} \quad (0.94)$$

Dengan,

A_{sr} = luas baja tulangan longitudinal yang disalurkan di dalam lebar efektif slab beton, in.² (mm²)

f_{ysr} = tegangan leleh minimum terspesifikasi pada baja tulangan, ksi (MPa)

- b) Untuk keadaan batas kekuatan geser *steel headed stud*

$$V' = \Sigma Q_n \quad (0.95)$$

6. Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 1729:2002 dan batas lendutan maksimum terdapat pada Tabel 6.4-1, sama dengan yang sudah ditulis pada subbab 3.8.1.3.

3.9.2 Kontrol Kolom Komposit

Kolom komposit direncanakan berupa kolom baja berisi beton (CFT) dengan penampang persegi. Ada beberapa modifikasi yang diatur didalam Bab I SNI 1729:2020 yang digunakan dalam menganalisis kolom komposit yang hampir sama dengan analisis komponen struktur tekan. Adapun perhitungan kontrol kolom komposit dijelaskan dalam subbab-subbab berikut.

3.9.2.1 Kriteria untuk Kolom Komposit

1. Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (0.96)$$

2. Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot E}} \quad (0.97)$$

3.9.2.2 Kontrol Tekuk Lokal

Penampang komposit terisi beton diklasifikasikan sebagai kompak, nonkompak, atau langsing. Untuk kontrol tekuk lokal, terdapat hal yang harus direncanakan berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I1.4. Untuk komponen struktur komposit yang memikul tekan aksial, persyaratannya mengacu pada Tabel I1.1a. Untuk komponen struktur komposit yang memikul lentur, persyaratannya mengacu pada Tabel I1.1b.

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_p \rightarrow \text{Kompak}$$

$$\lambda_p < \frac{b}{t} \leq \lambda_r \rightarrow \text{Non-Kompak}$$

$$\frac{b}{t} > \lambda_r \rightarrow \text{Langsing}$$

Untuk nilai λ_p dan λ_r terdapat pada Tabel I1.1a dan Tabel I1.1b SNI 1729:2020 tersebut.

3.9.2.3 Kontrol Gaya Aksial

1. Batasan

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I2.2a, untuk komponen struktur komposit terisi beton, pembatasan yang berikut harus dipenuhi:

- Luas penampang profil baja harus terdiri atas sedikitnya 1% dari total penampang komposit.
- Komponen struktur komposit terisi beton harus diklasifikasikan untuk tekuk lokal sesuai dengan Pasal I1.4
- Tulangan longitudinal minimum tidak diperlukan. Jika tulangan longitudinal diberikan, tulangan transversal internal tidak diperlukan untuk kekuatan.

2. Kekuatan Tekan

Kekuatan tekan tersedia komponen struktur komposit terisi beton simetris ganda yang dibebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas tekuk lentur sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal I2.1b yaitu:

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (0.98)$$

dimana,

$$\phi_c = 0,75 \text{ (DFBT)}$$

Karena Pasal I2.1b adalah kontrol kekuatan tekan dari komponen struktur komposit terbungkus beton, maka dilanjutkan mengacu pada SNI 1729:2020 Pasal I2.2b dengan modifikasi sebagai berikut:

a. Untuk Penampang Kompak

$$P_n = P_{no} = P_p \quad (0.99)$$

Dengan,

$$P_p = f_y \cdot A_s + C_2 \cdot f'_c \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (0.100)$$

$C_2 = 0,85$ untuk penampang persegi panjang dan $0,95$ untuk penampang bundar

b. Untuk Penampang Nonkompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} \cdot (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (0.101)$$

Dengan,

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$ = rasio kelangsingan yang ditentukan dari Tabel I1.1a

P_p = ditentukan dari persamaan 3.99.

$$P_y = f_y \cdot A_s + 0,7 \cdot f'_c \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (0.102)$$

c. Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} \cdot A_s + 0,7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (0.103)$$

dengan

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (0.104)$$

Kekakuan efektif penampang komposit, EI_{eff} untuk semua penampang harus:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (0.105)$$

dengan

C_3 = Koefisien untuk perhitungan kekakuan efektif komponen struktur tekan komponen struktur tekan komposit terisi beton

$$C_3 = 0,45 + \frac{3(A_s + A_{sr})}{A_g} \leq 0,9 \quad (0.106)$$

Kekuatan tekan yang tersedia tidak perlu lebih kecil dari yang disyaratkan untuk komponen struktur profil baja telanjang, seperti yang disyaratkan dalam Bab E.

3. Kontrol Lentur

Kekuatan lentur tersedia komponen struktur komposit terisi beton harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (0.107)$$

dimana

$$\phi_b = 0,9 \text{ (DFBT)}$$

Kekuatan lentur nominal, M_n harus ditentukan sebagai berikut:

1. Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p \quad (0.108)$$

dengan

M_p = Momen sehubungan dengan distribusi tegangan plastis di penampang komposit

• Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (0.109)$$

Dimana :

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$ = rasio kelangsingan yang ditentukan dari Tabel I1.1b.

M_y = momen leleh sehubungan dengan leleh sayap tarik dan leleh pertama sayap tekan (N-mm). Kapasitas pada saat leleh pertama harus dihitung dengan asumsi distribusi tegangan elastis linier dengan tegangan tekan beton maksimum dibatasi sampai $0,7f'_c$ dan tegangan baja maksimum dibatasi sampai f_y .

• Untuk Penampang Langsing

M_n harus ditentukan sebagai momen leleh pertama. Tegangan sayap tekan harus dibatasi sampai tegangan tekuk lokal, f_{cr} , yang ditentukan dengan menggunakan persamaan pada (3.103). Distribusi tegangan beton harus elastis linier dengan tegangan tekan maksimum yang dibatasi sampai $0,7f'_c$.

4. Kontrol Geser

Untuk komponen struktur komposit terisi beton, kekuatan geser desain, $\phi_v V_n$ harus ditentukan berdasarkan salah satu dari yang berikut:

- Kekuatan geser tersedia pada penampang baja saja seperti yang disyaratkan dalam SNI 1729:2020 Bab G
- Kekuatan geser tersedia bagian beton bertulanganya (beton ditambah tulangan baja) saja seperti dijelaskan oleh ACI 318 dengan $\phi_v = 0,75$ (DFBT)

- (c) Kekuatan geser nominal penampang baja, seperti yang dijelaskan dalam SNI 1729:2020 Bab G, ditambah kekuatan nominal baja tulangan, seperti dijelaskan oleh ACI 318, dengan kombinasi faktor ketahanan atau keamanan $\phi_v = 0,75$ (DFBT)

5. Kombinasi Gaya Aksial dan Lentur

Interaksi antara gaya aksial dan lentur pada komponen struktur komposit harus memperhitungkan stabilitas seperti yang disyaratkan pada SNI 1729:2020 Bab C. Kekuatan tekan tersedia dan kekuatan lentur tersedia harus ditentukan seperti dijelaskan dalam Pasal I2 dan I3 SNI 1729:2020. Untuk menghitung pengaruh dari efek panjang pada kekuatan aksial komponen struktur, kekuatan aksial nominal komponen struktur harus ditentukan sesuai dengan Pasal I2.

- Untuk komponen struktur komposit terbungkus beton dan untuk komponen struktur komposit terisi beton dengan penampang kompak, interaksi antara gaya aksial dan lentur harus berdasarkan persamaan interaksi pada SNI 1729:2020 Pasal H1.1, atau salah satu dari metode seperti dijelaskan dalam Pasal I1.2.
- Untuk komponen struktur komposit terisi beton dengan penampang nonkompak atau penampang langsing, interaksi antara gaya aksial dan lentur harus didasarkan salah satu dari persamaan interaksi pada SNI 1729:2020 Pasal H1.1, metode yang didefinisikan dalam Pasal I1.2d, atau persamaan berikut:

- a. Apabila $\frac{P_r}{P_c} \geq c_p$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{1 - c_p}{c_m} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1,0 \quad (0.110)$$

- b. Apabila $\frac{P_r}{P_c} < c_p$

$$\frac{1 - c_m}{c_p} \left(\frac{P_r}{P_c} \right) + \frac{M_r}{M_c} \leq 1,0 \quad (0.111)$$

Keterangan:

M_c = Kekuatan lentur tersedia, sesuai dengan Pasal I3 (N-mm), $\phi_b M_n$

M_r = Kekuatan lentur perlu, sesuai dengan Pasal I1.5 menggunakan kombinasi beban DFBT (N-mm).

P_c = Kekuatan aksial tersedia, sesuai dengan Pasal I2 (N), $\phi_c P_n$

P_r = Kekuatan aksial perlu, sesuai Pasal I1.5 kombinasi beban DFBT atau DKI (N)

Untuk nilai koefisien c_p dan c_m dapat dilihat pada Tabel I5.1 SNI 1729:2020.

$$C_{sr} = \frac{A_s f_y + A_{sr} f_{yr}}{A_c f'_c} \quad (0.112)$$

3.9. Perencanaan dan Kontrol Buckling Restrained Braced Frames (BRBF)

3.10.1 Demand Capacity Ratio (DCR)

Elemen yang ditinjau adalah inti baja (*steel core*) karena gaya aksial diteruskan kepada inti baja. Perhitungan dimulai dengan memperkirakan ukuran luas inti baja yang akan digunakan dalam desain, dengan memperhatikan besarnya gaya aksial yang akan terjadi pada bresing akibat kombinasi pembebanan yang sudah direncanakan. Sebagai evaluasi kekuatan

bresing, kapasitas bresing yang akan dipasang ditentukan untuk mendapatkan *Demand Capacity Ratio* (DCR).

$$DCR = \frac{P_u}{\phi P_{y_{sc}}} \quad (0.113)$$

Dengan,

P_u = Gaya aksial ultimit yang diterima oleh inti baja

$\phi = 1,00$ (DFBT)

Jika nilai $DCR < 1$, maka pemilihan luasan *steel core* bresing dapat diterima. Namun, ketika nilai $DCR > 1$, luas penampang bresing harus diperbesar.

3.10.2 Kontrol Kapasitas Aksial

Berdasarkan SNI 7860:2020 Pasal F4-5b direncanakan bahwa gaya aksial yang terjadi sepenuhnya diterima oleh elemen bresing yang dikontrol dengan rumus berikut:

$$P_u \leq \phi P_{y_{sc}} \quad (0.114)$$

Dengan,

$\phi = 0,9$ (LRFD)

Dan kuat aksial rencana bresing dihitung dengan rumus berikut:

$$P_{y_{sc}} = f_{y_{sc}} \cdot A_{sc \text{ required}} \quad (0.115)$$

dimana

$P_{y_{sc}}$ = Kuat aksial rencana pada bresing, ksi (N)

$f_{y_{sc}}$ = Tegangan leleh pada inti baja, ksi (MPa)

A_{sc} = Luas penampang inti baja pada BRBF, in² (mm²)

Persamaan diatas dapat digunakan untuk mencari kebutuhan luas penampang yang dibutuhkan untuk menahan gaya aksial yang terjadi ($A_{sc \text{ req}}$).

Untuk menentukan dimensi panjang (b_{pl}) dan lebar (t_{pl}) pada inti baja dapat digunakan persamaan:

$$b_{pl} = \frac{A_{sc \text{ required}}}{t_{pl}} \quad (0.116)$$

3.10.3 Adjusted Brace Strength

Untuk menentukan nilai *adjusted brace strength*, nilai faktor penyesuaian *strain hardening* (ω) dan faktor penyesuaian kekuatan bresing yang menerima tekan (β) diperlukan. Nilai tersebut ditentukan sesuai dengan yang diatur pada *Commentary* F4.2b ANSI/AISC 341-16 dan diperoleh setelah dilakukan perhitungan nilai $2,0 \Delta_{bm}$ sebagai T_{max} sesuai AISC 2005 dan regangan bresing (*brace strain*) sebagai berikut:

1. Menentukan Δ_{bx}

Nilai Δ_{bx} adalah nilai deformasi BRB berdasarkan simpangan antar lantai elastik. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} \cdot L_{y_{sc}}}{E \cdot A_{sc}} \quad (0.117)$$

2. Menentukan Δ_{bm}

Nilai Δ_{bm} adalah nilai deformasi BRB berdasarkan simpangan antar lantai desain dalam kondisi inelastik yang direncanakan. Nilai ini ditentukan dengan menggunakan persamaan:

$$\Delta_{bm} = C_d \cdot \Delta_{bx} \quad (0.118)$$

C_d adalah faktor pembesaran defleksi yang tergantung pada sistem rangka yang sedang direncanakan. Untuk BRBF, nilai C_d adalah 5 (Tabel R3-1 Appendix R, ANSI/AISC 341-05).

3. Menghitung regangan bresing rata-rata (ε_{brc})

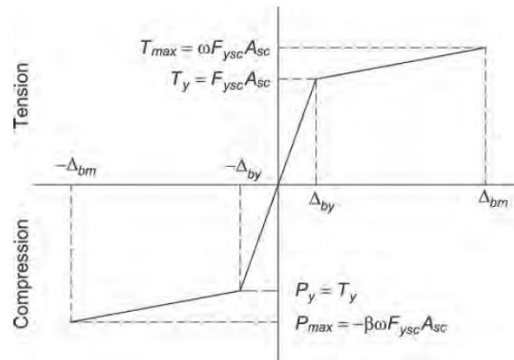
Sesuai dengan Tabel C-K3.1 ANSI/AISC 341-10 dan Pasal K3.4c ANSI/AISC 341-16, didapatkan asumsi bresing berdeformasi sampai mencapai 2 kali deformasi inelastik yang direncanakan, maka nilai regangan bresing rata-rata (%) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$\varepsilon_{brc} = \frac{2\Delta_{bm}}{L_{y_{sc}}} \quad (0.119)$$

Nilai ini menjadi acuan dalam perhitungan kekuatan rencana bresing. *Member force check*, $N_{pl} = A_{sc} \cdot f_y$.

- Menentukan *adjustment factor* β dan ω

Dengan menggunakan *backbone curve* seperti Gambar 3.8, nilai ε diplotkan untuk menentukan *adjustment factors* ω dan β . Dengan demikian akan dapat diketahui berapa luas penampang bresing yang dibutuhkan dan kapasitas maksimum dari bresing tersebut.



Gambar 3. 8 Diagram kekuatan tekan tersedia BRBF dengan *Displacements*
(Sumber: ANSI/AISC 341-16)

Dari Gambar 3.8 yang dikutip dari *Commentary* F4.2b ANSI/AISC 341-16, didapatkan nilai *adjustment factor* β dan ω adalah sebagai berikut:

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad (0.120)$$

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}}{\omega F_{y_{sc}} A_{sc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad (0.121)$$

Dimana:

P_{max} = Gaya tekan maksimum (N)

T_{max} = Gaya tarik maksimum, tinjauan deformasi terhadap 200% *story drift*, $2\Delta_{bm}$ (N)

$F_{y_{sc}}$ = kekuatan leleh dari batang baja inti (MPa)

Faktor R_y tidak digunakan apabila nilai $F_{y_{sc}}$ merupakan nilai tegangan leleh yang diperoleh dari pengujian.

- Menentukan *adjusted braced strength*

Sambungan bresing dan batang yang saling berkaitan didesain untuk menahan gaya berdasarkan *adjusted brace strength*.

a. Pada Bresing Tekan

$$P_{y_{sc}} Tekan = \beta \omega R_y f_{y_{sc}} \quad (0.122)$$

b. Pada Bresing Tarik

$$P_{y_{sc}} Tarik = \omega R_y f_{y_{sc}} \quad (0.123)$$

3.10. Perencanaan Sambungan

Perencanaan sambungan mengikuti peraturan yang ditetapkan oleh SNI 7860:2020 Pasal E3.4, dimana pada desain sambungan balok-kolom untuk Sistem Rangka Momen Khusus (SRMK) harus memenuhi ketentuan rasio momensebagai berikut:

$$\frac{\Sigma M'_{pc}}{\Sigma M'_{pb}} > 1 \quad (0.124)$$

dimana

$$\begin{aligned} \Sigma M'_{pc} &= \text{Jumlah kekuatan momen nominal pada kolom yang tereduksi oleh gaya aksial kolom} \\ &= \Sigma Z_c \left(f_{yc} - \frac{a_s P_r}{A_g} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M'_{pb} &= \text{Jumlah kekuatan momen nominal pada balok} \\ &= \Sigma (M_{pr} + M_v a_s) \end{aligned}$$

3.11.1 Sambungan Baut

Sambungan menggunakan baut mutu tinggi tipe A325/A490 ASTM. Berikut perencanaan baut menurut SNI 1729:2020 Bab J.

3.11.1.1 Kekuatan Tarik dan Geser Baut dan Bagian-bagian Terulir

Kekuatan tarik atau geser desain, ϕR_n pada baut yang dikencangkan pas atau baut kekuatan tinggi pratarik atau bagian berulir harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas keruntuhan tarik dan keruntuhan geser sebagai berikut:

$$R_n = F_n A_b \quad (0.125)$$

dimana

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBT)}$$

$$A_b = \text{Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir, in}^2 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$F_n = \text{Tegangan tarik nominal, } F_{nt}, \text{ atau tegangan geser nominal, } F_{nv}, \text{ dari Tabel J3.2 SNI 1729:2020, ksi (MPa)}$$

3.11.1.2 Kombinasi Gaya Tarik dan Geser Dalam Sambungan Tipe Tumpuan

Kekuatan tarik tersedia batu yang memikul kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan sesuai dengan keadaan batas taarik dan keruntuhan geser sebagai berikut:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (0.126)$$

dimana

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBT)}$$

$$F'_{nt} = \text{tegangan tarik nominal yang dimodifikasi untuk memperhitungan efek tegangan geser, ksi (MPa)}$$

$$F'_{nt} = 1,3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi f_{nv}} f_{rv} \leq f_{nt} \text{ (DFBT)} \quad (3.115)$$

$$f_{nt} = \text{Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2 SNI 1729:2020, ksi (MPa)}$$

$$f_{nv} = \text{Tegangan geser dari Tabel J3.2 SNI 1729:2020, ksi (MPa)}$$

$$f_{rv} = \text{Tegangan geser perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBT, ksi (MPa)}$$

Tegangan geser tersedia pengencang harus sama dengan atau melebihi geser perlu, f_{rv}

3.11.1.3 Kontrol Kekuatan Elemen yang Mengalami Gaya Tarik

Kekuatan desain, ϕR_n pada elemen yang dipengaruhi dan elemen penyambung yang dibebani gaya tarik harus sebesar nilai terendah dari keadaan batas pelelehan tarik dan keruntuhan tarik.

1. Untuk leleh tarik pada elemen penyambung

$$R_n = f_y A_g \quad (0.127)$$

$$\phi = 0,9 \text{ (DFBT)}$$

2. Untuk keruntuhan tarik dari elemen penyambung

$$R_n = f_u A_e \quad (0.128)$$

$$\phi = 0,9 \text{ (DFBT)}$$

dengan

A_e = luas neto efektif seperti yang dijelaskan pada Pasal D3 SNI 1729:2020, in² (mm²)

3.11.1.4 Kontrol Kekuatan Elemen yang Mengalami Geser

Kekuatan desain tersedia pada elemen yang dipengaruhi dan elemen penyambung yang mengalami geser harus sebesar nilai terendah dari keadaan batas leleh geser dan keruntuhan geser.

1. Untuk leleh geser elemen

$$R_n = 0,6 f_y A_{gv} \quad (0.129)$$

dimana :

$$\phi = 1 \text{ (DFBT)}$$

A_{gv} = luas bruto yang memikul geser, in² (mm²)

2. Untuk keruntuhan geser elemen

$$R_n = 0,6 f_u A_{nv} \quad (0.130)$$

dimana :

$$\phi = 0,75 \text{ (DFBT)}$$

A_{nv} = luas neto yang memikul geser, in² (mm²)

3.11.1.5 Kontrol Kekuatan Geser Blok (*Block Shear*)

Kekuatan tersedia untuk keadaan batas keruntuhan blok geser sepanjang alur kegagalan geser dan alur kegagalan tarik tegak lurus harus diambil sebesar:

$$R_n = 0,6 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0,6 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt} \quad (0.131)$$

dimana :

A_{nt} = Luas neto yang memikul gaya tarik, in² (mm²)

Apabila tegangan tarik seragam, $U_{bs} = 1$; apabila tegangan tarik tidak seragam, $U_{bs} = 0,5$.

3.11.2 Sambungan Las

Dalam Pasal J2.4 SNI 1729:2020, kekuatan desain, ϕR_n pada joint yang dilas harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan sesuai dengan keadaan batas keruntuhan tarik dan keruntuhan geser, serta kekuatan logam las yang ditentukan sesuai dengan keadaan batas keruntuhan berikut ini:

1. Untuk Logam Dasar

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (0.132)$$

2. Untuk Logam Las

$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad (0.133)$$

dimana :

- A_{BM} = Luas penampang logam dasar, in² (mm²)
- A_{we} = Luas las efektif, in² (mm²)
- F_{nbm} = Tegangan nominal logam dasar, ksi (MPa)
- F_{nw} = Tegangan nominal logam las, ksi (MPa)

Nilai ϕ , Ω , F_{NBM} , dan F_{nw} serta batasan dapat dilihat pada Tabel J2.5 SNI 1729:2020.

3.11.3 Sambungan Balok-Kolom

Kolom yang digunakan pada perencanaan ini adalah *Concrete Filled Tube* (CFT). Oleh karena itu berdasarkan catatan pengguna SNI 7972:2020 Pasal 2.3.3 tentang Profil Struktur Berongga (PSR), PSR hanya diperbolehkan menggunakan sambungan *ConXL* dan *Side-Plate*. Berdasarkan SNI 7972:2020 Pasal 10.3.2, kolom yang digunakan dibatasi untuk penampang PSR 16 in. (400 mm) persegi atau penampang boks tersusun 16 in. (400 mm). Oleh karena itu, sambungan yang digunakan adalah *Side-Plate*.

3.11. Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah antara lain meliputi pondasi, *poer*, dan *sloof*.

3.12.1 Perencanaan Pondasi

3.12.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung tiang pancang pada pondasi dihitung dengan menggunakan Metode *Luciano Dacourt* dengan persamaan berikut ini:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (0.134)$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (0.135)$$

$$Q_p = qp \times Ap \quad (0.136)$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1\right) \times As \quad (0.137)$$

Dimana:

SF = 3

Q_u = Daya dukung tanah ultimate pada pondasi

Q_p = Daya dukung ultimate didasar pondasi

Q_s = Daya dukung ultimate akibat beban lateral

3.12.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repetisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk itu, beban maksimum terfaktor akan didistribusikan kepada masing-masing tiang dengan persamaan berikut:

$$P = \frac{Q}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum_{i=1}^n (Xi)^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum_{i=1}^n (Yi)^2} \quad (0.138)$$

dimana :

P = Beban max yang diterima 1 tiang pancang,

Q = Jumlah beban vertikal,

n = Banyaknya tiang pancang,

M_x = Momen arah X,
 M_y = Momen arah Y,
 X_i = Absis maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang,
 Y_i = Ordinat maksimum (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang.
 Daya dukung tiang pancang pada pondasi dihitung dengan menggunakan persamaan berikut ini:

$$Ql(\text{group}) = Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \quad (0.139)$$

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak minimum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2.5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$C_e = \frac{1 - \arctan(\frac{\emptyset S}{90^\circ})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \quad (0.140)$$

Dimana:

- \emptyset = Diameter tiang pancang
- S = Jarak As ke As antar tiang dalam grup
- M = Jumlah baris tiang dalam grup
- n = Jumlah kolom tiang dalam grup

3.12.2 Perencanaan Tulangan Poer (Penulangan *Pilecap*)

Menurut SNI 2847:2019 untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (0.141)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (0.142)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (0.143)$$

dimana:

- β = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi
- b_o = Keliling pada penampang kritis pada poer
 $= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$
- α_s = 40, untuk kolom interior
 30, untuk kolom tepi
 20, untuk kolom sudut

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\emptyset V_c > V_u \quad (0.144)$$

dimana:

- \emptyset = 0.75
- V_c = Kuat geser ponds beton
- V_u = Gaya geser akibat beton

Perencanaan tulangan lentur berdasarkan momen *ultimate* yang terjadi akibat tiang pancang terhadap muka kolom dengan perhitungan sebagai berikut:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (0.145)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (0.146)$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (0.147)$$

$$As = \rho b d \quad (0.148)$$

Dari persamaan diatas dapat menghasilkan kebutuhan tulangan yang memenuhi persyaratan beban yang ada.

3.12.3 Perencanaan Sloof (*Tie Beam*)

Struktur balok *sloof* berfungsi agar penurunan yang terjadi pada pondasi (*pilecap*) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok *sloof* merupakan pengaku yang menghubungkan antar pondasi (*pilecap*). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke *sloof* meliputi berat *sloof* sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.12. Penggambaran Hasil Perencanaan

Gambar hasil perencanaan merupakan tahapan akhir dari penyelesaian tugas akhir yang berfungsi sebagai hasil akhir dari analisis struktur yang telah dilakukan. Hasil perencanaan pada struktur atas dan bawah akan dimuat dalam gambar kerja dengan penggunaan program bantu AutoCAD 2019.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

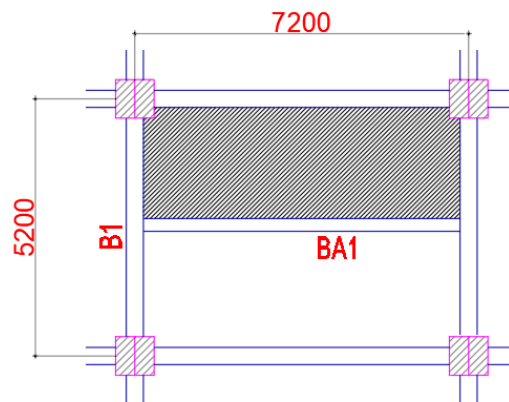
Struktur sekunder yang direncanakan pada Tugas Akhir ini meliputi pelat, balok *lift*, balok anak, dan tangga.

4.1.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini terdiri dari pelat beton dengan bondeks baja dari brosur *Super Floor Deck* yang berfungsi tidak hanya sebagai bekisting, tetapi juga sebagai pengganti tulangan positif. Bondeks yang digunakan memiliki tebal bahan 0.75 mm dan berat 10.1 kg/m². Sementara tulangan negatif menggunakan *wiremesh* dari PT. Union Metal dengan mutu U-50.

Pelat lantai direncanakan sebagai pelat satu arah. Dalam perhitungan ini, untuk bangunan gedung kantor ada 3 jenis peruntukan yaitu untuk Lantai Atap, Ruang Kantor (lantai 3 sampai dengan 20), dan Koridor di atas lantai pertama (Lantai 2). Sebagai contoh perhitungan, pelat yang akan ditinjau adalah pelat lantai 2 seperti Gambar 4.1. Sementara hasil perhitungan pelat lain dapat dilihat pada Tabel 4.3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat.

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 2



Gambar 4. 1 Denah Pelat Lantai 2 yang ditinjau

Perhitungan pembebanan pelat lantai diperuntukan untuk lantai 2 sebagai berikut:

- Beban Mati:
 - Berat plafon & penggantung = 0,108 kN/m²
 - Berat *Mechanical & Plumbing* = 0,19 kN/m²
 - Berat *Floordeck* = 0,09898 kN/m²
 - Berat Spesi 13 mm & keramik = 0,77312 kN/m²
 - Total beban mati = 1,17 kN/m²
 - Sambungan = 10% x total beban mati = 0,117 kN/m²
- qD total = 1,29 kN/m²

- Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2020) peruntukan untuk koridor di atas lantai pertama :
 - Beban hidup Lantai 2 = 3,83 kN/m²
 - qL total = 3,83 kN/m²
- Beban Berguna:
 - Q = qD + QL = 1,287 + 3,83 = 5,117 kN/m² = 522,156 kg/m²
- Perencanaan *Steel Floor Deck*
 - Beban berguna = 600 kg/m²
- Dimensi Plat Lantai:
 - Ly, Bentang terpanjang = 7200 mm
 - Lx, Bendang pendek = 2600 mm

Maka, $\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{7200}{2600} = 2,769$, Karena Nilai $\beta \geq 2$ maka dikategorikan dalam pelat satu arah

Penulangan Momen Negatif

Berdasarkan pada brosur *Super Floor Deck* seperti Gambar 4.3, dapat diketahui berdasarkan data diatas maka untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dapat diperoleh data sebagai berikut:

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

BEBAN BERGUNA SUPER IMPRESSED LOAD (KG/M ²)	BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SIMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000							
TAMPA PERANGKAIAN PROPPING	TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT		TEBAL PELAT								
TAMPA PERANGKAIAN PROPPING	SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN		SPAN						
TAMPA PERANGKAIAN PROPPING	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM	CM						
1.50	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	1.11	9	1.31	9	1.65			
1.75	9	9	9	9	9	9	9	1.03	9	1.25	9	1.49	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00	
2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.23	14	3.99	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.1	11	3.18	12	3.39	15	3.33
3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.39	12	3.49	13	3.75		
3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.58	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.65	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.80									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI *Super Floor Deck* DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

Gambar 4. 2 Tabel Perencanaan Praktis

- Tebal pelat 11 cm
- Tulangan negatif 3,18 cm²/m

Untuk tulangan negatif pada pelat bondeks, digunakan tulangan *wiremesh* dari PT. Union Metal yang dapat dilihat pada Tabel 4.2. Untuk perhitungan kebutuhan *wiremesh* sebagai berikut:

- Hasil perhitungan konversi dengan JBKL Union (U-50) sebagai berikut:

$$\text{As perlu (U-50)} = \text{As (U-48)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-48}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

$$= 3,18 \times \frac{4800 \text{ kg/m}^2}{5000 \text{ kg/m}^2}$$

$$= 3,058 \text{ cm}^2/\text{m}$$

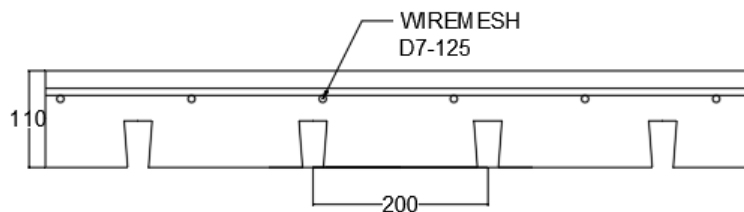
- Maka diperlukan tulangan negatif 3,058 cm²/m

Tabel 4. 1 Luas Penampang Wiremesh

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT		WIRE AREA TABLE											
Diameter Kawat D Wire Diameter (mm)	Luas Kawat D Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m) Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m) According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

- Diambil jumlah luas *Wiremesh* menurut spasinya setiap arah yang paling mendekati adalah 3,08 cm²/m dengan diameter dan spasinya sebesar M7 – 125 mm.

Pada daerah momen positif kondisi tarik pada pelat lantai dipikul oleh pemasangan pelat bondeks jenis *super floor deck*. Berikut dapat dilihat pada Gambar 4.3 yang merupakan detail dari pelat lantai 2.



Gambar 4. 3 Pelat Lantai 2

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan pelat lantai yang disajikan dalam Tabel 4.2.

Tabel 4. 2 Rekapitulasi Perhitungan Pelat

Lantai	Tebal pelat (tb)	Tulangan Wiremesh		
		M	-	Spasi
	(mm)	(mm)	-	(mm)
Lantai Atap	110	8	-	150
Lantai Ruang Kantor	110	10	-	200
Lantai 2	110	7	-	125

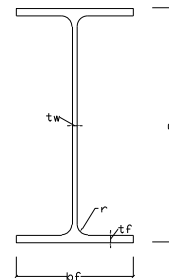
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi sebagai balok yang mentransfer dan membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak dirancang sebagai struktur sekunder, sehingga tidak menerima beban lateral akibat gempa. Pada perencanaan ini balok anak direncanakan sebagai balok baja WF dengan penghubung geser sehingga bekerja sebagai struktur komposit. Sebagai contoh perhitungan, balok anak yang akan ditinjau adalah balok anak bentang 7,2 m pada lantai 2. Sementara hasil perhitungan balok anak lain dapat dilihat pada Tabel 4.3 Rekapitulasi Perhitungan Balok Anak.

4.1.2.1 Perencanaan Balok Anak Non-Atap

Balok anak yang terletak pada lantai Non-atap direncanakan menggunakan profil 350x175x7x1 data-data sebagai berikut:

W	= 49,6 kg/m	I_x	= 13600 cm ⁴
A	= 63,14 cm ²	I_y	= 984 cm ⁴
d	= 350 mm	i_x	= 14,7 cm
b_f	= 175 mm	i_y	= 3,95 cm
t_w	= 7 mm	S_x	= 775 cm ³
t_f	= 11 mm	S_y	= 112 cm ³
r	= 14 mm	Z_x	= 841 cm ³
h	= 300 mm	Z_y	= 172 cm ³



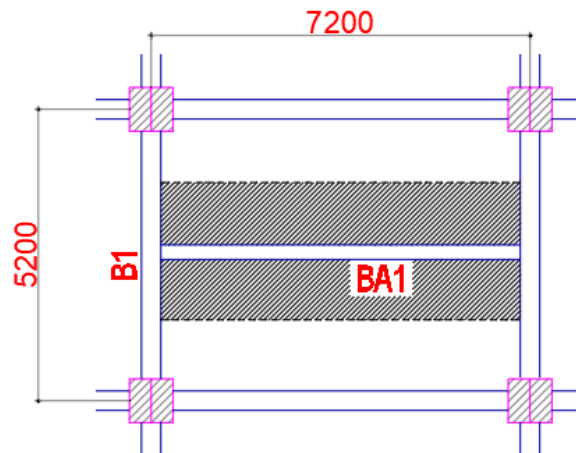
BJ-41 :

$F_y = 250$ MPa

$F_u = 410$ MPa

$E = 200000$ MPa

Denah balok anak non-atap yang ditinjau dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 4 Denah Balok Anak Non-Atap yang Ditinjau

a. Pembebanan balok anak lantai non-atap sebelum komposit

Pada tahap ini, balok anak belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah. Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, beban pelat beton dan juga beban pekerja saat pelaksanaan.

1.) Pembebanan

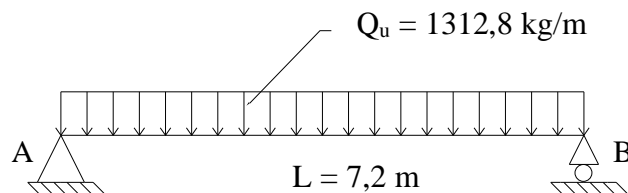
Beban Mati:

- Berat spesi 13 mm = 42 kg/m²
- Berat bondex = 10,1 kg/m²
- Berat beton, = 240 kg/m²
- qD1 = 292,1 kg/m²
- qD1 x 2,6 m = 701,04 kg/m
- Berat profil = 36,7 kg/m
- qD total = 937,74 kg/m

Beban Berfaktor:

- qU = 1,4 qD
- = 1,4 (937,74)
- = 1312,8 kg/m

Pembebanan pada balok anak atap sebelum komposit dapat dilihat pada Gambar 4.5.



Gambar 4. 5 Pembebanan Balok Anak Atap Sebelum Komposit

Sehingga, gaya dalam yang terjadi pada balok anak lantai 2 dihitung sebagai berikut:

- Momen
 - Mu = 1/8 · qU · L²
 - = 1/8 x 1312,8 x 7,2²
 - = 8507,2 kg.m
- Geser
 - Vu = 1/2 · qU · L
 - = 1/2 x 1312,8 x 7,2
 - = 4762,2 kg

2.) Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2.11} = 7,955$$

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

Karena $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,857$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 841 \text{ cm}^3 \times 250 \text{ MPa} \\ &= 193,75 \text{ kN.m} \\ &= 19375 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 19375 &\geq 8507,2 \text{ kg.m} \\ 17437,5 \text{ kg.m} &\geq 8507,2 \text{ kg.m} \quad (\mathbf{Ok}) \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 720 cm

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

L_p = 163,777 cm (Tabel Profil)

L_r = 478,200 cm (Tabel Profil)

Dikarenakan $L_b > L_r$, maka penampang termasuk kedalam bentang panjang dimana berdasarkan Pasal F2 ayat 2 SNI 1729:2020

$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \\ h_o &= d - t_f = 300 - 14 = 286 \text{ mm} = 28,6 \text{ cm} \\ r_{ts} &= \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 h t_w}{6 b_f t_f}\right)}} = \frac{20}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1 \times 26,6 \times 0,9}{6 \times 20 \times 1,4}\right)}} = 5,307 \text{ cm} \\ J &= \Sigma \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} (d - 2 t_f) t_w^3 + 2 \frac{1}{3} b_f t_f^3 \\ &= \frac{1}{3} (30 - 2 \cdot 1,4) 0,9^3 + 2 \frac{1}{3} (20) 1,4^3 \\ &= 22,068 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Untuk profil simetris ganda, $C = 1$

$M_A = M_C$, momen di $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right) \\ &= \frac{3}{4} \left(\frac{1}{8} \times 1312,8 \times 7,2^2 \right) \\ &= 6380,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$M_B = M_{MAKS}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 1312,8 \times 7,2 \\ &= 8507,2 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

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

$$= 1,136 \leq 2,3$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = \frac{1,136 \pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{720}{5,307}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{22,068 \times 1}{1010 \times 38,9} \left(\frac{720}{5,307}\right)^2}$$

$$= 1637,962 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

$$= 1637,962 \times 775 \leq 1937500 \text{ kgcm}$$

$$= 1269419 \text{ kg.cm} \leq 1937500 \text{ kgcm}$$

$$= 12694,19 \text{ kg.m} \leq 19375 \text{ kg.m (Ok)}$$

Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq \mu$$

$$0,9 \times 12694,19 \text{ kg.m} \geq 8507,2 \text{ kg.m}$$

$$11424,78 \text{ kg.m} \geq 8507,2 \text{ kg.m (Ok)}$$

3.) Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

- Menghitung Nilai C_v

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 39,385 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$\frac{h}{t_w} = 39,385 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Karena nilai } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka kondisi geser plastis

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$.

- $A_w = h \cdot t_w = 30 \times 0,7 = 21 \text{ cm}^2$

Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (21) \times 1$$

$$= 29250 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang:
 $\emptyset \cdot V_n \geq V_u$
 $0,9 \times 29250 \geq 4762,2 \text{ kg}$
 $26325 \text{ kg} \geq 4762,2 \text{ kg (Ok)}$

1) Kontrol lendutan

$$L = 720 \text{ cm}$$

- $F_{maks} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{348 EI}$
 $= \frac{5 \cdot (937,74) / 100 \cdot 720^4}{348 \cdot 2000000 \cdot 23700}$
 $= 2,275 \text{ cm}$
- $F_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{720}{240} = 3,000 \text{ cm}$
 $F_{maks} < F_{ijin}$
 $2,275 \text{ cm} < 3,000 \text{ cm (Ok)}$

b. **Pembebanan pada balok anak non-atap sesudah komposit**

Pembebanan

Beban Mati:

- Berat spesi 2cm = 42 kg/m²
- Berat plafon + penggantung = 18 kg/m²
- Berat ducting dan plumbing = 20 kg/m²
- Berat bondex = 10,1 kg/m²
- Berat beton, = 240 kg/m²
- qD1 = 330,1 kg/m²
- qD1 x 2,6 m = 792,24 kg/m
- Berat profil = 36,7 kg/m
- qD total = 828,94 kg/m

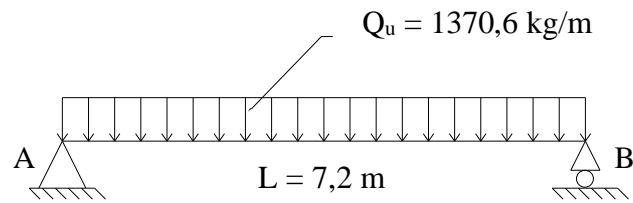
Beban Hidup (Tabel 4.1 SNI 1727-2020):

- Lantai Non-Atap = 0,96 kN/m² ≈ 97,893 kg/m²
- qL x 2,6 m = 234,942 kg/m
- qL total = 234,942 kg/m

Beban Berfaktor:

- qU = 1,2 qD + 1,6 qL
 $= 1,2 (828,94) + 1,6 (234,942)$
 $= 1370,6 \text{ kg/m}$

Pembebanan pada balok anak non-atap setelah komposit dapat dilihat pada Gambar 4. 6.



Gambar 4. 6 Pembebanan Balok Anak Non-Atap Setelah Komposit

Sehingga, gaya dalam yang terjadi pada balok anak lantai atap dihitung sebagai berikut:

- Momen

$$\begin{aligned} M_u &= 1/8 \cdot qU \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 1370,6 \times 7,2^2 \\ &= 8881,7 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Geser

$$\begin{aligned} V_u &= 1/2 \cdot qU \cdot L \\ &= 1/2 \times 1370,6 \times 7,2 \\ &= 4934,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

1.) Kontrol Kuat Momen Lentur

Pada balok anak dengan dek baja gelombang tegak lurus dengan sumbu balok hanya dikontrol terhadap kapasitas momen positif dikarenakan balok anak tidak menerima momen negatif.

Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif (Pasal I3.1.1a SNI 1729:2020)

$$b_{eff} \leq \frac{L}{8} + \frac{L}{8} = \frac{L}{4} = \frac{720}{4} = 180 \text{ cm}$$

$$b_{eff} \leq b_0 = 240 \text{ cm}$$

Maka dipakai lebar efektif (b_{eff}) = 180 cm

- Kriteria penampang (Pasal I3.1.2a SNI 1729:2020)

Untuk Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 39,385$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang badan kompak sehingga momen nominal dianalisa dalam keadaan batas leleh dengan distribusi tegangan plastis.

- Tebal beton (t_b)

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I3.2, untuk rusuk dek baja gelombang diorientasikan tegak lurus pada balok baja, Beton dibawah bagian atas dari dek baja harus diabaikan dalam perhitungan A_c .

Maka:

$$h_f \text{ dek baja gelombang} = 54 \text{ mm}$$

$$t_p \text{ (total tebal pelat)} = 110 \text{ mm}$$

$$t_b \text{ (tebal pelat beton)} = t_p - h_r = 110 - 54 = 56 \text{ mm}$$

- Menentukan nilai C

$$A_c = b_{eff} \times t_b = 1800 \times 56 = 82800 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s F_y = 4678 \times 250 = 1169500 \text{ N}$$

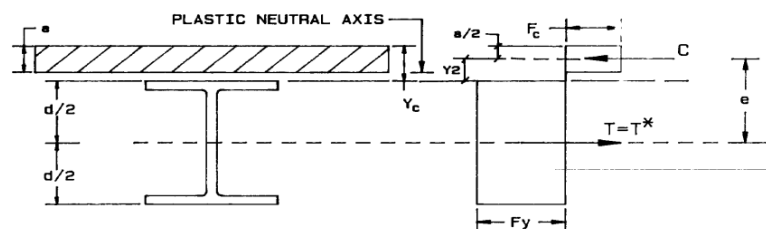
$$C = 0,85 \times f'_c \times A_c = 0,85 \times 30 \times 82800 = 2111400 \text{ N}$$

$C > T$ (sumbu netral pada profil beton)

- Menentukan jarak dari *centroid* gaya yang bekerja

$$a = \frac{C_1}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} = \frac{1169500}{0,85 \cdot 30 \cdot 1800} = 25,479 \text{ mm}$$

Untuk Gambar Distribusi Tegangan dapat dilihat pada Gambar 4. 7



Gambar 4. 7 Distribusi Tegangan Plastik untuk Momen Positif dengan PNA di Beton
(Sumber : Buku *Design of Partially or Fully Composite Beams*)

- Perhitungan kapasitas momen positif

$$M_n = C(a/2) + T(d/2 + h_r + a/2)$$

$$= 277476739,5 \text{ N.mm} = 27747,67 \text{ kg.m}$$

Kontrol kekuatan lentur positif desain sesudah komposit

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$8881,7 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 27747,67 \text{ kg.m}$$

$$8881,7 \text{ kg.m} \leq 24972,91 \text{ kg.m (OK)}$$

2.) Kontrol Kuat Geser

- Menghitung Nilai C_v

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 39,385 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$\frac{h}{t_w} = 39,385 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Karena nilai } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, Maka kondisi geser plastis.

Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$.

- $A_w = h \cdot t_w = 30 \times 0,7 = 21 \text{ cm}^2$

Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (21) \times 1 \\
 &= 29250 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 29250 &\geq 4934,29 \text{ kg} \\
 26325 \text{ kg} &\geq 4934,29 \text{ kg (Ok)}
 \end{aligned}$$

3.) Kontrol Lendutan Setelah Komposit

- Momen Inersia Penampang Transformasi

Momen inersia yang digunakan dalam mengontrol kekuatan terhadap lendutan adalah momen inersia penampang transformasi seperti ditampilkan pada **Error! Reference source not found.** Untuk menentukannya, maka harus dihitung:

- Lebar transformasi (b_{tr})

Nilai b_{eff} didapat dari perhitungan yang dilakukan pada halaman 74.

$$\begin{aligned}
 b_{tr} &= \frac{b_{eff}}{n} = \frac{1800mm}{\frac{E_s}{E_c}} = \frac{1800mm}{\frac{200000Mpa}{4700\sqrt{30Mpa}}} \\
 &= \frac{1800mm}{7,769} = 231,69mm
 \end{aligned}$$

- Luas transformasi (A_{tr})

$$\begin{aligned}
 A_{tr} &= b_{tr} \cdot tp = 231,69 \text{ mm} \cdot 110 \text{ mm} \\
 &= 23169 \text{ mm}^2 = 231,69 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

(tp = tebal dari pelat beton)

- Letak garis netral penampang transformasi (y_{na})

$$\begin{aligned}
 y_{na} &= \frac{\frac{A_{tr} \cdot tp}{2} + A_s \left(tp + \frac{d}{2} \right)}{A_{tr} + A_s} \\
 &= \frac{\frac{23169 \cdot 110}{2} + 4678 \left(110 + \frac{300}{2} \right)}{23169 + 4678} \\
 &= 83,598 \text{ mm} = 8,36 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

(A_s = Luas Penampang Profil, d = tinggi profil)

Selanjutnya, momen inersia penampang transformasi dihitung dengan rumusan berikut:

$$\begin{aligned}
 I_{tr} &= \frac{b_{tr} \cdot tp^3}{12} + A_{tr} \left(y_{na} - \frac{tp}{2} \right)^2 + I_s + A_s \left[\left(\frac{d}{2} + tp \right) - y_{na} \right]^2 \\
 &= \frac{23,169 \cdot 11^3}{12} + 231,69 \left(8,36 - \frac{11}{2} \right)^2 + 7210 + 46,78 \left[\left(\frac{30}{2} + 11 \right) - 8,36 \right]^2 \\
 &= 24790,267 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

(I_s = Momen Inersia Profil Baja)

- Kontrol Akhir Lendutan

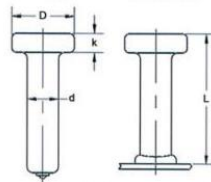
$$L = 720 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
- \quad F_{maks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{348 E I_{tr}} \\
&= \frac{5 \cdot (828,94 + 234,94) / 100 \cdot 720^4}{348 \cdot 2000000 \cdot 24790,267} \\
&= 0,753 \text{ cm} \\
- \quad F_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{720}{240} = 3,000 \text{ cm} \\
F_{maks} &< F_{ijin} \\
0,753 \text{ cm} &< 3,000 \text{ cm (Ok)}
\end{aligned}$$

4.) Perencanaan Shear Connector (tipe stud)

Jumlah shear connector yang diperlukan antara penampang momen lentur maksimum, positif, atau negatif, dan penampang yang berdekatan dari momen nol harus sama dengan geser horizontal seperti yang ditentukan pada Pasal I3.2d (1) dan (2) dibagi dengan kekuatan geser nominal dari satu angkur baja yang ditentukan dari Pasal I8.2a SNI 1729:2020.

- Kekuatan geser nominal *shear connector* tipe *stud*



Gambar 4. 8 *shear connector* PT. Cipta Fasteners

Direncanakan *shear connector* dari PT. Cipta Fasteners yang dapat dilihat pada Gambar 4. 8 dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$d_{sa} = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = \frac{1}{4} \times \pi \times d_{sa}^2 = 283,64 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25472,96 \text{ MPa}$$

(d_{sa} = diameter shear, A_{sa} = luas penampang shear connector, E_c = modulus elastisitas beton connector)

Kekuatan penghubung geser *stud* yaitu:

$$Q_n = 0,5 A_{sa} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

$$Q_{n1} = 0,5 \times 283,64 \times \sqrt{30(25472)} = 124632,62 \text{ N}$$

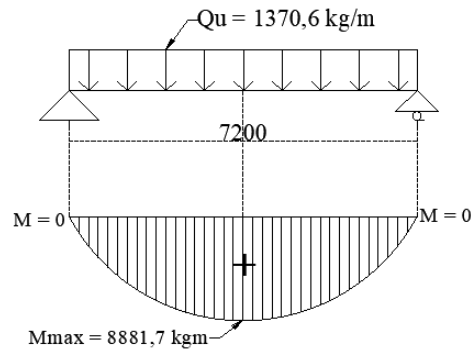
Menentukan nilai R_g dan R_p sesuai dengan SNI 1729-2020 Pasal I8.2a yang dimana nilai untuk dek gelombang tegak lurus profil baja dan digunakan 2 stud, maka didapatkan $R_g = 0,85$ dan $R_p = 0,6$ Sehingga perhitungan menjadi sebagai berikut:

$$Q_{n2} = R_g R_p A_{sa} F_u = 0,85 \times 0,6 \times 283,64 \times 410 = 59309,72 \text{ N}$$

(R_g , R_p = Parameter yang digunakan dengan memasukkan pengaruh pelat beton komposit dengan dek baja)

Dipilih nilai Q_n terkecil maka dipakai, $Q_{n2} = 59309,72 \text{ N}$

- Menghitung Jumlah Stud



Gambar 4. 9 Bidang Momen pada Balok Anak Non-Atap

Stud bidang positif

$Q_n = Q_{n2} = 59309,72 \text{ N}$, nilai ini didapatkan dari perhitungan kekuatan penghubung shear connector.

$V_h = C = 1169500 \text{ N}$, nilai ini didapatkan dari perhitungan zona momen positif komposit dapat dilihat pada halaman 74.

Sehingga, Jumlah kebutuhan *stud*

$$n = \frac{V_h}{Q_{n2}} = \frac{1169500}{59309,72} = 19,71 \approx 20 \text{ buah}$$

Spasi antar *stud* (S)

Dimana jarak momen 0 sampai momen positif max = $7200/2 = 3600 \text{ mm}$, maka

$$S = \frac{L}{n} = \frac{3600}{20} = 180 \text{ mm, digunakan jarak antar stud sebesar } 150 \text{ mm}$$

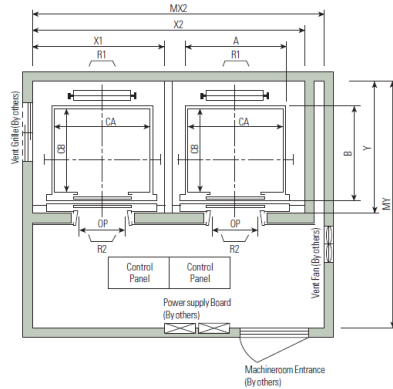
Tabel 4. 3 Rekapitulasi Profil Balok Anak

Balok Anak	Profil Baja
Atap	WF 300 x 150 x 6,5 x 9
Non-atap	WF 350 x 175 x 7 x 11

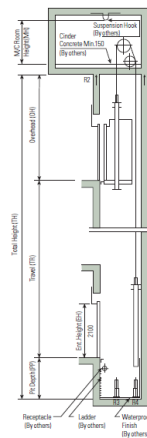
4.1.3 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berhubungan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penggantung dan penumpu *lift*. Pada bangunan ini digunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut.

- Tipe *lift* : *Passenger Elevators*
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 15 Orang / 1000 kg
- *Clear Opening* (OP) : 900 mm
- *Hoistway Size* : 2 Cars (X2) : 4200 mm
: *Depth* (Y) : 2100 mm
- *M/C Room Size* : 2 Cars
MX2 : 4400 mm
MY : 3850 mm
- *M/C Room Reaction* : R₁ : 5450 kg
: R₂ : 4300 kg



Gambar 4. 10 Lift Brosur



Gambar 4. 11 Potongan Lift Brosur

Manufacturer Standard

(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car			Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)						
	Persons	kg			OP	Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500				
	8	550		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900				
	9	600		800	1400 x 1130	1460 x 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100				
	10	700		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400				
	11	750		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600				
1.5	13	900	2 Panel Center Open	900	1600 x 1350	1660 x 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300				
	15	1000		900	1600 x 1500	1660 x 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600				
1.75	17	1150	2 Panel Center Open	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700				
				1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800								
	20	1350		1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200	7800	6000	12200	9500				
	24	1600		1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400				
2.0	13	900	2 Panel Center Open	900	1600 x 1350	1700 x 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500				
				15	1000	900	1600 x 1500	1700 x 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000		
				17	1150	1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700		
2.5	20	1350	2 Panel Center Open	1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500				
				1000	1800 x 1700	1900 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450								
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650								
				24	1600	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400		

Gambar 4. 12 Spesifikasi Lift Brosur

4.1.3.1 Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300x150x6,5x9 dengan data-data sebagai berikut:

W = 49,9 kg/m

I_x = 7210 cm⁴

A	= 46,78 cm ²	I _y	= 508 cm ⁴
d	= 300 mm	i _x	= 12,4 cm
b _f	= 150 mm	i _y	= 3,29 cm
t _w	= 6,5 mm	S _x	= 481 cm ³
t _f	= 9 mm	S _y	= 67,7 cm ³
r	= 13 mm	Z _x	= 522 cm ³
h	= 256 mm	Z _y	= 104 cm ³

Material:

BJ 41

F_y = 250 MPa

F_u = 410 MPa

E = 200000 MPa

1. Pembebanan

- Beban Mati

Berat profil balok penggantung *lift* (q_{D1}) = 49,9 kg/m

Berat sambungan (10% · q_{D1}) = 4,99 kg/m

q_D = 54,89 kg/m

- Beban Ultimit

q_U = 1,4 q_D

= 1,4 x 54,89 kg/m

= 76,85 kg/m

- Beban Terpusat *Lift*

Pada Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2020 Pasal 4.6) *Impact Load* menyatakan bahwa unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga, ditingkatkan sebanyak 50%. Semua persentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

Dari Gambar 4.15 direncanakan *lift* yang bertanda kotak merah dengan nilai R₁ = 5450 kg dan R₂ = 4300 kg. Untuk itu perhitungan sebagai berikut:

P_{U1} = R₁ · (150%) = 5450 x (1,5) = 8175 kg

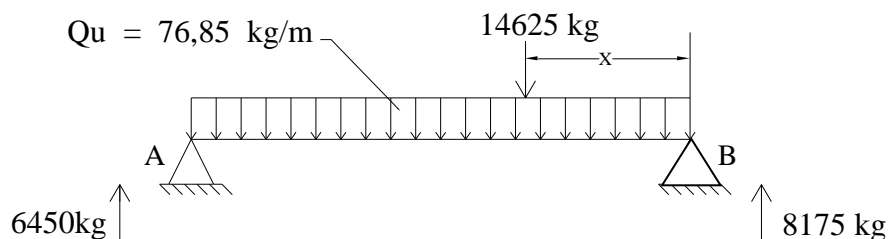
P_{U2} = R₂ · (150%) = 4300 x (1,5) = 6450 kg

Maka:

P_u = Σv = P_{u1}+P_{u2} = 8175 + 6450 = 14625 kg

• Perhitungan Gaya Dalam Pada Balok Penggantung *Lift*

Berikut merupakan ilustrasi pembebanan pada balok Penggantung *lift* yang dapat dilihat pada 4.14.



Gambar 4. 13 Pembebanan Balok Penggantung Lift

$$X = \frac{P_u L}{P_u} = \frac{6450 \cdot 2,1}{14625} = 0,926 \text{ m}$$

$$L-X = 2,1 \text{ m} - 0,926 \text{ m} = 1,174 \text{ m}$$

- Reaksi Perletakan:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A(2,1 \text{ m}) - Q_u(2,1 \text{ m})(1,05 \text{ m}) - P_u(0,926 \text{ m}) = 0$$

$$R_A = 6529,62 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} R_B &= P_u + q_u L - R_A \\ &= 14625 + 76,85(2,1) - 6529,62 \\ &= 8256,765 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Momen Maksimum

$$M_u = R_B(0,926 \text{ m}) - Q_u(0,926 \text{ m})(0,463 \text{ m}) = 7612,82 \text{ kgm}$$

- Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_u &= R_B \\ &= 8256,765 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 8,33 < \lambda_{pf} = 10,75 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{282}{6,5} = 43,38$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} = 43,38 < \lambda_{pf} = 106,35 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 522 \text{ cm}^3 \\ &= 1282500 \text{ kg.cm} = 12825 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 12825 > 7612,82 \text{ kgm}$$

$$11542,5 \text{ kg.m} > 7612,82 \text{ kgm} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 210 cm

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

$$L_p = 249,89 \text{ cm (Tabel Profil)}$$

$$L_r = 1015,27 \text{ cm (Tabel Profil)}$$

(L_p = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan leleh, L_r = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan “inelastic lateral-torsional buckling”)

Karena nilai $L_b < L_p \rightarrow$ maka termasuk dalam Bentang pendek

Karena bentang pendek, maka:

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 522 \text{ cm}^3 \\ &= 1282500 \text{ kg.cm} = 12825 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 12825 > 7612,82 \text{ kgm}$$

$$11542,5 \text{ kg.m} > 7612,82 \text{ kgm} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{282}{6,5} = 43,38 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$\frac{h}{t_w} = \frac{282}{6,5} = 43,38 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow$ Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ maka kondisi geser plastis.

Karena nilai $\frac{h}{t_w} < 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (28,2 \times 0,65) \times 1 \\ &= 18000 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 18000 \text{ kg} > 8256,765 \text{ kg}$$

$$16200 \text{ kg} > 8256,765 \text{ kg} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 210 \text{ cm}$$

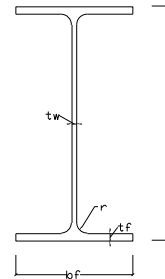
$$\begin{aligned}
 - \quad F_{\text{maks}} &= \left(\frac{5(q_D)L^4}{384EI_x} \right) + \frac{Px(l^2-x^2)^{\frac{3}{2}}}{9\sqrt{3}EI_x} \\
 &= \frac{5 \cdot (76,85) / 100 \cdot 210^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 4720} + \frac{14625(92,6)(210^2-92,6^2)^{\frac{3}{2}}}{9\sqrt{3}(210)(2000000)(4720)} \\
 &= 0,002 + 0,294 \\
 &= 0,296 \text{ cm} \\
 - \quad F_{\text{ijin}} &= \frac{L}{240} = \frac{210}{240} = 0,875 \text{ cm} \\
 F_{\text{maks}} &< F_{\text{ijin}} \\
 0,296 \text{ cm} &< 0,875 \text{ cm} \quad (\mathbf{Ok})
 \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol, maka Profil WF 300x150x6,5x9 dapat digunakan sebagai balok penggantung *lift*”.

4.1.3.2 Balok Penumpu *Lift*

Balok penumpu *lift* direncanakan menggunakan profil WF 350x175x7x11, dengan data-data sebagai berikut:

W	= 66,5 kg/m	I_x	= 13600 cm ⁴
A	= 63,14 cm ²	I_y	= 984 cm ⁴
d	= 350 mm	i_x	= 14,7 cm
b _f	= 175 mm	i_y	= 3,95 cm
t _w	= 7 mm	S_x	= 775 cm ³
t _f	= 11 mm	Z_x	= 841 cm ³
r	= 14 mm		
h	= 300 mm		



Material:

BJ 41

F_y	= 250 MPa
F_u	= 410 MPa
E	= 200000 MPa

1. Pembebanan

- Beban Mati

Berat profil balok penumpu <i>lift</i> (q_{D1})	= 66,5 kg/m
Berat sambungan (10% . q_{D1})	= 6,65 kg/m
q_D	= 73,15 kg/m

- Beban Ultimit

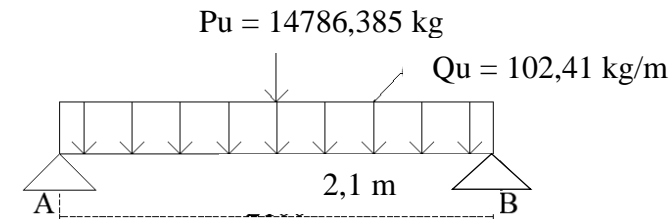
q_U	= 1,4 q_D
	= 1,4 x 73,15 kg/m
	= 102,41 kg/m

- Beban Terpusat dari Reaksi Tumpuan Balok Penggantung *Lift*

Reaksi tumpuan di Balok Penggantung *Lift* menjadi beban terpusat di tengah bentang balok penumpu sebesar :

$$\begin{aligned}
 P_u &= 6529,62 \text{ kg} + 8256,765 \text{ kg} \\
 &= 14786,385 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Dalam Pada Balok Penumpu *Lift*
Berikut merupakan ilustrasi pembebanan pada balok Penggantungan lift yang dapat dilihat pada 4.17.



Gambar 4. 14 Pembebanan Balok Penumpu Lift

- Reaksi Perletakan:

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A(2,1 \text{ m}) - Q_u(2,1\text{m})(1,05 \text{ m}) - P_u(1,05 \text{ m}) = 0$$

$$R_A = 7500,72 \text{ kg}$$

$$R_B = R_A = 7500,72 \text{ kg}$$

- Momen Maksimum

$$M_u = R_A(1,05 \text{ m}) - Q_u(1,05 \text{ m})(0,525 \text{ m}) = 7819,3 \text{ kgm}$$

- Gaya Geser

$$V_u = R_A$$

$$= 7500,72 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{175}{2.11} = 7,95$$

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

Karena $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,85$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = F_y \cdot Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 841 \text{ cm}^3$$

$$= 2147500 \text{ kg.cm} = 21475 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 21475 > 7819,3 \text{ kg.m}$$

$$19327,5 \text{ kg.m} > 7819,3 \text{ kg.m (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 210 cm

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

L_p = 249,89 cm (Tabel Profil)

L_r = 1015,27 cm (Tabel Profil)

(L_p = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan leleh, L_r = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan "inelastic lateral-torsional buckling")

Karena nilai $L_b < L_p \rightarrow$ maka termasuk dalam Bentang pendek

Karena bentang pendek, maka:

$M_n = M_p$

$M_p = F_y \cdot Z_x$

= 2500 kg/cm² x 841 cm³

= 1282500 kg.cm = 12825 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 21475 > 7819,3 \text{ kg.m}$$

$$19327,5 \text{ kg.m} > 7819,3 \text{ kg.m (Ok)}$$

• Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,85 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{7} = 42,85 \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57 \rightarrow \text{Karena nilai } \frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$$

Maka, kondisi geser plastis.

Karena nilai $\frac{h}{t_w} < 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (30 \times 0,7) \times 1$$

$$= 23040 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 23040 \text{ kg} &> 7500,72 \text{ kg} \\ 20736 \text{ kg} &> 7500,72 \text{ kg} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 210 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \left(\frac{5(q_D)L^4}{384EI_x} \right) + \frac{PL^3}{48EI} \\ &= \frac{5 \cdot (76,85) / 100 \cdot 210^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 4720} + \frac{(14786,385)(210)^3}{48(2000000)(4720)} \\ &= 0,002 + 0,3 \text{ cm} \\ - \text{ Fijin} &= \frac{L}{240} = \frac{210}{240} = 0,875 \text{ cm} \\ \text{ Fmaks} &< \text{ Fijin} \\ 0,302 \text{ cm} &< 0,875 \text{ cm} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol, maka Profil WF 350x175x7x11 dapat digunakan sebagai balok penunpu *lift*”.

4.1.4 Perencanaan Tangga

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung ini, struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat. Tangga lantai dasar sampai dengan Lantai 20 ini menggunakan konstruksi dari baja. Pada perhitungan direncanakan tangga baja dengan tinggi 4,2 m.

- Mutu baja = BJ-41
- Tinggi antar lantai = 420 cm
- Tinggi bordes = 210 cm
- Panjang tangga = 390 cm
- Lebar tangga = 160 cm
- Lebar bordes = 130 cm
- Lebar injakan = 30 cm
- Tinggi tinjakan = 15 cm
- Cek Persyaratan:

$$60 \text{ cm} \leq (2T + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \text{ (Ok)}$$
- Sudut kemiringan tangga:

$$a = \arcsin \left(\frac{210}{390} \right)$$

$$= 28,3^\circ$$
- Cek Persyaratan:

$$25^\circ < a < 40^\circ$$

$$25^\circ < 28,3^\circ < 40^\circ \text{ (Ok)}$$

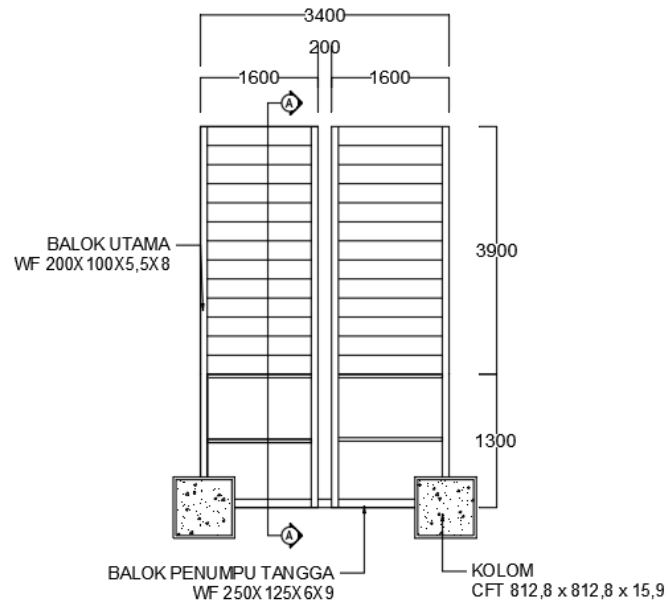
Dimana:

T = Tinggi injakan (cm)

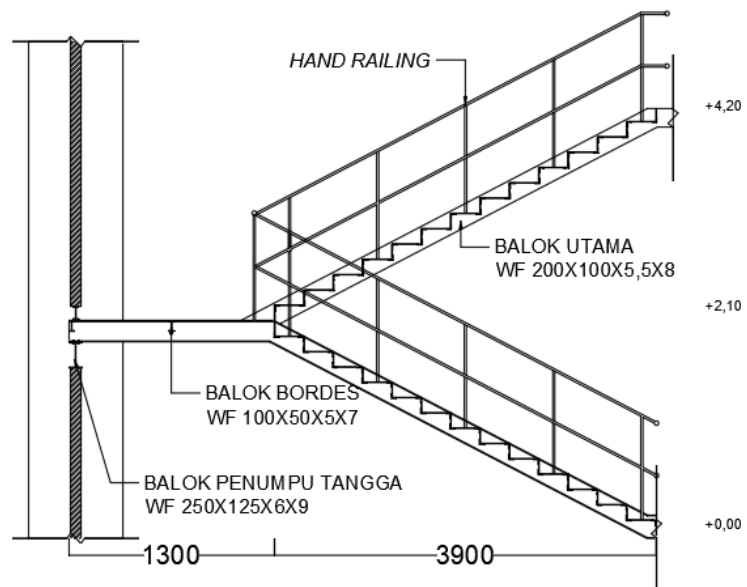
i = Lebar injakan (cm)

a = Kemiringan tangga

Gambar denah tangga dan potongan memanjang dapat dilihat pada 4.16 dan 4.17.



Gambar 4. 15 Denah Tangga



Gambar 4. 16 Potongan Memanjang Tangga

4.1.4.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan tebal pelat anak tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja 41 → Fy = 2500 kg/m²

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban Mati:

Berat pelat anak tangga (q_{D1}), $(0,003 \times 1,6 \times 7850) = 37,68 \text{ kg/m}$

Alat penyambung ($10\% \cdot q_{D1}$) $= 3,768 \text{ kg/m}$

$q_D = 41,448 \text{ kg/m}$

Beban Hidup:

Beban hidup Tangga dan Jalan keluar $= 4,79 \text{ kN/m}^2$

$= 488,44 \text{ kg/m}^2$

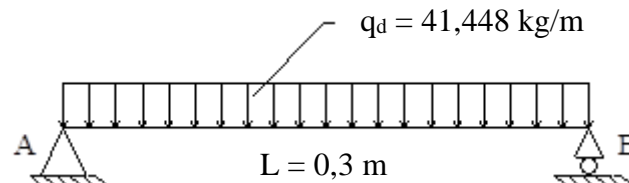
$q_L = 488,44 \text{ kg/m}^2 \times 1,6 \text{ m}$

$= 781,5 \text{ kg/m}$

$P_L = 1,33 \text{ kN} = 135,622 \text{ kg}$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi

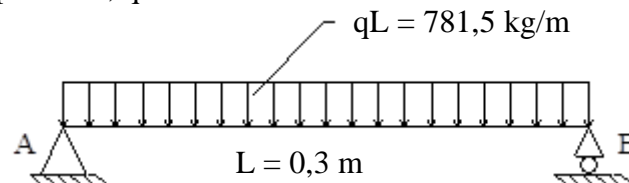
- Akibat beban mati



Gambar 4. 17 Pembebanan Beban Mati Anak Tangga

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 41,448 \cdot 0,3^2 = 0,4663 \text{ kg.m}$$

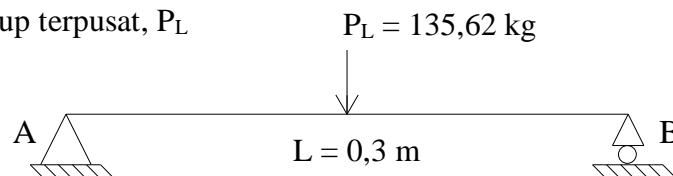
- Akibat beban hidup merata, q_L



Gambar 4. 18 Pembebanan Beban Hidup Merata Anak Tangga

$$M_{L1} = \frac{1}{8} \cdot q_L \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 781,5 \cdot 0,3^2 = 8,792 \text{ kg.m}$$

- Akibat beban hidup terpusat, P_L



Gambar 4. 19 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Anak Tangga

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 135,62 \cdot 0,3 = 10,17 \text{ kg.m}$$

Maka yang menentukan adalah $M_D = 0,4663 \text{ kg.m}$ dan M_L diambil terbesar, $M_{L2} = 10,17 \text{ kg.m}$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_{U1} &= 1,4 M_D \\ &= 1,4 \times 0,4663 \\ &= 0,6528 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{U2} &= 1,2 M_D + 1,6 M_{L2} \\ &= 1,2 \times 0,4663 + 1,6 \times 10,17 \\ &= 16,83 \text{ kg.m (Menentukan)} \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{4} \cdot 160 \cdot (0,3)^2 = 3,6 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 3,6 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 91,77 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 91,77 \text{ kg.cm} &> 16,83 \text{ kg.m} \\ 82,59 \text{ kg.m} &> 16,83 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

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

$$\begin{aligned} F_{maks} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (41,448) \cdot (30)^4}{384 (2000000)(0,36)} + \frac{(135,62)(30)^3}{48 (2000000)(0,36)} \\ &= 0,10986 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{ijin} &= \frac{L}{\frac{240}{30}} \\ &= \frac{30}{240} \\ &= 0,125 \text{ cm} \end{aligned}$$

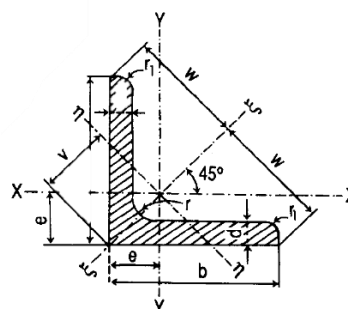
$$\begin{aligned} F_{maks} &< F_{ijin} \\ 0,10986 \text{ cm} &< 0,125 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 3 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga”.

4.1.4.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Direncanakan pengaku anak tangga dengan menggunakan profil siku 50 x 50 x 6 dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} B &= 50 \text{ mm} & \text{Shape Factor, } K &= 2,54 \\ W &= 4,47 \text{ kg/m} & S_x = S_y &= 3,61 \text{ cm}^3 \\ d &= 6 \text{ mm} & Z_x &= K \cdot S_x = 9,17 \text{ cm}^3 \\ r &= 7 \text{ mm} & I_x = I_y &= 12,6 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$



$$r1 = 3,5 \text{ mm} \quad ix = iy = 1,4 \text{ cm}$$

$$A = 5,64 \text{ cm}^2 \quad ex = ey = 1,44 \text{ cm}$$

BJ -41:

$$Fy = 250 \text{ MPa}$$

$$Fu = 410 \text{ MPa}$$

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

• Perhitungan Pembebanan:

- Beban Mati (½ Lebar injakan):

$$\text{Berat pelat anak tangga, } \left(\frac{0,3}{2} \times 0,003 \times 7850\right) = 3,53 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 50 \times 50 \times 6 = 4,47 \text{ kg/m}$$

$$qD1 = 8 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat penyambung, } (10\% \cdot qD1) = 0,8 \text{ kg/m}$$

$$qD \text{ total} = 8,8 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup:

$$\text{Beban Hidup Tangga dan jalan keluar} = 4,79 \text{ kN/m}^2$$

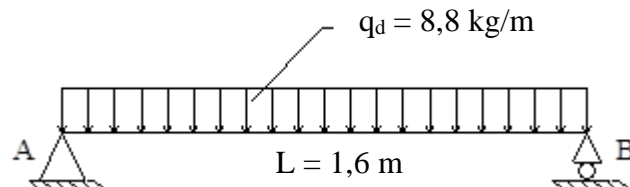
$$qL = 488,44 \text{ kg/m}^2 \times \frac{0,3}{2} \text{ m}$$

$$qL = 73,27 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 1,33 \text{ kN} = 135,622 \text{ kg}$$

• Perhitungan gaya dalam yang terjadi

- Akibat Beban Mati

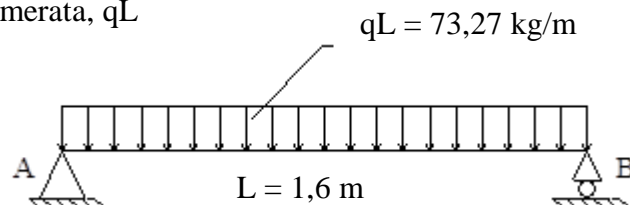


Gambar 4. 20 Pembebanan Beban Mati Pengaku Anak Tangga

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot qD \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 8,8 \text{ kg/m} \cdot 1,6^2 = 2,82 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot qD \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 8,8 \text{ kg/m} \cdot 1,6 = 7,04 \text{ kg}$$

- Akibat beban hidup merata, qL

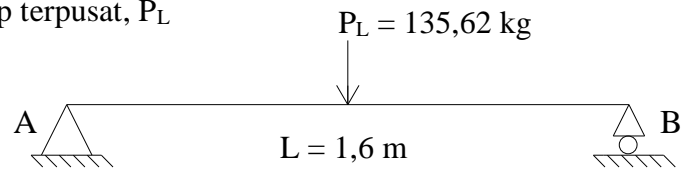


Gambar 4. 21 Pembebanan Beban Hidup Merata Pengaku Anak Tangga

$$M_{L1} = \frac{1}{8} \cdot qL \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 73,27 \text{ kg/m} \cdot 1,6^2 = 23,45 \text{ kg.m}$$

$$V_{L1} = \frac{1}{2} \cdot qL \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 73,27 \text{ kg/m} \cdot 1,6 = 58,6 \text{ kg}$$

- Akibat beban hidup terpusat, P_L



Gambar 4. 22 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Pengaku Anak Tangga

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 135,622 \cdot 1,6 = 54,25 \text{ kg.m}$$

$$V_{L2} = \frac{1}{2} \cdot P_L = \frac{1}{2} \cdot 135,622 = 67,81 \text{ kg}$$

Maka yang menentukan adalah $M_D = 2,82 \text{ kg.m}$, $V_D = 7,04 \text{ kg}$ dan M_L diambil terbesar $M_{L2} = 54,25 \text{ kg.m}$ serta $V_{L2} = 67,81 \text{ kg}$.

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_{L2} \\ &= 1,2 \times 2,82 + 1,6 \times 54,25 \\ &= 90,18 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan V_u

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_{L2} \\ &= 1,2 \times 7,04 + 1,6 \times 67,81 \\ &= 116,95 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{d} = \frac{50}{6} = 8,33$$

$$\lambda_{pf} = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,274$$

$$\frac{b}{d} = 8,33 < \lambda_{pf} = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15,274 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena $\frac{b}{d} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak serta keadaan batas tekuk lokal kaki tidak berlaku. Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p = Z_x \cdot F_y$

$$\begin{aligned} Z_x &= (b-e)(d)\frac{b-e}{2} + \left(e \cdot d \cdot \frac{e}{2}\right) + (b-d)(d)\left(e - \frac{d}{2}\right) \\ &= (50-14,4)6\frac{50-14,4}{2} + \left(14,4 \cdot 6 \cdot \frac{14,4}{2}\right) + (50-6)6\left(14,4 - \frac{6}{2}\right) \\ &= 7433,76 \text{ mm}^3 = 7,434 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \cdot F_y \\ &= 7,434 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 18584,4 \text{ kgcm} = 185,44 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 185,44 \text{ kg.m} &> 90,18 \text{ kg.m} \\ 167,26 \text{ kg.m} &> 90,18 \text{ kg.m (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{b}{d} = \frac{50}{6} = 8,33 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

$$\frac{b}{d} = 8,33 < 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 69,57, \text{ maka nilai } C_v = 1$$

Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 250 \times (50,6) \times 1 \\ &= 45000 \text{ N} = 4591,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \emptyset \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 4591,8 \text{ kg} &> 116,95 \text{ kg} \\ 4132,62 \text{ kg} &> 116,95 \text{ kg (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 160 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 EI} + \frac{PL^3}{48 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (8,8)/100 \cdot 160^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 12,6} + \frac{135,62 \cdot 160^3}{48 \cdot 2000000 \cdot 12,6} \\ &= 0,472 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$- \text{ Fijin} = \frac{L}{240} = \frac{160}{240} = 0,667 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Fmaks} &< \text{Fijin} \\ 0,472 \text{ cm} &< 0,667 \text{ cm (Ok)} \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol, maka profil siku L 50x50x6 dapat digunakan sebagai pengaku pelat anak tangga”.

4.1.4.3 Perencanaan Pelat Bordes

- a. Perencanaan tebal pelat bordes

$$\text{Tebal pelat bordes} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Berat jenis baja} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Mutu baja 41} \rightarrow F_y = 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Momen Inersia (I}_x) = \frac{1}{12} \times 160 \times 0,5^3 = 1,67 \text{ cm}^4$$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban Mati:

$$\text{Berat pelat bordes (qD1), (0,005 x 1,6 x 7850) = 62,8 kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\% \cdot qD1) = 6,28 kg/m}$$

$$qD = 69,08 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup:

$$\text{Beban Hidup Tangga dan jalan keluar = 4,79 kN/m}^2$$

$$= 488,44 \text{ kg/m}^2$$

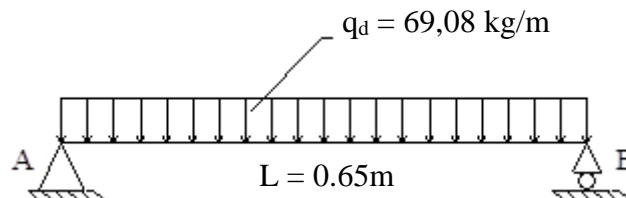
$$qL = 488,44 \text{ kg/m}^2 \times 1,6 \text{ m}$$

$$qL = 781,5 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 1,33 \text{ kN} = 135,622 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi

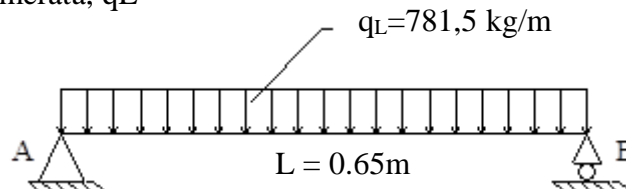
- Akibat beban mati



Gambar 4. 23 Pembebanan Beban Mati Pelat Bordes

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot qD \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 69,08 \cdot 0,65^2 = 3,65 \text{ kg.m}$$

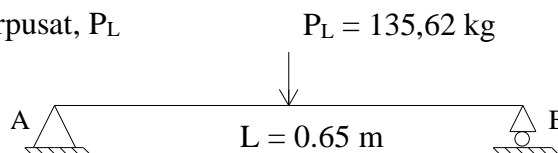
- Akibat beban hidup merata, qL



Gambar 4. 24 Pembebanan Beban Hidup Merata Pelat Bordes

$$M_{L1} = \frac{1}{8} \cdot qL \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 781,5 \cdot 0,65^2 = 41,27 \text{ kg.m}$$

- Akibat beban hidup terpusat, PL



Gambar 4. 25 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Pelat Bordes

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 135,622 \cdot 0,65 = 22,04 \text{ kg.m}$$

Maka yang menentukan adalah $M_D = 3,65 \text{ kg.m}$ dan M_L diambil terbesar, $M_{L1} = 41,27 \text{ kg.m}$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_{L1} \\
 &= 1,2 \times 3,65 \text{ kg.m} + 1,6 \times 41,27 \text{ kg.m} \\
 &= 70,42 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{4} \cdot 160 \cdot (0,5)^2 = 10 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= Z_x \cdot F_y \\
 &= 10 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 25000 \text{ kg.cm} \approx 250 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi \cdot M_n &\geq M_u \\
 0,9 \times 250 &\geq 70,42 \text{ kg.m} \\
 225 \text{ kg.m} &\geq 70,42 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 I_x &= \frac{1}{12} 160(0,5)^3 \\
 &= 1,67 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{maks} &= \frac{5 \cdot (q_d + q_L) \cdot L^4}{384 EI} \\
 &= \frac{5 \cdot (72,534 + 586,13) / 100 \cdot 30^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 1,67} \\
 &= 0,02639 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{ijin} &= \frac{65}{240} \\
 &= 0,271 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{maks} &< F_{ijin} \\
 0,02639 \text{ cm} &< 0,271 \text{ cm} \text{ (Ok)}
 \end{aligned}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 5 mm dapat digunakan sebagai pelat bordes tangga”.

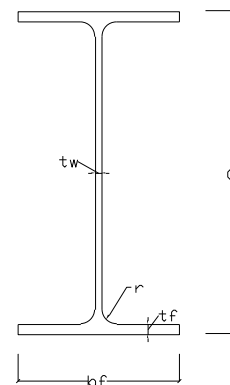
4.1.4.4 Perencanaan Balok Pembagi Bordes Tangga

Direncanakan balok pembagi bordes tangga dengan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan data sebagai berikut:

W	= 9,3 kg/m	Z _x	= 42 cm ³
tw	= 5 mm	i _x	= 2,14 cm
tf	= 7 mm	r	= 8 mm
I _x	= 187 cm ⁴	d	= 100 mm
I _y	= 14,8 cm ⁴	bf	= 50 mm
A	= 11,85 cm ²	h	= 70 mm
d	= 100 mm	S _x	= 37,5 cm ³
L _p	= 55,754 cm	L _r	= 286,927 cm

BJ-41

F _y	= 250 MPa
F _u	= 410 MPa
E	= 200000 MPa



- Perencanaan Pembebanan

- Beban Mati:

Berat pelat bordes, $(0,005 \times 0,65 \times 7850) = 25,51 \text{ kg/m}$

Berat profil balok pembagi bordes tangga = $9,3 \text{ kg/m}$

$$q_{D1} = 34,81 \text{ kg/m}$$

Alat penyambung, $(10\% \cdot q_{D1}) = 3,481 \text{ kg/m}$

$$q_{D \text{ total}} = 38,29 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup:

Beban Hidup Tangga dan jalan keluar = $4,79 \text{ kN/m}^2$

$$= 488,44 \text{ kg/m}^2$$

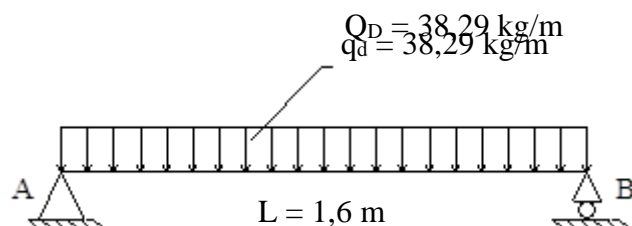
$$q_L = 488,44 \text{ kg/m} \times \frac{1,30}{2} \text{ m}$$

$$q_L = 317,48 \text{ kg/m}$$

$$P_L = 1,33 \text{ kN} = 135,622 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya dalam yang terjadi

- Akibat beban mati

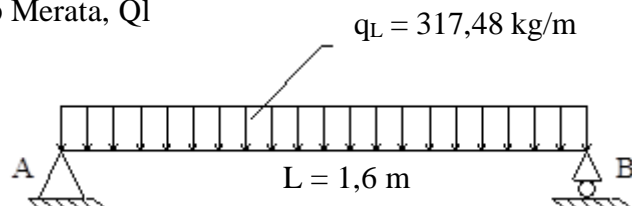


Gambar 4. 26 Pembebanan Beban Mati Balok Pembagi Bordes Tangga

$$M_D = \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 38,29 \cdot 1,6^2 = 12,25 \text{ kg.m}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 38,29 \cdot 1,6 = 30,64 \text{ kg}$$

- Akibat Beban Hidup Merata, Q_L



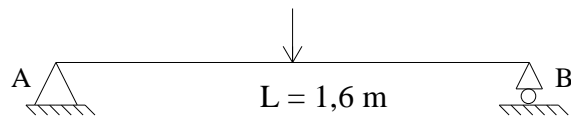
Gambar 4. 27 Pembebanan Beban Hidup Merata Balok Pembagi Bordes Tangga

$$M_{L1} = \frac{1}{8} \cdot q_L \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 317,48 \cdot 1,6^2 = 101,59 \text{ kg.m}$$

$$V_{L1} = \frac{1}{2} \cdot q_L \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 317,48 \cdot 1,6 = 253,99 \text{ kg}$$

- Akibat beban hidup terpusat, P_L

$$P_L = 135,622 \text{ kg}$$



Gambar 4. 28 Pembebanan Beban Hidup Terpusat Balok Pembagi Bordes Tangga

$$M_{L2} = \frac{1}{4} \cdot P_L \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 135,622 \cdot 1,6 = 54,25 \text{ kg.m}$$

$$V_{L2} = \frac{1}{2} \cdot P_L = \frac{1}{2} \cdot 135,622 = 67,8 \text{ kg}$$

Maka yang menentukan adalah $M_D = 12,25 \text{ kg.m}$, $V_D = 30,64 \text{ kg}$ dan M_L diambil terbesar $M_{L1} = 101,59 \text{ kg.m}$ serta $V_{L1} = 253,99 \text{ kg}$.

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2q_D + 1,6q_L \\ &= 1,2 \times 38,29 \text{ kg/m} + 1,6 \times 317,48 \text{ kg/m} \\ &= 553,92 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_{L1} \\ &= 1,2 \times 12,25 \text{ kg.m} + 1,6 \times 101,59 \text{ kg.m} \\ &= 177,26 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan V_U

$$\begin{aligned} V_U &= 1,2 V_D + 1,6 V_{L1} \\ &= 1,2 \times 30,64 \text{ kg} + 1,6 \times 253,99 \text{ kg} \\ &= 443,15 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 7,143$$

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

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7,143 < \lambda_{Pf} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_{Pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h}{t_w} = 14 < \lambda_{Pf} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 42 \text{ cm}^3 \\ &= 105000 \text{ kg.cm} = 1050 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 1050 &> 177,26 \text{ kg.m} \\ 945 \text{ kg.m} &> 177,26 \text{ kg.m} \text{ (Ok)}\end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 160 cm

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

L_p = 55,754 cm (Tabel Profil)

L_r = 286,927 cm (Tabel Profil)

(L_p = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan leleh, L_r = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan "inelastic lateral-torsional buckling")

$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow$ Bentang menengah

55,754 cm \leq 160 cm \leq 286,927 cm \rightarrow Bentang menengah

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

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

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal:

$M_A = M_C$, momen di $\frac{1}{4}$ bentang

$$\begin{aligned}M_A &= \frac{1}{4} \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right) \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{1}{8} \times 553,92 \text{ kg/m} \times 1,6^2 \right) \\ &= 44,31 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$M_B = M_{MAKS}$, momen di $\frac{1}{2}$ bentang

$$\begin{aligned}M_B &= \left(\frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \right) \\ &= \left(\frac{1}{8} \times 553,92 \text{ kg/m} \times 1,6^2 \right) \\ &= 177,25 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_b &= \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 2,3 \\ &= \frac{(12,5 \cdot 177,25)}{(2,5 \cdot 177,25) + (3 \cdot 44,31) + (4 \cdot 177,25) + (3 \cdot 44,31)} \\ &= 1,56 < 2,3 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$M_p = F_y \cdot Z_x$

$$\begin{aligned}&= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 42 \text{ cm}^3 \\ &= 105000 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

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

$$M_n = 1,56 \left[105000 - (105000 - 0,7 \cdot 2500 \cdot 37,5) \times \left(\frac{160 - 55,754}{286,927 - 55,754} \right) \right]$$

$$M_n = 136100,6 \text{ kg.cm} > M_p = 105000 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = M_p = 105000 \text{ kg.cm}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset \cdot M_n \geq M_u$$

0,9 x 1050 > 177,26 kg.m
 1166,67 kg.m > 177,26 kg.m (**Ok**)

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5,34$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 200000}{250}} = 71,89$$

$$\frac{h}{t_w} = 14 < 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 71,89$$

Maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Sehingga, untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (7 \times 0,5) \times 1 \\ &= 5250 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 5250 \text{ kg} > 443,15 \text{ kg}$$

$$4725 \text{ kg} > 443,15 \text{ kg} (\mathbf{Ok})$$

- Kontrol lendutan

$$L = 160 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Fmaks} &= \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 EI} \\ &= \frac{5 \cdot (38,29 + 317,48) / 100 \cdot 160^4}{384 \cdot 2000000 \cdot 47800} \\ &= 0,0796 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$- \text{ Fijin} = \frac{L}{240} = \frac{160}{240} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,0796 \text{ cm} < 0,67 \text{ cm} (\mathbf{Ok})$$

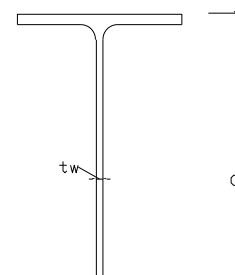
“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukam, maka profil WF 100 x 50 x 5 x7 dapat digunakan sebagai balok pembagi bordes tangga”.

4.1.4.5 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil baja WF 200 x 100 x 5,5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

$$d = 200 \text{ mm} \quad Z_x = 200 \text{ cm}^3$$

$$bf = 100 \text{ mm} \quad Z_y = 41 \text{ cm}^3$$



tf	= 8 mm	Sx	= 184 cm
tw	= 5,5 mm	Sy	= 26,8 cm ³
A	= 27,16 cm ²	h	= d - 2(tf+r)
q	= 21,3 kg/m		= 162 mm
Ix	= 1840 cm ⁴		
Iy	= 134 cm ⁴		
r	= 11 mm		
BJ-41			
Fy	= 250 MPa		
Fu	= 410 MPa		
E	= 200000 MPa		

- Perencanaan pembebanan anak tangga

Beban Mati:

Berat pelat anak tangga ($0,003 \times \frac{1,6}{2} \times 7850$)	= 18,84 kg/m
Berat Profil L	= 11,92 kg/m
Berat handrail	= 20 kg/m
Berat Profil WF	= 21,3 kg/m
Berat Sambungan (10%)	= 7,206 kg/m
Berat Mati Total (qD)	= 57,967 kg/m

Beban Hidup:

- q_L Tangga = $488,44 \text{ kg/m}^2 \times \frac{1,6}{2}$
= 390,75 kg/m

- Perencanaan pembebanan bordes

Beban Mati:

Berat pelat bordes ($0,005 \times \frac{1,6}{2} \times 7850$)	= 31,4 kg/m
Berat profil balok utama tangga	= 21,3 kg/m
qD	= 52,7 kg/m
Berat alat penyambung (10% . qD)	= 5,27 kg/m
qD2	= 58,67 kg/m

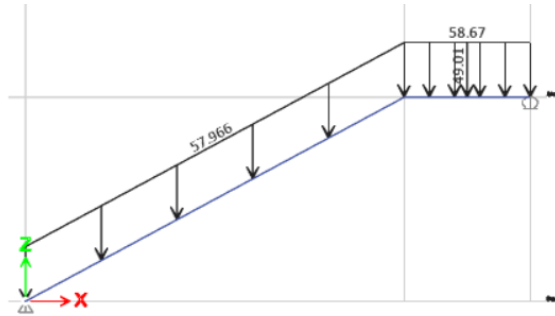
Beban Hidup:

Beban Hidup Tangga dan jalan keluar	= 488,44 kg/m ²
qL2	= $488,44 \times (\frac{1,6}{2}) = 390,75 \text{ kg/m}$

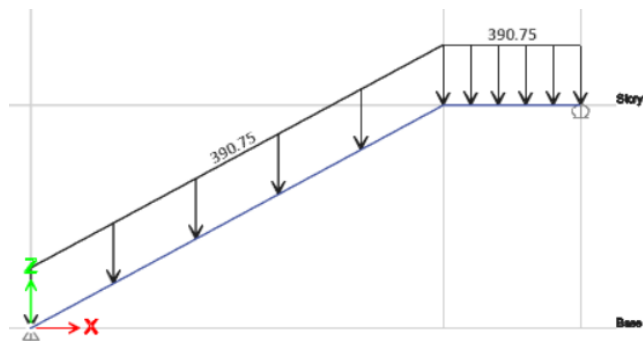
Beban terpusat diambil dari perhitungan pembebanan balok pembagi bordes.

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{1}{2} \times qD \text{ balok pembagi bordes} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times (1,6 \text{ m} \times 38,29 \text{ kg/m}) \times 1,6 \text{ m} \\
 &= 49,01 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perletakan pada balok utama tangga menggunakan sendi dan rol. Maka pembebanan pada balok utama tangga dapat dilihat seperti pada Gambar 4. 29 dan Gambar 4. 30.

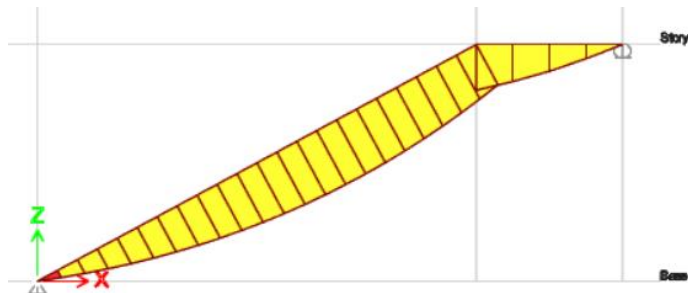


Gambar 4. 29 Pembebanan Beban Mati Balok Utama Tangga Pada ETABS

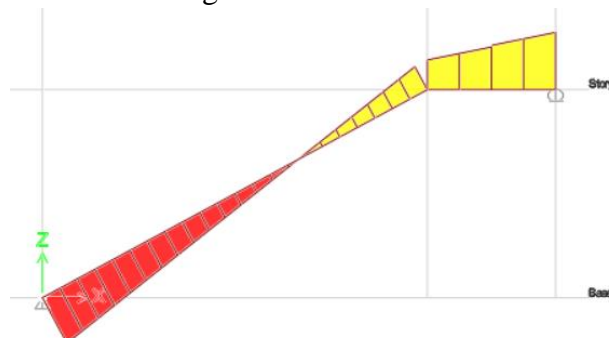


Gambar 4. 30 Pembebanan Beban Hidup Balok Utama Tangga ETABS

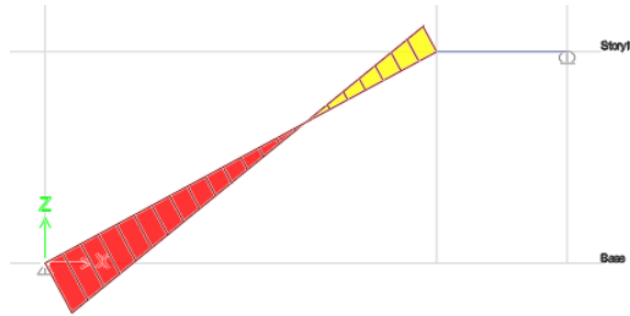
Gaya dalam yang terjadi pada balok bordes didapatkan dengan menggunakan program bantu ETABS 18.1.1 dapat dilihat pada Gambar 4. 31 sampai Gambar 4. 33.



Gambar 4. 31 Diagram Momen Balok Utama Tangga



Gambar 4. 32 Diagram Gaya Geser Balok Utama Tangga



Gambar 4. 33 Diagram Aksial Balok Utama Tangga

$$M_u = 2041,64 \text{ kgm}$$

$$V_u = 2068,77 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25$$

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

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6,25 < \lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,748 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

$$\lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

$$\frac{h}{t_w} = 29,45 < \lambda_{pf} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106,349 \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 200 \text{ cm}^3 \\ &= 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 5000 > 2041,64 \text{ kgm}$$

$$4500 \text{ kg.m} > 2041,64 \text{ kgm} \text{ (Ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Balok diasumsikan terkaku oleh pengaku anak tangga dengan jarak penahan lateral

$$L_b = \sqrt{15^2 + 30^2} = 33,54 \text{ cm}$$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ41:

$$L_p = 110,512 \text{ cm}$$

$$L_r = 361,127 \text{ cm}$$

(L_p = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan leleh, L_r = batas panjang balok tidak terkekang secara lateral untuk batas keadaan “inelastic lateral-torsional buckling”)

Dikarenakan $L_b < L_p$, maka penampang termasuk kedalam bentang pendek dimana $M_n = M_p$

Karena penampang termasuk dalam bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= F_y \cdot Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 200 \text{ cm}^3 \\ &= 500000 \text{ kg.cm} = 5000 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 5000 &> 2041,64 \text{ kgm} \\ 4500 \text{ kg.m} &> 2041,64 \text{ kgm} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkuat atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut:

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

Nilai C_v dihitung berdasarkan SNI 1729-2020 Pasal G2.1. Untuk Koefisien tekuk geser pelat badan (K_v) dengan badan tanpa pengaku transversal dihitung sebagai berikut:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{162}{5,5} = 29,45 < 260 \rightarrow \text{Karena } \frac{h}{t_w} < 260 \text{ Maka } K_v = 5,34$$

Untuk Nilai C_v Apabila $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$, maka nilai $C_v = 1$, untuk perhitungannya sebagai berikut:

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,34 \cdot 200000}{250}} = 69,57$$

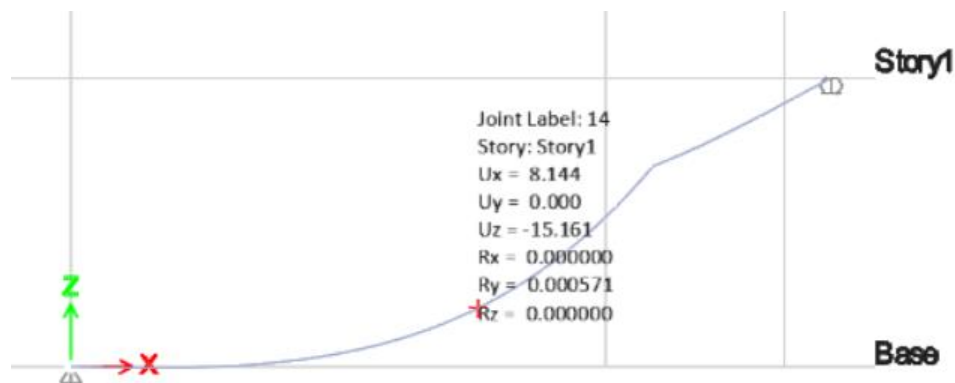
Karena nilai $\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}$ maka didapatkan nilai $C_v = 1,0$. Maka untuk perhitungan kontrol gesernya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y \cdot A_w \cdot C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (20 \times 0,8) \times 1 \\ &= 16500 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang:

$$\begin{aligned} \phi \cdot V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 16500 &> 2068,77 \text{ kg} \\ 14850 \text{ kg} &> 2068,77 \text{ kg} \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan



Gambar 4. 34 Hasil Lendutan dalam mm Pada ETABS

$$L = \sqrt{390^2 + 210^2} = 442,94 \text{ cm}$$

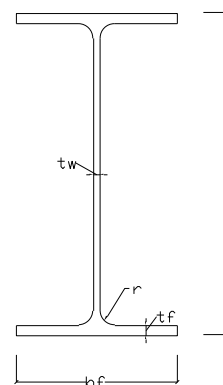
- Fijin = $\frac{L}{240} = \frac{442,94}{240} = 1,845 \text{ cm}$
- Fmaks = 15,16 mm
Fmaks < Fijin
1,516 cm < 1,845 cm (Ok)

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 200 X 100 X 5,5 X 8 dapat digunakan untuk balok utama tangga”.

4.1.4.6 Perencanaan Balok Penumpu Bordes Tangga

Balok penumpu bordes tangga direncanakan menggunakan profil baja WF 250 x 125 x 6 x 9 dengan data-data sebagai berikut:

W	= 29,6 kg/m	I _x	= 4050 cm ⁴
A	= 37,66 cm ²	I _y	= 294 cm ⁴
d	= 250 mm	i _x	= 10,4 cm
b _f	= 125 mm	i _y	= 2,79 cm
t _w	= 6 mm	S _x	= 324 cm ³
t _f	= 9 mm	S _y	= 47 cm ³
r	= 12 m	Z _x	= 352 cm ³
h	= 208 mm	Z _y	= 72 cm ³



BJ 41

F _y	= 250 MPa
F _u	= 410 MPa
E	= 200000 MPa

A. Perhitungan Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga disajikan dalam data sebagai berikut:

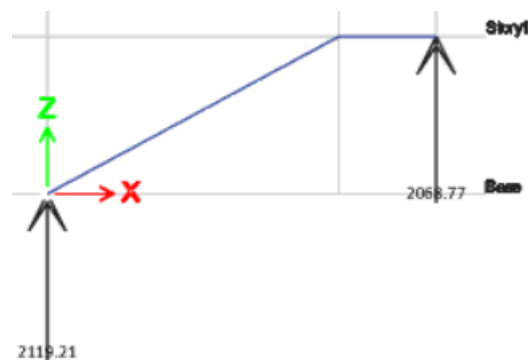
- Beban Mati

Berat Profil WF = 29,6 kg/m

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Sambungan (10\%)} &= 29,6 \times 10\% \\
 &= 2,96 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat Mati Total (q_D)} &= 32,56 \text{ kg/m} \\
 \text{Beban Ultimit} &= 1,4q_D \\
 &= 1,4(32,56) \\
 &= 45,58 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban Terpusat dari balok utama tangga

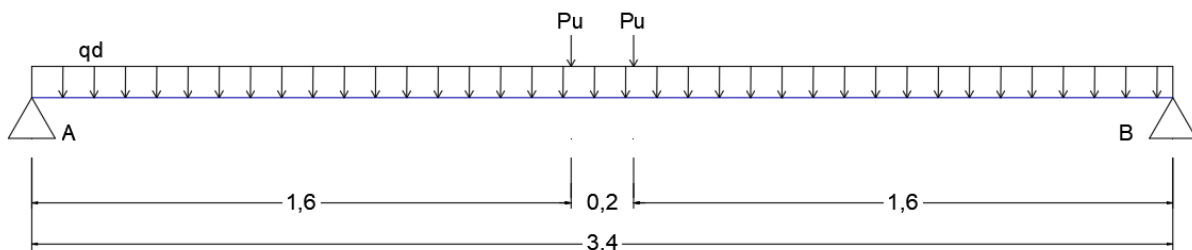
Merupakan reaksi perletakan dari balok utama yang menumpu pada balok penumpu.



Gambar 0.1 Reaksi Perletakkan Balok Utama

$$\begin{aligned}
 P &= 2068,77 \text{ kg} \\
 \text{Beban Ultimit} &= 1,4P \\
 &= 2896,278 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Maka pembebanan pada balok penggantung tangga seperti pada Gambar 4.31.



Gambar 0.2 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

B. Gaya Dalam yang terjadi

Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned}
 R_A &= R_B \\
 &= \frac{q_u L + 2P}{2} = \frac{(45,58)(3,4) + 2(2896,278)}{2} \\
 &= 2974,05 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= R_A \cdot \frac{L}{2} - q_u \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{L}{4}\right) - P \cdot 0,1 \\
 &= 2971,05 \left(\frac{3,4}{2}\right) - 45,58 \left(\frac{3,4}{2}\right) \left(\frac{3,4}{4}\right) - 2896,278 (0,1) \\
 &= 4699,92 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$V_u = R_A = 2971,05 \text{ kg}$$

C. Kontrol Balok Penumpu Tangga

1. Kontrol Kelangsingan Penampang

- Untuk Sayap (Flens)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{125}{2(8)} = 7,75$$

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

Karena $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

- Untuk Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

2. Persyaratan kontrol

Dikarenakan pemilihan profil baja WF, maka pada komponen struktur elemen tekan yang menahan lentur harus memenuhi persyaratan kompak pada sayap dan badan dan dikontrol terhadap leleh dan tekuk torsi-lateral.

Pada poin 1 telah dinyatakan bahwa pada sayap dan badan profil sama-sama kompak, maka persyaratan telah terpenuhi.

3. Kontrol Leleh (Y)

$$\begin{aligned} M_n = M_p = Z_x F_y &= 352 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 880000 \text{ kg.cm} = 8800 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur desain (Y):

$$\begin{aligned} M_u &\leq \phi M_n \\ 3290,66 \text{ kg.m} &< 0,9 \times 8800 \text{ kg.m} \\ 3290,66 \text{ kg.m} &< 7920 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

4. Kontrol Tekuk Torsi Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 160 \text{ cm}$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ 41 memiliki batas-batas:

$$L_p = 138,887 \text{ cm}$$

$$L_r = 428,221 \text{ cm}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

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

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal (M_n):

$$M_{\text{Max}} = M_u = 3290,66 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_A &= R_A \cdot \frac{L}{4} - qD \left(\frac{L}{4} \right) \left(\frac{L}{8} \right) \\ &= 2085,05 \cdot \frac{3,4}{4} - 32,56 \left(\frac{3,4}{4} \right) \left(\frac{3,4}{8} \right) \\ &= 1760,53 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_B = M_u = 3290,66 \text{ kg.m}$$

$$M_C = M_A = 1760,53 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{(2,5M_{max}+3M_A+4M_B+3M_C)}$$

$$= 1,29$$

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

$$= 11057,4 \text{ kg.m} > M_p$$

Sehingga, $M_n = M_p = 8800 \text{ kg.m}$

Kontrol kekuatan lentur desain (LTB):

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$3290,66 \text{ kg.m} < 0,9 \times 8800 \text{ kg.m}$$

$$3290,66 \text{ kg.m} < 7920 \text{ kg.m (OK)}$$

5. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$k_v = 5,34$ (Profil tanpa pengaku transversal)

$$1,1 \sqrt{\left(\frac{k_v E}{F_y} \right)} = 1,1 \sqrt{\frac{5,34 \cdot 200000}{250}} = 71,896 \geq \frac{h}{t_w}$$

Maka, $C_v = 1$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \cdot 250 \cdot 10 \cdot (250 \cdot 9) \cdot 1 = 22500 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser desain:

$$V_u \leq \phi V_n$$

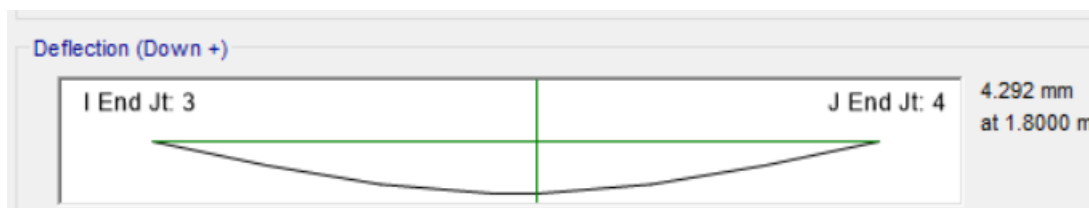
$$2085,05 \text{ kg} < 0,9 \times 22500 \text{ kg}$$

$$2085,05 \text{ kg} < 20250 \text{ kg}$$

(OK)

- Kontrol lendutan

$$L = 340 \text{ cm}$$



Gambar 4. 35 Lendutan Balok Penumpu Bordes Pada ETABS

$$- \text{Fijin} = \frac{L}{240}$$

$$= \frac{340}{240}$$

$$= 1,42 \text{ cm}$$

$$- \text{F maks} = 4,292 \text{ mm}$$

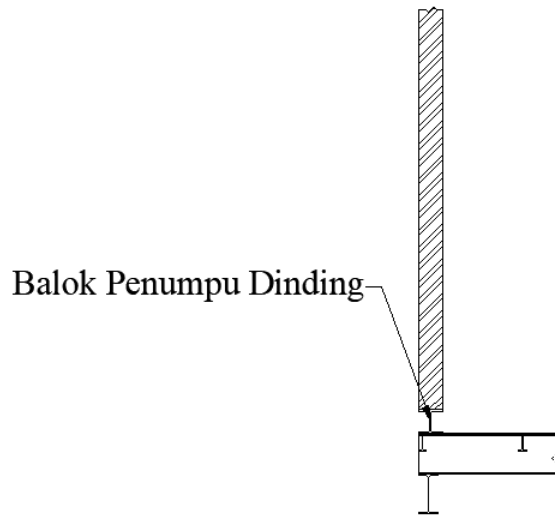
$$\text{Fmaks} < \text{Fijin}$$

$$0,43 \text{ cm} < 1,42 \text{ cm (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil WF 250 x 125 x 6 x 9 dapat digunakan untuk balok penumpu bordes tangga”.

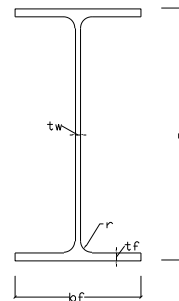
4.1.4.7 Perencanaan Balok Penumpu Dinding

Balok penumpu dinding seperti pada Gambar 4.37 direncanakan untuk menumpu dinding di atas balok penumpu dan balok utama. Balok penumpu dinding direncanakan agar dinding tidak membebani balok penumpu tangga dan balok utama tangga. Balok penumpu dinding direncanakan menggunakan profil baja WF 125x60x6x8 dengan data berikut:



Gambar 4. 36 Perencanaan Balok Penumpu Dinding

W	= 13,2 kg/m	I _x	= 413 cm ⁴
A	= 16,84 cm ²	I _y	= 29,2 cm ⁴
d	= 125 mm	i _x	= 4,95 cm
b _f	= 60 mm	i _y	= 1,32 cm
t _w	= 6 mm	S _x	= 66,1 cm ³
t _f	= 8 mm	S _y	= 9,73 cm ³
r	= 9 m	Z _x	= 74 cm ³
h	= 91 mm	Z _y	= 15 cm ³



BJ-41

F _y	= 250 MPa
F _u	= 410 MPa
E	= 200000 MPa

Data pendukung lainnya:

Bentang balok, L	= 3,4 m
Tebal dinding,	= 9 mm
Tinggi antar lantai, H	= 4,2 m
Berat dinding pracetak	= 64 kg/m ²

A. Perhitungan Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu dinding hanyalah beban dari dinding pracetak dengan tebal 9 cm yang disediakan oleh PT. Pancuranmas Indo Sejati dan berat profil sendiri dengan perhitungan sebagai berikut

- Beban Mati

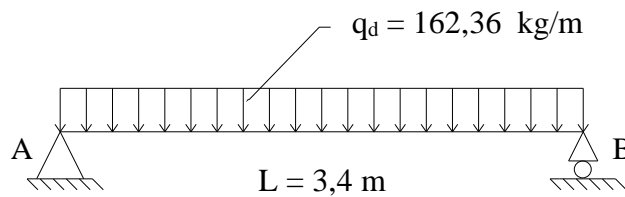
Berat Profil WF = 13,2 kg/m

Berat dinding = $W_{dinding} \cdot \frac{H}{2}$
 $= 64 \frac{4,2}{2} = 134,4 \text{ kg/m}$

Berat Sambungan (10%) = 147,6 x 10%
 $= 14,76 \text{ kg/m}$

Berat Mati Total (q_D) = 162,36 kg/m

Maka pembebanan pada balok penggantung tangga seperti pada Gambar 4.32.



Gambar 0.3 Pembebanan Balok Penumpu Dinding

B. Gaya Dalam yang terjadi

Gaya dalam yang terjadi dihitung terfaktor terhadap beban mati

$$M_u = 1,4 \frac{q_D \cdot L^2}{8}$$

$$= 1,4 \frac{162,36 \times 3,4^2}{8}$$

$$= 328,45 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,4 \frac{q_D \cdot L}{2} = 1,4 \frac{162,36 \times 3,4}{2}$$

$$= 386,42 \text{ kg}$$

C. Kontrol Balok Penumpu Tangga

1. Kontrol Kelangsingan Penampang

- Untuk Sayap (Flens)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{60}{2 \times 8} = 3,75$$

$$\lambda_p = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15,84$$

Karena $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

- Untuk Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{91}{6} = 15,16$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

2. Persyaratan kontrol

Dikarenakan pemilihan profil baja WF, maka pada komponen struktur elemen tekan yang menahan lentur harus memenuhi persyaratan kompak pada sayap dan badan dan dikontrol terhadap leleh dan tekuk torsi-lateral.

Pada poin 1 telah dinyatakan bahwa pada sayap dan badan profil sama-sama kompak, maka persyaratan telah terpenuhi.

3. Kontrol Leleh (Y)

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 74 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 185000 \text{ kg.cm}$$

4. Kontrol Tekuk Torsi Lateral

Jarak penahan lateral, $L_b = 340 \text{ cm}$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ 41 memiliki batas-batas:

$$L_p = 65,71 \text{ cm}$$

$$L_r = 316,04 \text{ cm}$$

$L_b > L_r \rightarrow$ Bentang Panjang

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

$$M_n = F_{cr} S_x$$

Data-data yang diperlukan untuk menghitung momen nominal (M_n):

$$M_{\text{Max}} = M_u = 328,45 \text{ kg.m}$$

$$M_A = V_u \cdot \frac{L}{4} - 1,4 \cdot q_D \cdot \frac{L^2}{32} = 246,34 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\text{Max}} = 328,45 \text{ kg.m}$$

$$M_C = M_A = 246,34 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\text{max}}}{(2,5 M_{\text{max}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C)} = \frac{12,5(328,45)}{2,5(328,45) + 3(246,34) + 4(328,45) + 3(246,34)} = 1,136$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot t_w^3 + 2 \cdot \left(\frac{1}{3} b_f t_f^3\right) = 2,83 \text{ cm}^4$$

$c = 1$ (Karena profil I/WF simetris ganda)

$$h_0 = d - 2 \cdot \frac{1}{2} t_f = 125 - 2 \cdot \frac{1}{2} 8 = 117 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2 S_x}} = 1,58 \text{ cm}$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 183,73 \text{ MPa}$$

$$M_n = F_{cr} S_x = 183,73 \text{ MPa} \times 66,1 \text{ cm}^3 = 1238,37 \text{ kg.m}$$

Kontrol kekuatan lentur desain :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$328,45 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 1238,37 \text{ kg.m}$$

$$328,45 \text{ kg.m} \leq 1114,54 \text{ kg.m (OK)}$$

5. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{125}{6} = 15,16$$

$$k_v = 5,34 \text{ (Profil tanpa pengaku transversal)}$$

$$1,1 \sqrt{\left(\frac{k_v E}{F_y}\right)} = 1,1 \sqrt{\frac{5,34 \cdot 200000}{250}} = 71,896 \geq \frac{h}{t_w}$$

$$\text{Maka, } C_v = 1$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \cdot 250 \text{MPa} \cdot (750 \text{mm}^2) \cdot 1 = 22943,61 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser desain:

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi V_n \\ 386,42 \text{ kg} &\leq 0,9 \times 22500 \text{ kg} \\ 386,42 \text{ kg} &\leq 20250 \text{ kg} \\ &\text{(OK)} \end{aligned}$$

6. Kontrol Lendutan

$$L = 340 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{340}{360} = 9,44 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} f_{terjadi} &= \frac{5q_D L^4}{384EI} \\ &= \frac{5 \cdot 162,36 \cdot 340^4}{384 \cdot 200000 \text{MPa} \cdot 413} \\ &= 3,35 \text{ mm} \end{aligned}$$

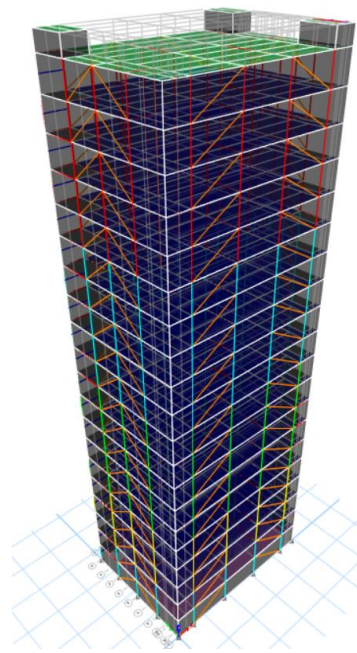
$$f_{terjadi} < f_{ijin} \text{ (OK)}$$

“Profil WF 150 x 150 x 7 x 10 dapat digunakan sebagai balok penumpu dinding”.

4.2 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur pada Tugas Akhir ini adalah modifikasi gedung dengan menggunakan Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk dengan tipe konfigurasi *Single Diagonal*. Sistem struktur yang digunakan adalah sistem ganda dimana SRPMK harus memikul minimal 25 % beban gempa.

Gedung yang dimodelkan adalah gedung kantor KCU BCA Bukit Darmo Surabaya dengan lantai tipikal hingga lantai 20 + atap setinggi 86,4 m. Berikut adalah pemodelan 3 dimensi dari modifikasi perencanaan struktur tugas akhir ini seperti dapat dilihat pada Gambar 4.38.



Gambar 4. 37 Permodelan 3D Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya pada ETABS

4.2.1 Data Perencanaan Modifikasi

Data-data perencanaan modifikasi Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya adalah sebagai berikut :

1. Lokasi : Kota Surabaya
2. Fungsi : Kantor
3. Jumlah Lantai : 21 Lantai (20 Lantai + 1 Lantai Atap)
4. Tinggi Gedung : 86,4 meter
5. Material : Baja-Beton Komposit
6. Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk
7. Mutu Baja : BJ-41 ($F_u = 410$ MPa, $F_y = 250$ MPa)
8. Mutu Beton : 30 MPa
9. Pelat : *Super Floor Deck*, $t = 11$ cm
10. Profil Balok Anak
 - Atap : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
 - Non-atap : WF 350 x 175 x 7 x 11
11. Profil Balok *Lift*
 - Penggantung *Lift* : WF 300x150x6,5x9
 - Penumpu *Lift* : WF 350x175x7x11
12. Profil Balok Tangga
 - Balok Utama : WF 200 x 100 x 5,5 x 8
 - Penumpu Bordes : WF 250 x 125 x 6 x 9
13. Profil Balok Induk : WF 400 x 300 x 9 x 14
14. Profil Kolom CFT (Profil baja HSS + Beton)
 - Lantai 1-2 : CFT 800 x 800 x 35
 - Lantai 3-5 : CFT 700 x 700 x 30
 - Lantai 6-10 : CFT 500 x 500 x 22
 - Lantai 11-15 : CFT 350 x 350 x 25

- Lantai 16-atap : CFT 250 x 250 x 25
- 15. BRB : CoreBrace ($A_{sc} = 10 \text{ in}^2$)

4.2.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan pada pemodelan struktur direncanakan berdasarkan SNI 1727:2020 dengan rincian sebagai berikut :

4.2.2.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727-2020, Beban mati adalah beban seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk balok, kolom, dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dan struktural lainnya. Pada Tugas Akhir ini, berat sendiri struktur seperti balok, kolom, dan pelat dihitung secara otomatis pada ETABS sebagai beban mati sendiri (DL). Sementara, beban mati lain seperti beban dari plafon, MEP, dan lain-lain diinput dan dihitung sebagai beban mati tambahan (SDL). Berikut adalah besarnya SDL pada pelat saat dilakukan pemodelan struktur :

1. SDL Pada Pelat Atap

Berat <i>Waterproof</i>	= 0,26 kN/m ²
Berat plafon & penggantung	= 0,108 kN/m ²
Berat <i>Mechanical & Plumbing</i>	= 0,19 kN/m ²
Total beban mati	= 0.558 kN/m ²
Sambungan	= 10% x Total beban mati
	= 0,0558 kN/m ²
qD total	= 0,6138 kN/m ²

2. SDL Pada Pelat Non-Atap

Berat plafon & penggantung	= 0,108 kN/m ²
Berat <i>Mechanical & Plumbing</i>	= 0,19 kN/m ²
Berat Spesi 13 mm & keramik	= 0,77312 kN/m ²
Total beban mati	= 1,07 kN/m ²
Sambungan	= 10% x Total beban mati
	= 0,107 kN/m ²
qD total	= 1,17 kN/m ²

4.2.2.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727-2020, Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan di dalamnya termasuk mesin – mesin, serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung. Besarnya beban hidup untuk gedung kantor dapat dilihat pada Tabel 4.4 berikut.

Tabel 4. 4 Beban Hidup Struktur

Keterangan	Beban Merata
Kantor	
Ruang Kantor	2,4 kN/m ²
Koridor diatas lantai pertama	3,83 kN/m ²
Atap bukan untuk hunian	0,96 kN/m ²

Sumber : SNI 1727-2020

4.2.2.3 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa menggunakan respon spektrum dimana parameter-parameter yang dipakai dapat diambil dari *website* resmi <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/> dan ketentuan-ketentuan yang ada pada SNI 1726:2019.

1. Penentuan Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa
Kategori risiko ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung. Berdasarkan SNI 1726 : 2019, Gedung Kantor termasuk dalam kategori risiko II. Setelah mengetahui kategori risiko, didapatkan faktor keutamaan gempa, I_e , berdasarkan Tabel 4.5.

Tabel 4. 5 Faktor Keutamaan Gempa, I_e

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1
III	1,25
IV	1,5

Sumber: SNI 1726:2019

Untuk kategori risiko II, didapatkan faktor keutamaan gempa, $I_e = 1$.

2. Mendefinisikan Kelas Situs Tanah
Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT) dengan menggunakan nilai rata-rata jumlah pukulan (*blow*). Berikut adalah perhitungan penetapan kelas situs tanah adalah sebagai berikut.

Tabel 4. 6 Nilai N-SPT dan Perhitungan N rata-rata

Kedalaman (m)	d_i (m)	N_i	d_i/N_i
0	0	0	0
2	2	10	0.2
4	2	24	0.083333
6	2	28	0.071429
8	2	28	0.071429
10	2	15	0.133333
12	2	15	0.133333
14	2	50	0.04
16	2	50	0.04
18	2	50	0.04
20	2	38	0.052632
22	2	25	0.08
24	2	23	0.086957
26	2	36	0.055556
28	2	31	0.064516

30	2	27	0.074074
Σd_i	30	$\Sigma d_i/N_i$	1.226591
N rata-rata		24.45803038	

Maka didapatkan :

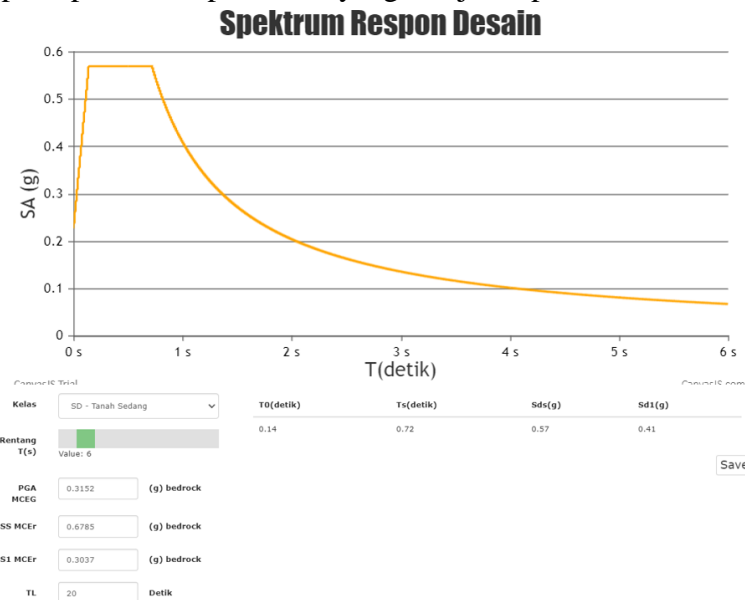
$$\Sigma d_i = 30 \text{ m}$$

$$\frac{\Sigma d_i}{N_i} = 1,2265 \text{ m/blow}$$

$$\bar{N} = \frac{\Sigma d_i}{\frac{\Sigma d_i}{N_i}} = \frac{30}{1,2265} = 24,45 \text{ blow}$$

Berdasarkan Pasal 5.3 SNI 1726-2019, karena $15 < \bar{N} < 50$, maka kelas situsnya adalah Tanah Sedang (SD))

- Menentukan Koefisien dan Parameter Percepatan Spektral Desain
Parameter gempa dapat dilihat pada Peta Gempa Puskim <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>. Pada lokasi Tugas Akhir yaitu di Surabaya dengan kategori jenis tanah sedang (SD), parameter gempa dapat dilihat pada data yang disajikan pada Gambar 4.xx



Gambar 4. 38 Parameter Gempa

Didapatkan nilai dari <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/> adalah sebagai berikut:

- S_s sebesar 0,6785g dan S_l sebesar 0,3037g
- S_{DS} sebesar 0,57g dan S_{D1} sebesar 0,41g
- T_0 sebesar 0,14 detik, T_s sebesar 0,72 detik, dan T_L sebesar 20 detik.

- Menentukan Kategori Desain Seismik
Ditetapkan kategori desain seismik berdasarkan pada kategori risiko dan parameter respon spektral percepatan desainnya, S_{DS} dan S_{D1} .

Tabel 0.1 Kategori Desain Seismik berdasarkan S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV

$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : SNI 1726:2016

Tabel 0.2 Kategori Desain Seismik berdasarkan S_{DI}

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

Sumber: SNI 1726:2019

Maka, kategori desain seismiknya yaitu kategori D.

5. Faktor Pada Kombinasi Sistem Struktur

Berdasarkan sistem struktur, kita dapat menentukan koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d) berdasarkan kategori desain seismik.

Tabel 4. 7 Nilai R , Ω_0 , C_d

Sistem Penahan Gaya Gempa	R	Ω_0	C_d	Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2,5	5	TB				

Sumber: SNI 1726:2019

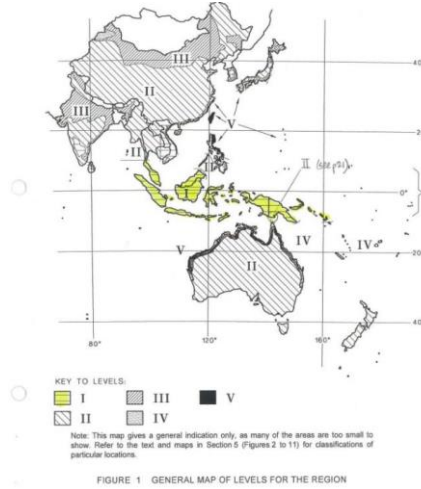
Pada Tugas Akhir ini, tipe struktur merupakan sistem ganda dengan rangka baja dan beton komposit dengan bresing terkekang terhadap tekuk, maka didapatkan:

$$\begin{aligned}
 R &= 8 \\
 \Omega_0 &= 2,5 \\
 C_d &= 5
 \end{aligned}$$

4.2.2.4 Beban Angin

Perhitungan beban angin menggunakan parameter-parameter dari SNI 1727-2020. Kategori risiko dan dan kecepatan angin diambil dari Peta Angin Australia karena Indonesia

belum memiliki peta angin. Indonesia masuk kategori risiko I seperti pada Gambar 4.41 dan kecepatan angin sebesar 38,3 m/s atau 85 mph seperti pada Tabel 4.8



Gambar 4. 39 Kategori Risiko untuk Beban Angin

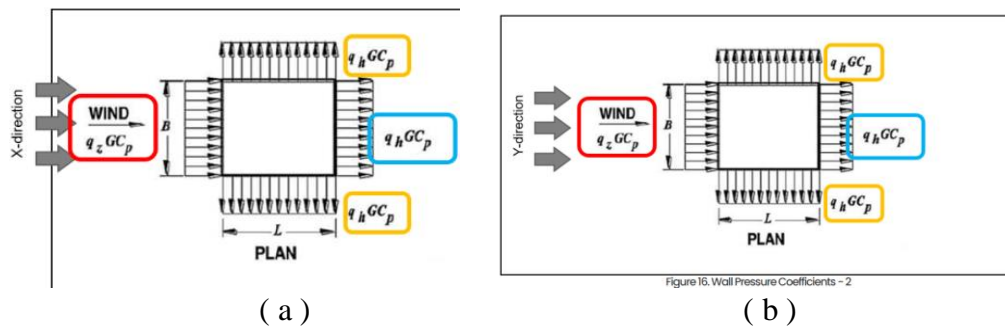
Tabel 4. 8 Kategori Risiko dan Kecepatan Angin

Risk Category	Periode Ulang	Wind Speed
I	300	38.3
II	700	40.9
III	1700	43.4
IV	1700	43.4

Adapun parameter lain sesuai SNI 1727-2020 adalah sebagai berikut.

1. Faktor Arah Angin, K_d
 Nilai K_d diambil sebesar 0,85 dengan struktur dianggap sebagai Sistem Penahan Gaya Angin Utama sesuai SNI 1727-2020 Tabel 26.6.1
2. Faktor Topografi, K_{zt}
 Nilai K_{zt} diambil sebesar 1 karena Gedung tidak dekat dengan bukit sesuai SNI 1727-2020 Pasal 26.8.2
3. Koefisien Tekanan Internal, G_{cpi}
 Gedung dianggap sebagai bangunan tertutup sehingga nilai G_{cpi} diambil sebesar $\pm 0,18$ sesuai SNI 1727-2020 Pasal 26.12
4. Kategori Eksposur
 Sesuai dengan SNI 1727-2020 Pasal 26.7. Untuk kondisi situs dan lokasi bangunan gedung dan struktur berada di daerah perkotaan maka dapat dikategorikan Eksposur B.
5. Faktor Efek Hembusan Angin, G
 Sesuai dengan SNI 1727-2020 Pasal 26.11.1 Faktor efek hembusan angin untuk suatu bangunan gedung dan struktur lain yang kaku boleh diambil sebesar 0,85.
6. Koefisien Tekanan Eksternal, C_p
 Beban angin direncanakan pada arah x dan y seperti pada Gambar 4.48. Besar koefisien tekanan eksternal (C_p) untuk angin datang (*windward*) dan angin pergi (*leeward*) dan

side) diambil sesuai SNI 1727-2020 Pasal 27.3-1 seperti Tabel ???. Rekapitulasi nilai C_p yang diambil dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan 4.9 berikut.



Gambar 4. 40 Arah Beban Angin Pada Arah : (a) Sumbu X, (b) Sumbu Y

Tabel 4. 9 Koefisien Tekanan Dinding (C_p)

Koefisien tekanan dinding, C_p			
Permukaan	L/B	C_p	Digunakan dengan
Dinding di sisi angin datang	Seluruh nilai	0,8	q_z
Dinding di sisi angin pergi	0 – 1	- 0,5	q_h
	2	- 0,3	q_h
	≥ 4	- 0,2	q_h
Dinding tepi	Seluruh nilai	- 0,7	q_h

Sumber : SNI 1727-2020 Pasal 27.3-1

Tabel 4. 10 Rekapitulasi Nilai C_p Beban Angin Arah X

Beban Angin Arah X		
L	=	28.4 m
B	=	20.8 m
L/B	=	1.3653846
C_p windward	=	0.8
C_p leeward	=	-0.427
C_p side	=	-0.7

Tabel 4. 11 Rekapitulasi Nilai C_p Beban Angin Arah Y

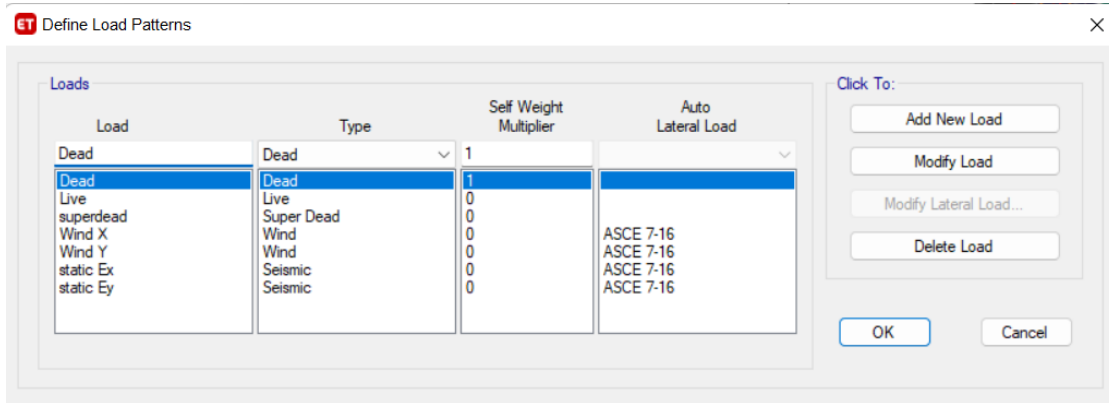
Beban Angin Arah Y		
L	=	20.8 m
B	=	28.4 m
L/B	=	0.7323944
C_p windward	=	0.8
C_p leeward	=	-0.5
C_p side	=	-0.7

Dimana :

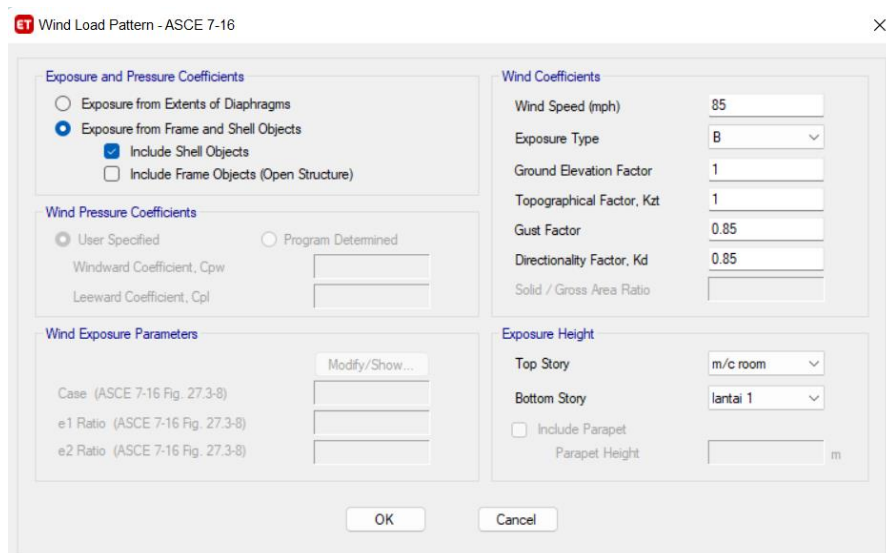
L : Panjang bangunan yang searah beban angin

B : Panjang bangunan yang tegak lurus beban angin

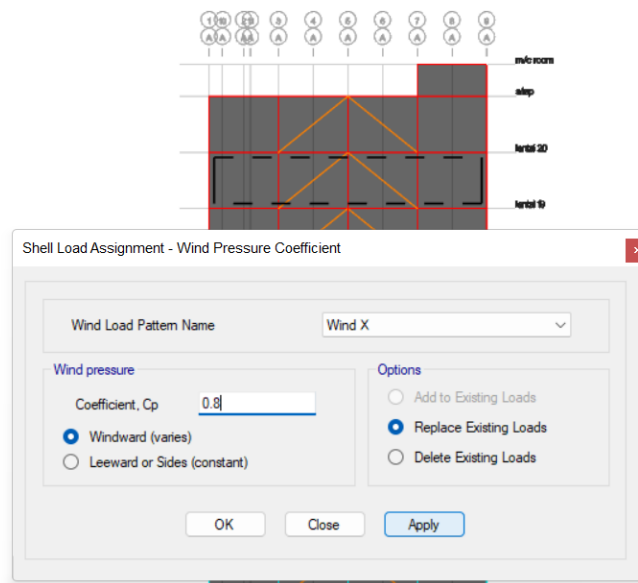
Perhitungan beban angin pada ETABS menggunakan fitur *Auto Lateral Load* sesuai ASCE 7-16 pada *Define Load Pattern* seperti pada Gambar 4.49. Lalu, parameter yang sudah didapat di atas diinputkan pada *Load Pattern* beban angin seperti pada Gambar 4.50 dan input beban angin pada struktur gedungnya adalah dengan cara membuat dinding bantuan (tidak bermassa) kemudian tinggal diinputkan nilai C_p sesuai arah anginnya seperti pada Gambar 4.51. Beban Angin akan dihitung otomatis oleh ETABS.



Gambar 4. 41 *Load Pattern* Beban Angin



Gambar 4. 42 Input Parameter Beban Angin



Gambar 4. 43 Input Koefisien Tekanan Angin Pada ETABS

4.2.3 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan untuk struktur atas gedung direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan metode ultimit (LRFD) pada SNI 1726 - 2019 pasal 4.2.2 sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi. Kombinasi pembebanan yang akan dimuat dapat dijabarkan seperti pada Tabel 4.12.

Tabel 4. 12 Kombinasi Pembebanan

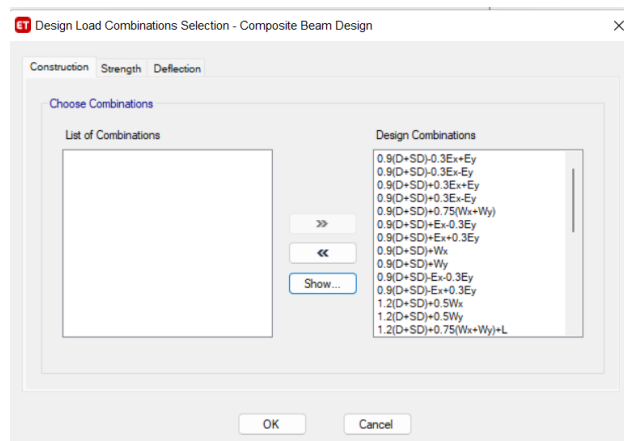
Nomor	DL	SDL	LL	W_x	W_y	E_x	E_y
1	1.1	1.4	1.4				
2	2.1	1.2	1.2	1.6			
3	3.1	1.2	1.2	1			
	3.2	1.2	1.2		0.5		
	3.3	1.2	1.2			0.5	
	3.4	1.2	1.2		0.375	0.375	
4	4.1	1.2	1.2	1	1		
	4.2	1.2	1.2	1		1	
	4.3	1.2	1.2	1	0.75	0.75	
5	5.1	0.9	0.9		1		
	5.2	0.9	0.9			1	
	5.3	0.9	0.9		0.75	0.75	
6	6.1	1.2	1.2	1		1	0.3
	6.2	1.2	1.2	1		1	-0.3
	6.3	1.2	1.2	1		-1	0.3
	6.4	1.2	1.2	1		-1	-0.3
	6.5	1.2	1.2	1		0.3	1
	6.6	1.2	1.2	1		-0.3	1
	6.7	1.2	1.2	1		0.3	-1
	6.8	1.2	1.2	1		-0.3	-1
7	7.1	0.9	0.9			1	0.3
	7.2	0.9	0.9			1	-0.3
	7.3	0.9	0.9			-1	0.3
	7.4	0.9	0.9			-1	-0.3
	7.5	0.9	0.9			0.3	1
	7.6	0.9	0.9			-0.3	1
	7.7	0.9	0.9			0.3	-1
	7.8	0.9	0.9			-0.3	-1

Keterangan :

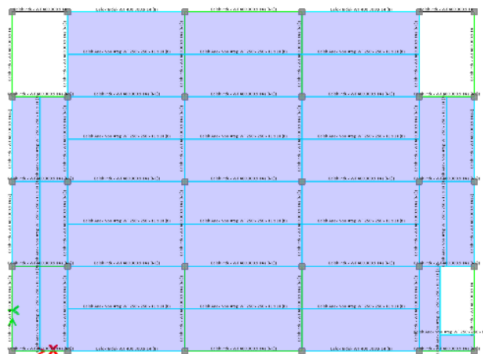
- DL : Beban mati sendiri
- SDL : Beban mati tambahan (*superdead*)
- LL : Beban hidup
- W_x : Beban angin arah X
- W_y : Beban angin arah Y
- E_x : Beban gempa arah X
- E_y : Beban gempa arah Y

4.2.4 Cek *Preliminary Design* Dengan ETABS

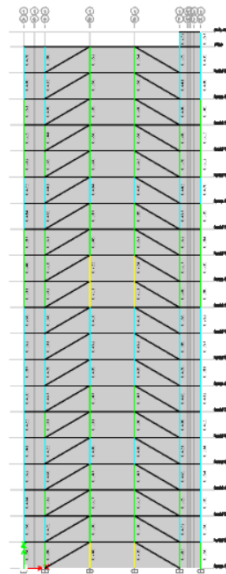
Kontrol profil balok dan kolom komposit yang sudah dimodelkan dapat dicek secara otomatis pada ETABS dengan fitur *Start Design/Check*. Sehingga dapat memudahkan penulis untuk memastikan profil yang diinput sudah kuat menahan kombinasi beban yang ada. Dengan berbagai kombinasi LRFD yang sudah diinput seperti pada Gambar 4.52, setelah dicek, semua profil balok dan kolom sudah cukup kuat dan ekonomis, ditandai dengan warna biru, hijau, dan kuning pada profil seperti dapat dilihat pada Gambar 4.53 dan 4.54.



Gambar 4. 44 Kombinasi Untuk Cek *Preliminary Design* Profil



Gambar 4. 45 Output pada *Composite Beam Design Check*



Gambar 4. 46 Output pada Composite Column Design Check

4.2.5 Kontrol Desain Struktur

Setelah dilakukan pemodelan struktur menggunakan ETABS, maka hasil pemodelan dan analisis struktur harus dikontrol untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Pemodelan struktur harus dikontrol terhadap :

1. Kontrol Berat Struktur
2. Kontrol Partisipasi Massa
3. Kontrol Periode Getar
4. Kontrol Gaya Geser Seismik
5. Kontrol Simpangan Antar Lantai
6. Kontrol Sistem Ganda

Setelah dikontrol dan memenuhi, hasil analisis akan diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan perencanaan penampang struktur primer dan lainnya.

4.2.5.1 Kontrol Berat Struktur

Kontrol berat bangunan bertujuan untuk membatasi agar berat bangunan pada pemodelan 3 dimensi melalui program bantu tidak jauh berbeda dengan yang diharapkan. Kontrol berat total bangunan dilakukan dengan membandingkan perhitungan manual berat bangunan dengan berat bangunan hasil analisis program bantu. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%. Dalam Tabel 4.13 ditunjukkan perbandingan berat bangunan hasil perhitungan manual dan hasil analisis program bantu.

Tabel 4. 13 Perbandingan Perhitungan Berat Bangunan Manual dan Program Bantu

Kombinasi Beban	Manual (kg)	Program Bantu (kg)
Beban Mati	4303721,00	4401599,033
Beban Hidup	2957610,02	2679750,217
Beban Mati Tambahan	2092775,12	2518432,6771
TOTAL	9792106,14	9599781,927

Berdasarkan hasil perhitungan berat bangunan yang ditunjukkan dalam Tabel 4.13, kemudian dilakukan perhitungan untuk mengetahui perbedaan atau selisih dari perhitungan manual dengan hasil analisis program bantu, sebagai berikut:

$$\text{Selisih} = \frac{9792106,14 - 9599781,927}{9792106,14} \times 100\% = 0,253\% < 5\% \quad (\text{OK})$$

Dari perhitungan selisih tersebut, dapat ditarik kesimpulan bahwa perhitungan berat total bangunan secara manual maupun berdasarkan hasil analisis program bantu dapat dinyatakan benar dan pemodelan struktur dapat diterima.

4.2.5.2 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.1, perhitungan respon spektrum harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa harus sebesar minimal 90% dari massa aktual dari masing-masing arah. Dapat dilihat pada Tabel 4.14, pada mode 11 ke atas sudah lebih dari 90%, sehingga sudah memenuhi kontrol ini.

Tabel 4. 14 *Modal Participating Mass Ratios*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	2.182	0.675	7.785E-07	0	0.675	7.785E-07	0
Modal	2	2.105	0.000000931	0.6729	0	0.675	0.6729	0
Modal	3	1.485	0.000003252	0.0002	0	0.675	0.6731	0
Modal	4	0.756	0.161	0.00001192	0	0.8361	0.6731	0
Modal	5	0.735	0.00001198	0.1614	0	0.8361	0.8346	0
Modal	6	0.525	0.000001991	0.0001	0	0.8361	0.8347	0
Modal	7	0.408	0.0537	0.00001929	0	0.8898	0.8347	0
Modal	8	0.398	0.00001806	0.0549	0	0.8899	0.8896	0
Modal	9	0.288	0.0003	0.0005	0	0.8901	0.8901	0
Modal	10	0.277	0.0282	0.0001	0	0.9183	0.8901	0
Modal	11	0.27	0.00004056	0.0282	0	0.9184	0.9184	0
Modal	12	0.207	0.0151	0.00003322	0	0.9335	0.9184	0

4.2.5.3 Kontrol Periode Getar

Periode getar struktur perlu dikontrol dengan tujuan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, dimana nilai waktu getar alami fundamental struktur, T , harus dibatasi berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal 7.8.2.1.

1. Perhitungan Batas Bawah Getar Alami Fundamental Struktur

Batas bawah periode getar struktur dapat dihitung dengan nilai C_t dan x mengacu kepada Tabel 4.15.

Tabel 4. 15 Nilai C_t dan X

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% gaya seismic yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismic:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,80
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,90
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75

Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber : SNI 1726-2019

Diketahui:

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 86,4 \text{ m}$$

Sehingga:

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0731 \times 86,4^{0,75} = 2,0716 \text{ s}$$

2. Perhitungan Batas Atas Getar Alami Fundamental Struktur

Batas atas periode getar struktur dapat dihitung dengan dengan nilai C_u mengacu kepada Tabel 4.16. Dengan nilai S_{D1} sebesar 0,41 sesuai Gambar ?? Parameter Respon Spektrum, didapatkan nilai C_u sebesar 1,4.

Tabel 4. 16 Nilai C_u

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain Pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,40$	1,40
0,30	1,40
0,20	1,50
0,15	1,60
$\leq 0,10$	1,70

Diketahui:

$$C_u = 1,40$$

$$T_a = 1,735 \text{ s}$$

Sehingga:

$$C_u T_a = 1,40 \times 2,0716 = 2,9002 \text{ s}$$

3. Kontrol Periode Getar Struktur

Dari Tabel 4.14, dapat diketahui bahwa pada Mode 1 diperoleh periode $T = 2,152 \text{ s}$ yang cenderung bergerak pada bidang X, dan pada Mode 2 diperoleh periode $T = 2,078 \text{ s}$ yang cenderung bergerak pada bidang Y. Sehingga:

$$T_x = 2,152 \text{ s}$$

$$T_y = 2,078 \text{ s}$$

Maka:

- Kontrol Terhadap Sumbu X

$$T_a < T_x < C_u T_a$$

$$2,0716 \text{ s} < 2,182 \text{ s} < 2,9002 \text{ (OK)}$$

Maka, periode getar struktur arah X dapat dipakai.

- Kontrol Terhadap Sumbu Y

$$T_a < T_y < C_u T_a$$

$$2,0716 \text{ s} < 2,105 \text{ s} < 2,9002 \text{ (OK)}$$

Maka, periode getar struktur arah Y dapat dipakai.

4.2.5.4 Kontrol Gaya Geser Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 nilai akhir gaya geser dasar dinamik hasil analisis ragam (V_t) dalam arah tertentu tidak boleh kurang dari 100% gaya geser yang dihitung melalui metode statik ekuivalen (V_{statik}).

1. Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Nilai koefisien respons seismik (C_s) dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (3.14) sebagai berikut:

Diketahui:

$$S_{DS} = 0,57 \text{ g}$$

$$S_{D1} = 0,41 \text{ g}$$

$$R = 8,00$$

$$I_e = 1,00$$

Sehingga:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,57}{\left(\frac{8,00}{1,00}\right)} = 0,07125$$

dimana nilai C_s harus tidak kurang dari :

$$C_{sx} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,41}{2,182\left(\frac{8,00}{1,00}\right)} = 0,02385$$

$$C_{sy} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,41}{2,105\left(\frac{8,00}{1,00}\right)} = 0,0243$$

dan nilai C_s tidak perlu melebihi :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 S_{DS} I_e \\ &= 0,044 \times 0,57 \times 1,00 \\ &= 0,025 > 0,01 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan tersebut, maka dipakai:

$$C_{sx} = 0,025$$

$$C_{sy} = 0,025$$

2. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

Dari Tabel 4.13 dapat diketahui bahwa nilai berat sesimik efektif hasil analisis program bantu adalah sebesar 9599781,927kg. Sehingga besarnya gaya geser dasar seismik (V_{statik}) untuk tiap arah adalah:

$$V_{statik\ x} = C_{sx} W = 0,025 \times 9599781,927 \text{ kg} = 239994,54 \text{ kg}$$

$$V_{statik\ y} = C_{sy} W = 0,025 \times 9599781,927 \text{ kg} = 239994,54 \text{ kg}$$

3. Kontrol Gaya Geser Dasar Seismik

Berikut merupakan besarnya gaya geser dasar dinamik hasil analisis program bantu ETABS yang disajikan dalam Tabel 4.17.

Tabel 4. 17 Base Reaction

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
		kgf	kgf	kgf
Ex	LinRespSpec	651605.9181	1220.6232	0
Ey	LinRespSpec	1220.6274	649965.6597	0

Kontrol nilai akhir respons spektrum:

- Gempa Arah X
 $V_{\text{dinamik } x} \geq V_{\text{statik } x}$
 $651605,918 \text{ kg} > 239994,54 \text{ kg (OK)}$
- Gempa Arah Y
 $V_{\text{dinamik } y} \geq V_{\text{statik } y}$
 $649965,66 \text{ kg} > 239994,54 \text{ kg (OK)}$

4.2.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai suatu struktur perlu diberi batasan dengan tujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan tetap menjaga kenyamanan penghuni. Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1, besarnya simpangan antai lantai yang ditinjau (Δ_i) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a). Berikut merupakan perhitungan kontrol simpangan antar lantai pada struktur Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya.

1. Menentukan Simpangan Izin (Δ_a)

Besarnya simpangan izin, Δ_a , ditentukan dengan mengacu kepada Tabel 20 SNI 1726:2019.

Tabel 4. 18 Simpangan Antar Tingkat Izin, Δ_a

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Berdasarkan Tabel 4.18, simpangan izin untuk struktur Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya dengan kategori risiko bangunan II, yaitu sebesar $0,020 h_{sx}$, dengan h_{sx} merupakan tinggi antar lantai. Sehingga:

- Lantai Tipikal
 $\Delta_a = 0,020 h_{sx} = 0,020 \times 4.200 \text{ mm} = 84 \text{ mm}$

2. Menentukan Simpangan yang Terjadi (Δ_i)

Berikut ini contoh perhitungan simpangan antar lantai akibat gempa sumbu x pada lantai lantai 2.

$$\Delta_{x2} = \frac{(\delta e_2)Cd}{I} = \frac{(\delta_2 - \delta_1)Cd}{I} = \frac{(3,652 - 0)5}{1} = 18,26 \text{ mm} < \Delta_a = 84 \text{ mm}$$

Dimana :

δe_i : Perpindahan elastis pada lantai ke-i ($\delta e_i = \delta_i - \delta_{i-1}$)

δ_i : Perpindahan pada lantai ke-i (hasil analisis ETABS)

Cd : Faktor pembesaran simpangan lateral

I : Faktor keutamaan gempa

Dari hasil analisis program bantu ETABS, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4. 19 Simpangan Antar Lantai

Lantai	Tinggi Lantai	perpindahan		perpindahan elastik		Simpangan Antar Lantai		Δ ijin	Cek
		δx	δy	$\delta e x$	$\delta e y$	Δx	Δy		
		mm	mm	mm	mm	mm	mm		
m/c room	2400	224.334	207.357	2.764	0.362	13.82	1.81	48	OK
atap	4200	221.57	206.995	8.325	7.636	41.625	38.18	84	OK
lantai 20	4200	213.245	199.359	9.445	8.776	47.225	43.88	84	OK
lantai 19	4200	203.8	190.583	10.467	9.769	52.335	48.845	84	OK
lantai 18	4200	193.333	180.814	11.403	10.667	57.015	53.335	84	OK
lantai 17	4200	181.93	170.147	12.386	11.629	61.93	58.145	84	OK
lantai 16	4200	169.544	158.518	11.785	11.067	58.925	55.335	84	OK
lantai 15	4200	157.759	147.451	12.534	11.815	62.67	59.075	84	OK
lantai 14	4200	145.225	135.636	12.931	12.169	64.655	60.845	84	OK
lantai 13	4200	132.294	123.467	13.162	12.353	65.81	61.765	84	OK
lantai 12	4200	119.132	111.114	13.563	12.736	67.815	63.68	84	OK
lantai 11	4200	105.569	98.378	12.27	11.612	61.35	58.06	84	OK
lantai 10	4200	93.299	86.766	12.591	11.92	62.955	59.6	84	OK
lantai 9	4200	80.708	74.846	12.59	11.885	62.95	59.425	84	OK
lantai 8	4200	68.118	62.961	12.434	11.688	62.17	58.44	84	OK
lantai 7	4200	55.684	51.273	12.168	11.361	60.84	56.805	84	OK
lantai 6	4200	43.516	39.912	11.475	10.63	57.375	53.15	84	OK
lantai 5	4200	32.041	29.282	10.966	10.085	54.83	50.425	84	OK
lantai 4	4200	21.075	19.197	9.821	8.959	49.105	44.795	84	OK
lantai 3	4200	11.254	10.238	7.602	6.908	38.01	34.54	84	OK
lantai 2	4200	3.652	3.33	3.652	3.33	18.26	16.65	84	OK
lantai 1	4200	0	0	0	0	0	0	84	OK

Diperoleh simpangan antar lantai yang terjadi karena gempa X dan gempa Y kurang dari simpangan izinnya, maka dapat ditarik kesimpulan bahwa struktur telah memenuhi persyaratan SNI 1726:2019.

4.2.5.6 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1, disebutkan bahwa untuk struktur yang didesain sebagai sistem ganda, rangka pemikul momen (MRF) harus mampu memikul paling sedikit 25% dari gaya seismik. Kemampuan dari sistem rangka pemikul momen (MRF) dan sistem rangka bresing tahan tekuk (BRBF) dalam menahan beban lateral akibat gaya gempa tersebut dapat dilihat dalam Tabel 4.20.

Tabel 4. 20 Kontrol Sistem Ganda

Joint	Gempa X (kg)	%	Gempa Y (kg)	%
BRBF	298672,06	45,84	326388,87	50,2
MRF	352933,86	54,16	323576,79	49,8
Total	651605,92	100	649965,66	100

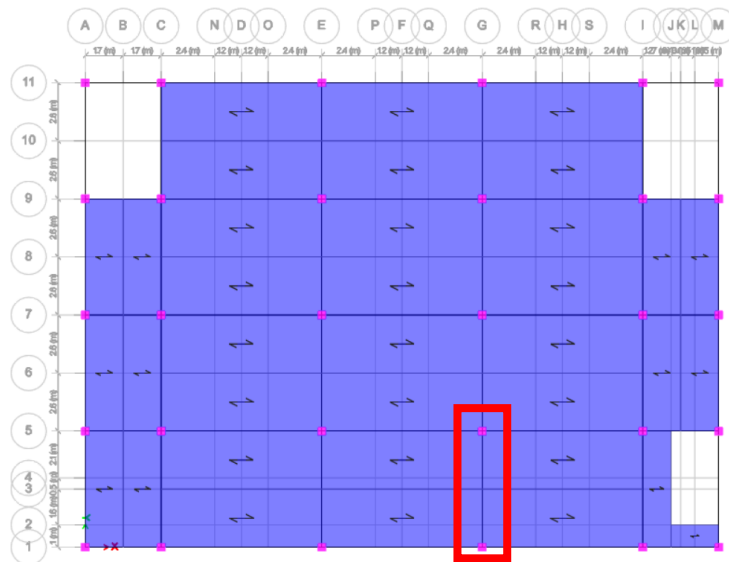
Seperti yang dapat dilihat pada Tabel 4.20, sistem rangka pemikul momen sudah memikul lebih dari 25% baik untuk gempa arah x maupun y. Sehingga dapat disimpulkan bahwa sistem ganda struktur telah memenuhi persyaratan yang berlaku.

4.3 Perencanaan Struktur Primer

4.3.1 Perencanaan Balok Induk Komposit

Perencanaan balok induk menggunakan balok komposit dengan penghubung geser (*shear connector*).

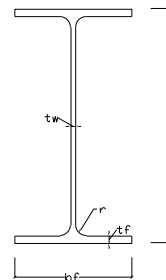
Perencanaan balok induk yang dihitung merupakan yang memiliki gaya dalam paling besar dengan kombinasi *Envelope*. Sebagai salah satu contoh perhitungan Tugas Akhir ini, balok induk yang ditinjau merupakan balok induk arah y dengan bentang 5,2 m pada Lantai 14 seperti dapat dilihat pada Gambar 4.55.



Gambar 4. 47 Balok Induk yang ditinjau

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13 dengan data-data sebagai berikut:

W	= 66 kg/m	I_x	= 23700 cm ⁴
A	= 84,12 cm ²	I_y	= 1740 cm ⁴
d	= 400 mm	i_x	= 16,8 cm
b_f	= 200 mm	i_y	= 4,54 cm
t_w	= 8 mm	S_x	= 1190 cm ³
t_f	= 13 mm	S_y	= 174 cm ³
r	= 16 mm	Z_x	= 1286 cm ³
h	= 342 mm	Z_y	= 266 cm ³



Material:

BJ 41

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$F_u = 410 \text{ MPa}$$

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

$$R_y = 1,5$$

Beton Pelat Lantai

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

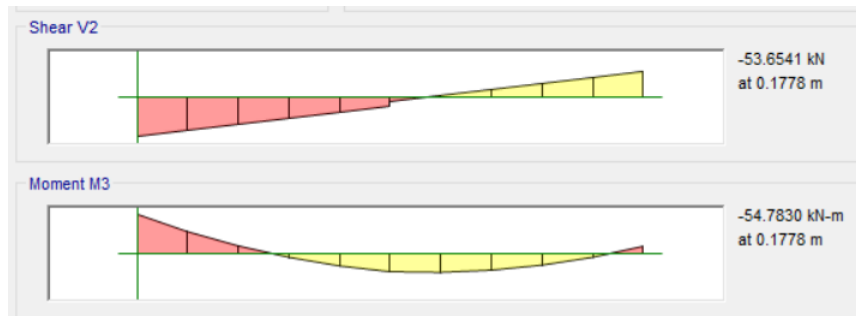
$$E_c = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

4.3.1.1 Sebelum Komposit

Pada tahap ini, balok induk belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah. Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, dan beban pelat beton. Sehingga pada ETABS, balok ditinjau dalam kombinasi pembebanan 1,4D. Pada kondisi Sebelum komposit, profil baja WF perlu dikontrol terhadap tekuk lokal, tekuk torsi lateral, dan kuat geser.

1. Gaya dalam pada balok induk sebelum komposit

Adapun gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis melalui program bantu ETABS 18.1.1 dengan besaran gaya dalamnya seperti dapat dilihat pada Gambar 4.56.



Gambar 4. 48 Gaya Dalam Balok Induk Sebelum Komposit

2. Kontrol Tekuk Lokal

- Untuk Sayap (Flens)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2.20} = 7,69$$

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

Karena $\frac{b_f}{2t_f} \leq \lambda_p$, penampang sayap profil kompak

- Untuk Badan (Web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang badan profil kompak

- Kontrol Momen Lentur

$$\phi M_n = \phi M_p$$

$$\begin{aligned}
&= \phi Z_x F_y \\
&= 0,9 \times 1,286 \times 10^6 \text{ mm}^3 \times 250 \text{ MPa} \\
&= 304,425 \text{ kN.m} > M_u = 54,78 \text{ kNm (OK)}
\end{aligned}$$

3. Kontrol Tekuk Torsi Lateral (LTB)

Jarak penahan lateral, $L_b = 2,6 \text{ m} = 260 \text{ cm}$

Profil yang dipakai dengan mutu baja BJ 41 memiliki batas-batas:

$$L_p = 373,85 \text{ cm}$$

$$L_r = 1240,328 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ Bentang Pendek

Maka, kondisi tekuk torsi lateral dapat diabaikan dan momen nominal yang digunakan adalah momen plastis

$$\phi M_n = \phi Z_x F_y = 304,425 \text{ kNm} > M_u = 54,78 \text{ kNm (OK)}$$

4. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{10} = 42,75$$

$k_v = 5,34$ (Profil tanpa pengaku transversal)

$$1,1 \sqrt{\left(\frac{k_v E}{F_y}\right)} = 1,1 \sqrt{\frac{5,34 \cdot 200000}{250}} = 71,896 \geq \frac{h}{t_w}$$

Maka, $C_v = 1$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \cdot 250 \text{ MPa} \cdot (342 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}) \cdot 1 = 480 \text{ kN}$$

Kontrol kekuatan geser desain:

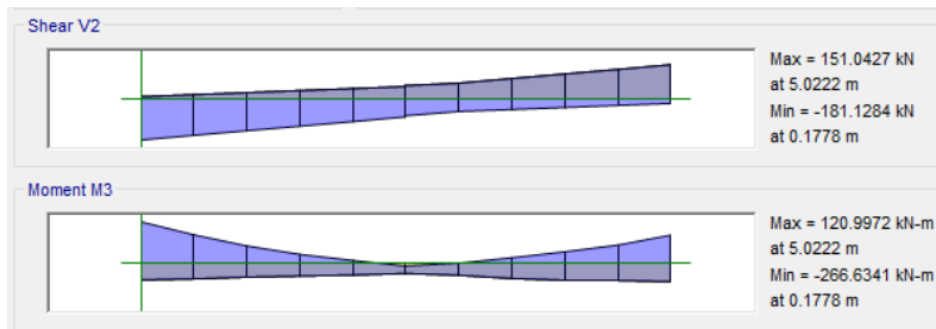
$$\begin{aligned}
V_u &\leq \phi V_n \\
53,65 \text{ kN} &< 0,9 \times 480 \text{ kN} \\
53,65 \text{ kN} &< 432 \text{ kN (OK)}
\end{aligned}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka balok induk WF 400x300x9x14 dapat digunakan pada keadaan sebelum komposit.

4.3.1.2 Sesudah Komposit

1. Gaya dalam pada balok induk setelah komposit

Gaya dalam maksimum pada balok induk setelah komposit didapatkan dari hasil ETABS 18.1.1 dengan kombinasi *Envelope*. Adapun besaran gaya dalamnya seperti dapat dilihat pada Gambar 4.57



Gambar 4. 49 Gaya Dalam Balok Induk Setelah Komposit

Didapatkan:

$$M_u(+)$$

$$= 120,99 \text{ kN.m}$$

$$M_u(-)$$

$$= 266,63 \text{ kN.m}$$

$$V_u$$

$$= 181,13 \text{ kN}$$

2. Kontrol Kuat Momen Lentur

Dikontrol terhadap kapasitas momen positif dan momen negatif pada balok induk dengan dek baja gelombang tegak lurus dengan sumbu balok.

• Zona Momen Positif

Pada saat momen positif, penampang di atas sumbu netral tertekan sedangkan yang di bawah tertarik.

- Lebar efektif (b_{eff}) (Pasal I3.1a SNI 1729:2020)

$$b_{eff} \leq \frac{L}{4} = \frac{5,2}{4} = 1,3 \text{ m}$$

$$b_{eff} \leq b_o = 7,2 \text{ m}$$

Maka dipakai $b_{eff} = 1,3 \text{ m}$

- Kriteria penampang (Pasal I3.1.2a SNI 1729:2020)

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \lambda_p$, penampang badan kompak sehingga perhitungan momen nominal menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Tebal beton (t_b)

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal I3.2, tebal pelat yang dihitung hanya yang berada di atas dek gelombang saja.

Maka:

$$t_b \text{ (tebal pelat total)} = 110 \text{ mm}$$

$$t_p \text{ (tebal pelat beton dihitung)} = t_b - h_r = 110 - 54 = 56 \text{ mm}$$

- Menentukan nilai C dan T

$$\text{Gaya tarik pada profil baja, T} = A_s F_y = 107,7 \text{ cm}^2 \times 250 \text{ MPa} = 2692,5 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya tekan pada beton, C}$$

$$= 0,85 \times f'_c \times b_{eff} \times t_p$$

$$= 0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 1,3 \text{ m} \times 56 \text{ mm}$$

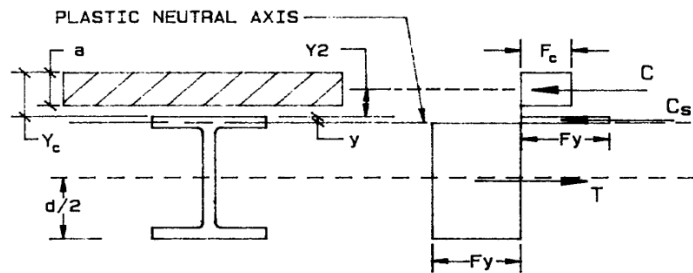
$$= 1856,4 \text{ kN}$$

Karena $T > C$, maka sumbu netral plastis berada pada profil baja. Maka tinggi blok tegangan tekan pada beton (a_p) adalah sama dengan tebal pelat beton (t_p) yaitu 56 mm.

- Menentukan letak sumbu netral plastis (PNA)

Asumsikan sumbu netral ada pada sayap seperti Gambar 4.53, maka nilai y dapat dicari dengan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 y &= \frac{T-C}{2bfF_y} \\
 &= \frac{2692500 \text{ N} - 1856400 \text{ N}}{2(300 \text{ mm})(250 \text{ MPa})} \\
 &= 5,574 \text{ mm} < t_f = 13 \text{ mm} \text{ (asumsi benar)}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 50 Diagram Tegangan Plastis saat Momen Positif dengan PNA di Sayap
(Sumber : Buku *Design of Partially or Fully Composite Beam*)

- Perhitungan kapasitas momen positif

$$\begin{aligned}
 M_n &= C\left(\frac{a_p}{2} + h_r + y\right) + (y)(bf)(F_y)\left(\frac{y}{2}\right) + (A_s - ybf)(F_y)\left(\frac{d-y}{2}\right) \\
 &= 498566086,8 \text{ Nmm} \\
 &= 498,56 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan lentur positif desain sesudah komposit

$$\begin{aligned}
 M_u &\leq \phi M_n \\
 120,99 \text{ kN.m} &< 0,9 \times 498,56 \text{ kN.m} \\
 120,99 \text{ kN.m} &< 448,7 \text{ kN.m (OK)}
 \end{aligned}$$

• Zona Momen Negatif

Karena beton tidak bisa menerima tarik, maka yang menerima tarik adalah tulangan. Menggunakan tulangan negatif M10-200

Diameter tulangan kawat 10 mm $\rightarrow A_r = 78,54 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan negatif disepanjang b_{eff} yaitu:

$$n = \frac{b_{eff}}{\text{jarak tul}} = \frac{1300 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 6,5 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah}$$

Maka dipasang tulangan kawat sejumlah 7 buah.

$F_{yr} = 500 \text{ MPa}$

Tebal selimut beton (c) = 20 mm

- Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot F_{yr} = 7 \times 78,54 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 274,89 \text{ kN}$$

- Perhitungan kapasitas momen negatif

$$\begin{aligned}
 M_n &= T((a_p - c) + h_r + y) + y(bf)(F_y)\left(\frac{y}{2}\right) + (A_s - ybf)(F_y)\left(\frac{d-y}{2}\right) \\
 &= 276,46 \text{ kN}(90 \text{ mm} + 27,35) + 2103 \text{ kN}(200 \text{ mm} - 27,35)
 \end{aligned}$$

$$= 395,53 \text{ kN.m}$$

Kontrol kekuatan lentur negatif desain sesudah komposit

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$266,63 \text{ kN.m} < 0,9 \times 395,53 \text{ kN.m}$$

$$266,63 \text{ kN.m} < 277,69 \text{ kN.m (OK)}$$

3. Kontrol Kuat Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{10} = 42,75$$

$k_v = 5,34$ (Profil tanpa pengaku transversal)

$$1,1 \sqrt{\left(\frac{k_v E}{F_y}\right)} = 1,1 \sqrt{\frac{5,34 \cdot 200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 71,896 \geq \frac{h}{t_w}$$

Maka, $C_v = 1$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \cdot 250 \text{ MPa} \times (342 \times 10) \text{ mm}^2 \cdot 1 = 480 \text{ kN}$$

Kontrol kekuatan geser desain:

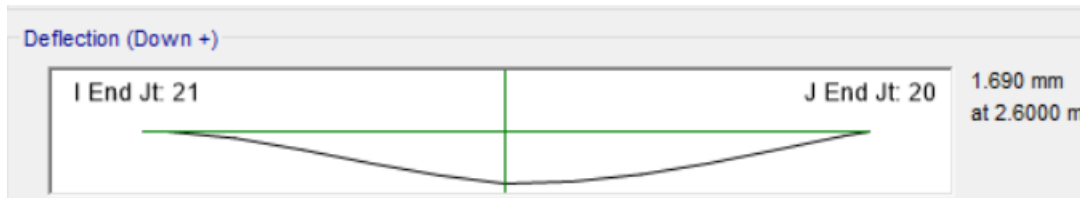
$$V_u \leq \phi V_n$$

$$181,13 \text{ kN} < 0,9 \times 480 \text{ kN}$$

$$181,13 \text{ kN} < 432 \text{ kN (OK)}$$

4. Kontrol Lendutan

$$L = 5200 \text{ mm}$$



Gambar 4. 51 Lendutan akibat beban layan

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{5200}{360} = 14,44 \text{ mm}$$

$$\Delta = 1,69 \text{ mm}$$

$$\Delta < \Delta_{ijin}, \text{ (OK)}$$

5. Perencanaan *Shear Connector* (tipe *stud*)

Jumlah *shear connector* yang diperlukan antara penampang momen lentur maksimum, positif, atau negatif, dan penampang yang berdekatan dari momen nol harus sama dengan geser horizontal seperti yang ditentukan pada Pasal I3.2d(1) dan (2) dibagi dengan kekuatan geser nominal dari satu angkur baja yang ditentukan dari Pasal I8.2a SNI 1729:2020.

- Kekuatan geser nominal *shear connector* tipe *stud*

Direncanakan *shear connector* dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$d_{sa} = 25,4 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 506,71 \text{ mm}^2$$

$$F_{u,sc} = 400 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$

Kekuatan penghubung geser *stud* yaitu:

$$Q_n = 0,5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

$$Q_{n1} = 0,5 \times 506,71 \times \sqrt{30(257422,96)} = 222,65 \text{ kN}$$

- Menentukan nilai R_g dan R_p

Dikarenakan dek gelombang paralel maka nilai $R_p = 0,75$ profil baja dan digunakan 2 stud, maka perlu dihitung rasio lebar rusuk dan tinggi rusuk untuk mendapatkan nilai R_g

$$W_r = 200 \text{ mm}$$

$$H_r = 54 \text{ mm}$$

$$\frac{W_r}{h_r} = \frac{200}{54} = 3,7 \geq 1,5$$

Kondisi	R_g	R_p
Tanpa dek	1.0	1.0
Dek dionentasi paralel terhadap profil baja $\frac{W_r}{h_r} \geq 1,5$	1.0	0,75
$\frac{W_r}{h_r} < 1,5$	0,85**	0,75
Dek dionentaskan tegak lurus terhadap profil baja Jumlah dari angkur steel headed stud yang memiliki rusuk dek yang sama		
1	1,0	0,6*
2	0,85	0,6*
3 atau lebih	0,7	0,6*

Gambar 4. 52 Nilai R_g dan R_p

Sesuai SNI 1729 Pasal 2a dalam menentukan nilai Koefisien Reduksi R_g dan R_p , Maka diambil nilai $R_g = 1$

$$Q_{n2} = 1 \times 0,75 \times 506,71 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} = 152,01 \text{ kN}$$

$$\text{Maka, } Q_n = 103,37 \text{ kN}$$

- **Pada Zona Momen Positif**

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal pada daerah momen positif diambil terkecil dari tekan akibat beton dan akibat profil baja

$$V_h = 1856,4 \text{ kN}$$

- Jumlah kebutuhan *stud*

$$n = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{1856,4}{2 \times 152,01} = 8,97 \approx 9 \text{ pasang}$$

- Spasi antar *stud*

$$L = 3,066 \text{ m (Jarak dari } M_0 \text{ ke } M_{\max})$$

$$n = 9 \text{ pasang}$$

$$S = \frac{L}{n} = \frac{3066,3 \text{ mm}}{9} = 239,55 \text{ mm}$$

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

- **Pada Zona Momen negatif**

- Jumlah *shear connector* pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal pada daerah momen negatif

$$V_h = n \cdot A_r \cdot F_{yr} = 7 \times 78,54 \text{ mm}^2 \times 500 \text{ MPa} = 274,89 \text{ kN}$$

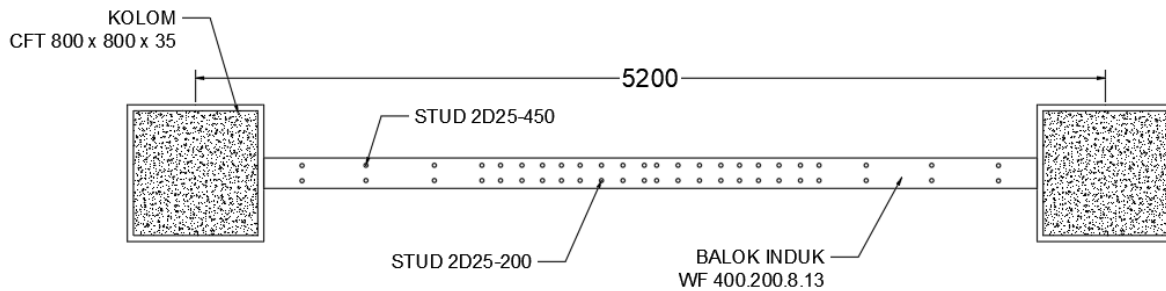
- Jumlah kebutuhan *stud*

$$n = \frac{V_h}{2Q_n} = \frac{274,89}{2 \cdot 103,37} = 1,24 \approx \text{diambil 3 pasang}$$
- Spasi antar *stud*

$$L = 1,358 \text{ m (Jarak dari } M_0 \text{ ke } M_{\max})$$

$$S = \frac{L}{n} = \frac{1358 \text{ mm}}{3} = 452,67 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 450 \text{ mm}$$



Gambar 4. 53 *Shear Connector* Pada Balok Induk Bentang 5,2 m

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Perhitungan Balok Induk

Bentang	Ukuran Balok Induk	D/C Geser	D/C Lentur			<i>Shear connector</i> Momen Positif	<i>Shear connector</i> Momen Negatif
			Non-komposit	Positif	Negatif		
7,2 m	WF400x200x8x13	0,357	0,016	0,47	0,78	Φ25,4-140	Φ25,4-400
5,2 m	WF400x200x8x13	0,359	0,202	0,22	0,896	Φ25,4-200	Φ 25,4-450
3,4 m	WF400x200x8x13	0,53	0,09	0,587	0,801	Φ25,4-250	Φ25,4-400

4.3.2 Perencanaan Kolom Komposit

Kolom merupakan struktur vertikal yang memikul beban gravitasi dan gempa serta meneruskan beban struktur di atas ke elemen struktur bawah. Dalam Tugas Akhir ini ada lima jenis kolom, yaitu kolom lantai 1 - 2, lantai 3 - 5, lantai 6 – 10, lantai 11-15, dan lantai 16-atap.

Kolom yang menjadi contoh perhitungan yaitu kolom K1 pada lantai 1 seperti dapat dilihat pada Gambar 4.55. Pada perencanaan kolom K1 direncanakan menggunakan kolom komposit CFT (*Concrete-Filled Tube*) dengan profil baja HSS 800 x 800 x 35 dengan properti penampang sebagai berikut:

$$d = 800 \text{ mm} \quad i_x = i_y = 323 \text{ mm}$$

$$t = 35 \text{ mm} \quad A_s = 493 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 514000 \text{ cm}^4 \quad A_c = 6113,44 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 514000 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 14600 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 14600 \text{ cm}^3$$

Material :

Baja BJ 41

$$f_y = 250 \text{ MPa}$$

$$f_u = 410 \text{ MPa}$$

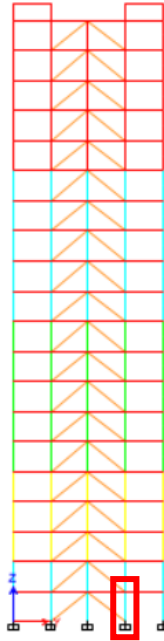
$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$R_y = 1,5$$

Beton

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{30} = 25742,96 \text{ MPa}$$



Gambar 4. 54 Kolom yang ditinjau

4.3.2.1 Gaya Dalam yang Terjadi

Gaya dalam pada kolom diperoleh dari hasil analisis program ETABS 18.1.1 dengan besaran gaya dalam pada tabel 4.22

Tabel 4. 22 Gaya Dalam Kolom Komposit

Kombinasi	Pu	Mx (M33)		My (M22)	
		M1	M2	M1	M2
	kN	kNm	kNm	kNm	kNm
1.2D+1.6L	3603.49	0.55	0.57	31.13	81.19
1.2D+Ex+0.3Ey+L	8443.44	285.9	818.94	129.73	247.92
1.2D+Ey+0.3Ex+L	10554,46	87.28	250.77	315.42	758.69
Ex	5054.48	284.96	816.84	2.592	4.286
Ey	863.8	1.2258	5.2	267.86	733.95

4.3.2.2 Kontrol Penampang

Sesuai dengan Pasal I2.2a SNI 1729:2020, untuk luas penampang profil baja harus terdiri atas sedikitnya 1% dari total penampang komposit dan komponen struktur komposit terisi beton harus diklarifikasikan untuk tekuk lokal sesuai dengan Pasal I1.4 SNI 1729:2020.

Sebagai catatan, selain dari pasal ini, profil baja juga harus dikontrol terhadap batas luasannya terhadap luas penampang total dengan nilai 4% untuk keamanan (SNI 1729-2002).

- Kontrol terhadap Pasal I2.2a SNI 1729:2020

$$\frac{A_s}{(A_s + A_c)} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{1376}{1376 + 6724} \times 100\% \geq 1\%$$

$$16,98\% \geq 1\% \text{ (OK)}$$

- Kontrol Keamanan Tambahan (4%)
16,98% ≥ 4%, (OK)

4.3.2.3 Kontrol Kekuatan Aksial

1. Kontrol Tekuk Lokal Elemen Tekan

Sesuai dengan persyaratan pada Tabel I1.1a pada Pasal I1.4 SNI 1729:2020, maka:

$$\frac{b - 2t}{t} = \frac{730}{35} = 20,85$$

$$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,922$$

Karena $\frac{b-2t}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka penampang badan kompak sehingga perhitungan kekuatan tekan mengikuti Pasal I2.2b dimana dianalisis ketika penampang seluruhnya menjadi plastis

2. Kontrol Kapasitas Tekan Nominal (I2.2b SNI 1729:2020)

$C_2 = 0,85$ untuk penampang persegi

$A_{sr} = 0$ karena tidak ada tulangan tambahan

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

$$P_p = 250 \text{ MPa} \cdot 646 \text{ cm}^2 + 0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot \left(4180 \text{ cm}^2 + 0 \cdot \frac{200000}{25742,96} \right)$$

$$P_p = 51546,2 \text{ kN}$$

$$P_{no} = P_p = 51546,2 \text{ kN}$$

Kontrol kekuatan tekan aksial:

$$\frac{P_{utekan}}{\phi_c P_{no}} \leq 1$$

$$\frac{24920,1}{0,75 \times 51546,2} \leq 1$$

$$0,645 \leq 1 \text{ (OK)}$$

4.3.2.4 Kontrol Kapasitas Lentur

1. Kontrol Tekuk Lokal Elemen Lentur

Sesuai dengan Tabel I1.1b untuk elemen baja tekan yang memikul lentur, maka:

- Terhadap Sayap CFT

$$\frac{b - 2t}{t} = \frac{800 - 2 \times 35}{35} = 20,85$$

$$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

Karena $\frac{b-2t}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka penampang badan kompak

- Terhadap Badan CFT

$$\frac{h-2t}{t} = \frac{800-2 \times 35}{35} = 20,85$$

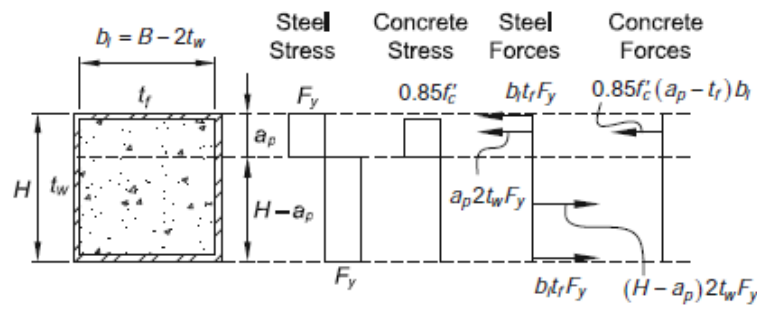
$$2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

Karena $\frac{h-2t}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, maka penampang badan kompak

Sehingga kedua elemen (badan dan sayap) kompak dan perhitungan kapasitas kekuatan lentur mengikuti Pasal I3.4b SNI 1729:2020.

2. Kontrol Kekuatan Lentur

Kapasitas lentur disini menggunakan distribusi tegangan plastis di penampang komposit sesuai dengan *Commentary I4.1 ANSI/AISC 360-16* dan Pasal 3.5.3 *Composite Column Design Manual ETABS 2019 Using ANSI/AISC 360-16*.



Gambar 4.55 Tegangan Plastis pada Kolom Komposit

$$b_c = B - 2t = 800 - 2 \times 35 = 730 \text{ mm}$$

$$h_c = H - 2t = 800 - 2 \times 35 = 730 \text{ mm}$$

- Hitung momen kondisi *Maximum Nominal Moment Strength*

$$Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - 0,429 \cdot t_f^2 \cdot h + 0,192 \cdot t_f^3 = 1,373 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$M_D = f_y \cdot Z_s + \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot Z_c}{2} = 12852,46 \text{ kN.m}$$

$$h_n = \frac{0,85 f'_c A_c}{2(0,85 f'_c b_1 + 4t F_y)} \leq \frac{h_c}{t}$$

$$h_n = \frac{0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 6724 \text{ cm}^2}{2(0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot (730 \text{ mm}) + 4 \cdot 35 \text{ mm} \cdot 250 \text{ MPa})} \leq \frac{650820}{2}$$

$$h_n = 140,75 \leq 410 \text{ mm (OK)}$$

$$M_p = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} (0,85 f'_c Z_{cn})$$

$$M_p = 12852,46 \text{ kN.m} - 1584,85 \text{ cm}^3 \cdot 250 \text{ MPa} - \frac{1}{2} (0,85 \cdot 30 \text{ MPa} \cdot 16244,73 \text{ cm}^3)$$

$$M_p = 12249,13 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_p = 12249,13 \text{ kN.m}$$

Kontrol kekuatan lentur:

$$\frac{M_u}{\phi_c P_{no}} \leq 1$$

$$\frac{24920,1}{0,9 \times 51546,2} \leq 1$$

$$0,184 \leq 1$$

(OK)

4.3.2.5 Analisis Orde Kedua Pada Kolom

Perhitungan kekuatan lentur orde kedua dihitung mengacu kepada Lampiran 8.2 pada SNI 1729:2020

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

1. Terhadap Momen Arah Sumbu X

Dari ETABS 18.1.1 didapatkan:

$$M_{nt} = 2,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{lt} = 2032,72 \text{ kN.m}$$

$$P_{nt} = 5598,81 \text{ kN}$$

$$P_{lt} = 19907,58 \text{ kN}$$

Mencari B₁

Dari analisis orde pertama didapatkan:

$$M_1 = +1207,94 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = +2032,48 \text{ kN.m}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\pm \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Karena momen kurvatur tunggal, maka pengali pada $\frac{M_1}{M_2}$ bersifat positif, sehingga:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{1207,94}{2032,48} \right) = 0,362$$

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBT)}$$

$$L_{c1} = \text{tinggi kolom} = 4,2 \text{ m}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa} \times 0,065 \text{ m}^4}{(4,2 \text{ m})^2}$$

$$P_{e1} = 2299000 \text{ kN}$$

$$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 5598,81 + 19907,58$$

$$P_r = 25506,39 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,362}{1 - 1 \left(\frac{25506,39}{2299000} \right)} \geq 1$$

$$B_1 = 0,366 \leq 1$$

Sehingga,

B_1 pakai = 1

Mencari B_2

$\alpha = 1,0$ (DFBT)

$P_{story} = 416880,54$ kN

$P_{mf} = 0$ (Sistem rangka terbreis)

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{0}{P_{story}} \right) = 1$$

Nilai kekakuan struktur pada lantai yang ditinjau dihitung dengan cara:

$$\frac{H}{\Delta H} = 16518,47 \frac{kN}{mm}$$

$$P_{e\ story} = R_M \frac{HL}{\Delta H} = 1 \times 16518,47 \frac{kN}{mm} \times 4,2\ m$$

$$P_{e\ story} = 6,938 \times 10^7\ kN$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{P_{e\ story}}} \geq 1$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1 \left(\frac{416880,54}{6,938 \times 10^7} \right)} \geq 1$$

$$B_2 = 1,006 \geq 1$$

Sehingga,

B_2 pakai = 1,006

Maka, kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan pada sumbu X, M_{rx} sebagai berikut:

$$M_{rx} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{rx} = 1 \times 2,31 + 1,006 \times 1765,14$$

$$M_{rx} = 2047,32\ kN.m$$

2. Terhadap Momen Arah Sumbu Y

Dari ETABS 18.1.1 didapatkan:

$$M_{nt} = 89,18\ kN.m$$

$$M_{lt} = 1765,14\ kN.m$$

$$P_{nt} = 5598,81\ kN$$

$$P_{lt} = 6073,4\ kN$$

Mencari B_1

Dari analisis orde pertama didapatkan:

$$M_1 = +1207,93\ kN.m$$

$$M_2 = +2032,48\ kN.m$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\pm \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Karena momen kurvatur tunggal, maka pengali pada $\frac{M_1}{M_2}$ bersifat positif, sehingga:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{12896,2902}{37152,3111} \right) = 0,362$$

$\alpha = 1,0$ (DFBT)

L_{c1} = tinggi kolom = 4,2 m

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(L_{c1})^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \text{ MPa} \times 4,45 \times 110^6 \text{ cm}^4}{(4,2 \text{ m})^2}$$

$$P_{e1} = 2,29 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$P_r = P_{nt} + P_{lt} = 5598,81 + 6073,4$$

$$P_r = 11672,21 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,362}{1 - 1 \left(\frac{11672,21}{2,29 \times 10^6} \right)} \geq 1$$

$$B_1 = 0,364 \leq 1$$

Sehingga,

$$B_1 \text{ pakai} = 1$$

Mencari B₂

$$\alpha = 1,0 \text{ (DFBT)}$$

$$P_{story} = 416880,54 \text{ kN}$$

$$P_{mf} = 0 \text{ (Sistem rangka terbreis)}$$

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{0}{P_{story}} \right) = 1$$

Nilai kekakuan struktur pada lantai yang ditinjau dihitung dengan cara:

$$\frac{H}{\Delta H} = 14029 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta H} = 1 \times 14029 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \times 4,2 \text{ m}$$

$$P_{e \text{ story}} = 5,892 \times 10^7 \text{ kN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{P_{e \text{ story}}}} \geq 1$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1 \left(\frac{416880,54}{5,892 \times 10^7} \right)} \geq 1$$

$$B_2 = 1,006 \geq 1$$

Sehingga,

$$B_2 \text{ pakai} = 1,006$$

Maka, kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan pada sumbu Y, M_{ry} sebagai berikut:

$$M_{ry} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{ry} = 1 \times 89,18 + 1,006 \times 1765,14$$

$$M_{ry} = 1864,99 \text{ kN.m}$$

3. Terhadap Aksial

$$P_{nt} = 785478,6053 \text{ kN}$$

$$P_{lt} = 439137,1737 \text{ kN}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Pakai nilai B₂ terbesar dari arah X dan Y, didapatkan B₂ = 1,006

Sehingga,

$$P_r = 785478,81 + 1,006 \times 439137,4$$

$$P_r = 11708,925 \text{ kN}$$

4.3.2.6 Kontrol Interaksi Pada Lentur dan Aksial

Elemen yang memikul lentur dan tekan harus dikontrol secara interaksi dimana sudah diatur dalam Pasal H1.1 SNI 1729:2020, dimana:

(a) Apabila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

(b) Apabila $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

Dari perhitungan sebelumnya, didapatkan

$$P_c = \phi_c P_{no} = 38659,65 \text{ kN}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{11708,925}{38659,65} = 0,3 \geq 0,2$$

Maka interaksi lentur dan gaya tekan aksial yang terjadi adalah:

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) &\leq 1,0 \\ \frac{11708,925}{38659,65} + \frac{8}{9} \left(\frac{2047,318}{11024,219} + \frac{1864,991}{11024,219} \right) &\leq 1,0 \\ 0,303 + 0,186 + 0,169 &\leq 1,0 \\ 0,62 &\leq 1,0 \\ \text{(OK)} \end{aligned}$$

Maka kolom K1 CFT 800 x 800 x 35 dapat digunakan dalam perencanaan struktur.

4.3.2.7 Kontrol Strong Column Weak Beam (SCWB)

Perencanaan balok-kolom harus memenuhi ketentuan *Strong Column Weak Beam* berdasarkan ANSI/AISC 341-16 Pasal G3.4, dimana sebagai berikut:

$$\frac{\Sigma M'_{pc}}{\Sigma M'_{pb}} > 1$$

- Momen nominal kolom

Momen nominal kolom diambil dari perhitungan yang sudah dihitung sebelumnya:

$$M_{pc} = 12249,133 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M'_{pc} = 2M_{pc} = 2 \times 12249,133 = 24498,265 \text{ kN.m}$$

- Momen nominal balok

Momen nominal balok diambil dari kapasitas balok, dimana profil balok induk adalah WF400x200x8x13 dengan momen yang diambil adalah saat kondisi komposit dengan data sebagai berikut:

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$M_u = 291,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{p,exp} = 649,82 \text{ kN.m}$$

$$\Sigma M'_{pb} = 2 \times (1,1M_{pb} + M_u)$$

$$\Sigma M'_{pb} = 2(1,1 \times +291,33)$$

$$\Sigma M'_{pb} = 2012,26 \text{ kN.m}$$

- Persyaratan SCWB

$$\frac{\Sigma M'_{pc}}{\Sigma M'_{pb}} = \frac{24498.265}{2012,26} = 11,12 > 1, \text{OK}$$

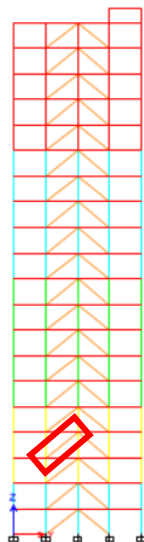
Maka dapat disimpulkan bahwa perhitungan balok-kolom sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*.

Tabel 0.3 Rekapitulasi Kolom

Jenis Kolom	Kontrol Interaksi		Kontrol
	PMM	SCWB	
K1 CFT 800 x 800 x 35	0.622	11.12	OK
K2 CFT 700 x 700 x 30	0.6	9.87	OK
K3 CFT 500 x 500 x 22	0.61	7.493	OK
K4 CFT 500 x 500 x 22	0.51	4.59	OK
K5 CFT 250 x 250 x 25	0.15	3.26	OK

4.3.3 Perencanaan Bresing BRB

Dalam analisa penampang BRB, hanya *steel core* (baja inti) saja yang dianalisa. Hal ini dikarenakan *steel core* yang berperan dalam memikul gaya dalam yang terjadi. *Casing* dan mortar (beton) hanya berfungsi sebagai pengekang lateral inti baja. Dalam Tugas Akhir ini, akan diberikan contoh perhitungan untuk perencanaan bresing BRB dengan meninjau bresing dengan gaya dalam paling besar dengan kombinasi *Envelope* seperti dilihat pada Gambar 4.56.



Gambar 4. 55 Bresing BRB yang ditinjau

- Panjang bresing, L_{wp} = 8,335 m
- Luas inti bresing, A_{sc} = $10 \text{ in}^2 = 65 \text{ cm}^2$

Panjang bagian bresing yang leleh dihitung menggunakan nilai YLR (*Yield To Length Ratio*) yang didapatkan dari brosur *CoreBrace* seperti dapat dilihat pada Gambar 4.63.

COREBRACE BRB PRELIMINARY DESIGN AIDS

APPROXIMATE STIFFNESS MODIFICATION FACTORS, $KF^{(1,2)}$

$F_{yc} = 38 \text{ ksi}$ (262 MPa)		$L_{wp}, \text{ft (m)}$					
		Conn. Type ³	20 (6.1)	25 (7.6)	30 (9.1)	35 (10.7)	40 (12.2)
5.0 (32)	171 (760)	W	1.35	1.26	1.22	1.19	1.16
		B	1.42	1.31	1.25	1.20	1.17
		P	1.45	1.33	1.26	1.22	1.18
10.0 (65)	342 (1520)	W	1.47	1.34	1.26	1.22	1.19
		B	1.62	1.44	1.34	1.28	1.24
		P	1.47	1.34	1.27	1.22	1.19
15.0 (97)	513 (2280)	W	1.56	1.38	1.31	1.25	1.21
		B	1.65	1.46	1.34	1.28	1.24
		P	1.58	1.41	1.32	1.26	1.22
20.0 (129)	684 (3040)	W	1.76	1.47	1.37	1.29	1.25
		B	1.76	1.51	1.39	1.32	1.27
		P	1.61	1.43	1.34	1.28	1.23
25.0 (161)	855 (3800)	W	-	-	-	-	-
		B	1.84	1.57	1.43	1.34	1.29
		P	1.66	1.47	1.36	1.29	1.26
30.0 (194)	1026 (4560)	W	-	-	-	-	-
		B	2.05	1.60	1.46	1.37	1.31
		P	1.64	1.46	1.35	1.29	1.25

$F_{yc} = 38 \text{ ksi}$ (262 MPa)		$L_{wp}, \text{ft (m)}$					
		Conn. Type ³	20 (6.1)	25 (7.6)	30 (9.1)	35 (10.7)	40 (12.2)
5.0 (32)	171 (760)	W	0.64	0.71	0.75	0.79	0.81
		B	0.62	0.70	0.75	0.78	0.81
		P	0.56	0.65	0.70	0.75	0.78
10.0 (65)	342 (1520)	W	0.56	0.65	0.71	0.75	0.78
		B	0.52	0.62	0.68	0.73	0.76
		P	0.58	0.67	0.72	0.76	0.79
15.0 (97)	513 (2280)	W	0.51	0.61	0.67	0.72	0.75
		B	0.51	0.60	0.67	0.72	0.75
		P	0.54	0.63	0.69	0.74	0.77
20.0 (129)	684 (3040)	W	0.43	0.57	0.62	0.68	0.72
		B	0.46	0.57	0.64	0.69	0.73
		P	0.51	0.61	0.67	0.72	0.75
25.0 (161)	855 (3800)	W	-	-	-	-	-
		B	0.44	0.55	0.63	0.68	0.72
		P	0.49	0.59	0.66	0.71	0.74
30.0 (194)	1026 (4560)	W	-	-	-	-	-
		B	0.37	0.53	0.61	0.67	0.71
		P	0.50	0.60	0.66	0.71	0.74

Gambar 4. 56 Nilai YLR

Dengan interpolasi, didapatkan nilai $YLR = 0,6494$

Sehingga panjang leleh bresing adalah:

$$L_y = YLR \times L_{WP} = 0,6494 \times 8,335 \text{ m} = 5,413 \text{ m}$$

$$b_{sc} = 10 \text{ in} = 25,4 \text{ cm}$$

$$t_{sc} = 1 \text{ in} = 2,54 \text{ cm}$$

$$W_c = 300 \text{ mm}$$

Tipe sambungan : Baut (*Bolted Connection*)

Material :

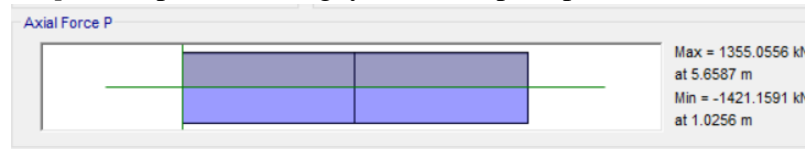
$$F_{y, \text{steel.core}} = 262 \text{ MPa}$$

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

$$R_y = 1,1$$

1. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam pada bresing BRB diperoleh dari hasil analisis program ETABS 18.1.1 dengan kombinasi *Envelope*. Adapun besaran gaya aksial seperti pada Gambar 4.64.



Gambar 4. 57 Gaya Aksial Pada BRB yang ditinjau

$$P_u = 1355 \text{ kN (tarik)}$$

$$P_u = 1421,16 \text{ kN (tekan)}$$

2. Kontrol kelangsingan elemen

Sesuai dengan Tabel B4.1a SNI 1729:2020, dimana elemen tekan yang mengalami aksial tekan (*steel core*) harus memenuhi persyaratan:

$$\frac{b}{t} = \frac{10}{1} = 10$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{200000}{262}} = 12,43$$

Dikarenakan $\frac{b}{t} < \lambda_r$, maka penampang *steel core* kompak.

3. Kontrol Kapasitas Aksial

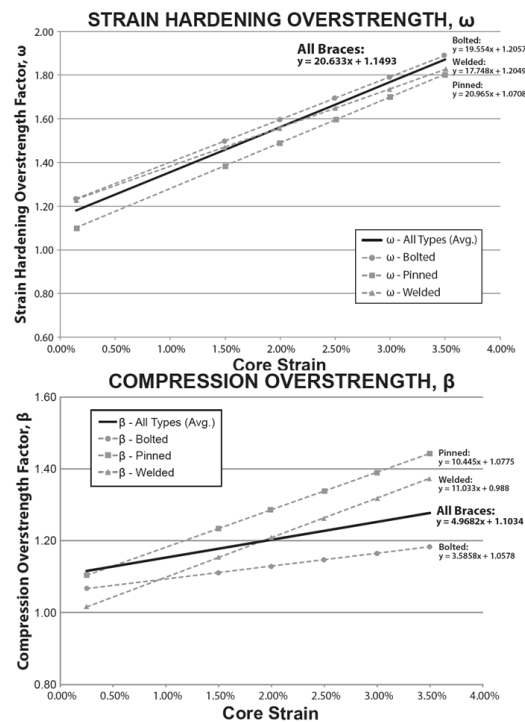
Kuat bresing dapat dihitung saat kondisi inti baja bresing mengalami leleh dan dihitung menggunakan cara berikut

$$\phi = 0,9$$

$$\phi P_{y_{sc}} = \phi f_{y_{sc}} A_{sc} = 0,9 \times 262 \text{ MPa} \times 6451,6 \text{ mm}^2 = 1521,29 \text{ kN}$$

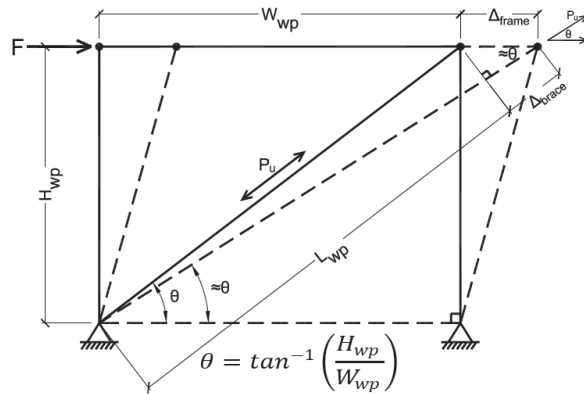
- Faktor *Adjusted Braced Strength*

Menurut AISC 340-16, Kapasitas aksial bresing harus dikalikan dengan faktor penyesuaian. Faktor ini dapat disediakan oleh pihak yang memproduksi bresing dalam hal ini yaitu *Corebrace*. Pada tugas akhir ini, nilai faktor penyesuaian dapat diambil dengan menggunakan grafik pada Gambar xx.



Gambar 4. 58 Grafik Nilai Faktor Penyesuaian Kapasitas Bresing

Berdasarkan AISC 341-16 Pasal F4.2 untuk mendapatkan nilai faktor penyesuaian, dibutuhkan nilai regangan yang paling besar diantara 2 kondisi yaitu regangan saat simpangan mencapai 2% dan regangan saat kondisi 2 x simpangan desain. Ilustrasi BRB saat terjadi regangan akibat simpangan dapat dilihat pada Gambar xx.



Gambar 4. 59 Ilustrasi BRB saat terjadi simpangan lantai

- **Regangan saat simpangan lantai 2%**

$$W_f = W_{wp} + 2\% \times h = 7,2 + 2\% \times 4,2 = 7,284 \text{ m}$$

$$L_f = \sqrt{W_f^2 + h^2} = \sqrt{3,084^2 + 4,2^2} = 8,40831 \text{ m}$$

$$\Delta_b = L_f - L_{wp} = 8,40831 - 8,335 = 0,0072664 \text{ m}$$

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta}{L_y} = \frac{0,0072664 \text{ m}}{5,41 \text{ m}} = 1,34\%$$

- **Regangan saat 2 kali simpangan desain**

$$C_d = 5$$

$$\epsilon_y = \frac{f_{y_{sc}}}{E} = \frac{262 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} = 0,131\%$$

$$\epsilon_{cd} = 2 \times C_d \times \epsilon_y = 1,31\%$$

Sehingga regangan terbesar yang diambil adalah 1,34% dan digunakan untuk menghitung nilai faktor penyesuaian.

$$\omega = 19,554 \cdot \epsilon + 1,2057 = 19,554 \cdot 1,34\% + 1,2057 = 1,468$$

$$\beta = 3,5858 \cdot \epsilon + 1,0578 = 3,5858 \cdot 1,34\% + 1,0578 = 1,1059$$

Berdasarkan pasal F4-2b ANSI/AISC 341-16, nilai faktor β dan ω tidak boleh lebih kecil dari 1,0. Maka, faktor *adjusted braced strength* dapat digunakan.

- **Kontrol Adjusted Braced Strength**

$$\phi P_{y_{sc}}(\text{tekan}) = \omega \phi P_{y_{sc}} = 2470,149 \text{ kN}$$

$$\phi P_{y_{sc}}(\text{tarik}) = \omega \beta \phi P_{y_{sc}} = 2233,539 \text{ kN}$$

- **Kontrol Demand Capacity Ratio**

$$\frac{P_{u_c}}{\phi P_{y_{sc}}(\text{tekan})} = \frac{1421,16}{2470,149} = 0,57 < 1(\text{OK})$$

$$\frac{P_{u_t}}{\phi P_{y_{sc}}(\text{tarik})} = \frac{1355}{2233,539} = 0,61 < 1(\text{OK})$$

Maka, profil BRB *CoreBrace* dengan $A_{sc} = 10 \text{ in}^2$ dapat digunakan.

Tabel 4. 23 Rekapitulasi Perhitungan BRB

Asc (in ²)	Lwp (m)	DCR Kuat Aksial BRB		Cek DCR < 1
		Tarik	Tekan	
10	8,335	0,61	0,57	OK
10	6,68	0,665376	0,6212956	OK

4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok anak direncanakan dengan *simple connection* menggunakan baut dengan tipe tumpu yang dikonfigurasi menggunakan sepasang pelat siku pada elemen penyambungannya.

Sambungan balok anak direncanakan sebagai sambungan sederhana dimana tumpuan tidak memikul momen. Baut yang digunakan adalah tipe tumpu yang kemudian dikonfigurasi menggunakan sepasang pelat siku pada elemen yang disambung

Dalam perhitungan balok anak non-atap, diperoleh gaya geser ultimit yang bekerja pada balok anak non-atap sebesar 42,49 kN. Profil yang digunakan oleh balok anak non-atap adalah WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dan profil balok induk WF 400x200x8x13. Digunakan elemen penyambung pelat siku L70.70.7 dan baut ukuran M12.

Profil Baut yang digunakan:

Tipe	= A325 HTB
d_b	= 12 mm
A_b	= $113,097 \text{ mm}^2 = 1.131 \text{ cm}^2$
d_{lubang}	= $d_b + 2 = 12 + 2 = 14 \text{ mm}$
F_{nv}	= $372 \text{ MPa} = 3720 \text{ kg/cm}^2$ (Tabel J3.2 SNI 1729:2020)

Konfigurasi baut (Pasal J3 SNI 1729:2020):

1. Spasi baut

$$3d_b \leq S \leq 12t \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$3(12) \leq S \leq 12(7) \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$36 \leq S \leq 84 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi antar baut 50 mm

2. Jarak tepi

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4t + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4(7) + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \leq \text{jarak tepi baut} \leq 128 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi baut 25 mm

3. Jumlah kebutuhan baut

Kuat Geser Baut (Pasal J3.6 SNI 1729:2020)

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \times 3720 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 6310,831 \text{ kg}$$

Kuat Tumpu Baut (Pasal J3.10 SNI 1729:2020)

$$\phi = 0,75$$

$$l_c = \text{jarak tepi} - \frac{1}{2} d_{\text{lubang}} = 35 - \frac{1}{2} \times 14 = 28 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,8 \times 0,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,7 \times 4100$$

$$R_n = 9643,2 \text{ kg} \leq 8265,6 \text{ kg}$$

$$R_n = 8265,6 \text{ kg}$$

Maka, kuat tumpu baut, $\phi R_n = 0,75 \times 8265,6 = 6199,2 \text{ kg}$

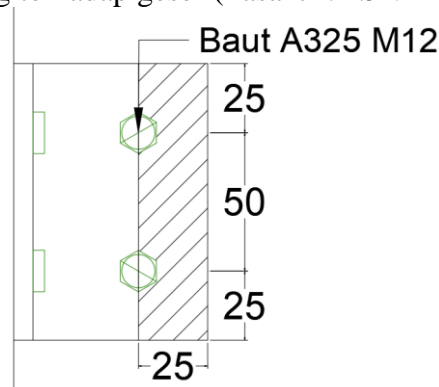
Kekuatan baut diambil paling kritis dari kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:
 $\phi R_n = 6199,2 \text{ kg} = 61,99 \text{ kN}$

Didapatkan jumlah kebutuhan baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{42,49 \text{ kN}}{61,99} = 0,685$$

Digunakan baut M12 sejumlah 2 buah.

4. Kontrol elemen penyambung terhadap geser (Pasal J4.2 SNI 1729:2020)



Gambar Bidang *Block Shear* pada Sambungan Balok Anak Non-Atap

$$B = 25 + 50 = 75 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = B \times t = 75 \times 7 = 525 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (2 \cdot d \cdot t) = 525 - (2 \cdot 12 \cdot 7) = 329 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 25 \cdot t = 25 \cdot 7 = 175 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \left(\frac{d}{2} t\right) = 175 - \left(\frac{12}{2} 7\right) = 126 \text{ mm}^2$$

Kuat putus pada bidang Tarik

$$U_{bs} = 1$$

$$R_{nt} = U_{bs} F_u A_{nt} = 1 \times 410 \text{ MPa} \times 126 \text{ mm}^2$$

$$R_{nt} = 51,66 \text{ kN}$$

Kuat putus pada bidang geser

$$R_{nv} = 0,6 F_u A_{nv} = 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 329 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = 80,93 \text{ kN}$$

$R_{nt} < R_{nv}$ maka persamaan yang digunakan adalah

$$R_n = (0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$$

$$R_n = (0,6 \cdot 410 \text{ MPa} \cdot 329 \text{ mm}^2 + 250 \text{ MPa} \cdot 175 \text{ mm}^2)$$

$$= 124,68 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 124,68 = 93,513 \text{ kN}$$

Dikarenakan ada 2 bidang geser (sepasang pelat siku), maka:

$$2\phi R_n = 2 \times 93,513 = 187,03 \text{ kN}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq 2\phi R_n$$
$$42,249 \text{ kN} \leq 187,03 \text{ kN}$$

(OK)

Profil Baut yang digunakan:

Tipe = A325 HTB

$d_b = 12 \text{ mm}$

$A_b = 113,097 \text{ mm}^2 = 1.131 \text{ cm}^2$

$d_{\text{lubang}} = d_b + 2 = 12 + 2 = 14 \text{ mm}$

$F_{nv} = 372 \text{ MPa} = 3720 \text{ kg/cm}^2$ (Tabel J3.2 SNI 1729:2020)

Konfigurasi baut (Pasal J3 SNI 1729:2020):

5. Spasi baut

$$3d_b \leq S \leq 12t \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$3(12) \leq S \leq 12(7) \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$36 \leq S \leq 84 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi antar baut 50 mm

6. Jarak tepi

$$1,5d_b \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4t + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(12) \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4(7) + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$18 \leq \text{jarak tepi baut} \leq 128 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi baut 25 mm

7. Jumlah kebutuhan baut

Kuat Geser Baut (Pasal J3.6 SNI 1729:2020)

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b = 0,75 \times 3720 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi R_n = 6310,831 \text{ kg}$$

Kuat Tumpu Baut (Pasal J3.10 SNI 1729:2020)

$$\phi = 0,75$$

$$l_c = \text{jarak tepi} - \frac{1}{2} d_{\text{lubang}} = 35 - \frac{1}{2} \times 14 = 28 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4dt F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 2,8 \times 0,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,7 \times 4100$$

$$R_n = 9643,2 \text{ kg} \leq 8265,6 \text{ kg}$$

$$R_n = 8265,6 \text{ kg}$$

Maka, kuat tumpu baut, $\phi R_n = 0,75 \times 8265,6 = 6199,2 \text{ kg}$

Kekuatan baut diambil paling kritis dari kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

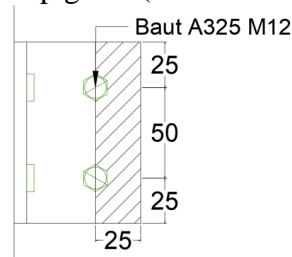
$$\phi R_n = 6199,2 \text{ kg} = 61,99 \text{ kN}$$

Didapatkan jumlah kebutuhan baut yang digunakan:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{42,49 \text{ kN}}{61,99} = 0,685$$

Digunakan baut M12 sejumlah 2 buah.

8. Kontrol elemen penyambung terhadap geser (Pasal J4.2 SNI 1729:2020)



Gambar 4. 60 Bidang Block Shear pada Sambungan Balok Anak Atap

$$B = 25 + 50 = 75 \text{ mm}$$

$$A_{gv} = B \times t = 75 \times 7 = 525 \text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (2 \cdot d \cdot t) = 525 - (2 \cdot 12 \cdot 7) = 329 \text{ mm}^2$$

$$A_{gt} = 25 \cdot t = 25 \cdot 7 = 175 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - \left(\frac{d}{2} t\right) = 175 - \left(\frac{12}{2} 7\right) = 126 \text{ mm}^2$$

Kuat putus pada bidang Tarik

$$U_{bs} = 1$$

$$R_{nt} = U_{bs} F_u A_{nt} = 1 \times 410 \text{ MPa} \times 126 \text{ mm}^2$$

$$R_{nt} = 51,66 \text{ kN}$$

Kuat putus pada bidang geser

$$R_{nv} = 0,6 F_u A_{nv} = 0,6 \times 410 \text{ MPa} \times 329 \text{ mm}^2$$

$$R_{nv} = 80,93 \text{ kN}$$

$R_{nt} < R_{nv}$ maka persamaan yang digunakan adalah

$$R_n = (0,6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$$

$$R_n = (0,6 \cdot 410 \text{ MPa} \cdot 329 \text{ mm}^2 + 250 \text{ MPa} \cdot 175 \text{ mm}^2)$$

$$= 124,68 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 124,68 = 93,513 \text{ kN}$$

Dikarenakan ada 2 bidang geser (sepasang pelat siku), maka:

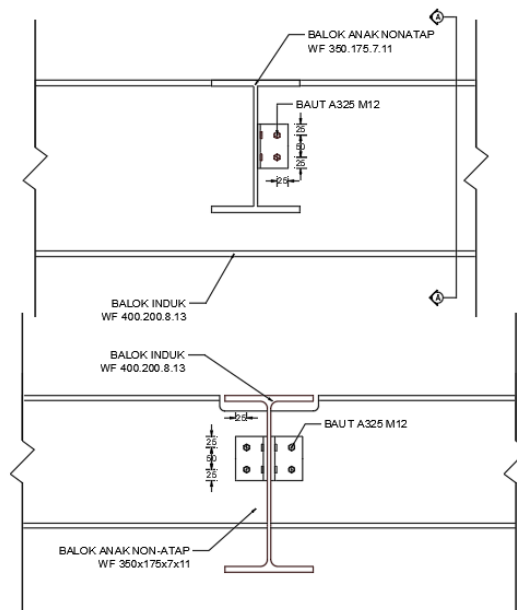
$$2\phi R_n = 2 \times 93,513 = 187,03 \text{ kN}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq 2\phi R_n$$

$$42,249 \text{ kN} \leq 187,03 \text{ kN (OK)}$$

Sehingga, sambungan pada balok anak ke balok induk dapat menggunakan baut A325 2M12 dengan pelat siku penyambung L 70.70.7 dengan panjang total 110 mm.



Gambar 4. 61 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

4.4.2 Sambungan Tangga

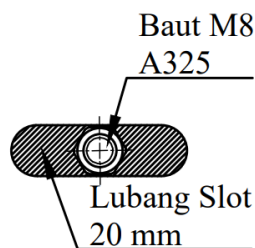
4.4.2.1 Sambungan Balok Utama ke Balok Penumpu Bordes

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga menghubungkan dua profil WF, yaitu:

Balok Utama Tangga : WF 200 × 100 × 5,5 × 8

Balok Penumpu Tangga : WF 250 × 125 × 6 × 8

Dalam Tugas Akhir ini, tangga didesain memiliki perletakan sendi rol, sehingga pada salah satu ujung tangga tidak dapat menahan geser. Oleh karena itu, dipasang sambungan baut berukuran M8 dengan lubang slot sepanjang 2,5 db = 20 mm. Sambungan balok utama tangga ke balok penumpu tangga yang dapat dilihat pada Gambar 4.63.



Gambar 4. 62 Konfigurasi *Slot-Hole* Pada Sambungan Balok Utama Tangga ke Balok Penumpu Tangga

4.4.2.2 Sambungan Balok Penumpu ke Kolom

Sama halnya dengan sambungan balok anak dengan balok induk, sambungan Balok Penumpu Tangga dan Kolom didesain sebagai sambungan sendi (*simple connection*), dimana hanya menerima beban geser dari Balok Utama Tangga. Berikut merupakan data-data yang diperlukan dalam perencanaan sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom:

- **Data Profil Balok**

Balok Penumpu Tangga : WF 250 × 125 × 6 × 8

Kolom Tipe 1 (K1) : CFT 800 × 800 × 35

- **Data Penyambung**

Direncanakan elemen pelat penyambung dengan tebal $t = 6$ mm.

- **Data Baut**

Direncanakan A325 sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3:

Diameter baut (d_b) : 8 mm

Luas baut (A_b) : 50,27 mm²

Diameter lubang (d_h) : 8 mm + 2 mm = 10 mm

F_{nt} : 620 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)

F_{nv} : 469 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)

- **Data Las**

Direncanakan las dengan mutu F_{E70xx} sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J2:

Tebal las rencana (t_e) : 0,5 cm

Mutu las (F_{E70xx}) : 70 ksi (4.921,49 kg/cm²)

- **Gaya Dalam yang Terjadi**

$V_u = 1.646,86$ kg

A. Perencanaan Sambungan Baut Pada Badan Balok Penumpu Tangga

1. Perencanaan Konfigurasi Baut

Konfigurasi sambungan baut yang dimaksud adalah jarak/spasi antar baut maupun baut ke tepi elemen penyambung yang direncanakan sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3.3, J3.4, dan J3.5 sebagai berikut:

a. Spasi Baut (S)

$8/3 d_b \leq S \leq 15 t_p$ atau 200 mm

$(8/3 \times 8) \leq S \leq (15 \times 5,50)$ atau 200 mm

$21,33 \text{ mm} \leq S \leq 82,50 \text{ mm}$ atau 200 mm

Sehingga direncanakan jarak antar baut, $S = 30$ mm.

b. Jarak Tepi (S1)

$1,5 d_b \leq S1 \leq 12 t_p$ atau 150 mm

$(1,5 \times 8) \leq S1 \leq (12 \times 5,50)$ atau 150 mm

$12 \text{ mm} \leq S \leq 66 \text{ mm}$ atau 150 mm

Sehingga direncanakan jarak baut ke tepi elemen penyambung, $S1 = 20$ mm.

2. Perhitungan Kuat Geser Baut

Kuat geser baut dapat dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.6 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b m \\ &= 0,75 \times 4.690 \times 50,27 \cdot 10^{-2} \times 1 \\ &= 1.768,09 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Kuat Tumpu Baut

Besarnya kuat tumpu baut dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.10, dimana kekuatan tersedia pada lubang baut ditentukan berdasarkan nilai kritis dari kuat tumpu atau kuat sobek.

a. Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}
 R_n &= 2,4 d_b t_p F_u \\
 &= 2,4 \times 0,80 \times 0,55 \times 4.100 \\
 &= 4.329,60 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Kuat Sobek

Perhitungan jarak bersih:

$$l_c \text{ tepi} = S1 - \frac{1}{2} d_h = 20 - \frac{1}{2} 8 = 15 \text{ mm (menentukan)}$$

$$l_c \text{ antar baut} = S - d_h = 30 - 19 = 20 \text{ mm}$$

Perhitungan kuat sobek baut:

$$\begin{aligned}
 R_n &= 1,2 l_c t_p F_u \\
 &= 1,2 \times 1,50 \times 0,55 \times 4.100 \\
 &= 4.059 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tersebut, kemudian digunakan nilai kuat tumpu baut akibat kuat sobek, yaitu $R_n = 4.059 \text{ kg}$.

4. Jumlah Kebutuhan Baut (n)

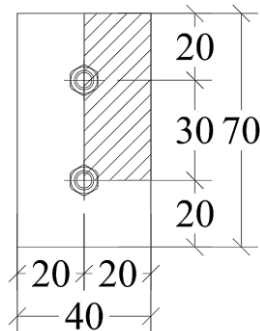
Berikut merupakan perhitungan jumlah kebutuhan baut, dimana nilai R_n merupakan nilai paling kritis dari kuat geser dan kuat tumpu baut, sehingga:

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{1.646,86}{0,75 \times 4.059} = 0,93 \text{ buah}$$

Dipasang baut M8 sejumlah 2 buah.

B. Kontrol Kekuatan Elemen Penyambung

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J4.2, untuk elemen yang mengalami geser, kekuatan geser tersedia harus diambil nilai terendah antara keadaan batas leleh geser dan keruntuhan geser. Berikut merupakan kontrol kekuatan siku penyambung:



Gambar 4. 63 Bidang Geser Pada Pelat Penyambung Balok Penumpu Tangga

Berdasarkan Gambar 4. 63, berikut merupakan perhitungan luas bidang geser yang terjadi pada elemen penyambung balok penumpu tangga:

$$\text{Panjang bidang geser bruto } (L_{gv}) = (n_{\text{baut}} - 1)S + S1 = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang bidang geser netto } (L_{nv}) = L_{gv} - \left(n_{\text{baut}} - \frac{1}{2}\right) d_b = 35 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang geser bruto } (A_{gv}) = L_{gv} t_p = 300 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bidang geser netto } (A_{nv}) = L_{nv} t_p = 210 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

1. Kuat Leleh Geser Elemen

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset \cdot 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} \\ &= 1,00 \times 0,60 \times 2.500 \times 3,00 \\ &= 4.500 \text{ kg}\end{aligned}$$

2. Kuat Putus Geser Elemen

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset \cdot 0,60 \cdot F_u \cdot A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 4.100 \times 2,10 \\ &= 3.874,50 \text{ kg}\end{aligned}$$

3. Kontrol Kekuatan Geser Elemen

Dari kedua perhitungan tersebut, diambil nilai terkecil, yaitu:

$$\emptyset R_n = 3.874,50 \text{ kg} > V_u = 1.646,86 \text{ kg} \quad \text{(OK)}$$

C. Sambungan Las Balok Penumpu Tangga Pada Kolom K1

Pada sambungan Balok Penumpu Tangga ke Kolom K1, pelat penyambung dilas sepanjang pelat dengan menggunakan las fillet.

Diketahui:

$$\begin{aligned}\text{Mutu las (F}_{E70xx}\text{)} &: 4.921,49 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Panjang pelat penyambung (L)} &: (n_{\text{baut}} - 1)S + 2S1 = 100 \text{ mm} \\ \text{Tebal pelat penyambung (t)} &: 6 \text{ mm} \\ \text{Tebal las rencana (t}_e\text{)} &: 0,50 \text{ cm} \\ \text{Luas las (A}_{we}\text{)} &: L \times t_e = 10 \times 0,50 = 5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Sehingga:

1. Beban Las Akibat P_u

Diketahui:

$$P_u = V_u = 1.646,86 \text{ kg}$$

Sehingga:

$$f_p = \frac{P_u}{A_{we}} = \frac{1.646,86}{5} = 329,37 \text{ kg/cm}^2$$

Besarnya beban las total yang bekerja akibat P_u adalah:

$$f_{\text{total}} = f_p = 329,37 \text{ kg/cm}^2$$

2. Kekuatan Rencana Sambungan Las

Berikut merupakan perhitungan besarnya kekuatan rencana sambungan las, dengan nilai $\emptyset = 0,75$:

$$\begin{aligned}\emptyset F_{nw} &= \emptyset \cdot 0,60 \cdot F_{E70xx} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 4.921,49 \\ &= 2.214,67 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

3. Kebutuhan Tebal Las (a)

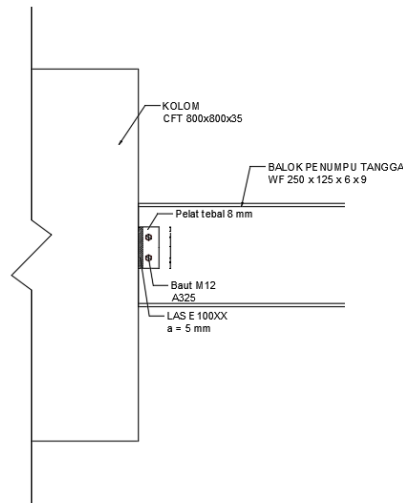
Berikut merupakan perhitungan kebutuhan tebal las (a) berdasarkan nilai kuat rencana sambungan las, $\emptyset F_{nw}$, dan beban yang bekerja, f_{total} :

$$t_e \text{ perlu} = \frac{f_p}{\emptyset F_{nw}} = \frac{329,37}{2.214,67} = 0,15 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,15}{0,707} = 0,21 \text{ cm} = 2,10 \text{ mm}$$

Dikarenakan direncanakan tebal pelat penyambung sebesar 6 mm, sesuai dengan SNI 1729:2020 Tabel J2.4 dan Pasal J2.2b, maka diperoleh tebal las minimum 3 mm.

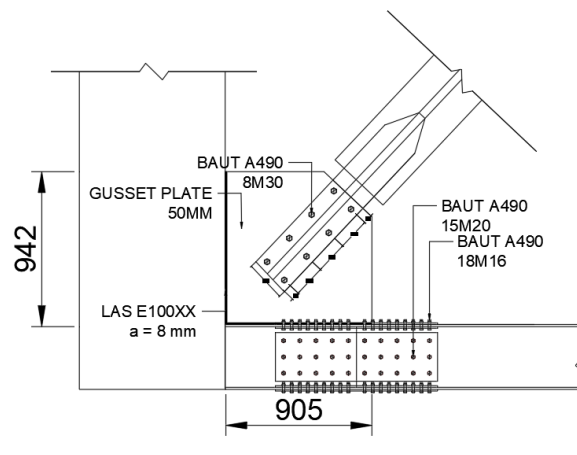
Sehingga apabila menyesuaikan dengan Pasal J2.2b SNI 1729:2020, digunakan tebal las (a) 3 mm.



Gambar 4. 64 Sambungan Balok Penumpu Tangga

4.4.3 Sambungan Bresing BRB

Sambungan pada bresing tahan tekuk ada beberapa jenis, yaitu baut, pin, dan las. Untuk perencanaan ini, sambungan yang digunakan adalah tipe baut A490. Perencanaan sambungan BRB harus didasarkan kepada kuat bresing yang telah disesuaikan dibagi dengan as dimana nilai $\alpha_s = 1$ untuk LRFD.



Gambar 4. 65 Sambungan Bresing BRB

Data perencanaan:

$$\alpha_s = 1$$

$$P_u = 2470,149 \text{ kN (Kuat aksial tekan nominal bresing BRB)}$$

Berdasarkan brosur yang digunakan, mutu gusset pelat dan bagian yang disambung pada bresing menggunakan mutu A572 grade 50.

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

$$f_y = 345 \text{ MPa}$$

Dimensi bresing:

$$f_{yso} = 262 \text{ MPa}$$

$$A_{so} = 10 \text{ in}^2$$

$$t_{so} = 1 \text{ in} = 2,54 \text{ cm}$$

$$b_{so} = \frac{A_{so}}{t_{so}} = 10 \text{ in}$$

$$b_{so} = 254 \text{ mm}$$

Tebal casing, $W_o = 30,5 \text{ cm}$

A. Kontrol Kuat Sambungan Baut

Tebal pelat, $t_p = 50 \text{ mm}$

Tebal pelat minimum:

$$t_{p \text{ min } 1} = 2 \cdot t_{so} = 101,60 \text{ mm}$$

$$t_{p \text{ min } 2} = t_p = 50 \text{ mm}$$

Diameter baut rencana, $d_{baut} = 30 \text{ mm}$

Diameter lubang, $d_{lubang} = d_{baut} + 2 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$

Luas baut:

$$A_b = \frac{\pi \cdot d_{baut}^2}{4} = 706,858 \text{ mm}^2$$

Mutu baut:

$$F_{nv} = 469 \text{ MPa}$$

$$F_{nt} = 780 \text{ MPa}$$

Konfigurasi baut (Pasal J3 SNI 1729:2020):

1. Spasi baut

$$3d_b \leq S \leq 15t \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$3(30) \leq S \leq 15(50) \text{ atau } 180 \text{ mm}$$

$$90 \leq S \leq 750 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi antar baut 200 mm

2. Jarak tepi

$$1,5 d_b \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4t_p + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$1,5(30) \leq \text{jarak tepi baut} \leq 4(50) + 100 \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$45 \leq \text{jarak tepi baut} \leq 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi baut 50 mm

$$l_{o1} = S_{baut} - d_{lubang} = 168 \text{ mm}$$

$$l_{o2} = S_1 - \frac{d_{lubang}}{2} = 34 \text{ mm}$$

$$l_{omin} = 34 \text{ mm}$$

Pelat penyambung yang digunakan adalah tebal 10 mm BJ 41 dengan dua bidang geser dan terdapat ulir di bidang geser.

Berikut merupakan perhitungan kuat nominal baut:

Perhitungan kapasitas geser:

Kuat Geser

$$R_{nv} = F_{nv} \cdot A_b = 663,0331 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_{nv1} = \phi R_{nv} = 497,2748 \text{ kN}$$

Kuat Tumpu atau Sobek

Diambil nilai terkecil dari dua persamaan berikut:

$$R_n = 2,4 \cdot d_{baut} \cdot f_u \cdot t_p$$

$$R_n = 1,2 \cdot l_o \cdot t_p \cdot f_u$$

$$R_{min} = 918 \text{ kN}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_{nv2} = \phi R_{min} = 688,5 \text{ kN}$$

$$\phi R_{nv,digunakan} = \phi R_{nv1} = 497,27 \text{ kN}$$

Maka, jumlah kebutuhan baut adalah:

$$n = \frac{\left(\frac{P_u}{\alpha_s}\right)}{\phi R_{nv,digunakan}} = 4,96$$

Maka jumlah baut yang digunakan adalah $n = 8$.

Kontrol elemen penyambung:

Panjang sambungan:

$$L_{sambungan} = S_1 + \frac{n}{2} \cdot S_{baut} = 0,85 \text{ m}$$

$$B = b_{so} = 0,254 \text{ m}$$

$$A_{gv} = L_{sambungan} \cdot t_p = 425 \text{ cm}^2$$

$$R_{n1} = 0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_y = 8797,5 \text{ kN}$$

$$A_{nv} = \left(L_{sambungan} - \left((n - 0,5) \cdot d_{lubang} \right) \right) \cdot t_p = 321 \text{ cm}^2$$

$$R_{n2} = 0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u = 8667 \text{ kN}$$

$$A_{nt} = (B - 2 \cdot S_1 - d_{lubang}) \cdot t_p = 0,006 \text{ m}^2$$

$$R_t = U_{bs} \cdot A_{nt} \cdot f_u = 2745 \text{ kN}$$

Kontrol leleh elemen

$$\phi_y = 1$$

$$\phi_y \cdot R_{n1} = 8797,5 \text{ kN}$$

Kontrol putus elemen

$$\phi_u = 0,75$$

$$F_{putus} = \phi_u \cdot (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot f_u \cdot A_{nt}) = 8559 \text{ kN} > P_u = 7175,33 \text{ kN (OK)}$$

B. Kontrol Sambungan Las

Sambungan las direncanakan dengan mutu E100xx

$$F_{e100xx} = 100 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} = 0,6 \cdot F_{E120xx} = 496,423 \text{ MPa}$$

$$\phi_{las} = 0,75$$

Sambungan las direncanakan dengan asumsi tebal 1 cm dan direncanakan disambung pada bagian sayap dan badan

Panjang las:

$$\text{Pada sayap balok, } L_{las1} = 942 \text{ mm}$$

Pada kolom, $L_{las2} = 905 \text{ mm}$

Asumsi tebal las, $t = 1 \text{ cm}$

Hitung geometri sambungan las pada pelat ke kolom

Luas total las

$$A_{we} = L_{lasf} \cdot t \cdot 2 + L_{lasw} = 360 \text{ cm}^2$$

Momen tahanan las

$$S_{las} = 2 \cdot L_{lasf} \cdot \frac{d}{2} \cdot t + \frac{t \cdot L_{lasw}}{6} \cdot 2 = 10800 \text{ cm}^3$$

Hitung tegangan las

Tegangan total

$$f_{total} = \frac{P_u}{A_{we}} = 199,315 \text{ MPa}$$

Hitung tebal kebutuhan las

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi_{las} \cdot F_{nw}} = 0,535$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = 7,572 \text{ mm}$$

$$a_{digunakan} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t_p - 2 = 48 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal las 12 mm.

4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Dalam Tugas Akhir ini, digunakan sambungan Balok Induk dengan Kolom K1 sebagai contoh perhitungan.

4.4.4.1 Sambungan Balok Induk ke Balok Konsol

Balok induk yang akan disambungkan ke kolom terlebih dahulu disambungkan dengan balok konsol dengan dibaut pada sisi badan dan sayap balok induk. Profil balok konsol yang digunakan memiliki dimensi yang sama dengan balok induk yang disambungkan. Berikut merupakan data-data yang digunakan dalam merencanakan sambungan balok induk ke balok konsol:

- **Data Profil Balok**

Balok Induk : WF 400 x 200 x 8 x 13

Balok Konsol : WF 400 x 200 x 8 x 13

- **Data Penyambung**

Tebal Pelat Penyambung Pada Sayap Balok (t_{pf}) : 14 mm

Tebal Pelat Penyambung Pada Badan Balok (t_{pw}) : 14 mm

- **Data Baut**

Direncanakan A325 sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3:

Diameter baut (d_b) : 24 mm

Luas baut (A_b) : 452,39 mm²

Diameter lubang (d_h) : 24 mm + 2 mm = 26 mm

F_{nt} : 620 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)

F_{nv} : 469 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)

A. Perhitungan Gaya yang Bekerja

Berikut merupakan besarnya gaya dalam yang bekerja pada balok induk:

$$V_u = 30.136,28 \text{ kg}$$

$$M_u = 64.708,76 \text{ kgm}$$

Gaya dalam tersebut kemudian akan didistribusikan pada badan dan sayap balok induk sebagai beban yang bekerja pada sambungan. Berikut merupakan perhitungan pembagian beban pada badan dan sayap balok induk:

$$I_{bd} = \frac{1}{12} t w h^3 = 24.451,53 \text{ cm}^4$$

$$M_{u \text{ badan}} = \frac{I_{bd}}{I_{profil}} M_u = \frac{24.451,53}{137.000} \times 64.708,76 = 11.549,11 \text{ kgm}$$

$$M_{u \text{ sayap}} = M_u - M_{u \text{ badan}} = 64.708,76 - 11.549,11 = 53.159,65 \text{ kgm}$$

B. Perencanaan Sambungan Pada Badan Balok Induk

1. Perencanaan Konfigurasi Baut

Konfigurasi sambungan baut yang dimaksud adalah jarak/spasi antar baut maupun baut ke tepi elemen penyambung yang direncanakan sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3.3, J3.4, dan J3.5 sebagai berikut:

a. Spasi Baut (S)

$$3 d_b \leq S \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$(3 \times 24) \leq S \leq (15 \times 14) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} \leq S \leq 210 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak antar baut, $S = 100 \text{ mm}$.

b. Jarak Tepi (S1)

$$\text{Tabel J3.4M } 4 t_p \leq S1 \leq 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \leq S1 \leq (12 \times 14) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} \leq S1 \leq 168 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak baut ke tepi elemen penyambung, $S1 = 50 \text{ mm}$.

2. Perhitungan Kuat Geser Baut

Kuat geser baut dapat dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.6 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b \text{ m} \\ &= 0,75 \times 4.690 \times 452,39 \cdot 10^{-2} \times 2 \\ &= 31.825,59 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Perhitungan Kuat Tumpu Baut

Besarnya kuat tumpu baut dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.10, dimana kekuatan tersedia pada lubang baut ditentukan berdasarkan nilai kritis dari kuat tumpu atau kuat sobek.

a. Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 d_b t_p F_u \\ &= 2,4 \times 2,40 \times 1,40 \times 4.100 \\ &= 33.062,40 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kuat Sobek

Perhitungan jarak bersih:

$$l_{c \text{ tepi}} = S_1 - \frac{1}{2} d_h = 50 - \frac{1}{2} 27 = 46,50 \text{ mm (menentukan)}$$

$$l_{c \text{ antar baut}} = S - d_h = 120 - 27 = 93 \text{ mm}$$

Perhitungan kuat sobek baut:

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 l_c t_p F_u \\ &= 1,2 \times 4,65 \times 1,40 \times 4.100 \\ &= 32.029,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

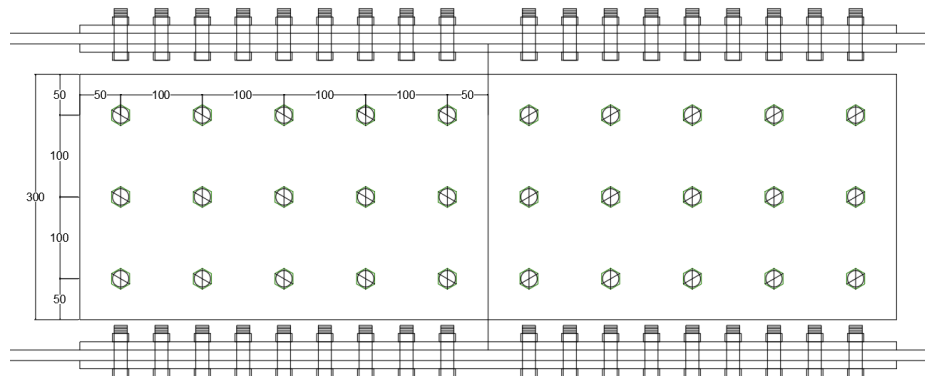
Dari perhitungan tersebut, kemudian digunakan nilai kuat tumpu baut akibat kuat sobek, yaitu $R_n = 32.029,20 \text{ kg}$.

4. Momen yang Bekerja Pada Titik Berat Sambungan

Berikut merupakan besarnya momen total yang bekerja pada ujung balok yang disambung akibat beban lintang, V_u , yang bekerja pada titik berat baut.

$$M_{\text{badan total}} = M_{\text{badan}} + V e$$

dimana, nilai e adalah eksentrisitas/jarak titik berat baut dengan ujung balok yang disambung (lihat Gambar 4.66).



Gambar 4. 66 Titik Berat Kumpulan Baut Pada Sambungan Badan Balok Induk

Sehingga:

$$e = 2S + S_1 = (2 \times 100) + 50 = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{badan total}} &= M_{\text{badan}} + V e \\ &= 11.549,11 + (30.136,28 \times 0,25) \\ &= 15.165,47 \text{ kgm} \end{aligned}$$

5. Kebutuhan Jumlah Baut Pada Pelat Badan

Dikarenakan baut direncanakan menjadi 4 baris susunan, maka nilai R_n harus dikalikan dengan faktor pembesaran 1,20. Berikut merupakan perhitungan banyaknya baut yang terpasang pada pelat badan balok induk:

$$n = \sqrt{\frac{6 M_u}{\mu R_u}} = \sqrt{\frac{6 \times 15.165,47}{0,12 \times 0,70 \times 1,20 \times 0,75 \times 32.029,20}} = 15 \text{ buah}$$

Dipasang baut M20 sejumlah 15 buah.

6. Kontrol Sambungan

Akibat Geser

$$K_{uv1} = \frac{V_u}{n} = 15,93 \text{ kN}$$

Akibat momen

x = 200 mm lengan maksimum ke pusat arah x

y = 100 mm lengan maksimum ke pusat arah y

$$A = 6x^2 + 10y^2 + 6(x - 100)^2 = 4000 \text{ cm}^2$$

$$K_{uv2} = \frac{M_{w,total} \cdot x}{A} = 68,9 \text{ kN}$$

$$K_{uh} = \frac{M_{w,total} \cdot y}{A} = 34,452 \text{ kN}$$

Total gaya geser menjadi:

$$K_{u,total} = \sqrt{(K_{uv1} + K_{uv2})^2 + K_{uh}^2} = 91,56 \text{ kN}$$

Kontrol kuat baut di badan terhadap gaya yang terjadi

$$\frac{K_{u,total}}{\phi R_{nv,digunakan}} = \frac{91,56}{115,13} = 0,795 < 1 \text{ (OK)}$$

C. Perencanaan Sambungan Pada Sayap Balok Induk

1. Perencanaan Konfigurasi Baut

Konfigurasi sambungan baut yang dimaksud adalah jarak/spasi antar baut maupun baut ke tepi elemen penyambung yang direncanakan sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3.3, J3.4, dan J3.5 sebagai berikut:

a. Spasi Baut (S)

$$3 d_b \leq S \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$(3 \times 24) \leq S \leq (15 \times 14) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} \leq S \leq 210 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak antar baut, $S = 100 \text{ mm}$.

b. Jarak Tepi (S1)

$$\text{Tabel J3.4M } \leq S1 \leq 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \leq S1 \leq (12 \times 14) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} \leq S \leq 168 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak baut ke tepi elemen penyambung, $S1 = 50 \text{ mm}$.

2. Perhitungan Kuat Geser Baut

Kuat geser baut dapat dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.6 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi F_{nv} A_b m \\ &= 0,75 \times 4.690 \times 452,39 \cdot 10^{-2} \times 1 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 15.912,80 \text{ kg}$$

3. Perhitungan Kuat Tumpu Baut

Besarnya kuat tumpu baut dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.10, dimana kekuatan tersedia pada lubang baut ditentukan berdasarkan nilai kritis dari kuat tumpu atau kuat sobek.

a. Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 d_b t_p F_u \\ &= 2,4 \times 2,40 \times 1,40 \times 4.100 \\ &= 33.062,40 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Kuat Sobek

Perhitungan jarak bersih:

$$l_c \text{ tepi} = S1 - \frac{1}{2} d_h = 50 - \frac{1}{2} 27 = 36,50 \text{ mm (menentukan)}$$

$$l_c \text{ antar baut} = S - d_h = 100 - 27 = 73 \text{ mm}$$

Perhitungan kuat sobek baut:

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 l_c t_p F_u \\ &= 1,2 \times 3,65 \times 1,40 \times 4.100 \\ &= 25.141,20 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari perhitungan tersebut, kemudian digunakan nilai kuat tumpu baut akibat kuat sobek, yaitu $R_n = 25.141,20 \text{ kg}$.

4. Gaya Tarik Baut Pada Sayap

Berikut merupakan perhitungan gaya tarik baut pada sayap profil:

$$T_u = \frac{M_u \text{ sayap}}{h - t_f} = 93.099,21 \text{ kg}$$

5. Perkiraan Jumlah Baut Pada Pelat Sayap

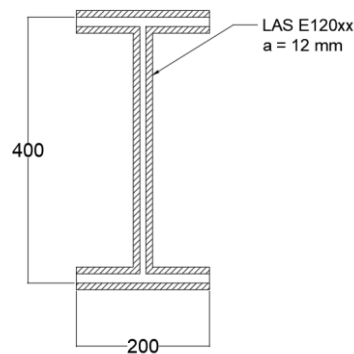
Berikut merupakan perhitungan banyaknya baut yang terpasang pada pelat sayap balok induk:

$$n = \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{93.099,21}{15.912,80} = 5,85$$

Maka, dipasang baut M16 sejumlah 14 buah.

4.4.4.2 Sambungan Balok Konsol ke Kolom

Sambungan balok konsol ke kolom direncanakan menggunakan las sudut dengan mutu F_{E110xx} , dilas pada sayap dan badan balok konsol. Berikut merupakan perencanaan sambungan balok konsol ke kolom.



Gambar 4. 67 Sambungan Las Pada Balok Konsol

Direncanakan:

$$\text{Panjang las pada sayap (} L_f \text{)} = b_f = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang las pada badan (} L_w \text{)} = d - 2 t_f = 400 - (2 \times 13) = 374 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal las rencana (} t_e \text{)} = 1,00 \text{ cm}$$

A. Perhitungan Luas Las (A_{we})

Balok konsol direncanakan dilas pada kedua sisi sayap dan badan, sehingga:

$$\begin{aligned} A_{we} &= (n \cdot L_{sayap} + n \cdot L_{badan}) t_e \\ &= ((2 \times 20) + (2 \times 37,4)) \times 1,00 \\ &= 170 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

B. Kekuatan Rencana Sambungan Las

Berikut merupakan perhitungan besarnya kekuatan rencana sambungan las, dengan nilai $\phi = 0,75$:

$$\begin{aligned} \phi F_{nw} &= \phi \cdot 0,60 \cdot F_{E110xx} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 7.733,77 \\ &= 3.480,20 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

C. Perhitungan Momen Tahanan (S)

Berikut merupakan perhitungan momen tahanan las:

$$\begin{aligned} I_x &= n \left[\frac{1}{12} t_e L_w^2 + L_f t_e \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right] \\ &= 2 \left[\left(\frac{1}{12} \times 1,00 \times 37,4^2 \right) + \left(20 \times 1,00 \times \left(\frac{40}{2} \right)^2 \right) \right] \end{aligned}$$

$$I_x = 80.706 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{I_x}{\left(\frac{d}{2} \right)} = \frac{80.706}{\left(\frac{40}{2} \right)} = 2.717,37 \text{ cm}^3$$

D. Gaya yang Diterima oleh Las

Berikut merupakan perhitungan gaya yang diterima oleh las akibat beban sentris, V_u , dan momen lentur, M_u , dimana nilai masing-masing V_u dan M_u berasal dari gaya dalam yang terjadi pada balok induk.

Diketahui:

$$V_u = 30.136,28 \text{ kg}$$

$$M_u = 64.708,76 \text{ kgm}$$

Sehingga:

1. Akibat Geser Sentris

$$f_{vp} = \frac{V_u}{A_{we}} = \frac{30.136,28}{170} = 177,27 \text{ kg/cm}^2$$

2. Akibat Momen Lentur

$$f_{Hm} = \frac{M_u}{S} = \frac{64.708,76}{2.717,37} = 2.381,30 \text{ kg/cm}^2$$

3. Tegangan Total

$$f_{total} = \sqrt{f_{vp}^2 + f_{Hm}^2} = \sqrt{177,27^2 + 2.381,30^2} = 2.387,89 \text{ kg/cm}^2$$

dimana besarnya f_{total} tidak boleh melebihi kapasitas las yang telah diperhitungkan, sehingga:

$$f_{total} = 2.387,89 \text{ kg/cm}^2 < \phi F_{nw} = 3.480,20 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(OK)}$$

E. Kebutuhan Tebal Las (a)

Berikut merupakan perhitungan kebutuhan tebal las (a) berdasarkan nilai kuat rencana sambungan las, ϕF_{nw} , dan beban yang bekerja, f_{total} :

$$t_e \text{ perlu} = \frac{f_{total}}{\phi F_{nw}} = \frac{2.387,89}{3.480,20} = 0,69 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,69}{0,707} = 0,970 \text{ cm} = 9,70 \text{ mm}$$

Dikarenakan tebal minimum antara pelat sayap dengan pelat badan adalah sebesar 14 mm, sesuai dengan SNI 1729:2020 Tabel J2.4 dan Pasal J2.2b, maka diperoleh tebal las minimum 6 mm dan tebal las maksimum 12 mm. Sehingga digunakan tebal las $a = 10 \text{ mm}$.

4.4.5 Sambungan Antar Kolom

Sambungan antar kolom baja menggunakan pelat penyambung yang dilas pada kolom dan dibaut pada pelat penyambungannya. Dalam Tugas Akhir ini, digunakan sambungan antar Kolom Tipe 1 (K1) sebagai contoh perhitungan. Berikut merupakan data-data yang digunakan dalam perencanaan sambungan antar kolom:

- **Data Profil Kolom**

Kolom Tipe 1 (K1) : CFT $800 \times 800 \times 35$
Lebar Kolom (B) : 800 mm
Tebal Kolom (t) : 35 mm
 $I_x = I_y$: 543.500 cm^4
 $S_x = S_y$: 18.280 cm^3

- **Data Penyambung**

Lebar Pelat Penyambung (H) : 900 mm
Panjang Pelat Penyambung (B) : 900 mm
Tebal Pelat Penyambung (t) : 25 mm

- **Data Baut**

Direncanakan A325 sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3:
Diameter baut (d_b) : 20 mm
Luas baut (A_b) : $314,16 \text{ mm}^2$
Diameter lubang (d_h) : $20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$
 F_{nt} : 620 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)
 F_{nv} : 469 MPa (SNI 1729:2020 Tabel J3.2)

- **Data Las**

Direncanakan las dengan mutu F_{E110xx} sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J2:
Tebal las rencana (t_e) : 1,00 cm
Mutu las (F_{E110xx}) : 110 ksi ($7.733,77 \text{ kg/cm}^2$)

- **Gaya Dalam yang Terjadi**

P_u = 2.577.009,01 kg
 M_{ux} = 151.149,65 kg
 M_{uy} = 157.589,07 kg
 V_u = 40.984,77 kg

Pada sambungan antar kolom, nilai momen yang digunakan sebagai perencanaan sambungan diambil dari perhitungan kapasitas momen kolom, yaitu $M_{nx} = M_{ny} = 388.250 \text{ kg}$.

4.4.5.1 Sambungan Kolom dengan *Plate* Menggunakan Las

Berikut merupakan data las yang digunakan berdasarkan data perencanaan sebelumnya:

$$\text{Panjang las } (L_{we}) = 280 \text{ cm}$$

$$\text{Luas rencana las } (A_{we}) = L_{we} t_e = 280 \times 1,00 = 280 \text{ cm}^2$$

1. Beban Las

- Akibat M_u

Berikut merupakan perhitungan beban las (f_v) akibat M_u :

$$f_{vx} = \frac{M_{nx}}{S} = \frac{388.250}{18.280} = 2.123,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vy} = \frac{M_{ny}}{S} = \frac{388.250}{18.280} = 2.123,91 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

Berikut merupakan perhitungan beban las (f_h) akibat V_u :

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{40.984,77}{280} = 146,37 \text{ kg/cm}^2$$

- Resultan Beban Las

Berikut merupakan perhitungan beban las total (f_{total}):

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_{vx}^2 + f_{vy}^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{2.123,91^2 + 2.123,91^2 + 146,37^2} \\ &= 4.250,33 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2. Perencanaan Sambungan Las

- **Kekuatan Rencana Sambungan Las**

Berikut merupakan perhitungan besarnya kekuatan rencana sambungan las, dengan nilai $\phi = 0,75$:

$$\begin{aligned} \phi F_{nw} &= \phi \cdot 0,60 \cdot F_{E110xx} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 7.733,77 \\ &= 3.480,20 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- **Kebutuhan Tebal Las (a)**

Berikut merupakan perhitungan kebutuhan tebal las (a) berdasarkan nilai kuat rencana sambungan las, ϕF_{nw} , dan beban yang bekerja, f_{total} :

$$t_{e \text{ perlu}} = \frac{f_{total}}{\phi F_{nw}} = \frac{4.250,33}{3.480,20} = 1,22 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,22}{0,707} = 1,727 \text{ cm} = 17,27 \text{ mm}$$

Dikarenakan direncanakan tebal pelat penyambung sebesar 25 mm, sesuai dengan SNI 1729:2020 Tabel J2.4 dan Pasal J2.2b, maka diperoleh tebal las minimum 8 mm dan tebal las maksimum 23 mm. Sehingga digunakan tebal las $a = 20 \text{ mm}$.

4.4.5.2 Sambungan *Plate* dengan *Plate* Menggunakan Baut

Berikut merupakan perencanaan sambungan antar-*plate* dengan dengan ketebalan *plate* $t = 25$ mm:

A. Perencanaan Konfigurasi Baut

Konfigurasi sambungan baut yang dimaksud adalah jarak/spasi antar baut maupun baut ke tepi elemen penyambung yang direncanakan sesuai dengan SNI 1729:2020 Pasal J3.3, J3.4, dan 3.5 sebagai berikut:

1. Spasi Baut (S)

$$3 d_b \leq S \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$(3 \times 20) \leq S \leq (15 \times 25) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq S \leq 375 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak antar baut, $S = 160$ mm.

2. Jarak Tepi (S1)

$$\text{Tabel J3.4M} \leq S1 \leq 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$26 \leq S1 \leq (12 \times 25) \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$26 \text{ mm} \leq S \leq 300 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

Sehingga direncanakan jarak baut ke tepi elemen penyambung, $S1 = 50$ mm.

B. Perhitungan Kuat Geser Baut

Kuat geser baut dapat dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.6 sebagai berikut:

$$\emptyset R_n = \emptyset F_{nv} A_b \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= 0,75 \times 4.690 \times 312,16 \cdot 10^{-2} \times 1 \\ &= 11.050,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

C. Perhitungan Kuat Tumpu Baut

Besarnya kuat tumpu baut dihitung dengan mengacu kepada SNI 1729:2020 Pasal J3.10, dimana kekuatan tersedia pada lubang baut ditentukan berdasarkan nilai kritis dari kuat tumpu atau kuat sobek.

1. Kuat Tumpu

$$\begin{aligned} R_n &= 2,4 d_b t_p F_u \\ &= 2,4 \times 2,00 \times 2,50 \times 4.100 \\ &= 49.200 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Kuat Sobek

Perhitungan jarak bersih:

$$l_c \text{ tepi} = S1 - \frac{1}{2} d_h = 50 - \frac{1}{2} 22 = 39 \text{ mm (menentukan)}$$

$$l_c \text{ antar baut} = S - d_h = 160 - 22 = 138 \text{ mm}$$

Perhitungan kuat sobek baut:

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 l_c t_p F_u \\ &= 1,2 \times 3,90 \times 2,50 \times 4.100 \end{aligned}$$

$$R_n = 47.970 \text{ kg}$$

Dari perhitungan tersebut, kemudian digunakan nilai kuat tumpu baut akibat kuat sobek, yaitu $R_n = 47.970$ kg.

3. Jumlah Kebutuhan Baut (n)

Berikut merupakan perhitungan jumlah kebutuhan baut, dimana nilai R_n merupakan nilai paling kritis dari kuat geser dan kuat tumpu baut, sehingga:

$$n = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{93.469,11}{0,75 \times 14.734,07} = 3,71 \text{ buah}$$

Maka, digunakan 32 buah baut M20 untuk menjaga stabilitas struktur.

D. Kontrol Kekuatan Pelat Penyambung

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal J4.2, untuk elemen yang mengalami geser, kekuatan geser tersedia harus diambil nilai terendah antara keadaan batas leleh geser dan keruntuhan geser. Berikut merupakan perhitungan luas bidang geser yang terjadi pada elemen penyambung antar-plate sambungan antar-kolom:

$$\text{Panjang bidang geser bruto } (L_{gv}) = (n_{\text{baut}} - 1)S + S1 = 850 \text{ mm}$$

$$\text{Panjang bidang geser netto } (L_{nv}) = L_{gv} - \left(n_{\text{baut}} - \frac{1}{2}\right) d_b = 729 \text{ mm}$$

$$\text{Luas bidang geser bruto } (A_{gv}) = L_{gv} t_p = 21.250 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bidang geser netto } (A_{nv}) = L_{nv} t_p = 18.225 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

1. Kuat Leleh Geser Elemen

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 0,60 \cdot F_y \cdot A_{gv} \\ &= 1,00 \times 0,60 \times 2.500 \times 212,50 \\ &= 318.750 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Kuat Putus Geser Elemen

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 0,60 \cdot F_u \cdot A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,60 \times 4.100 \times 182,25 \\ &= 336.251,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Kontrol Kekuatan Geser Elemen

Dari kedua perhitungan tersebut, diambil nilai terkecil, yaitu:

$$\phi R_n = 318.750 \text{ kg} > V_u = 40.984,77 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

E. Perencanaan Pelat Pengaku

Berdasarkan SNI 1729:2020 Pasal 8.11.3, tebal pengaku harus lebih tebal dari setengah tebal pelat sayap. Dalam hal ini, pelat sayap yang digunakan adalah ketebalan pelat penyambung.

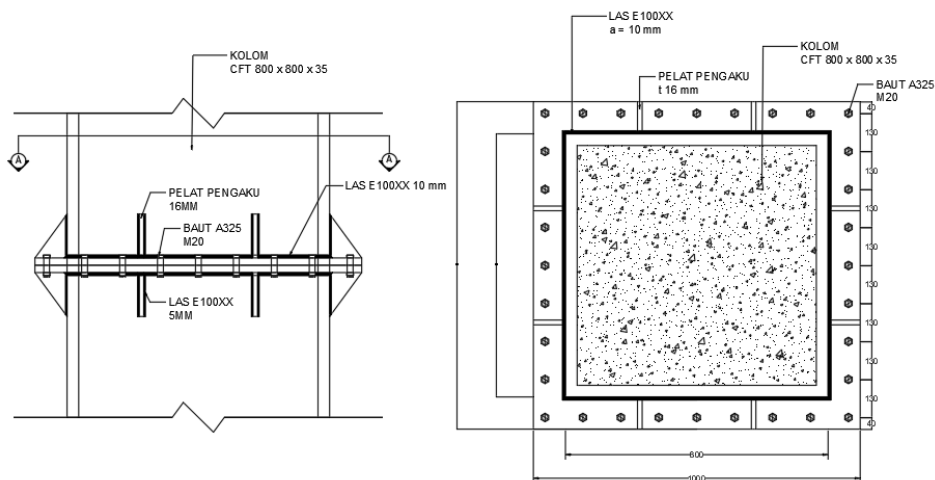
$$t_s \geq \frac{1}{2} t_f (2,50 \text{ cm})$$

$$t_s \geq 1,25 \text{ cm}$$

Maka, digunakan pelat penyambung dengan tebal $t_s = 15 \text{ mm} = 1,50 \text{ cm}$.

Dikarenakan direncanakan tebal pelat pengaku penyambung sebesar 15 mm, sesuai dengan SNI 1729:2020 Tabel J2.4 dan Pasal J2.2b, maka diperoleh tebal las minimum 6 mm dan tebal las maksimum 13 mm. Sehingga digunakan tebal las $a = 10 \text{ mm}$.

Dengan menggunakan data-data yang telah direncanakan, maka ilustrasi detail sambungan antar-kolom untuk Kolom Tipe 1 (K1) dapat dilihat pada Gambar 4.69.



Gambar 4. 68 Sambungan Antar Kolom

4.4.6 Sambungan Kolom dengan *Baseplate*

Baseplate digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan pedestal dengan menggunakan pelat penyambung.

Berikut merupakan spesifikasi kolom CFT 800x800x35 :

D	= 800 mm	Z_x	= $2,184 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$
t	= 35 mm	Z_y	= $2,184 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$
A_c	= 4180 cm^2	S_x	= $1,435 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$
I_x	= $6,5456 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$	S_y	= $1,435 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$
I_y	= $6,5456 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$		

Besar eksentrisitas untuk masing-masing kombinasi dapat dilihat seperti pada Tabel 4.24.

Tabel 4. 24 Eksentrisitas Pada *Baseplate*

Kombinasi	$e_y = M_{uy}/P_u$	$e_x = M_{ux}/P_u$
	(cm)	(cm)
1.2D+1.6L	0.539	0.286
1.2D+Ex+0.3Ey+L	2.363	9.478
1.2D+Ey+0.3Ex+L	10.303	9.746
1.4D	0.488	0.26
1.2D+1.6L	0.539	0.286
1.2D+L	0.523	0.278
0.9D+Ex+0.3Ey	3.252	11.968
0.9D+Ey+0.3Ex	9.086	4.505

Direncanakan *base plate* dengan dimensi:

H = 900 mm

B = 900 mm

Dan kolom pedestal direncanakan dengan dimensi:

P = 1100 mm

$$W = 1100 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

A. Cek Eksentrisitas

Dari Tabel 4.24, diambil nilai eksentrisitas paling besar yaitu pada kombinasi $1.2(D+SD)+Ey+0.3Ex+L$.

$$\frac{H}{6} = \frac{900}{6} = 150 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = 10,303 \text{ cm} < \frac{H}{6}, \text{ maka tidak perlu angkur (dipasang angkur praktis)}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = 9,746 \text{ cm} < \frac{H}{6}, \text{ maka tidak perlu angkur (dipasang angkur praktis)}$$

Maka direncanakan angkur praktis dengan diameter 25 mm jumlah 8 buah, menggunakan angkur mutu F1554 Grade 105 dari *Steel Indonesia*.

B. Cek Kebutuhan Area

Arah X

$$Y_x = H - 2e_x = 900 - 2(10,303) = 879,3 \text{ mm}$$

$$A_2 = P W = 110 \times 110 = 12100 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = B Y_x = 0,9 \times 0,879 = 0,791 \text{ m}^2$$

$$0,6 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y_x \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 23393,245 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{0,6 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y_x \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{22776,91}{23393,245} = 0,974 < 1(OK)$$

Arah Y

$$Y_y = H - 2e_y = 1200 - 2(9,746) = 1005,072 \text{ mm}$$

$$A_2 = P W = 140 \times 140 = 19600 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = B Y_x = 1,2 \times 1,005 = 1,206 \text{ m}^2$$

$$0,6 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y_y \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 23523,864 \text{ kN}$$

$$\frac{P_u}{0,6 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot B \cdot Y_y \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}} = \frac{22776,91}{23523,864} = 0,968 < 1(OK)$$

C. Perencanaan Angkur

Direncanakan:

Diameter angkur, $d_b = 25 \text{ mm}$

Mutu angkur F1554 Grade 105, $F_{nv} = 724 \text{ MPa}$

Jarak baut ke tepi, $w_e = 2d_b = 40 \text{ mm}$

$$\phi = 0,75$$

Sehingga:

$$V_n = \frac{F_{nv} \cdot \pi \cdot d_b^2}{4} = 227,451 \text{ kN}$$

Jumlah baut (n)

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = 1,475$$

Jumlah angkur praktis yang digunakan adalah, $n = 8$ buah
 Panjang pengangkur dapat direncanakan sepanjang:

$$l_d = \frac{(d_b \cdot 3 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda)}{5\sqrt{f'_c}}$$

Dimana:

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\lambda = 1$$

Maka:

$$l_d = \frac{(d_b \cdot 3 \cdot f_y \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda)}{5\sqrt{f'_c}} = 75,586 \text{ cm}$$

Panjang angkur praktis dipasang sedalam 80 cm.

D. Perencanaan Base Plate Akibat Momen

Arah X

Tegangan akibat aksial:

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot Y_x} = 19,096 \text{ MPa}$$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_{uy}}{B \cdot H^2} = 7,708 \text{ MPa}$$

$$f_{pmax} = f_{pa} + f_{pb} = 26,805 \text{ MPa}$$

Base plate bearing interface, m:

$$m = \frac{H - 0,95d}{2} = 17,25 \text{ cm}$$

$$M_{p1} = f_{pmax} \left(\frac{m^2}{2} \right) = 398,801 \text{ kNcm}$$

$$t_{p,req} = 1,49 \sqrt{\frac{f_{pmax}}{f_y}} = 7,164 \text{ cm}$$

Arah Y

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot Y_y} = 18,885 \text{ MPa}$$

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_{ux}}{B \cdot H^2} = 8,148 \text{ MPa}$$

$$f_{pmax} = f_{pa} + f_{pb} = 27,033 \text{ MPa}$$

Base plate bearing interface, m:

$$m = \frac{H - 0,95d}{2} = 17,25 \text{ cm}$$

$$M_{p1} = f_{pmax} \left(\frac{m^2}{2} \right) = 402,203 \text{ kNcm}$$

$$t_{p,req} = 1,49 \sqrt{\frac{f_{pmax}}{f_y}} = 7,195 \text{ cm}$$

Sehingga, digunakan tebal pelat $t_p = 7,5$ cm

E. Perencanaan Tebal Las Pelat dengan Kolom

Sambungan las direncanakan dengan mutu E100xx:

$$F_{e100xx} = 100 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} = 0,6 \cdot F_{E120xx} = 496,423 \text{ MPa}$$

$$\phi_{las} = 0,75$$

Sambungan las direncanakan dengan asumsi tebal 1 cm dan direncanakan disambung pada bagian sayap dan badan

Panjang las:

$$\text{Pada sayap, } L_{las1} = b_f = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Pada badan, } L_{las2} = d = 0,9 \text{ m}$$

Asumsi tebal las, $t = 1$ cm

Hitung geometri sambungan las pada kolom

Luas total las

$$A_{we} = L_{lasf} \cdot t \cdot 2 + L_{lasw} = 360 \text{ cm}^2$$

Momen tahanan las

$$S_{las} = 2 \cdot L_{lasf} \cdot \frac{d}{2} \cdot t + \frac{t \cdot L_{lasw}}{6} \cdot 2 = 10800 \text{ cm}^3$$

Hitung tegangan las

Tegangan akibat aksial

$$f_{vp} = \frac{P_u}{A_{we}} = 632,692 \text{ MPa}$$

Tegangan akibat momen

$$f_{vmx} = \frac{M_{uy}}{S_{las}} = 205,549 \text{ MPa}$$

$$f_{vmy} = \frac{M_{ux}}{S_{las}} = 217,286 \text{ MPa}$$

Tegangan akibat geser

$$f_{hv} = \frac{V_u}{A_{we}} = 6,991 \text{ MPa}$$

Tegangan total

$$f_{total} = \sqrt{(f_{vp} + f_{vmx} + f_{vmy})^2 + f_{hv}^2} = 1055,55 \text{ MPa}$$

Hitung tebal kebutuhan las

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi_{las} \cdot F_{nw}} = 2,835$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = 40,1 \text{ mm}$$

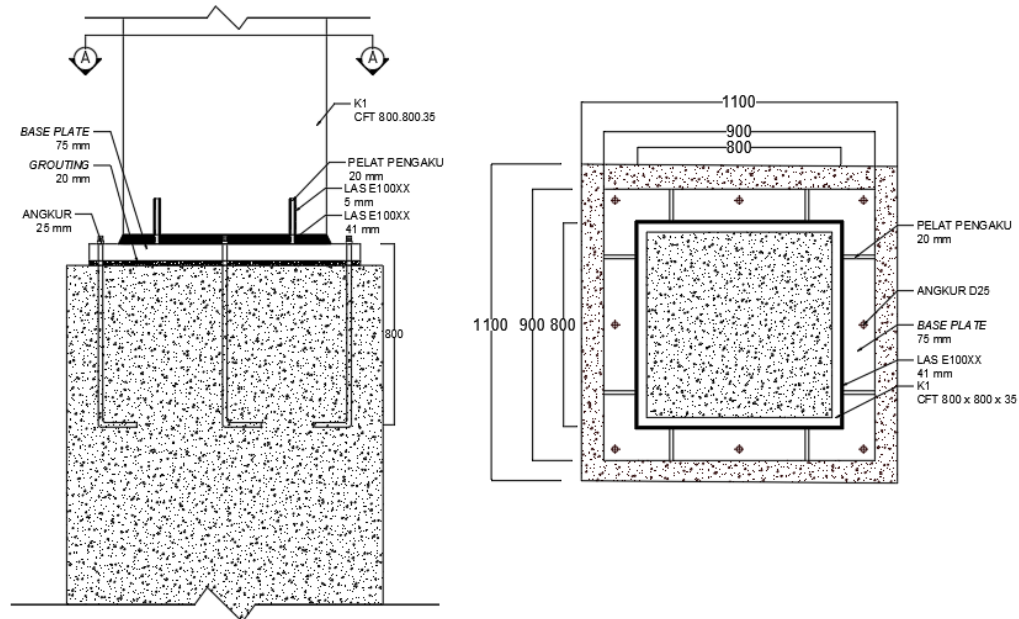
$$a_{digunakan} = 41 \text{ mm}$$

$$a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{max} = t_p - 2 = 73 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal las 41 mm.

Gambar sambungan kolom dengan *baseplate* dapat dilihat pada Gambar 4.69 berikut.



Gambar 4. 69 Sambungan Kolom Dengan *Baseplate*

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan struktur bawah terdiri dari perencanaan pondasi, *pile cap*, kolom pedestal dan juga *sloof*. Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan adalah hasil rekapan dari SPT (*Soil Penetration Test*).

4.5.1 Perencanaan Balok Sloof

Sloof merupakan bagian yang mengikat poer satu dengan yang lain agar tidak terjadi pergeseran dan penurunan pada pondasi. Desain sloof direncanakan menggunakan beton bertulang. Berikut data material sloof yang direncanakan:

Mutu beton (f'_c)	= 30 MPa
Mutu baja tulangan	= 420 MPa
E_c	= $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,96$ MPa
E_s	= 200000 MPa

4.5.1.1 Perencanaan Dimensi Sloof

Berdasarkan Pasal 18.13.4.4 ACI 318-19M, balok-balok sloof yang didesain untuk bekerja sebagai pengikat horizontal antara *pilecap* harus diproporsikan sedemikian rupa sehingga dimensi terkecil harus sama dengan atau lebih besar dari spasi bersih antar kolom yang disambung dan dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} \leq b \leq 450 \text{ mm}$$

$$\frac{10200}{20} \leq b \leq 450 \text{ mm}$$

$$510 \text{ mm} \leq b \leq 450 \text{ mm}$$

Maka, direncanakan:

$$b = 450 \text{ mm}$$

$h = 600 \text{ mm}$

Dengan selimut beton = 40 mm

4.5.1.2 Pembebanan Pada Sloof

Beban-beban yang bekerja pada sloof meliputi:

- Berat sendiri sloof

$$\begin{aligned}W_{\text{sloof}} &= \gamma_{\text{beton}} \times b \times h \\ &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0,45 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \\ &= 648 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_u &= 1,4 W_{\text{sloof}} \\ &= 1,4 \times 648 \text{ kg/m} = 907,2 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga digunakan momen koefisien untuk menghitung momen yang terjadi. Besarnya momen koefisien berdasarkan Tabel 6.5.2 ACI 318-19M adalah:

- Perhitungan Momen Positif

$$\begin{aligned}M_u (+) &= \frac{1}{16} q_u l^2 = \frac{1}{16} \times 907,2 \times 10,2^2 \\ M_u (+) &= 5899,06 \text{ kg.m} = 58,99 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

- Perhitungan Momen Negatif

$$\begin{aligned}M_u (-) &= \frac{1}{11} q_u l^2 = \frac{1}{11} \times 907,2 \times 10,2^2 \\ M_u (-) &= 8580,46 \text{ kg.m} = 85,80 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

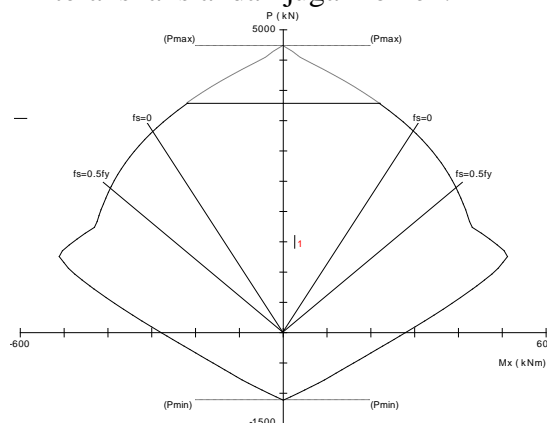
Maka dipakai $M_u = 85,80 \text{ kN.m}$

- Beban aksial yaitu sebesar 10% dari beban aksial kolom

$$\begin{aligned}P_u \text{ kolom} &= 1503344,564 \text{ kg} = 14742,77 \text{ kN} \\ P_u \text{ sloof} &= 10\% \times P_u \text{ kolom} \\ &= 10\% \times 14742,77 \text{ kN} = 1474,277 \text{ kN}\end{aligned}$$

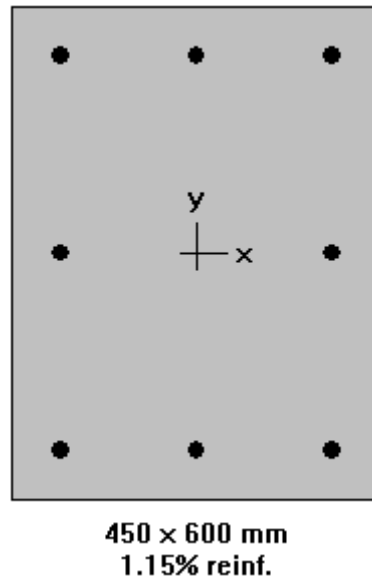
4.5.1.1 Perencanaan Tulangan Sloof

Sloof menerima beban momen dari berat sendiri sloof dan juga beban aksial sebesar 10% dari beban aksial kolom. Perhitungan tulangan pada *sloof* menggunakan program bantu SP Column. *Sloof* direncanakan dengan dimensi 450 mm x 600 mm menggunakan tulangan 8D22, didapatkan rasio tulangan 1,15%. Hasil diagram interaksi antara aksial dan momen pada sloof menggunakan SP da Column dapat dilihat pada Gambar 4. 70. Didapatkan hasil analisa masih berada didalam diagram interaksi aksial dan juga momen.



Gambar 4. 70 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Sloof

Dari *output* CsiCol, maka dimensi 450 mm x 600mm dan tulangan 8D22 dapat menahan beban aksial dan momen yang terjadi, sehingga dipakai untuk perencanaan *sloof*.



Gambar 4. 71 Tulangan Memanjang pada Sloof

- Kontrol Rasio Tulangan

Berdasarkan Pasal 18.7.4 ACI 318-19M, luas tulangan memanjang (A_{st}) tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Maka, rasio tulangan memanjang harus didalam rentang 1% sampai dengan 6%. Dari hasil program SP Column yang ditunjukkan pada Gambar 4. 71, didapatkan rasio tulangan 1,15%, sehingga memenuhi persyaratan dari ACI 318-19M.

- Kontrol Jarak Antar Tulangan

Jarak minimum yang disyaratkan untuk tulangan menurut Pasal 25.2.1 ACI 318-19M adalah 25 mm. Berikut adalah jarak antar tulangan yang direncanakan:

$$s = (600 - (2 \times \text{selimut beton}) - (2 \times \text{sengkang}) - (3 \times d_{\text{tulangan}}))/2$$

$$s = (600 - (2 \times 40) - (2 \times 10) - (3 \times 22))/2$$

$$s = 434/2 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

$$s = 217 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

- Penulangan Geser

Penentuan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dari perumusan pada Pasal 22.5 ACI 318-19M dengan perumusan sebagai berikut:

$$A_g = 450 \times 600 = 270000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 40 - 10 - \frac{22}{2} = 539 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{6A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1503344,564}{6 \times 270000} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 450 \times 539$$

$$V_c = 450929,26 \text{ N} = 45092,926 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 45092,926 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 33819,695 \text{ kg}$$

Gaya geser pada kolom:

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L = \frac{1}{2} \times 907,2 \times 10,2 = 4626,72 \text{ kg}$$

Maka didapatkan: $\phi V_c > V_u \rightarrow$ tidak diperlukan tulangan geser

Maka, dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 10$ dengan jarak 150mm (sengkang dua kaki).

- Perhitungan Panjang Penyaluran

Panjang penyaluran untuk penyaluran tarik l_{dh} batang ulir yang diakhiri dengan suatu kait standar harus diambil terbesar dari perhitungan berikut:

a. $\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}$, dengan nilai $\Psi_e \Psi_c \Psi_r$ dan λ diberikan sesuai SNI 2857-2019 pada Pasal

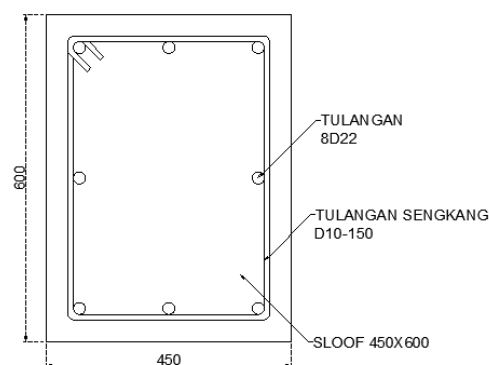
25.4.3.2 sebagai berikut:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left(\frac{0,24 \times 420 (1)(1)(1)}{1\sqrt{30}} \right) 22 = 404,87 \text{ mm}$$

b. $8d_b = 8 (22) = 176 \text{ mm}$

c. 150 mm

Maka dipilih nilai panjang penyaluran yang terbesar sebesar untuk nilai $l_{dh} = 404,87 \text{ mm}$ digunakan 425 mm. Sedangkan untuk kait standar disesuaikan dengan SNI 2847-2019 Tabel 25.3.1 dimana perpanjangan lurus diambil sebesar $12 d_b = 12 (22) = 264 \text{ mm}$.



Gambar 4. 72 Penulangan Sloof

4.5.2 Perencanaan Kolom Pedestal

Pada perhitungan ini akan diambil contoh perencanaan kolom pedestal dengan rincian data untuk kolom pedestal sebagai berikut:

Dimensi kolom : $b = 1100 \text{ mm}$
 $h = 1100 \text{ mm}$

Selimut beton : 50 mm

Mutu beton (f'_c) : 30 MPa

Mutu baja tulangan : 420 MPa

$$E_c : 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 25742,9602 \text{ MPa}$$

$$E_c : 200000 \text{ MPa}$$

Beban yang bekerja pada kolom

Beban maksimum yang bekerja didapatkan dari hasil perhitungan menggunakan program bantu ETABS sebagai berikut:

$$P_u = 1503344,564 \text{ kg}$$

$$V_u = 19407,26 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 91744,2844 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 114496,716 \text{ kg.m}$$

4.5.2.1 Kontrol Dimensi Kolom (Pasal 18.7.2 ACI 318-19M)

$$A_g = bh = 1100 \times 1100 = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$A_g \times \frac{f'_c}{10} = 1210000 \times \frac{30}{10} = 3630000 \text{ N} = 363000 \text{ kg}$$

Maka didapatkan

$$P_u = 1503344,564 \text{ kg} \geq A_g \times \frac{f'_c}{10} = 363000 \text{ kg}$$

Menurut Pasal 18.7.2 ACI 318-19M, terdapat batasan yang harus dipenuhi dari penampang kolom yakni:

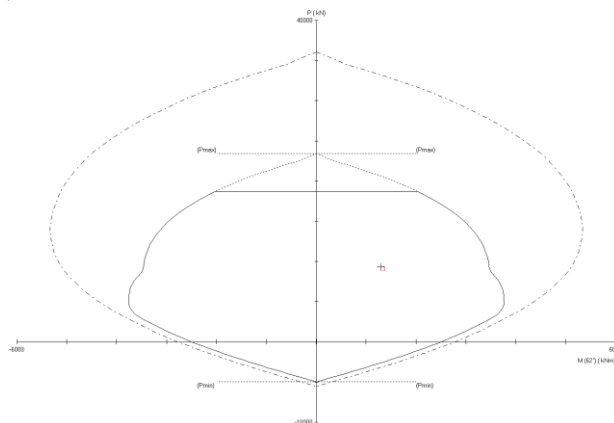
(a) Dimensi penampang terpendek tidak boleh dari 300 mm. $1100 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ (OK)

(b) Rasio dimensi kolom lebih besar dari 0,4

$$\frac{b}{h} = \frac{1100}{1100} = 1 > 0,4 \text{ (OK)}$$

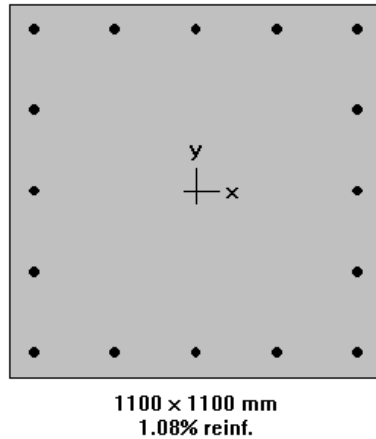
4.5.2.2 Perencanaan Tulangan

Perhitungan tulangan pada kolom pedestal menggunakan program bantu SP Column v6.0. Beban yang terjadi adalah beban aksial dan juga momen. Kolom pedestal direncanakan dengan dimensi 1100 mm x 1100 mm menggunakan tulangan 16D32 merata di keempat sisinya, didapatkan rasio tulangan 1,08%. Hasil diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom menggunakan SP Column dapat dilihat pada **Error! Reference source not found.** dan **Error! Reference source not found.**. Didapatkan hasil analisa masih berada didalam diagram interaksi aksial dan juga momen.



Gambar 4. 73 Diagram Interaksi Aksial dan Momen pada Kolom Pedestal

Dari hasil SP Column, maka dimensi kolom pedestal 1100 mm x 1100 mm dan tulangan 16D32 dapat menahan beban aksial dan momen yang terjadi, sehingga *output* dari SP Column dipakai untuk perencanaan kolom pedestal.



Gambar 4. 74 Tulangan Memanjang pada Kolom Pedestal

- Kontrol Rasio Tulangan

Berdasarkan Pasal 18.7.4 ACI 318-19M, luas tulangan memanjang (A_{st}) tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ atau lebih dari $0,06A_g$. Maka, rasio tulangan memanjang harus didalam rentang 1% sampai dengan 6%. Dari hasil program SP Column yang ditunjukkan pada Gambar 4. 74, didapatkan rasio tulangan 1,08%, sehingga memenuhi persyaratan dari ACI 318-19M.

- Kontrol Jarak Antar Tulangan

Jarak minimum yang disyaratkan untuk tulangan menurut Pasal 25.2.1 ACI 318-19M adalah 25 mm. Berikut adalah jarak antar tulangan yang direncanakan:

$$s = (1100 - (2 \times \text{selimut beton}) - (2 \times \text{sengkang}) - (5 \times d_{\text{tulangan}}))/4$$

$$s = (1100 - (2 \times 50) - (2 \times 10) - (5 \times 32))/4$$

$$s = 820/4 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

$$s = 205 \text{ mm} > 25 \text{ mm (OK)}$$

- Penulangan Geser

Penentuan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dari perumusan pada Pasal 22.5 ACI 318-19M dengan perumusan sebagai berikut:

$$A_g = 1100 \times 1100 = 1210000 \text{ mm}^2$$

$$d = 1100 - 50 - 10 - \frac{32}{2} = 1024 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{N_u}{6A_g} \right) \lambda \sqrt{f'c'} \times b \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1503344,564}{6 \times 1210000} \right) 1 \times \sqrt{30} \times 400 \times 540$$

$$V_c = 1282069,158 \text{ N} = 128206,915 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 128206,915 \text{ kg}$$

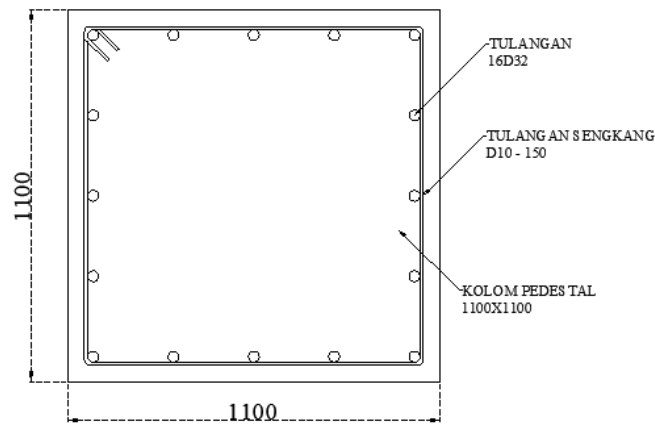
$$\phi V_c = 96155,186 \text{ kg}$$

Gaya geser pada kolom:

$$V_u = 19407,26 \text{ kg}$$

Maka didapatkan: $\phi V_c > V_u \rightarrow$ tidak diperlukan tulangan geser

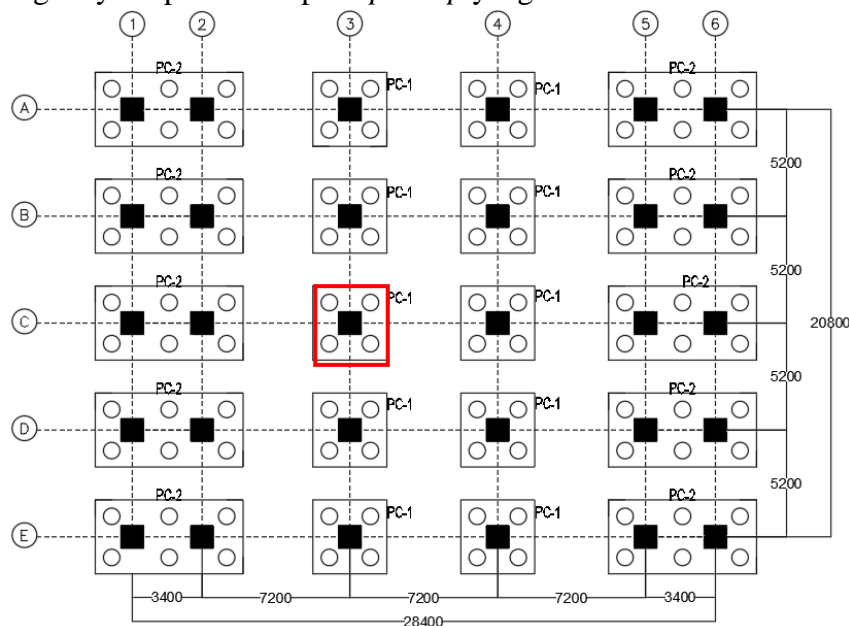
Maka, dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 10$ dengan jarak 150mm (senggang dua kaki).



Gambar 4. 75 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.3 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan salah satu bagian struktural pada bangunan yang berfungsi untuk menahan beban-beban yang disalurkan oleh kolom dan menjaga agar bangunan tetap berdiri tegak. Denah pondasi untuk perencanaan dapat dilihat pada Gambar 4.76 dengan *pilecap* yang ditinjau perhitungannya dapat dilihat pada *pilecap* yang ditandai warna merah.



Gambar 4. 76 Denah Pondasi Dalam

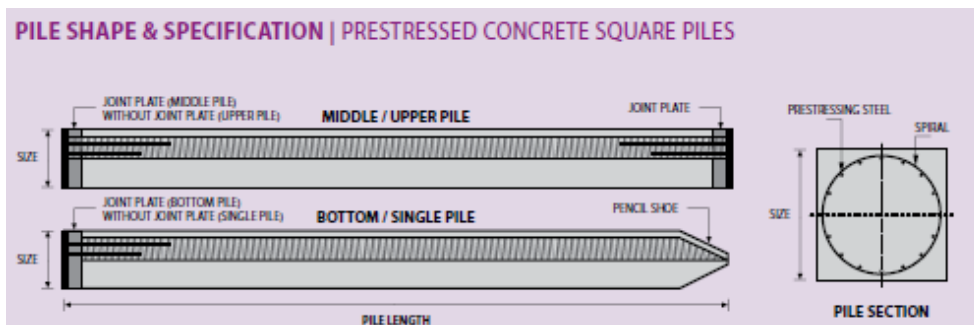
4.5.3.1 Data Tanah

Dalam merencanakan pondasi dari setiap bangunan tentunya diperlukan penyelidikan terhadap tanah yang menjadi lahan bagi bangunan tersebut agar dapat mengetahui jenis, karakteristik tanah, dan daya dukung tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan kepada pondasi. Data tanah yang digunakan dianggap dapat merepresentasikan kondisi tanah pada

proyek pembangunan Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya. Data tanah yang tersedia berupa data SPT (*Standard Penetration Test*) dari lapangan yang tertera pada lampiran. Data ini nantinya akan digunakan untuk menghitung daya dukung tanah untuk pondasi tiang pancang.

4.5.3.2 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi yang direncanakan pada modifikasi Gedung KCU BCA Bukit Darmo Surabaya menggunakan tipe pondasi tiang pancang dengan jenis *prestressed concrete spun pile* dari PT. Wika Beton seperti pada Gambar 4.77 dan Spesifikasi dapat dilihat pada Gambar 4.78.



Gambar 4. 77 Profil *Spun Pile*

PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6-14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6-15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6-16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6-17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6-16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6-24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6-24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual/standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe
 Unit Conversion : 1 ton = 9,8060 kN

Gambar 4. 78 Spesifikasi *prestressed concrete spun pile* dari PT. Wika Beton

Berikut ini merupakan spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan sesuai dengan

- Mutu Beton : 30 Mpa
- Diameter Tiang : 800 mm

- Tebal Tiang : 120 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete Cross Section* : 2563,54 cm²
- Berat : 641 kg/m
- Panjang : 6-20 m
- *Bending Moment Crack* : 40 ton.m
- *Bending Moment Break* : 60 ton.m
- *Allowable Compression* : 415 ton

4.5.3.3 Pembebanan Tiang Pancang

Beban yang diterima dari struktur (melalui balok ke kolom yang diteruskan ke tiang pancang) akan menjadi salah satu faktor utama bagaimana pondasi harus direncanakan. Beban yang bekerja pada pondasi diperhitungkan berdasarkan metode *Allowable Strength Design* (ASD) pada perhitungan kekuatan ijin tanah sehingga pembebanan menggunakan kombinasi pembebanan tak berfaktor yaitu D + L.

Dari kombinasi pembebanan tersebut dilakukan kontrol. Kontrol yang disajikan dalam perencanaan ini meliputi daya dukung 1 tiang pancang dalam grup, kontrol terhadap defleksi akibat gaya lateral, dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan. Untuk menentukan gaya-gaya yang terjadi akibat kombinasi pembebanan diatas, maka digunakan program bantu ETABS 18.1.1 untuk menyajikan data-data pada *joint reaction* pada perletakan struktur.

Tabel 4. 25 Output *Joint* yang ditinjau

Output Case (1D + 1L) Joint yang ditinjau		
FX	0,179	kN
FY	0,0275	kN
FZ	4669,73	kN
MX	0,0894	kNm
MY	0,2549	kNm

4.5.3.4 Daya Dukung Tanah

Daya dukung pondasi dalam ditentukan oleh daya dukung perlawanan dasar tiang (Q_p) dan daya dukung dari unsur lekatan (Q_s). Sehingga, untuk mendapatkan daya dukung tanah total dirumuskan sebagai :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Selain meninjau berdasarkan kekuatan tanah, tempat pondasi dipancang, daya dukung tanah juga harus memperhatikan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Pada perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal dihitung menggunakan cara Luciano De Court. Luciano De Court merumuskan daya dukung tanah dengan persamaan sebagai berikut :

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

Dimana :

- Qult = Daya dukung tiang bore ultimate
- Qd = Daya dukung tiang ijin
- SF = Angka Keamanan

- K = Koefisien Karakteristik Tanah
 \tilde{N}_p = Nilai rata-rata SPT (N) sepanjang 4D diatas s/d 4D dibawah
 \tilde{N}_s = Nilai N rata-rata sepanjang tiang dengan nilai $3 < N < 50$
 A_p = luas penampang diujung tiang
 A_s = luas selimut tiang (keliling x kedalaman tiang)
 α, β = Koefisien dasar Tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang merupakan daya dukung tiang total dibagi dengan faktor keamanan, dimana:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana, faktor keamanan pada tugas akhir ini direncanakan dengan nilai $SF = 3$.

- a. Koreksi terhadap muka air tanah
 Khusus untuk tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

- $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$ (Terzaghi & Peck, 1960)
- $N_1 = 0,6N$ (Bazaraa, 1967)

Nilai N_1 dipilih dari hasil terkecil pada poin a dan b.

Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar, dan bila $N \leq 15$, tidak ada koreksi. Sehingga $N_1 = N$.

- b. Koreksi terhadap Tegangan *Overburden* dari tanah
 Hasil dari koreksi 1 (N_1) dikoreksikan lagi untuk pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah, dimana harga N tersebut didapatkan. Berikut adalah hasil penyesuaian koreksi terhadap tekanan vertikal efektif yang dikutip dari Bazaraa (1967):

- $N_2 = \frac{4N_1}{1+0,4P_o}$, bila $P_o \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$
- $N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1P_o}$, bila $P_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$

Dimana, P_o adalah tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan/kedalaman tanah yang akan ditinjau. Sebagai tambahan, harga N_2 harus lebih kecil atau sama dengan harga $2N_1$. Apabila dari koreksi didapatkan $N_2 > 2N_1$, maka nilai dari $N_2 = 2N_1$.

- c. Menentukan Nilai K (Koefisien Karakteristik Tanah)
 Nilai K disesuaikan dengan jenis tanah dengan nilai sebagai berikut:

- Untuk lempung = 12 t/m^2
- Untuk Lanau berlempung = 20 t/m^2
- Untuk Lanau Berpasir = 25 t/m^2
- Untuk Pasir = 40 t/m^2

- d. Menentukan Koefisien Dasar Tiang (α, β)
 Nilai α dan β ditentukan berdasarkan tabel Decourt & Quaresma (1978) dimana α, β = Koefisien Dasar Tiang

Tabel 4. 26 Tabel Koefisien Dasar Tiang α

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Cotinuuous hollow auger	Root Piles	Injected Piles (high Pressure)
Clay	1,00	0,85	0,85	0,30	0,85	1,00
Intermediate Soils	1,00	0,60	0,60	0,30	0,60	1,00
Sands	1,00	0,50	0,50	0,30	0,50	1,00

(Sumber: Decourt & Quaresma, 1978)
Tabel 4. 27 Tabel Koefisien Dasar Tiang β

Soil/Pile	Driven Pile	Bored Pile	Bored Pile (Bentonite)	Cotinuuous hollow auger	Root Piles	Injected Piles (high Pressure)
Clay	1,00	0,80	0,90	1,00	1,50	3,00
Intermediate Soils	1,00	0,65	0,75	1,00	1,50	3,00
Sands	1,00	0,50	0,65	1,00	1,50	3,00

(Sumber: Decourt & Quaresma, 1978)

Pada tugas akhir ini direncanakan menggunakan spun piles dari PT. Wika Beton sehingga didapatkan untuk nilai $\alpha = 1$ dan nilai $\beta = 1$.

Contoh perhitungan daya dukung tanah dengan formula Luciano Decourt adalah sebagai berikut, diambil tiang pancang kedalaman 30 m dengan diameter tiang pancang 80 cm.

Nilai N-SPT = 27.0 (tanah lempung)

Nilai N1 diambil yang terkecil dari :

- $N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N-15) = 21$
- $N_1 = 0,6N = 16,2$ (dipakai)

$$\begin{aligned}
 P_o &= P_o \text{ di atas} + \gamma'h \\
 &= 20,818 + 0,739(2) \\
 &= 22,296 \text{ ton/m}^2 > 7,5 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3,25+0,1P_o} = \frac{4(16,2)}{3,25+0,1(22,296)} = 11,83$$

$$2N_1 = 2(16,2) = 32,4 \text{ (} N_2 < 2N_1 \text{, maka } N_2 = 11,83 \text{)}$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (lempung berpasir)}$$

$$N_s \text{ rata rata} = 11,83 \text{ (Karena } 3 < N_2 < 50 \text{, maka digunakan } 11,83 \text{)}$$

$$N_p \text{ rata rata} = 21,70$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= 0,25 \times 3,14 \times d^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= 3,14 \times d \times \text{Kedalaman Tiang} \\
 &= 3,14 \times 0,8 \times 30 \\
 &= 75,36 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= [\alpha \times (\tilde{N}_p \times K) \times A_p] + \left[\beta \times \left(\frac{\tilde{N}_s}{3} + 1 \right) \times A_s \right] \\
 &= 322,246 + 297,21 \\
 &= 619,46 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= Q_{ult}/3 \\
 &= 206,49 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk Rekapitulasi Daya Dukung Tanah dengan diameter 80 dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah

Kedalaman (m)	N-spt	Jenis Tanah	ysat t/m3	po t/m2	K t/m2	N1	N2	Np rata-rata	Ns rata-rata	Qp ton	Qs ton	Qult ton	Qijin ton
0	0		0	0	20	0	0	12.9198966	3	258.398	0	258.398	86.1326
2	10	Lanau Lempung	1.685	1.370	20	10	25.83979328	17.585227	25.839793	351.705	43.295	395	131.667
4	24		1.740	2.850	20	14.4	26.91588785	25.5738148	26.915888	511.476	90.196	601.672	200.557
6	28	Pasir Kerikil	1.830	4.510	40	16.8	23.9657632	23.4047391	23.965763	936.19	120.465	1056.65	352.218
8	28		1.840	6.190	40	16.8	19.33256617	17.4052808	19.332566	696.211	129.568	825.779	275.26
10	15		1.840	7.870	40	9	8.917513005	12.2786058	8.917513	491.144	74.7072	565.851	188.617
12	15	Lanau Lempung	1.780	9.430	20	9	8.585738135	15.0573822	8.5857381	301.148	86.3133	387.461	129.154
14	50		1.720	10.870	20	30	27.66889555	21.0194323	27.668896	420.389	324.518	744.906	248.302
16	50	Padas Berlempung	1.700	12.270	20	30	26.80366317	26.8091612	26.803663	536.183	359.28	895.463	298.488
18	50		1.732	13.734	20	30	25.95492495	23.9548222	25.954925	479.096	391.391	870.487	290.162
20	38		1.750	15.234	20	22.8	19.10587841	19.0944173	19.105878	381.888	320.122	702.01	234.003
22	25		1.678	16.590	25	15	12.22244856	14.0882169	12.222449	352.205	225.268	577.473	192.491
24	23	Lempung Berpasir	1.692	17.974	25	13.8	10.93632365	13.2689375	10.936324	331.723	219.888	551.611	183.87
26	36		1.712	19.398	25	21.6	16.64804039	13.8461253	16.64804	346.153	362.623	708.776	236.259
28	31		1.710	20.818	25	18.6	13.95401178	14.1425776	13.954012	353.564	327.322	680.887	226.962
30	27		1.739	22.296	25	16.2	11.82568071	12.8898462	11.825681	322.246	297.212	619.458	206.486

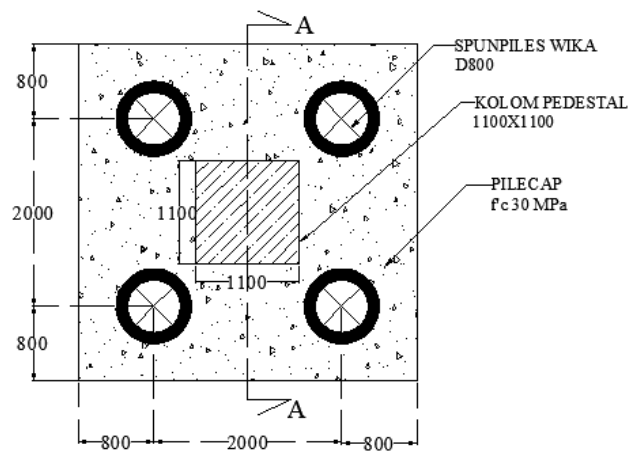
Setelah perhitungan daya dukung tanah, maka direncanakan tiang pancang pada kedalaman 30 meter dengan daya dukung tanah sebesar 206,486 ton. Selanjutnya dilakukan kontrol kekuatan tiang dengan daya dukung tanah. Daya dukung tanah tidak boleh melebihi nilai kekuatan tiang agar tiang tidak mengalami keretakan.

$$Q_{ijin\ tanah} \leq Q_{ijin\ tiang}$$

$$206,486\ ton < 415\ ton\ (OK)$$

4.5.3.5 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Dalam Grup

Beban maksimum yang terjadi pada satu tiang pancang dalam grup dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Pada perencanaan ini, diambil contoh perhitungan tiang pancang PC-1. Dengan konfigurasi model yang ditunjukkan pada Gambar 4.80 sebagai berikut :



Gambar 4. 79 Pondasi PC-1

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 didapatkan persamaan berikut ini:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin\ tanah}$$

Daya dukung ijin (P_{ijin}) yang digunakan diambil yang terkecil dari daya dukung tanah dan daya dukung beban. Untuk daya dukung tanah, perhitungan daya dukung tiang pancang

kelompok harus dikoreksikan terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e). Berikut rumus koefisien efisiensi menurut *Converse-Labarre Formula* adalah sebagai berikut:

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

Sehingga didapatkan persamaan untuk daya dukung tanah pada tiang pancang kelompok adalah:

$$P_{max} \leq P_{ijin} \text{ 1 tiang} \times C_e$$

Untuk contoh perhitungan diambil Pondasi PC-1:

Telah direncanakan tiang pancang dalam satu kelompok terdapat 4 buah tiang pancang (*spun pile*) diameter 100 cm dengan jarak sebagai berikut:

1. Jarak antar tiang (S)

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$2,5(80) \leq S \leq 3(80)$$

$$200 \text{ cm} \leq S \leq 240 \text{ cm}$$

Maka dipakai jarak antar tiang pancang yaitu 200 cm.

2. Jarak Tepi (S_1)

$$1D \leq S_1 \leq 1,5D$$

$$1(80) \leq S_1 \leq 1,5(80)$$

$$80 \text{ cm} \leq S_1 \leq 120 \text{ cm}$$

Maka dipakai jarak tepi yaitu 80 cm.

Dari Gambar 4.179 didapatkan perhitungan sebagai berikut:

$$N = 4 \text{ tiang}$$

$$X_{max} = \frac{S}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$Y_{max} = \frac{S}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 4(X_{max}^2) = 4(1^2) = 4 \text{ m}$$

$$\Sigma y^2 = 4(Y_{max}^2) = 4(1^2) = 4 \text{ m}$$

Berikut adalah contoh perhitungan untuk kontrol beban maksimum 1 tiang. Akan dilakukan kontrol untuk masing-masing kombinasi beban.

Kombinasi Beban 1D + 1L

Didapatkan *joint reaction* dari ETABS 2018 pada perletakan dengan kombinasi beban (1D + 1L) didapatkan gaya maksimum yang bekerja sebagai berikut:

$$P = 4669,73 \text{ kN}$$

$$M_x = 0,0894 \text{ kNm}$$

$$M_y = 0,2549 \text{ kNm}$$

Kontrol Kekuatan Daya Dukung Untuk 1 Tiang

Didapatkan:

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{4669,73}{4} + \frac{0,2549 \times 1}{4} + \frac{0,0894 \times 1}{4} = 1166,01 \text{ kN} = 118,93 \text{ ton}$$

Untuk daya dukung tanah, perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e), berikut perhitungan koefisien efisiensi menurut *Converse-Labarre Formula*:

$$\emptyset = 80 \text{ cm}$$

$$S = 200 \text{ cm}$$

$$m = 2$$

$$n = 2$$

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan}(\frac{\emptyset}{S})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$C_e = 1 - \frac{\text{arc tan}(\frac{80}{200})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right)$$

$$C_e = 0,758$$

$$P_{ijin \text{ tanah}} \times C_e = 206,486 \text{ ton} \times 0,758 = 156,5 \text{ ton}$$

Kontrol kekuatan daya dukung tanah terhadap beban:

$$P_{max} \leq P_{ijin \text{ tanah}} \times C_e$$

$$118,93 \text{ ton} < 156,5 \text{ ton (OK)}$$

4.5.3.6 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Beban-beban yang bekerja pada tiang pondasi tidak hanya vertikal saja, seringkali terdapat beban horizontal yang bekerja pada tiang tersebut. Perumusan untuk menghitung gaya momen akibat gaya horizontal yang terjadi sebagai berikut:

$$M_{max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9C_u d}$$

Dimana:

H = beban horizontal

e = jarak beban horizontal (H) terhadap muka tanah

d = diameter tiang pancang

Dari *output joint reaction* dari ETABS 18.1.1 pada perletakan dengan kombinasi beban (1D + 0.75Ex) didapatkan gaya horizontal maksimum yang bekerja sebagai berikut:

$$H_x = 116,73 \text{ kN} = 11,9 \text{ ton}$$

Diambil gaya horizontal paling maksimum, $H_{max} = 0,018 \text{ ton}$. Maka gaya horizontal yang diterima oleh satu tiang adalah:

$$H_{1 \text{ tiang}} = \frac{H_{max}}{n} = \frac{11,9}{4} = 2,975 \text{ ton} = 2975 \text{ kg}$$

1. Menghitung nilai T

$f'_c = 52 \text{ MPa}$ (didapatkan dari brosur *spunpile WIKA BETON*)

$$E = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{52} = 33892,182 \text{ MPa}$$

$$\text{Section Inertia (I)} = 1527869,6 \text{ cm}^4$$

Berdasarkan jenis tanah lempung, digunakan Tabel 4.37 korelasi N-SPT terhadap C_u .

Tabel 4. 29 Korelasi N-SPT terhadap Cu

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, C_u		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan conus, q_c	
				(dari Sondir)	
	kPa	ton/m ²		kg/cm ²	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5.	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10.	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10. – 20.	20 – 40	75 – 150	7500 – 15000
Keras (hard)	> 200	> 20.	> 40	> 150	> 15000

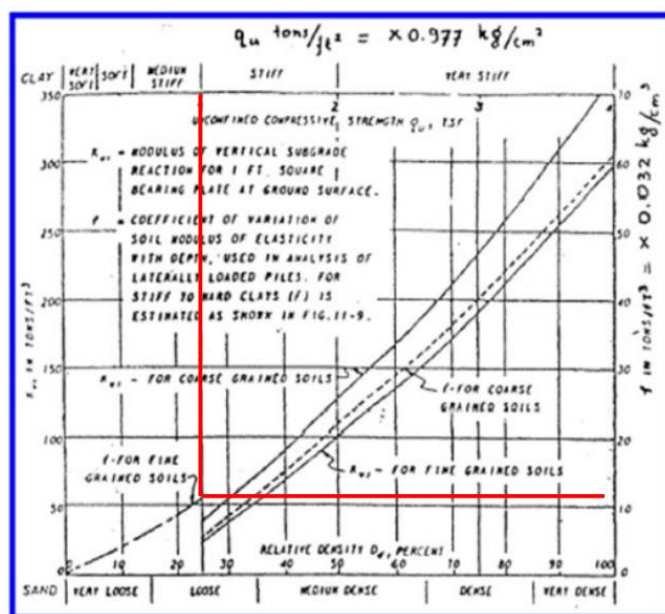
Diambil N-SPT paling kecil yaitu 10 di kedalaman 2 m, sehingga didapatkan $C_u = 5 \text{ ton/m}^2$ atau $0,5 \text{ kg/cm}^2$

, maka

$$Q_u = 2C_u = 2 \times 0,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1,02 \text{ ton/ft}^2$$



Gambar 4.80 Diagram Immediate Settlement of Isolate Footing NAVFAC DM7-1971 (Sumber: Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah)

Dari Gambar 4.80 didapatkan nilai untuk $f = 11 \text{ ton/ft}^3 = 0,35 \text{ kg/cm}^3$ ($f = \text{soil modulus of elasticity coefficient}$)

Maka besarnya T adalah

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

$$T = \left(\frac{338921,82 \times 1527869,6}{0,35} \right)^{\frac{1}{5}} = 271,35 \text{ cm}$$

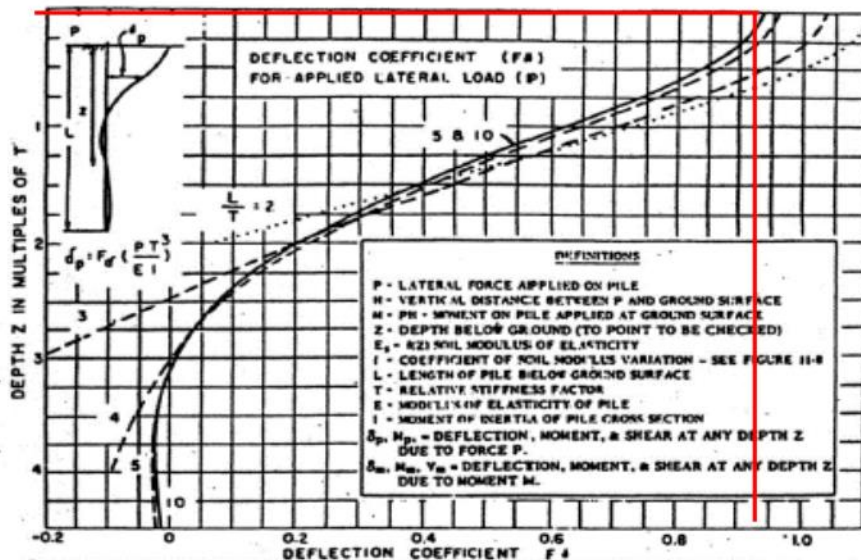
2. Menghitung Defleksi

$F\delta$ (koefisien defleksi) diperoleh dari Gambar 4.81.

$L = 3000 \text{ cm}$

$$\frac{L}{T} = \frac{3000}{271,35} = 11,05$$

Berdasarkan nilai $z = 0$ pada pangkal tiang pancang dan nilai $L/T = 11,05$, didapatkan nilai koefisien defleksi dari grafik *influence value for laterally loaded pile* sebagai berikut:



Gambar 4. 80 Diagram *Influence Value for Laterally Loaded Pile*, Nilai $(F\delta)$ NAVFAC DM7-1971

(Sumber: Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah)

Dari Gambar 4.183, didapatkan koefisien defleksi bernilai 0,95, dimana untuk menghitung defleksi yang terjadi ialah sebagai berikut:

$$F\delta = 0,95$$

Sehingga besarnya defleksi adalah:

$$\delta = F\delta \left(\frac{H_1 \text{ tiang} \times T^3}{EI} \right)$$

$$\delta = 0,95 \left(\frac{2975 \times 271,35^3}{338921,82 \times 1527869,6} \right) = \text{cm}$$

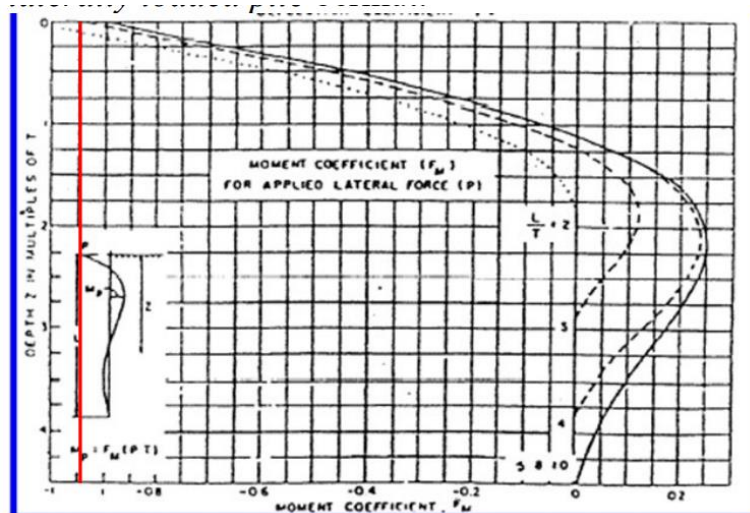
Kontrol defleksi tiang:

$$\delta \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$0,109 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

3. Kontrol terhadap *Bending Moment Crack*

Untuk mendapatkan koefisien momen digunakan grafik *influence value for laterally loaded pile* berikut:



Gambar 4. 81 Diagram *Influence Value* for Laterally Loaded Pile, Nilai (F_m) NAVFAC DM7-1971

(Sumber: Modul Ajar Metode Perbaikan Tanah)

Dari Gambar 4.82 didapatkan $F_m = 0,885$

Sehingga momen yang terjadi pada tiang pancang adalah:

$$M_p = F_m (H_1 \text{ tiang } T) = 0,885 (2975 \times 2,71)$$

$$M_p = 7135 \text{ kg.m}$$

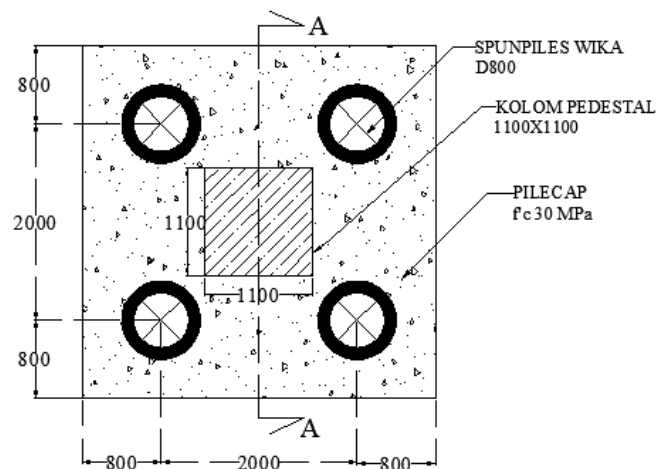
Kontrol momen pada tiang pancang:

$$M_p \leq M_{crack}$$

$$7135 \text{ kg.m} < 40000 \text{ kg.m (OK)}$$

4.5.4 Perencanaan *Pile Cap*

Poer merupakan bagian yang menyalurkan beban dari kolom ke tiang pancang, sehingga perlu dilakukan perencanaan dan kontrol terhadap beban-beban yang terjadi. Perencanaan poer mengacu pada ACI 318-19M. Pada perhitungan ini akan diambil contoh perencanaan poer dari pondasi PC-1. Poer direncanakan seperti pada Gambar 4.83.



Gambar 4. 82 Perencanaan Poer PC-1

Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut:

Jumlah tiang pancang	= 4 buah
Dimensi poer	= 3,6 m x 3,6 m
Tebal poer	= 1,5 m
Mutu beton f_c'	= 30 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan, d_{tul}	= 25 mm
Luas tulangan, A_s	= 490,874 mm ²
Selimut beton, c	= 50 mm
Dimensi kolom pedestal	= 1,1 m x 1,1 m

Dari perencanaan pondasi, didapatkan beban maksimum aksial pada poer untuk perencanaan adalah:

$$P = 1100832,3 \text{ kg} = 1100,8323 \text{ ton}$$

$$P_{\max} \text{ (untuk 1 tiang pancang)} = 276,239 \text{ ton}$$

4.5.4.1 Kontrol Geser Pons

Perencanaan poer harus memenuhi kontrol geser pons sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 13.4.2.3 yang menyebutkan bahwa kekuatan gaya geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Untuk memenuhi syarat geser pons dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$\phi V_c \geq P_u$$

Hal ini sesuai dengan persyaratan SNI 2847-2019 Tabel 22.6.5.2. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut, dimana nilai V_c terkecil antara:

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

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

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

Dimana:

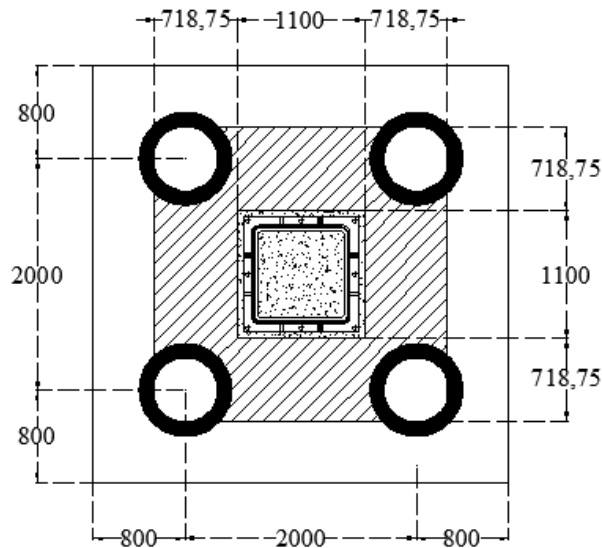
β = Rasio dari sisi Panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = Keliling dari penampang kritis pada *pilecap*

α_s = 20 untuk kolom sudut, 30 untuk kolom tepi, dan 40 untuk kolom interior.

- Kontrol Geser Pons Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2019 Pasal 13.4.2.5. Untuk gambar daerah yang terkena geser pons akibat kolom dapat dilihat pada Gambar 4.84.



Gambar 4. 83 Bidang Geser Akibat Kolom

$\lambda = 1$ (beton normal)

$\alpha_s = 40$ (kolom interior)

$$\beta = \frac{1100}{1100} = 1$$

$f'_c = 30$ MPa

• Tinggi efektif (d):

$$\begin{aligned} d_x &= \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul} \\ &= 1500 - 50 - \frac{1}{2} 25 \\ &= 1437,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_y &= \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - d_{tul} - \frac{1}{2} d_{tul} \\ &= 1500 - 50 - 25 - \frac{1}{2} 25 \\ &= 1412,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

• keliling dari penampang kritis b_0 :

$$b_0 = 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$b_0 = 2(1100 + 1437,5) + 2(1100 + 1437,5) = 10150 \text{ mm}$$

Sehingga didapatkan besaran V_c adalah:

$$(a) V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \sqrt{30} \times 10150 \times 1437,5$$

$$V_c = 26372327,65 \text{ N} = 2637,237 \text{ ton}$$

$$(b) V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \sqrt{30} \times 10150 \times 1437,5$$

$$V_c = 40757233,65 \text{ N} = 4075,7233 \text{ ton}$$

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

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40.1137,5}{8950} \right) \times 1\sqrt{30} \times 10150 \times 1437,5$$

$$V_c = 9282512,5 \text{ N} = 928,251 \text{ ton}$$

Kuat geser nominal beton diambil yang paling kecil dari ketiga persamaan diatas, sehingga besarnya kuat geser nominal V_c adalah:

$$V_c = 928,251 \text{ ton}$$

Karena besaran dari punching load tidak terdefinisi secara spesifik pada SNI, sehingga punching load diasumsikan sebagai P_u ditambah Berat berfaktor Poer yang terletak pada luasan $d/2$ dikurangi bagian Pile yang terletak pada luasan $d/2$. Untuk gaya geser yang terjadi, ditinjau dari pembebanan pada penampang yang terkena geser pons sebagai berikut:

$$W_u \text{ poer} = 1,2 \times \gamma_{beton} \times t_{poer} \times A_{kritis}$$

$$= 1,2 \times 2400 \times 1,2 \times \frac{(1100 + 718,75 \times 2)(1100 + 718,75 \times 2)}{1000000}$$

$$= 17302,14 \text{ kg} = 17,302 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ pile} = P_{\max} 1 \text{ tiang} \times n_{tiang}$$

$$= 118,93 \times 4$$

$$= 475,72 \text{ ton}$$

$$\lambda = \frac{\text{area kritis}}{\text{area total}} = \frac{(1100 + 1437,5)(1100 + 1437,5)}{(3600 \times 3600)} = 0,496$$

Sehingga, *punching shear* yang terjadi adalah

$$P_{\text{punch}} = P_u + W_u \text{ poer} - \lambda \cdot P_u \text{ pile}$$

$$= 476,24 + 17,302 - 0,496 \times 475,72$$

$$= 257,58 \text{ ton}$$

Kontrol kuat geser pons akibat kolom:

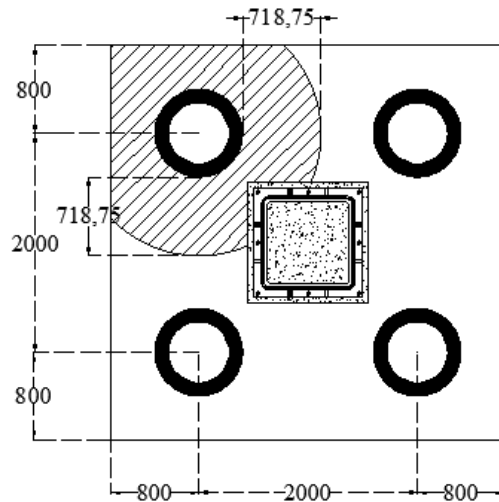
$$\phi V_c \geq P_{\text{punch}}$$

$$0,75(928,251 \text{ ton}) > 257,58 \text{ ton}$$

$$696,188 \text{ ton} > 257,58 \text{ ton (OK)}$$

Maka ketebalan dan dimensi poer memenuhi syarat terhadap geser pons yang terjadi akibat kolom.

- Kontrol Geser Pons Akibat Tiang Pancang
Bidang geser akibat tiang pancang ditunjukkan pada Gambar 4.85.



Gambar 4. 84 Bidang Geser Akibat Tiang Pancang

Tinggi efektif (d):

$$d_x = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1500 - 50 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1437,5 \text{ mm}$$

$$d_y = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - d_{tul} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1500 - 50 - 25 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1412,5 \text{ mm}$$

$$\frac{d_x}{2} = \frac{1437,5}{2} = 718,75 \text{ mm}$$

$$b_o = 0,5 \times 3,14 \times (D_{tiang} + d) = 3512,87 \text{ mm}$$

Sehingga didapatkan besaran V_c adalah:

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

$$V_c = 0,33 \times 0,6003 \times 1\sqrt{30} \times 3512,87 \times 1437,5$$

$$V_c = 12402046,41 \text{ N} = 1240,204 \text{ ton}$$

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1\sqrt{30} \times 3512,87 \times 1437,5$$

$$V_c = 19166799 \text{ N} = 1916,679 \text{ ton}$$

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

$$V_c = 0,083 \left(2 + \frac{40.1137,5}{4301,78}\right) \times 0,6003 \times 1\sqrt{30} \times 3512,87 \times 1437,5$$

$$V_c = 7999477,009 \text{ N} = 799,947 \text{ ton}$$

Kuat geser nominal beton diambil yang paling kecil dari ketiga persamaan diatas, sehingga besarnya kuat geser nominal V_c adalah:

$$V_c = 799,947 \text{ ton}$$

Untuk gaya geser yang terjadi, ditinjau dari pembebanan pada penampang kritis.

$$P_u \text{ pile} = P_{\max} \text{ 1 tiang} \\ = 118,93 \text{ ton}$$

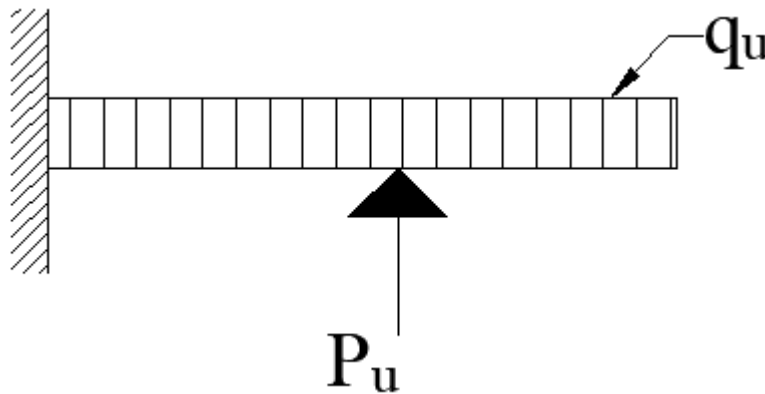
Kontrol kuat geser pons akibat tiang pancang:

$$\phi V_c \geq P_u \text{ pile} \\ 0,75(799,947 \text{ ton}) \geq 118,93 \text{ ton} \\ 599,960 \text{ ton} \geq 118,93 \text{ ton (OK)}$$

Maka ketebalan dan dimensi poer memenuhi syarat terhadap geser pons yang terjadi akibat tiang pancang.

4.5.4.2 Penulangan Poer

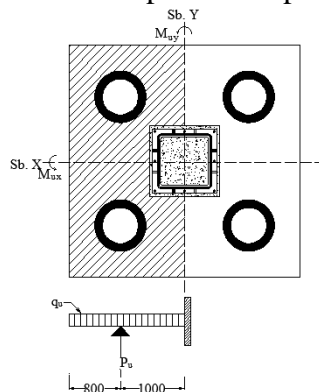
Penulangan pada poer memiliki prinsip yang mirip dengan penulangan pada balok. Pada penulangan lentur, poer dianalisa sebagai kantilever, dimana bagian kolom diasumsikan sebagai perletakan jepit. Beban yang bekerja ialah beban terpusat di tiang pancang dan berat dari poer itu sendiri. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 4. 85 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever

1. Perencanaan Tulangan Arah X

Pembebanan Pondasi Poer Arah X dapat dilihat pada Gambar 4.87.



Gambar 4. 86 Pembebanan Pondasi Poer (Arah Sumbu X)

- Gaya yang bekerja

Beban Terpusat P akibat tiang pancang:

$$P_{\max} (1 \text{ tiang pancang}) = 118930 \text{ kg}$$

$$2P_{\max} = 118930 \times 2 \text{ buah} = 237860 \text{ kg}$$

Beban Merata q akibat berat sendiri poer:

$$\gamma_{\text{beton}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Tebal poer} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang poer} = 3,6 \text{ m}$$

$$q_{\text{poer}} = 2400 \text{ t/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} = 12960 \text{ kg/m}$$

Momen yang terjadi pada poer sumbu X:

M_u pada ujung jepit

$$M_u = (P \times 1 \text{ m}) - (q_{\text{poer}} \times 1,8 \text{ m} \times \frac{1,8 \text{ m}}{2})$$

$$M_u = (237860 \times 1 \text{ m}) - (12960 \times 1,8 \text{ m} \times \frac{1,8 \text{ m}}{2})$$

$$M_u = 216864,8 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 2168,65 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- **Perencanaan Penulangan**

- 1. Perencanaan Tulangan Bawah**

Digunakan tulangan baja 25 mm dengan selimut beton 50 mm

$$d = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{\text{tul}}$$

$$= 1500 - 50 - 12,5 = 1437,5 \text{ mm}$$

Diambil $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{2168,65 \times 10^6}{0,9 \times 3600 \times 1437,5^2} = 0,822$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

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

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,7 \times 0,822}{420}} \right) = 0,00199$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

$$\rho_{\min} \text{ tidak lebih kecil dari } \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Dipakai $\rho_{\min} = 0,00333$

Cek ρ terhadap $\rho_{\min} \rightarrow \rho = 0,00199 < \rho_{\min} = 0,00333$ (OK)

Maka dipakai $\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,00333$

Luas penampang tulangan sepanjang poer arah sumbu X (3,6m) yaitu:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,00333 \times 3600 \times 1437,5$$

$$A_s = 17250 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D25 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{17250}{\pi \times 12,5^2} = 35,14 \text{ buah} \approx 36 \text{ buah}$$

Kontrol A_s pakai (Pasal 7.6 ACI 318-19M)

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 36 \times (\pi \times 12,5^2) = 17671,459 \text{ mm}^2$$

$$A_g = B \times d = 3600 \times 1437,5 = 5175000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 A_g = 0,0018 \times 5175000 = 9315 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ pakai}} \geq A_{s \text{ min}}$ (OK)

Jarak tulangan terpasang:

$$s = \frac{3600}{36-1} = 102,85 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol jarak tulangan terpasang (Pasal 7.7.2.3 ACI 318-19M)

Spasi maksimum pada tulangan poer dibatasi oleh:

$$(a) S_{max}(1) = 3h = 3 \times 1500 = 4500 \text{ mm}$$

$$(b) S_{max}(2) = 450 \text{ mm}$$

Maka diambil jarak maksimum tulangan terpasang adalah 450 mm.

Karena $s \leq s_{max}$, maka spasi pakai adalah 100 mm.

Maka untuk tulangan poer bawah arah sumbu X memakai tulangan **D25-100mm**

2. Perencanaan Tulangan Atas

Digunakan tulangan baja 19 mm

$$A_{s \text{ perlu}} = \frac{1}{2} A_{s \text{ perlu}} \text{ tulangan bawah} = \frac{1}{2} \times 17250$$

$$A_{s \text{ perlu}} = 8625 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D19 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{8625}{\pi \times 9,5^2} = 30,42 \text{ buah} \approx 31 \text{ buah}$$

Kontrol A_s pakai (Pasal 7.6 ACI 318-19M)

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 31 \times \pi \times 9,5^2 = 8789,391 \text{ mm}^2$$

$$A_g = B \times d = 3600 \times 1437,5 = 5175000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 A_g = 0,0018 \times 5175000 = 9315 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ pakai}} < A_{s \text{ min}}$ (NOT OK), maka diperlukan tulangan tambahan sehingga dipakai jumlah tulangan 33.

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 33 \times \pi \times 9,5^2 = 9356,448 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ pakai}} \geq A_{s \text{ min}}$ (OK)

$$\text{Jarak tulangan terpasang, } s = \frac{3600}{33-1} = 112,5 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol jarak tulangan terpasang (Pasal 7.7.2.3 ACI 318-19M)

Spasi maksimum pada tulangan poer dibatasi oleh:

$$(c) S_{max}(1) = 3h = 3 \times 1500 = 4500 \text{ mm}$$

$$(d) S_{max}(2) = 450 \text{ mm}$$

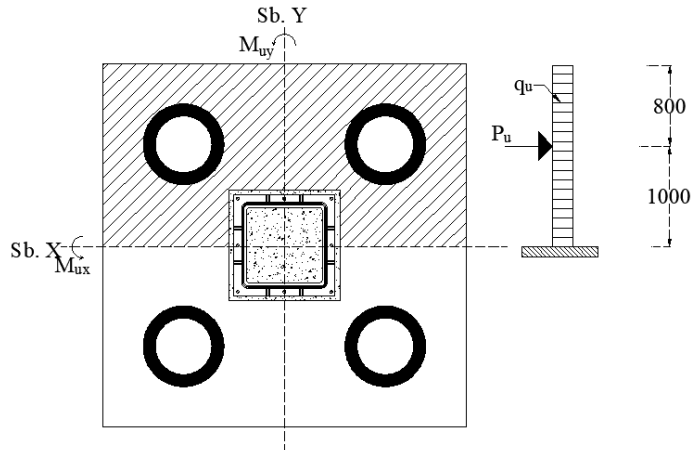
Maka diambil jarak maksimum tulangan terpasang adalah 450 mm.

Karena $s \leq s_{max}$, maka spasi pakai adalah 100 mm.

Maka untuk tulangan poer atas arah sumbu X memakai tulangan **D19-100mm**

2. Perencanaan Tulangan Arah Y

Pembebanan Pondasi Poer Arah Y dapat dilihat pada Gambar 4. 87.



Gambar 4. 87 Pembebanan Pondasi Poer (Arah Sumbu Y)

- Gaya yang bekerja

Beban terpusat P akibat tiang pancang:

$$P_{max} \text{ (1 tiang pancang)} = 118930 \text{ kg}$$

$$2P_{max} = 118930 \times 2 \text{ buah} = 237860 \text{ kg}$$

Beban merata q akibat berat sendiri poer:

$$\gamma_{beton} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Tebal poer} = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang poer} = 3,6 \text{ m}$$

$$q_{poer} = 2400 \text{ t/m}^3 \times 1,5 \text{ m} \times 3,6 \text{ m} = 12960 \text{ kg/m}$$

Momen yang terjadi pada poer sumbu X:

M_u pada ujung jepit

$$M_u = (P \times 1 \text{ m}) - (q_{poer} \times 1,8 \text{ m} \times \frac{1,8 \text{ m}}{2})$$

$$M_u = (237860 \times 1 \text{ m}) - (12960 \times 1,8 \text{ m} \times \frac{1,8 \text{ m}}{2})$$

$$M_u = 216864,8 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 2168,65 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

- Perencanaan Penulangan

1. Perencanaan Tulangan Bawah

Digunakan tulangan baja 25 mm dengan selimut beton 50 mm

$$d = \text{tebal poer} - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} d_{tul}$$

$$= 1500 - 50 - 12,5 = 1437,5 \text{ mm}$$

Diambil $\phi = 0,9$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{2168,65 \times 10^6}{0,9 \times 3600 \times 1437,5^2} = 0,822$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,47$$

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

$$\rho = \frac{1}{16,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,7 \times 0,822}{420}} \right) = 0,00199$$

$$\rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{420} = 0,00326$$

$$\rho_{min} \text{ tidak lebih kecil dari } \rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

Dipakai $\rho_{min} = 0,00333$

Cek ρ terhadap $\rho_{min} \rightarrow \rho = 0,00199 < \rho_{min} = 0,00333$ (OK)

Maka dipakai $\rho_{pakai} = \rho_{min} = 0,00333$

Luas penampang tulangan sepanjang poer arah sumbu X (3,6m) yaitu:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0,00333 \times 3600 \times 1437,5$$

$$A_s = 17250 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D25 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{17250}{\pi \times 12,5^2} = 35,14 \text{ buah} \approx 36 \text{ buah}$$

Kontrol A_s pakai (Pasal 7.6 ACI 318-19M)

$$A_{s \text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 36 \times \pi \times 12,5^2 = 17671,459 \text{ mm}^2$$

$$A_g = B \times d = 3600 \times 1437,5 = 5175000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 A_g = 0,0018 \times 5175000 = 9315 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s \text{ pakai}} \geq A_{s \text{ min}}$ (OK)

Jarak tulangan terpasang:

$$s = \frac{3600}{36-1} = 102,85 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol jarak tulangan terpasang (Pasal 7.7.2.3 ACI 318-19M)

Spasi maksimum pada tulangan poer dibatasi oleh:

$$(e) S_{max}(1) = 3h = 3 \times 1500 = 4500 \text{ mm}$$

$$(f) S_{max}(2) = 450 \text{ mm}$$

Maka diambil jarak maksimum tulangan terpasang adalah 450 mm.

Karena $s \leq S_{max}$, maka spasi pakai adalah 100 mm.

Maka untuk tulangan poer bawah arah sumbu Y memakai tulangan **D25-100mm**

2. Perencanaan Tulangan Atas

Digunakan tulangan baja 19 mm

$$A_{s\text{ perlu}} = \frac{1}{2} A_{s\text{ perlu}} \text{ tulangan bawah} = \frac{1}{2} \times 17250$$

$$A_{s\text{ perlu}} = 8625 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan D19 yang dibutuhkan:

$$n = \frac{A_s}{\pi r^2} = \frac{8625}{\pi \times 9,5^2} = 30,42 \text{ buah} \approx 31 \text{ buah}$$

Kontrol A_s pakai (Pasal 7.6 ACI 318-19M)

$$A_{s\text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 31 \times \pi \times 9,5^2 = 8789,391 \text{ mm}^2$$

$$A_g = B \times d = 3600 \times 1437,5 = 5175000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{ min}} = 0,0018A_g = 0,0018 \times 5175000 = 9315 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s\text{ pakai}} < A_{s\text{ min}}$ (**NOT OK**), maka diperlukan tulangan tambahan sehingga dipakai jumlah tulangan 33.

$$A_{s\text{ pakai}} = n \times A_{tul} = 33 \times \pi \times 9,5^2 = 9356,448 \text{ mm}^2$$

Karena $A_{s\text{ pakai}} \geq A_{s\text{ min}}$ (**OK**)

$$\text{Jarak tulangan terpasang, } s = \frac{3600}{33-1} = 112,5 \approx 100 \text{ mm}$$

Kontrol jarak tulangan terpasang (Pasal 7.7.2.3 ACI 318-19M)

Spasi maksimum pada tulangan poer dibatasi oleh:

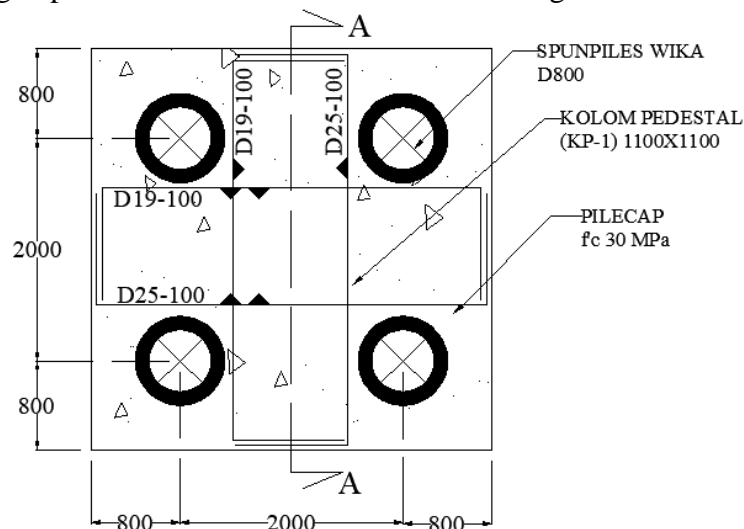
$$(g) S_{\text{max}}(1) = 3h = 3 \times 1500 = 4500 \text{ mm}$$

$$(h) S_{\text{max}}(2) = 450 \text{ mm}$$

Maka diambil jarak maksimum tulangan terpasang adalah 450 mm.

Karena $s \leq s_{\text{max}}$, maka spasi pakai adalah 100 mm.

Maka untuk tulangan poer atas arah sumbu Y memakai tulangan **D19-100mm**



Gambar 4. 88 Penulangan pada Poer PC-1

4.5.4.3 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde

Dalam merencanakan tulangan tusuk konde mengambil rasio tulangan minimum menurut ACI 318-19M yaitu sebesar 2% dari diameter dalam tiang pancang. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan yaitu diameter 800 mm dan tebal 120 mm. Selain itu direncanakan menggunakan tulangan D29. Berikut ini perhitungan tulangan tusuk konde.

Diameter Dalam = $800 - 2 \times 120 = 560 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= 0,02 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 560^2 \\ &= 4926,017 \text{ mm}^2 \\ n &= \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{sD29}} \\ &= \frac{4926,017}{\frac{1}{4} \times \pi \times 29^2} = 7,458 \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan tusuk konde 8D29.

Untuk panjang pengangkuran tusuk konde serta batas pengecoran tiang pancang mengikuti brosur pada PC PILES WIKA BETON.

4.5.4.4 Perhitungan Panjang Penyaluran

Panjang penyaluran untuk penyaluran tarik l_{dh} batang ulir yang diakhiri dengan suatu kait standar harus diambil terbesar dari perhitungan berikut:

- a. $\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}}$, dengan nilai $\Psi_e \Psi_c \Psi_r$ dan λ diberikan sesuai SNI 2857-2019 pada Pasal

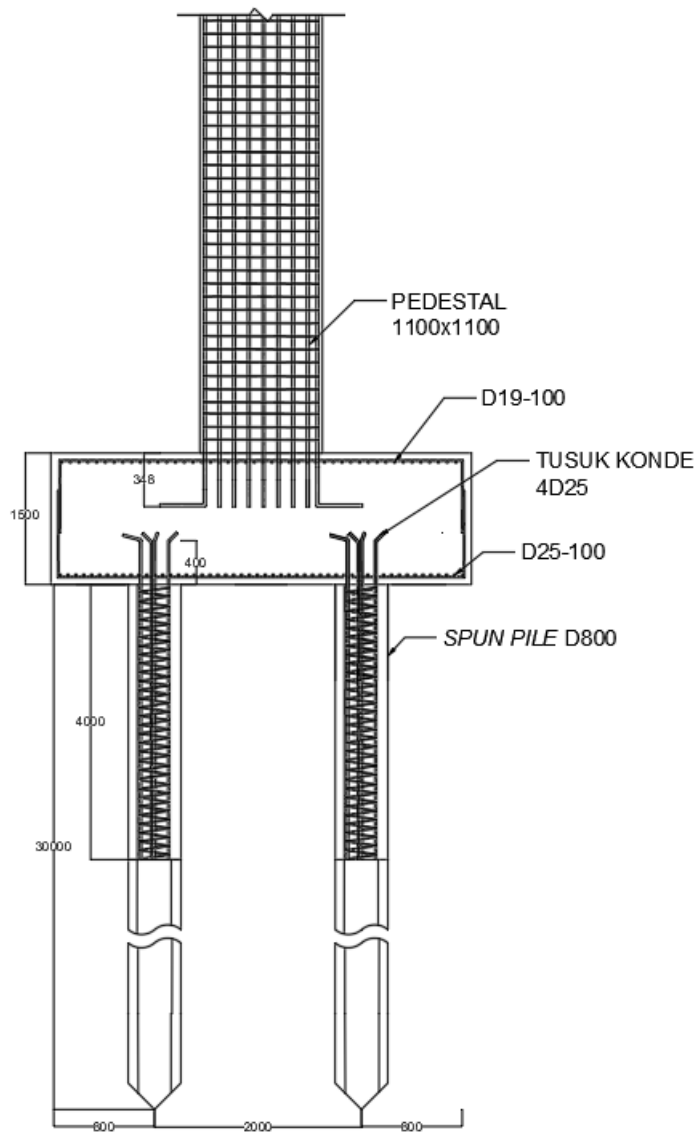
25.4.3.2 sebagai berikut:

$$l_{dh} = \left(\frac{0,24 f_y \Psi_e \Psi_c \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left(\frac{0,24 \times 420 (1)(1)(1)}{1 \sqrt{30}} \right) 29 = 533,7 \text{ mm}$$

- b. $8d_b = 8 (29) = 232 \text{ mm}$
c. 150 mm

Maka dipilih nilai panjang penyaluran yang terbesar sebesar untuk nilai l_{dh} 533,7 mm digunakan 550 mm. Sedangkan untuk kait standar disesuaikan dengan SNI 2847-2019 Tabel 25.3.1, dimana perpanjangan lurus diambil sebesar $12 d_b = 12 (29) = 348 \text{ mm}$.

Penyaluran untuk tiang fondasi, pier, atau *caisson* harus memiliki tulangan transversal sesuai dengan SNI 2847-2019 Pasal 18.13.4.3 untuk bagian tiang fondasi di dalam tanah yang tidak mampu menyediakan tumpuan lateral, atau di dalam udara dan air, sepanjang keseluruhan bagian tiang tak tertumpu ditambah panjang paling sedikit 5 kali dimensi penampang komponen tersebut, tetapi tidak kurang dari 1,8 m di bawah sisi bawah poer. $5 \times D = 5 (80) = 400 \text{ cm}$ atau 180 cm sehingga dipakai Panjang 400 cm.



Gambar 4. 89 Potongan A-A pada Penulangan Poer PC-1

BAB 5 PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisa dan perhitungan struktur yang telah dilakukan, maka didapatkan kesimpulan sebagai berikut:

1. Material

- a. Untuk baja, mutu yang digunakan adalah BJ 41.
- b. Untuk beton, mutu yang digunakan dalam perencanaan struktur beton sebesar f'_c 30 MPa.

2. Struktur Sekunder

a. Pelat lantai komposit

Pelat lantai menggunakan dek baja gelombang dari *Super Floor Deck* (dengan ketebalan 0,75 mm dan berat 10,1 kg/m²) dan tulangan negatif menggunakan tulangan *wiremesh* dari *Union Wiremesh* oleh PT. Union Metal dengan perencanaan sebagai berikut:

- Pelat lantai atap memiliki ketebalan 110 mm dan dipasang tulangan *Wiremesh* M8-150mm.
- Pelat lantai ruang kantor memiliki ketebalan 110 mm dan dipasang tulangan *Wiremesh* M10-200mm.
- Pelat lantai koridor di atas lantai 1 memiliki ketebalan 110 mm dan dipasang tulangan *Wiremesh* M7-125mm

b. Balok anak

Balok anak menggunakan baja profil WF dengan rincian sebagai berikut:

- Balok anak atap menggunakan profil WF 350 x 175 x 7 x 11
- Balok anak selain atap menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9

c. Balok penggantung lift menggunakan profil WF 300x150x6,5x9 dan balok penumpu lift menggunakan profil WF 350x175x7x11

d. Anak tangga menggunakan pelat baja dengan ketebalan 3 mm dan pengaku L50.50.6. Bordes menggunakan pelat baja dengan ketebalan 5 mm dan balok bordes menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7. Balok utama tangga menggunakan profil WF 200 x 100 x 5,5 x 8, balok penumpu tangga menggunakan profil WF 250 x 125 x 6 x 9 serta balok penumpu dinding dengan profil WF 125x60x6x8.

3. Pemodelan struktur menggunakan aplikasi bantu ETABS 18.1.1 yang kemudian digunakan untuk menganalisis struktur dan telah dikontrol terhadap berat total bangunan. Pemodelan ini juga telah memenuhi syarat partisipasi massa, periode getar alami struktur, control gaya geser seismik, dan batas simpangan lantai (*story drift*).

4. Struktur Primer

a. Balok induk

Balok induk direncanakan menggunakan balok baja komposit dengan penghubung geser jenis *stud* diameter 25,4 mm dengan rincian sebagai berikut:

- Balok induk dengan menggunakan profil WF 400x200x8x13 dipasang *shear connector* diameter 25,4 mm.

b. Kolom komposit menggunakan *Concrete Filled Steel Tube* dengan profil baja *Hollow Steel Section* dengan rincian sebagai berikut:

- CFT 800 x 800 x 35 untuk lantai 1-2
- CFT 700 x 700 x 30 untuk lantai 3-5
- CFT 500 x 500 x 22 untuk lantai 6-11

- CFT 350 x 350 x 25 untuk lantai 12-15
- CFT 250 x 250 x 25 untuk lantai 16-atap
- 5. Bresing BRBF, baik arah X dan Y, direncanakan dengan bresing tahan tekuk dari brosur *CoreBrace* dengan luas inti baja 10in² menggunakan konfigurasi *single diagonal*
- 6. Sambungan
 - a. Sambungan balok anak dengan balok induk. Balok anak atap, dan non-atap menggunakan baut A325-2M12 dan plat siku penyambung
 - b. Sambungan tangga
 - Sambungan balok penumpu tangga ke kolom menggunakan baut A325-2M8 dan plat baja penyambung tebal 6mm dilas pada kolom dengan las sudut 4 mm.
 - c. Sambungan bresing
 - *Steel core* bresing dengan plat gusset dengan mutu A572 grade 50 tebal 50 mm menggunakan baut A490-16M30.
 - Plat gusset dengan kolom dan balok induk dilas dengan las sudut 8 mm dengan mutu las E100xx
 - d. Sambungan balok induk dengan kolom
 - Sambungan balok konsol ke kolom menggunakan las mutu E120xx kemudian disambungkan menggunakan baut A490-16M20 pada badan profil balok induk dan A490-8M16 dan plat baja penyambung 10 mm
 - e. Sambungan antar kolom menggunakan pelat baja tambahan dengan tebal 40 mm dilas pada masing masing kolom yang disambung dengan las sudut 10 mm dengan mutu E100xx.
 - f. Sambungan kolom dengan baseplate
 - Sambungan kolom dengan baseplate menggunakan plat baja dimensi 900x900x60 mm dilas menggunakan las sudut 26 mm dan diberi pelat pengaku tebal 16 mm dan dilas menggunakan las sudut 8 mm.
 - Sambungan baseplate dengan kolom pedestal menggunakan 8 buah angkur diameter 25 mm mutu SR235.
- 7. Struktur Bawah
 - a. Sloof
 - Sloof menggunakan bahan beton dengan mutu $F_c' 30$ MPa dan tulangan mutu $F_y 420$ MPa. Dimensi sloof 600x400 dengan konfigurasi tulangan 8D22 Ø10-150.
 - b. Kolom pedestal
 - Kolom pedestal yang menumpu Kolom CFT 812,8x812,8x15,9 menggunakan beton bertulang dengan mutu beton $F_c' 30$ MPa dan tulangan $F_y 420$ MPa. Kolom pedestal menggunakan dimensi 1100x1100 dengan konfigurasi tulangan 16D32 Ø10-150
 - c. Pondasi tiang pancang
 - Pondasi tiang pancang pada poer tipe 1 menggunakan 4 buah tiang pancang diameter 80 cm dengan kedalam 30 m
 - d. Poer (*pile cap*)
 - Poer tipe 1 menggunakan material beton bertulang dengan mutu $F_c' 30$ MPa dan mutu tulangan $F_y 420$ MPa dengan dimensi 3,6x3,6x1,5. Tulangan tarik arah x menggunakan D25-100 dan tekan menggunakan D19-100. Tulangan Tarik arah Y menggunakan D25-100 dan tekan menggunakan D19-100.

5.2 Saran

Saran untuk tugas akhir ini adalah:

1. Diharapkan dilakukannya studi perencanaan lebih lanjut melingkupi aspek teknis dan ekonomis agar lebih memungkinkan untuk direalisasikan.
2. Dilakukan perbandingan antar konfigurasi atau sistem bangunan gedung lainnya agar dapat mengetahui sistem atau konfigurasi jenis apa yang paling efektif dan efisien.

“Halaman Ini Sengaja Dikosongkan”

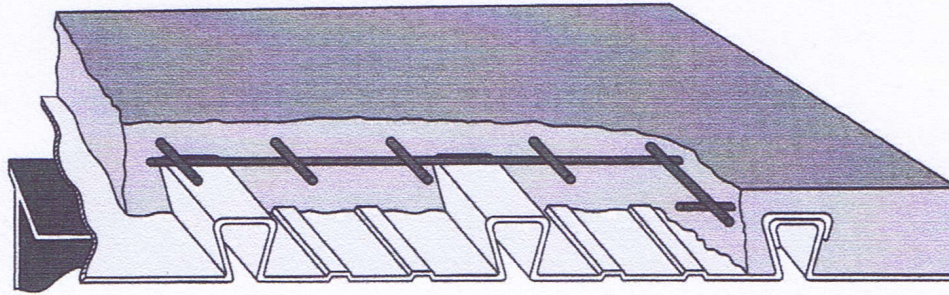
DAFTAR PUSTAKA

- American Concrete Institute. (2019). 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- American Institute of Steel Construction. (2016). *ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. www.aisc.org
- Badan Standardisasi Nasional. (2019). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung (SNI 1726:2019)*. www.bsn.go.id
- Badan Standardisasi Nasional. (2020a). *Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain (SNI 1727:2020)*.
- Badan Standardisasi Nasional. (2020b). *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural (SNI 1729:2020)*.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (Second).
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Principles of Geotechnical Engineering, 8th SI edition* (PDFDrive) (8th, SI ed.).
- Departemen Pekerjaan Umum. (1987). *Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung*.
- Drake, R. M., & Elkin, S. J. (1999). Beam-Column Base Plate Design--LRFD Method. *Engineering Journal*, 29–38.
- Murty, C. V. R., Goswami, R., Vijayanarayanan, A. R., & Mehta, V. v. (2012). *Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings*. <https://www.researchgate.net/publication/281479039>
- Setiawan, A. (2008). *Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD (Load Resistance and Factor Design)*. Jakarta: Erlangga.
- Badrauddin, I. S., Suswanto, B., & Soegihardjo, H. (2013). Studi Perbandingan Beberapa Bentuk Penampang Bresing Anti Tekuk Pada Struktur Bangunan Baja Akibat Beban Gempa Dengan Menggunakan Software Midas FEA. *Jurnal Teknik Pomits*.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat. (2017). Buku B Panduan Perencanaan Struktur IPLT. Dalam *Direktorat Jenderal Cipta Karya Kementerian Pekerjaan Umum Dan Perumahan Rakyat*.

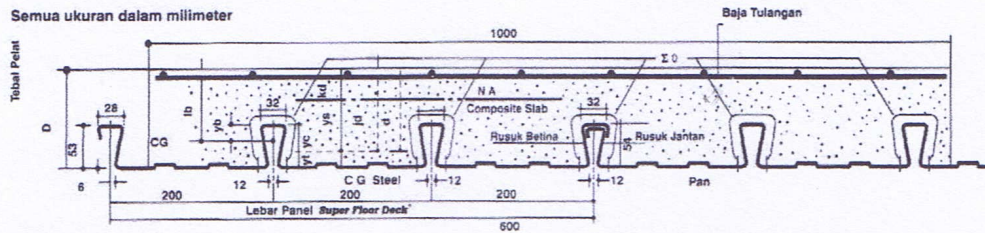
- Frosch, R. J., French, C., Kreger, M., Sanders, D., & Wight, J. K. (2020). ACI Structural Journal. *American Concrete Institute*, 4.
- Hardiyatmo, H. C. (2002). Teknik Fondasi 1 Edisi Kedua. Dalam *Gramedia Pustaka Utama*.
- Hayu, G. A., Mifta, A., & A., S. (2020). Analisis Perbandingan Kapasitas Balok Komposit Baja-Beton dengan Steel Headed Stud dan UNP Stud. *Berkala Sainstek*, 8(4), 140. <https://doi.org/10.19184/bst.v8i4.18621>
- Lahamukang, K. M., Pah, J. J. S., & Messah, Y. A. (2014). Kuat Geser Komposit Baja-Beton dengan Variasi Bentuk Penghubung Geser Ditinjau dari Uji Geser Murni. *Jurnal Teknik Sipil FST Undana-Kupang*, III(1), 45–62.
- Mallisa, Z. (2010). Perkembangan Arah Falsafah Desain Seismik Struktur Bangunan Gedung Bertingkat. *Media Litbang Sulteng*, III(September), 96–103.
- Morino, S., & Tsuda, K. (2002). Design and construction of concrete-filled steel tube column system in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 51–73.
- Mulifandi, A. W., Hidayat, M. T., & Setyowulan, D. (2017). Perencanaan Alternatif Struktur Komposit Gedung Volendam Holland Park Condotel di Kota Batu. *Jurnal Online Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya*.
- Onggo, Y., Setiawan, A., Arifianthie, R. V., & Rizal, S. (2018). Faktor Yang Menentukan Keputusan Membeli Apartemen. *Indonesian Business Review*, 1(1), 94–103. <https://doi.org/10.21632/ibr.1.1.94-103>
- Prihantono, & Koeshariatmo. (2005). *Perbandingan Biaya Antara Pelat Lantai Konvensional dengan Pelat Lantai Komposit Menggunakan Dek Baja Gelombang dan Tulangan Wiremesh*. 57–62.
- Propika, J., Fitriyah, D. K., & Septiarsilia, Y. (2020). Analisa Perbandingan Kolom Komposit Inside Steel dan Outside Steel terhadap Kapasitas Tahanan Aksial dan Momen. *Reka Buana : Jurnal Ilmiah Teknik Sipil Dan Teknik Kimia*, 5(2), 62. <https://doi.org/10.33366/rekabuana.v5i2.1947>
- Sabelli, R., Mahin, S., & Chang, C. (2003). Seismic Demands on Steel Braced Frame Buildings with Buckling-Restrained Braces. *Engineering Structures*, 25(5), 655–666. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00175-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00175-X)
- Salmon, C. G., E.Johnson, J., & A.Malhas, F. (2008). *Steel Structures Design and Behaviour*.
- Segui, W. T. (2007). *Steel Design, Segui.pdf*. Thomson.
- Setiawan, A. (2008). Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD. *Erlangga*.
- Sholeh, M. N., & Diponegoro, U. (2021). *Memahami Bencana Alam dan Rekayasa Bangunan Lebih Aman di Indonesia*. September.

LAMPIRAN

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck®** PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm Or Bearing KN	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ³ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ⁴	KN	KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	6.511	13.15	33.14	0.308	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Ip = momen inersia profil partikel untuk daerah momen positif

Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes

In = idem untuk daerah momen negatif

Zpc = idem, puncak rusuk dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Ip = (1.26 - 0.26 (p/in))

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

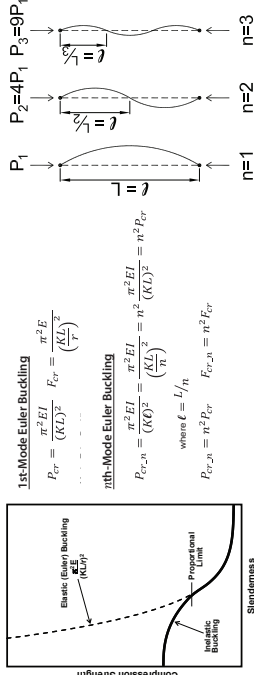
Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SINGLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																					
	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000															
REBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²																																				
TUNGGAL PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM															
TUAH PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65	
	1.75	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00	
	2.00	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65	
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.50	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92	
	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.84	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51		
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81				
	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
4.50									13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
5.00									15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

- Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

BOLTED LUG BRACE AND CASING INFORMATION



1st-Mode Euler Buckling
 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$
 $F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2}$

nth-Mode Euler Buckling
 $P_{cr,n} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = n^2 \frac{\pi^2 EI}{L^2}$
 $F_{cr,n} = n^2 \frac{\pi^2 E}{L^2}$

where $L = L/H$
 $F_{cr,n} = n^2 F_{cr}$

Approximate Casing Size

Work Point Length, ft (m)

Casing Width, in (mm)

200 240 280 320 360 400 440 480 520 560 600 640 680 720 760 800 840 880 920 960 1000

10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50

100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360 380 400 420 440 460 480 500

10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 32 34 36 38 40 42 44 46 48 50

15. Factors of safety against buckling should include code-prescribed safety factor to account for initial out-of-straightness, and any additional factors as deemed necessary.

Adjusted Brace Strength Determination

$P_c = \beta \omega_f A_{sc}$ (compression)
 $P_t = \omega_f A_{sc}$ (tension)

β of material used to fabricate brace yielding cores to plates. In such cases, β may be taken equal to 1.0 in the above equations. (See AISC 341)

SECT. A	SECT. B	MATERIAL SPECIFICATIONS
SQUARE CASING		CONCRETE: AS5 CONTROLLED YIELD STEEL: AS5 SUPPORT: AS5 CASING: AS5 LUGS: AS5 BOLTS: AS5
ROUND CASING		CONCRETE: AS5 CONTROLLED YIELD STEEL: AS5 SUPPORT: AS5 CASING: AS5 LUGS: AS5 BOLTS: AS5



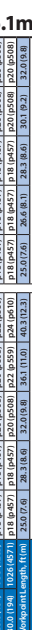
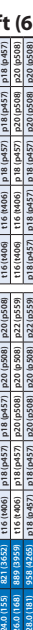
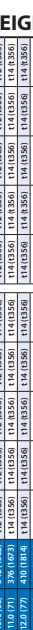
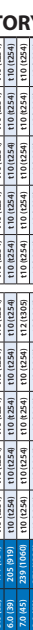
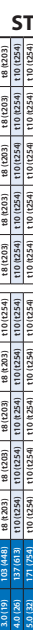
SECT. A	SECT. B	MATERIAL SPECIFICATIONS
SQUARE CASING		CONCRETE: AS5 CONTROLLED YIELD STEEL: AS5 SUPPORT: AS5 CASING: AS5 LUGS: AS5 BOLTS: AS5
ROUND CASING		CONCRETE: AS5 CONTROLLED YIELD STEEL: AS5 SUPPORT: AS5 CASING: AS5 LUGS: AS5 BOLTS: AS5

579 West Wells Park Road, West Jordan, UT 84081 (ph: 801.280.0701) www.corebrace.com

APPROXIMATE CASING SIZES 1.18 N (MM) (CONCRETE)

Size shown are approximate casing sizes. Information on member and larger sizes is available upon request.

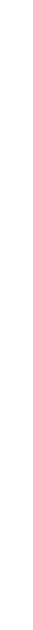
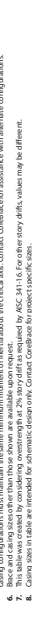
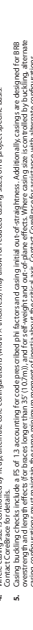
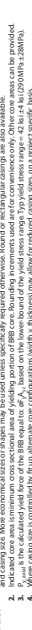
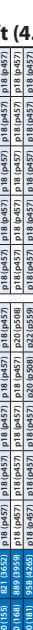
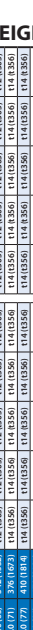
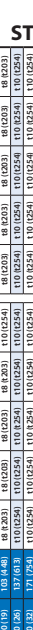
F _{cr} = 38 ksi (262 MPa) A _{sc} (in ²) P _c (kips) P _t (kips)	Bay Width, ft (m)		CHEVRON	SINGLE DIAGONAL	SINGLE DIAGONAL
	15 (4.6)	20 (6.1)			
2.0 (13)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
3.0 (19)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
4.0 (26)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
5.0 (33)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
6.0 (39)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
7.0 (45)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
8.0 (52)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
9.0 (58)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
10.0 (65)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
11.0 (71)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
12.0 (77)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
13.0 (84)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
14.0 (90)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
15.0 (97)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
16.0 (103)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
17.0 (110)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
18.0 (116)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
19.0 (123)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
20.0 (129)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
21.0 (136)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
22.0 (142)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
23.0 (149)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
24.0 (155)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
25.0 (162)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
26.0 (168)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
27.0 (175)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
28.0 (181)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
29.0 (188)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
30.0 (194)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)



APPROXIMATE CASING SIZES 1.18 N (MM) (CONCRETE)

Size shown are approximate casing sizes. Information on member and larger sizes is available upon request.

F _{cr} = 38 ksi (262 MPa) A _{sc} (in ²) P _c (kips) P _t (kips)	Bay Width, ft (m)		CHEVRON	SINGLE DIAGONAL	SINGLE DIAGONAL
	15 (4.6)	20 (6.1)			
2.0 (13)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
3.0 (19)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
4.0 (26)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
5.0 (33)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
6.0 (39)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
7.0 (45)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
8.0 (52)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
9.0 (58)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
10.0 (65)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
11.0 (71)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
12.0 (77)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
13.0 (84)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
14.0 (90)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
15.0 (97)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
16.0 (103)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
17.0 (110)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
18.0 (116)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
19.0 (123)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
20.0 (129)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
21.0 (136)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
22.0 (142)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
23.0 (149)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
24.0 (155)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
25.0 (162)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
26.0 (168)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
27.0 (175)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
28.0 (181)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
29.0 (188)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)
30.0 (194)	18 (5.5)	24 (7.3)	18 (5.5)	18 (5.5)	18 (5.5)



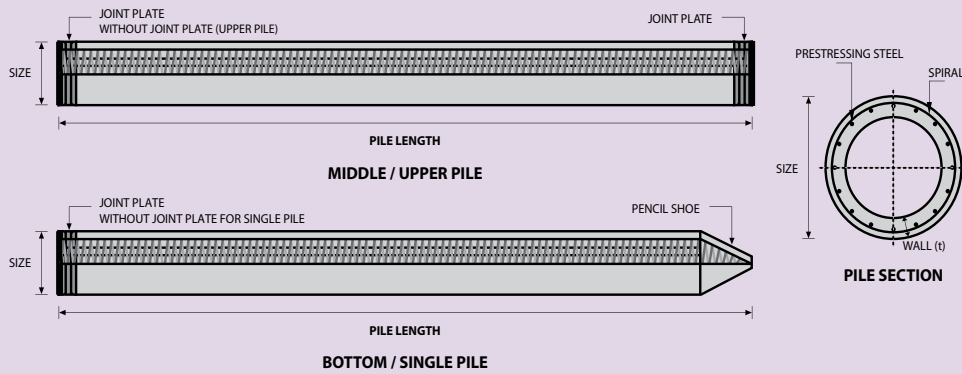
BOLTED COREBRACE BRB TABLES

NOTES:

- Chevron brace tables are based on a bay width of 18 ft (5.5 m). Single diagonal brace tables are based on a bay width of 20 ft (6.1 m).
- For design assistance, please contact Corebrace: 5799 West Wells Park Road, West Jordan, UT 84081 (801) 280-0701. www.corebrace.com
- When casing size is controlled by floor slab edge configuration, the casing may be allowed for reduced casing size on a project specific basis.
- Casing buckling checks include a factor of safety of 1.5 accounting for out-of-straightness and initial out-of-straightness. Additionally, casing is designed for BRB compression and tension. The design is based on the minimum moment of inertia of the casing. Contact Corebrace for assistance with alternate configurations.
- Casing configuration may vary to maintain the same minimum moment of inertia about the critical axis. Contact Corebrace for assistance with alternate configurations.
- For other story drifts, values may be different.
- Casing sizes in table are intended for schematic design only. Contact Corebrace for project specific sizes.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE PRETENSION SPUN PILES SPECIFICATION

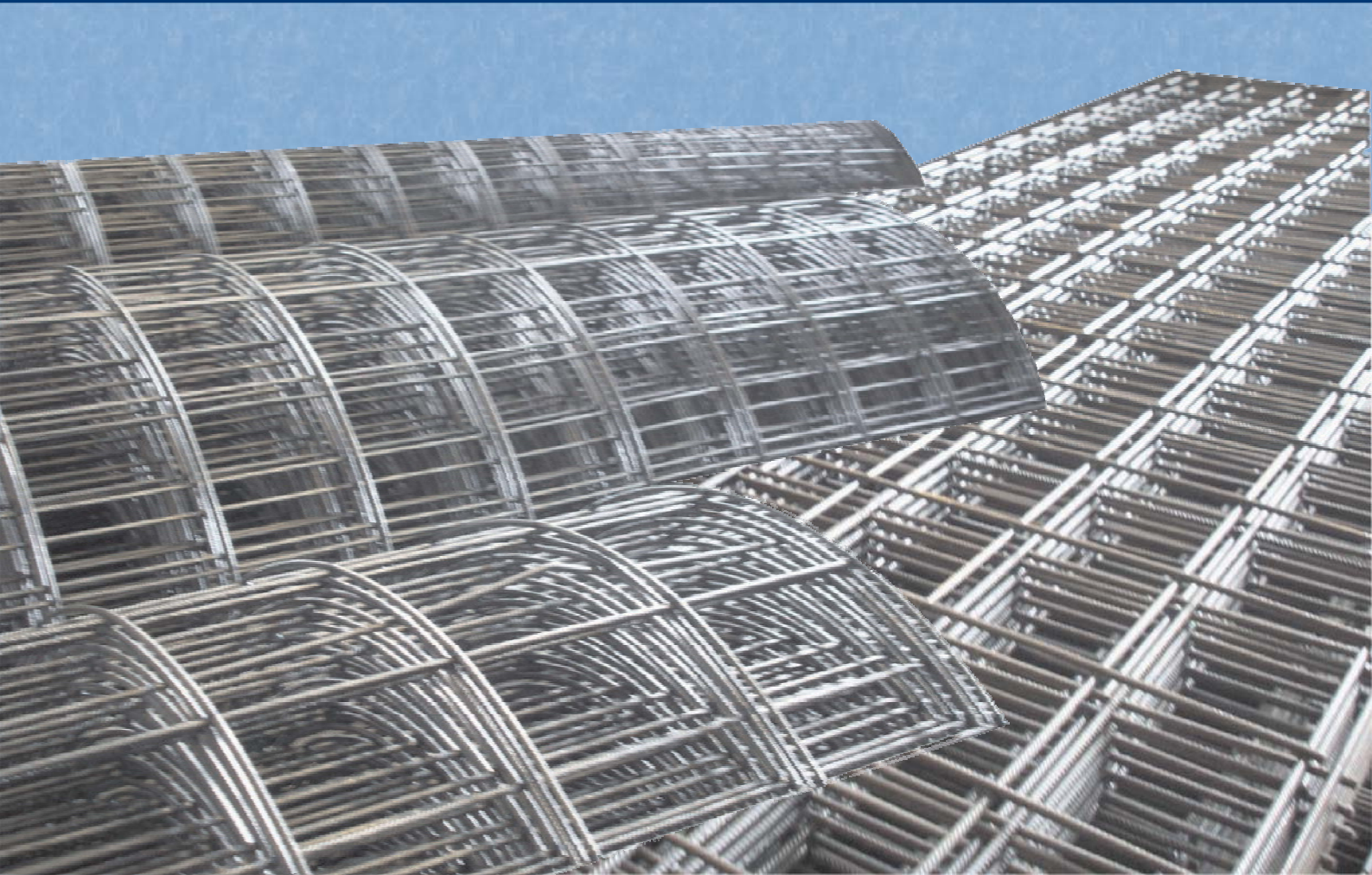
Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
					A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
350	65	581.98	62,162.74	145	A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
					A1	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
400	75	765.76	106,488.95	191	A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
					A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
450	80	929.91	166,570.38	232	A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
					A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)
 **) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position
 ***) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

UNION WIRE MESH[®]



1972

PT. UNION METAL

A UNION SAMPOERNA CO.

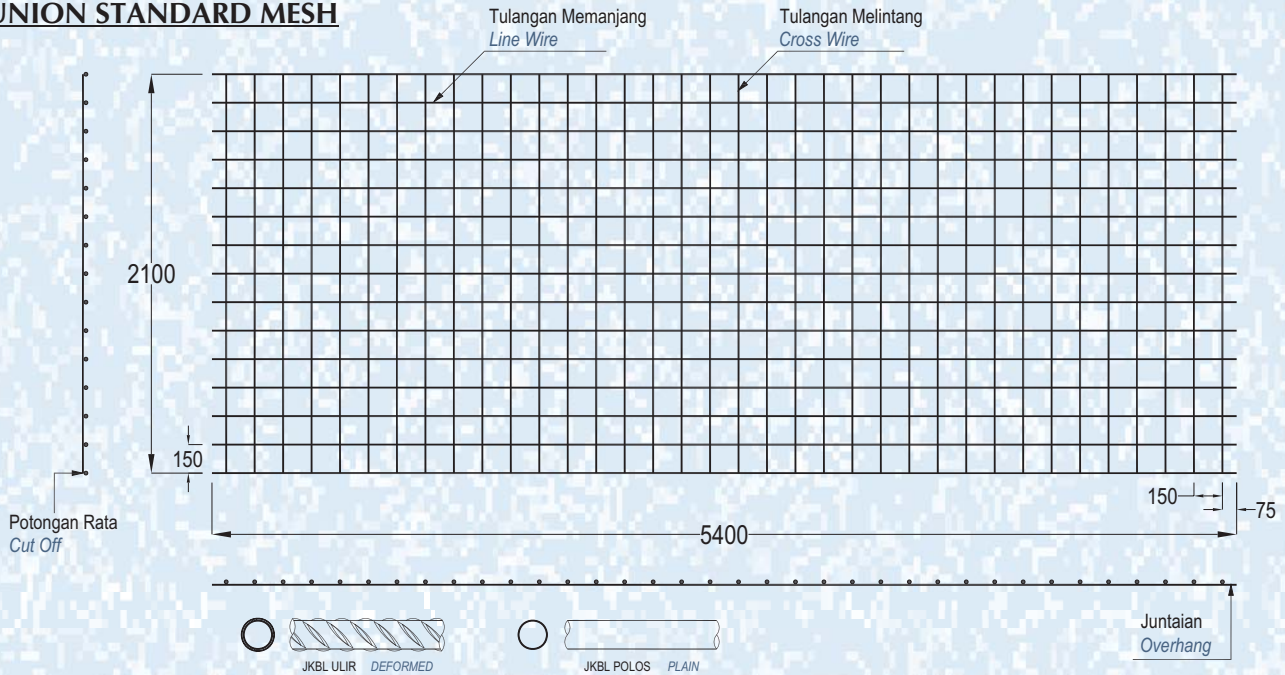
INFORMASI PRODUK

PRODUCT INFORMATION

Union Wire Mesh adalah jaring baja tulangan bermutu tinggi yang mempunyai tegangan leleh karakteristik 5.000 kg/cm² yang dirangkai sedemikian rupa menggunakan las listrik untuk mendapatkan tegangan geser berkualitas tinggi sebesar 2.500 kg/cm² di setiap titik pertemuan kawatnya.

Union Wire Mesh is made from high tensile reinforcing wire rod having characteristic yield strength of 5,000 kg/cm² and it is electrically welded to obtain high quality shearing strength of 2,500 kg/cm² in each welded point.

UNION STANDARD MESH



BERAT PER LEMBAR

TYPE	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M12	M16
DIAMETER (mm)	4	5	6	7	8	9	10	12	16
BERAT PER LEMBAR (kg)	15,45	24,14	34,76	47,31	61,79	78,21	96,55	139,03	247,17

MASS PER SHEET

Spesifikasi

Diameter JKBL Union	: 4 mm sampai 16 mm
Standar Bahan	: SNI 07-0663-1995
Tegangan Leleh Karakteristik	: 5.000 kg/cm ² , mutu U-50
Tegangan Geser Kampuh Las	: 2.500 kg/cm ²
Bentuk Permukaan Kawat	: Polos dan Ulir
Spasi Standard	: 150 mm x 150 mm (Type M) 100 mm x 200 mm (Type B)
Ukuran Standard	: Lembar : 5,4 m x 2,1 m (M4 - M16) Roll : 54 m x 2,1 m (M4 - M6)

Specification

<i>Diameter of Union Mesh</i>	<i>: 4 mm up to 16 mm</i>
<i>Material Standard</i>	<i>: SNI 07-0663-1995</i>
<i>Characteristic Yield Strength</i>	<i>: 5,000 kg/cm², grade U-50</i>
<i>Welding Shear Strength</i>	<i>: 2,500 kg/cm²</i>
<i>Types of Bar Surfaces</i>	<i>: Plain and Deformed</i>
<i>Standard Spacings</i>	<i>: 150 mm x 150 mm (M Type) 100 mm x 200 mm (B Type)</i>
<i>Standard Sizes</i>	<i>: Sheet : 5.4 m x 2.1 m (M4 - M16) Roll : 54 m x 2.1 m (M4 - M6)</i>

Produksi Union Wire Mesh

Dengan dukungan dari mesin pembentuk JKBL kami yang modern dan menggunakan teknologi komputer, kami terbukti berkemampuan untuk memproduksi ukuran JKBL yang bervariasi dengan hasil pengelasan sempurna sampai dengan diameter 16 mm.

- Jarak spasi : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm; dan 300 mm
- Juntai kawat memanjang maksimum 1.200 mm kedua sisi nya
- Jarak spasi kawat melintang minimum 50 mm sesuai dengan diameter
- Jika tulangan ukuran spesial diperlukan, staff berpengalaman kami siap untuk membantu mendesain yang terbaik dan paling efisien
- Untuk M12 sampai dengan M16, harap konsultasi dengan kami

Union Wire Mesh Production

By means of our modern and computerized wire mesh welding machines, we have proven capability to produce various sizes of mesh with perfect welding result up to diameter 16 mm.

- Spacings : 50 mm; 100 mm; 150 mm; 200 mm; 250 mm and 300 mm*
- Line wire over hang maximum 1,200 mm both sides*
- Cross wire spacing minimum 50 mm subject to diameters*
- If special sizes of reinforcement are required, our experienced technical staffs are ready to assist for designing the best and most efficient ones*
- For M12 to M16, please consult with us*

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

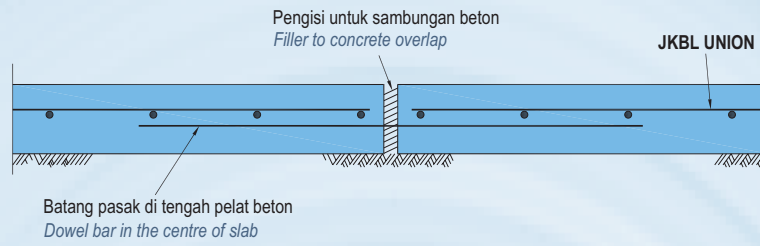
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

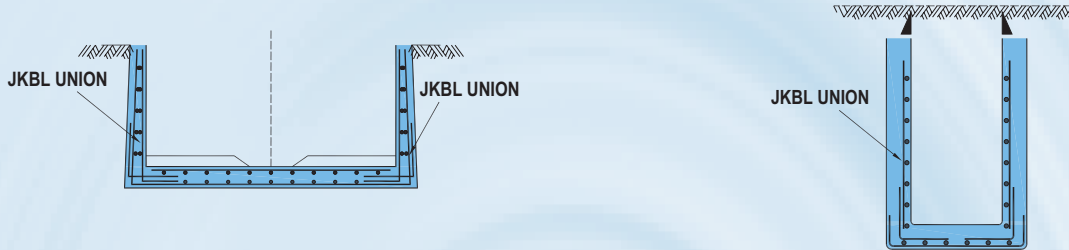
WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51	1.68	1.26	1.01	0.84	0.72	0.63	0.56	0.50	0.46	0.42	0.39
4.5	0.159	3.18	2.12	1.59	1.27	1.06	0.91	0.80	0.71	0.64	0.58	0.53	0.49
5.0	0.196	3.93	2.62	1.96	1.57	1.31	1.12	0.98	0.87	0.79	0.71	0.65	0.60
5.5	0.238	4.75	3.17	2.38	1.90	1.58	1.36	1.19	1.06	0.95	0.86	0.79	0.73
6.0	0.283	5.65	3.77	2.83	2.26	1.88	1.62	1.41	1.26	1.13	1.03	0.94	0.87
6.5	0.332	6.64	4.42	3.32	2.65	2.21	1.90	1.66	1.47	1.33	1.21	1.11	1.02
7.0	0.385	7.70	5.13	3.85	3.08	2.57	2.20	1.92	1.71	1.54	1.40	1.28	1.18
7.5	0.442	8.84	5.89	4.42	3.53	2.95	2.52	2.21	1.96	1.77	1.61	1.47	1.36
8.0	0.503	10.05	6.70	5.03	4.02	3.35	2.87	2.51	2.23	2.01	1.83	1.68	1.55
8.5	0.567	11.35	7.57	5.67	4.54	3.78	3.24	2.84	2.52	2.27	2.06	1.89	1.75
9.0	0.636	12.72	8.48	6.36	5.09	4.24	3.64	3.18	2.83	2.54	2.31	2.12	1.96
9.5	0.709	14.18	9.45	7.09	5.67	4.73	4.05	3.54	3.15	2.84	2.58	2.36	2.18
10.0	0.785	15.71	10.47	7.85	6.28	5.24	4.49	3.93	3.49	3.14	2.86	2.62	2.42
12.0	1.131	22.62	15.08	11.31	9.05	7.54	6.46	5.65	5.03	4.52	4.11	3.77	3.48
16.0	2.011	40.21	26.81	20.11	16.08	13.40	11.49	10.05	8.94	8.04	7.31	6.70	6.19

Lantai Beton di Atas Tanah *Concrete Floor on Top Soil*



Saluran Drainase *Drainage Open Channels*



Dinding Penahan & Pondasi *Retaining Wall & Foundation*



KEUNTUNGAN MENGGUNAKAN UNION WIRE MESH

THE ADVANTAGES OF USING UNION WIRE MESH

1. Menghemat waktu konstruksi bangunan
2. Dapat diproduksi atas dasar desain konsultan (Engineering Mesh)
3. Mereduksi berat besi tulangan dalam beton

1. Save time for building constructions
2. Can be produced based on consultant's designs (Engineering Mesh)
3. Reducing weight of steel wire in concrete



CAPITAL RESIDENCE, Jakarta



GRAND INDONESIA, Jakarta



CITY TOWER, Jakarta



PT. UNION METAL

Quality Steel Building Material

Head Office

: Menara Karya Building 6th Floor
Jl. H.R. Rasuna Said Blok X-5 Kav. 1-2
Jakarta 12950 Indonesia
Phone # (62-21) 579.44409 (hunting)
Fax # (62-21) 579.44410
Email : marketing@unionmetal.co.id
Website : www.unionmetal.co.id

Factory

Factory I :
Jl. Jababeka V Blok U No. 1
Kawasan Industri Jababeka I
Cikarang - Bekasi 17530 Indonesia

Factory II :
Ngoro Industrial Park
Mojokerto - Jawa Timur

Branch Office

: BANDUNG
Jalan Kejaksaan No. 28, Bandung 40111
Phone # (62-22) 423.1849, (62-22) 423.6489
Fax # (62-22) 420.8314
E-mail : unionbdg@unionmetal.co.id

SURABAYA
Ruko Panji Makmur Blok A-33
Jalan Panjang Jiwo No. 46 - 48, Surabaya 60271

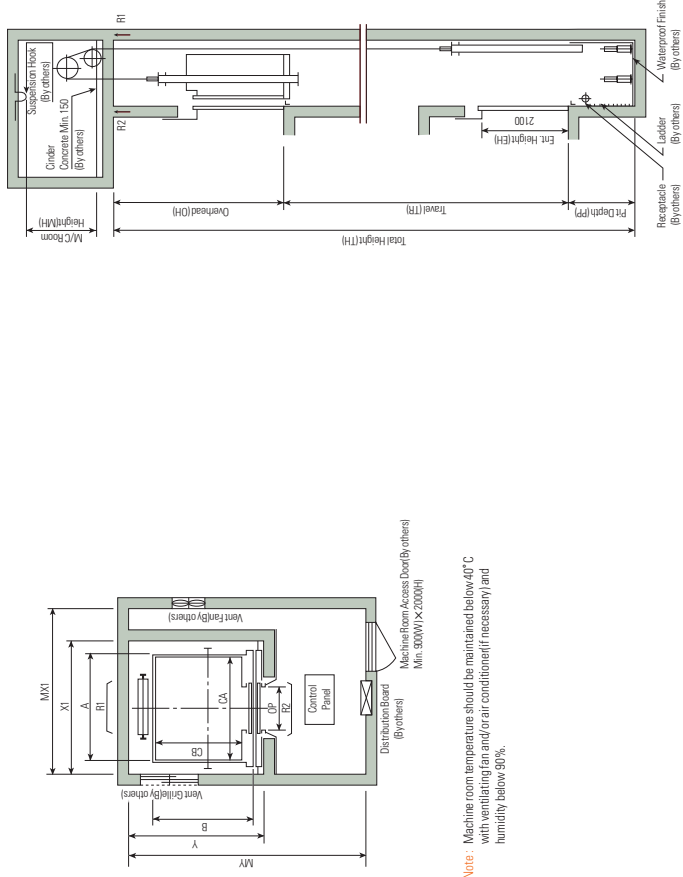


A UNION SAMPOERNA CO.

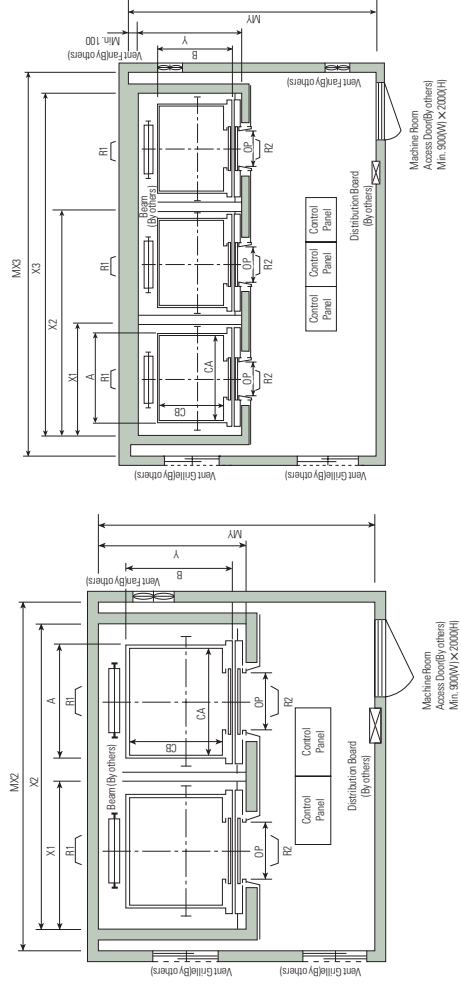
Layout Plan – Geared Elevators 1 ~ 1.75m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room

Section of Hoistway



Note : Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 30%.



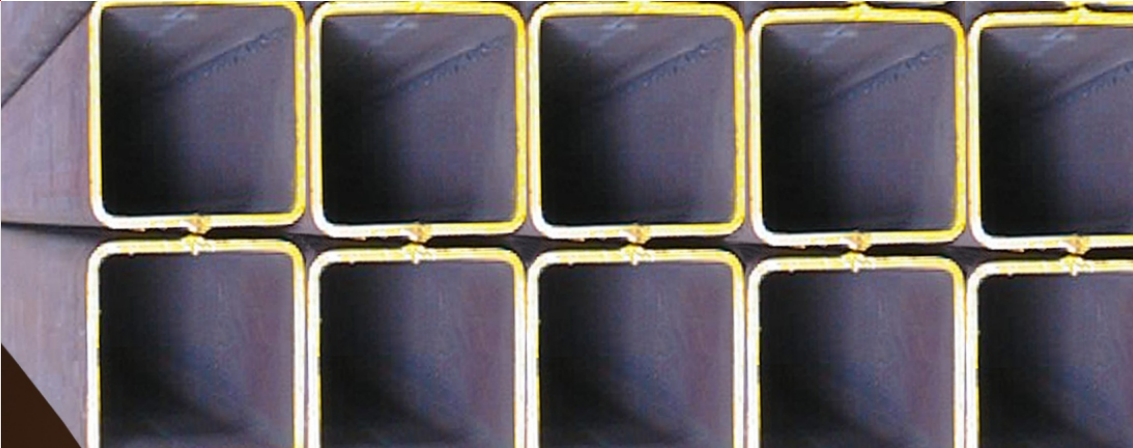
Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car		Hoistway			M/C Room			Pit Reaction					
	Persons	kg		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	1Car	2Cars	3Cars	Depth	M/C Room Reaction (kg)	Pit Reaction (kg)			
			OP	CA × CB	A × B	X1	X2	X3	Y	MX1	MX2	MX3	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400×850	1460×1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4300
	8	550	800	1400×1030	1460×1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	5800	4700
	9	600	800	1400×1100	1460×1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6100	4900
1.5	10	700	800	1400×1250	1460×1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6600	5200
	11	750	800	1400×1350	1460×1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	6900	5400
	13	900	900	1600×1350	1660×1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100
1.75	15	1000	900	1600×1500	1660×1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8400	6400
	17	1150	1000	1800×1500	1900×1670	2350	4800	7250	2160	2600	4900	7500	3900	6600	5100	10800	8500
	20	1350	1100	2000×1350	2100×1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800	7800	6000	11800	9100
	24	1600	1100	2000×1750	2100×1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13100	9900
				2150×1600	2250×1770	2700	5500	8300	2280	3000	5550	8700	4200				

Notes : 1. Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 3. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 4. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

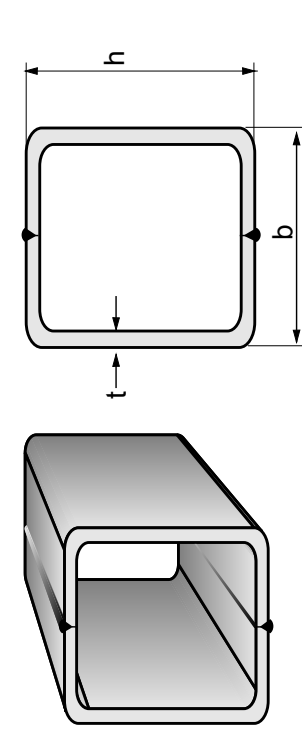
Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2400

Notes : 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 2. Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 30%.
 3. The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.



METRIC SIZE

DIMENSION		t	R	WEIGHT	AREA	MOMENT OF INERTIA	MOMENT OF RESISTANT	RADIUS OF GYRATION
H	B							
mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm
180	180	6.30	18	33.56	42.41	2,095.65	232.85	7.03
180	180	8.00	18	41.92	52.84	2,545.86	282.87	6.94
180	180	10.00	18	51.36	64.57	3,016.80	335.20	6.84
220	220	6.30	18	41.48	52.49	3,939.93	358.18	8.66
220	220	8.00	18	51.96	65.64	4,828.01	438.91	8.58
220	220	10.00	18	63.92	80.57	5,782.46	525.88	8.47
200	200	8.00	18	46.94	59.24	3,566.25	356.63	7.76
200	200	10.00	18	52.34	66.67	3,990.00	399.00	7.73
200	200	12.00	18	67.92	86.53	4,980.00	498.00	7.59
250	250	8.00	18	59.50	75.24	7,229.20	578.34	9.80
250	250	9.00	18	66.48	84.67	8,090.00	647.00	9.78
250	250	10.00	18	73.34	92.57	8,706.67	696.53	9.70
250	250	12.00	18	86.76	110.50	10,300.00	820.00	9.63
250	250	16.00	45	112.38	138.80	12,000.00	964.00	9.32
260	260	6.30	18	49.38	62.57	6,634.95	510.38	10.30
260	260	8.00	18	62.00	78.44	8,178.02	629.08	10.21
260	260	10.00	18	76.48	96.57	9,864.65	758.52	10.11
260	260	11.00	18	83.56	105.41	10,656.87	819.76	10.06
300	300	8.00	18	72.06	91.24	12,800.89	853.38	11.84
300	300	9.00	18	80.60	102.70	14,300.00	956.00	11.80
300	300	10.00	18	89.04	112.57	15,519.37	1,034.62	11.74
300	300	12.00	18	105.60	134.50	18,300.00	1,220.00	11.70
300	300	16.00	45	137.50	170.80	22,100.00	1,470.00	11.40
350	350	9.00	18	94.74	120.70	23,200.00	1,320.00	13.90
350	350	12.00	18	124.44	158.50	29,800.00	1,700.00	13.70
350	350	16.00	45	162.62	202.80	36,500.00	2,090.00	13.40
350	350	19.00	45	190.18	233.80	40,700.00	2,320.00	13.20
400	400	12.00	18	143.28	180.10	44,300.00	2,220.00	15.70
400	400	16.00	45	187.74	234.80	56,200.00	2,810.00	15.50
400	400	19.00	45	220.02	271.80	63,100.00	3,160.00	15.20
400	400	22.00	75	251.34	300.20	66,200.00	3,310.00	14.80
400	400	25.00	75	281.74	346.00	76,500.00	3,830.00	14.90
450	450	12.00	18	162.12	204.10	64,200.00	2,850.00	17.70
450	450	16.00	45	212.86	266.80	81,800.00	3,640.00	17.50
450	450	19.00	45	249.84	309.80	92,600.00	4,120.00	17.30
450	450	22.00	75	285.88	344.20	98,500.00	4,380.00	16.90
450	450	25.00	75	321.00	396.00	113,600.00	5,050.00	16.90
500	500	12.00	18	180.96	228.10	89,300.00	3,570.00	19.80
500	500	16.00	45	237.98	298.80	114,000.00	4,570.00	19.60
500	500	19.00	45	279.68	347.80	130,000.00	5,200.00	19.30
500	500	22.00	75	320.42	388.20	140,000.00	5,590.00	19.00
500	500	25.00	75	360.24	446.00	160,900.00	6,440.00	19.00
550	550	12.00	18	199.80	252.10	120,100.00	4,370.00	21.80
550	550	16.00	45	263.10	330.80	154,500.00	5,620.00	21.60
550	550	19.00	45	309.50	388.10	178,500.00	6,490.00	21.40
550	550	22.00	75	354.96	443.90	200,800.00	7,300.00	21.30
550	550	25.00	75	399.50	496.00	219,800.00	7,990.00	21.00
600	600	12.00	18	218.64	276.10	157,300.00	5,240.00	23.80
600	600	16.00	45	288.22	362.80	203,000.00	6,770.00	23.70
600	600	19.00	45	339.34	426.10	235,100.00	7,840.00	23.50
600	600	22.00	75	389.50	487.90	265,200.00	8,840.00	23.30
600	600	25.00	75	438.74	546.00	291,400.00	9,710.00	23.10
650	650	12.00	18	237.48	300.10	201,500.00	6,200.00	25.90
650	650	16.00	45	313.34	394.80	260,800.00	8,020.00	25.70
650	650	19.00	45	369.16	464.10	302,500.00	9,310.00	25.50
650	650	22.00	75	424.04	531.90	342,100.00	10,520.00	25.40
650	650	25.00	75	478.00	596.00	377,000.00	11,600.00	25.10
700	700	12.00	18	256.32	324.10	253,300.00	7,240.00	28.00
700	700	16.00	45	338.46	426.80	328,500.00	9,380.00	27.70
700	700	19.00	45	399.00	502.10	381,800.00	10,910.00	27.60
700	700	22.00	75	458.58	575.90	432,500.00	12,360.00	27.40
700	700	25.00	75	517.24	646.00	477,900.00	13,650.00	27.20



CHEMICAL COMPOSITION

GRADE	C (%) Max	Mn (%)	Si (%)	P (%) Max	S (%) Max
SS 400	-	-	-	0.040	0.040
A 36	0.25	1.40	1.40	0.040	0.040
SM 490 A & B	0.20	1.60 Max	0.55Max	0.035	0.035
GR 50 A	0.23	1.60 Max	0.55Max	0.050	0.050

MECHANICAL PROPERTIES

GRADE	Y.S (Mpa)		T.S (Mpa)	E (%)
	t ≤ 16 mm	16 mm ≤ t ≤ 40 mm		
SS 400	245	235	400 - 510	21
A 36	250	250	400 - 550	20
SM 490 A & B	325	315	490 - 610	17
GR 50 A	355	345	490 - 640	18

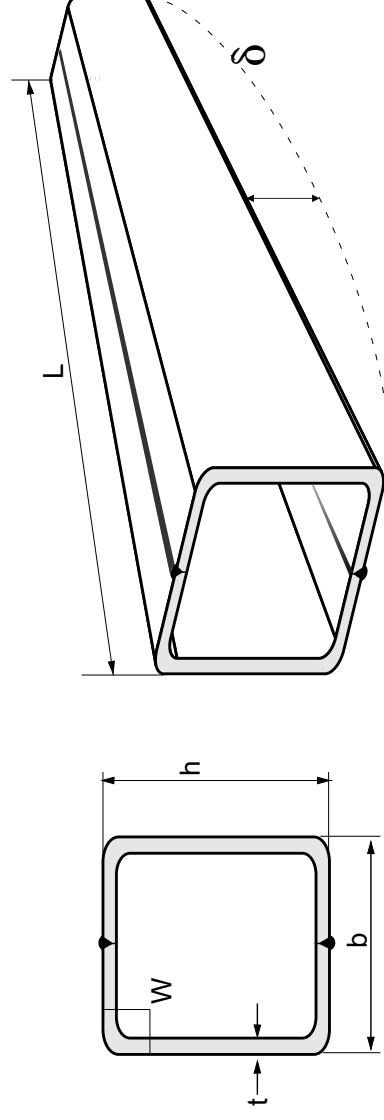
NOTE :

- Standard length 6 m and 12 m
- Thickness Max. 25 mm
- Other specification/standard size on request can also be supplied
- Size 100 x 100 s/d 1000 x 1000 mm

continue.....>

HEAD OFFICE & FACTORY
Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadana, Cikarang Barat,
Belkasi 17520, West Java, INDONESIA
Forming Department
Phone DID : (62-21) 898 38 291 - 296
Phone Flexy : (021) 7085 3154 - 158
Fax : (62-21) 898 38 298
e-mail : pji01@grsteel.com
pji02@grsteel.com

SHAPED AND TOLERANCE



DESCRIPTION	TOLERANCE
Length (L)	- 0 + 50 mm
Cross-Section (B)	JIS G 3466
Deflection (δ)	1/1000 length max
Squareness (W)	± 20
Twisting	± 4 mm
Thickness	JIS G 3193

Standard :

- Specification standard JIS & ASTM
- Material Standard SS 400, A36 & GR 50 A, B, C
- Bigger dimension will be produced, if there confirm before
- Semi Welding joint, partial penetration (AWS - D1.1 - 96)



Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
 Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
 KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
 Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
 Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
 0311194000040

KETERANGAN

BA1 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
 BA2 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
 K1 : CFT 800 x 800 x 35
 BI : WF 400 x 200 x 8 x 13
 BRB : HSS 300 x 300 x 25

NAMA GAMBAR

SKALA

Denah Pembalokan Lt. 2-20
 (Tipikal)

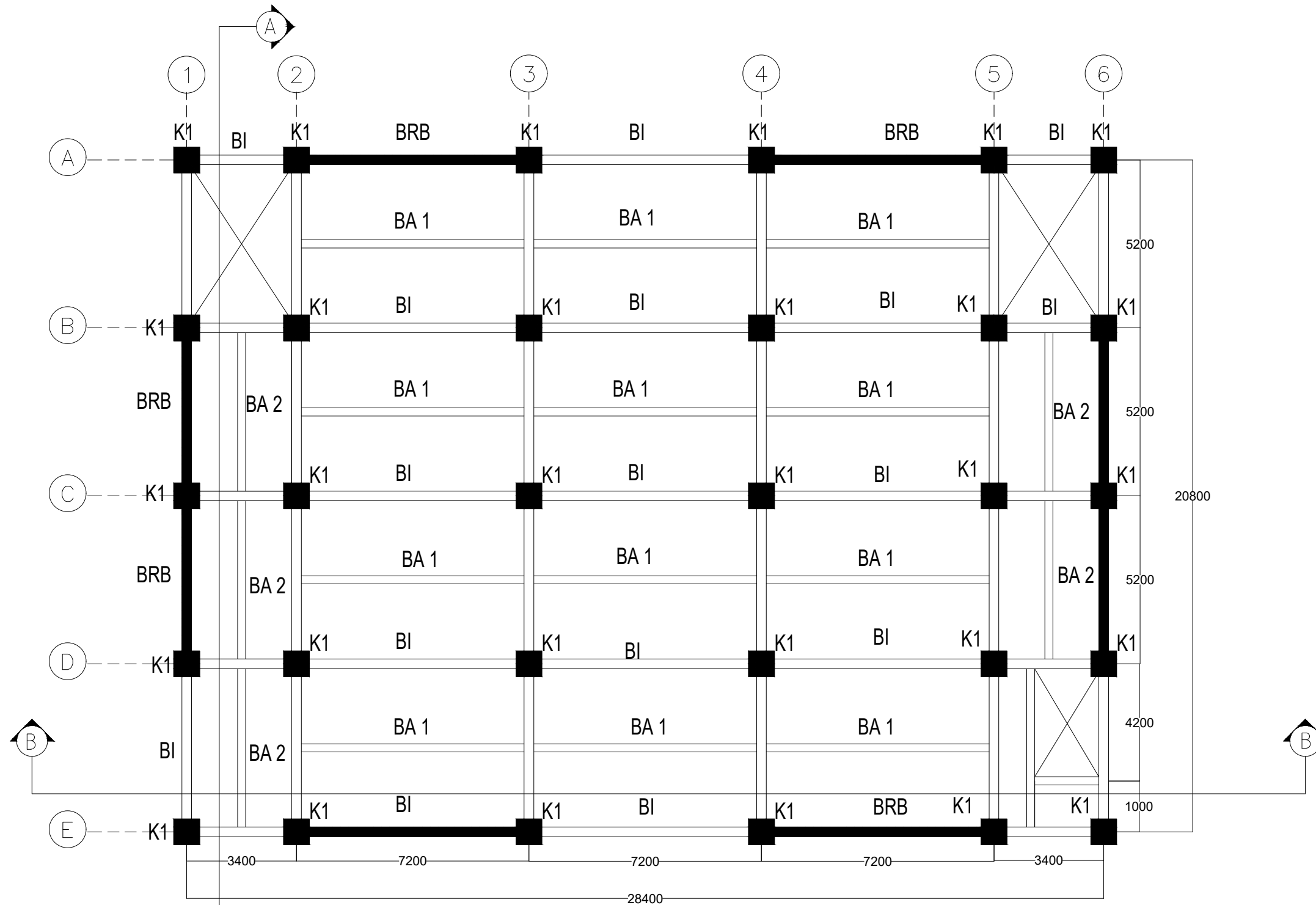
1:500

NO.
 GAMBAR

JUMLAH
 GAMBAR

1

18



○ DENAH PEMBALOKAN Lt. 2-20 (TIPIKAL)

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
 Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
 KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
 Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
 Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
 0311194000040

KETERANGAN

- BA1 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
- BA2 : WF 300 x 150 x 6,5 x 9
- K1 : CFT 800 x 800 x 35
- K2 : CFT 700 x 700 x 30
- K3 : CFT 500 x 500 x 22
- K4 : CFT 350 x 350 x 25
- K5 : CFT 250 x 250 x 25
- BI : WF 400 x 200 x 8 x 13
- BRB : HSS 300 x 300 x 25

NAMA GAMBAR

SKALA

Potongan Denah

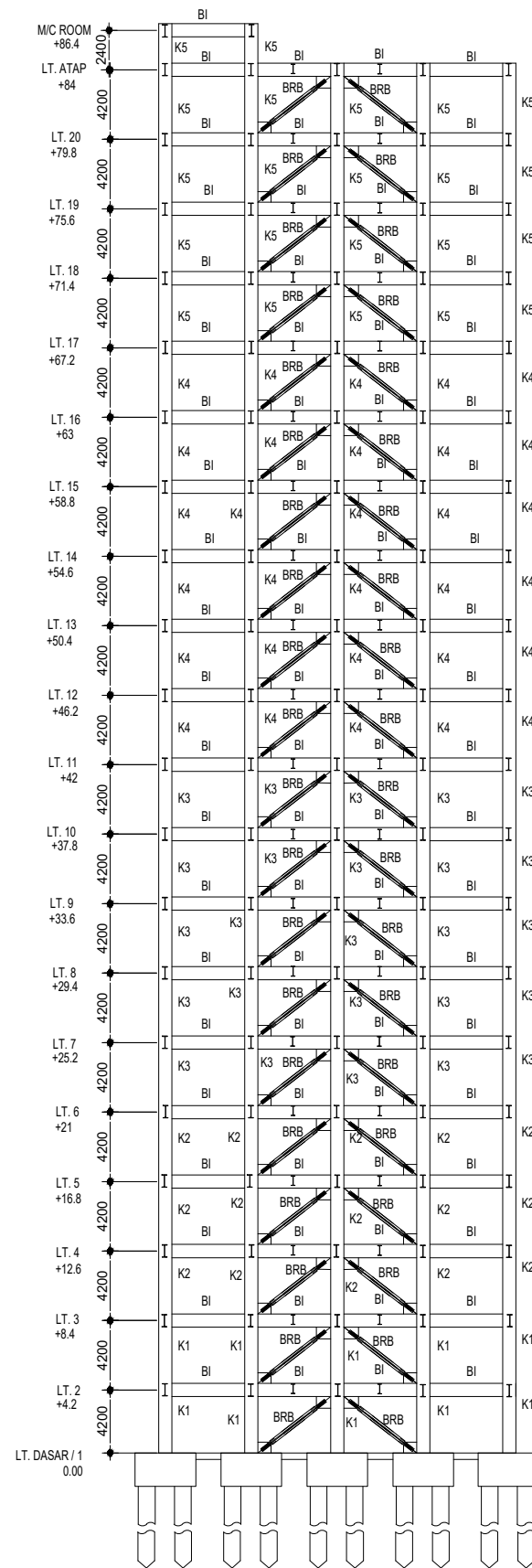
1:500

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

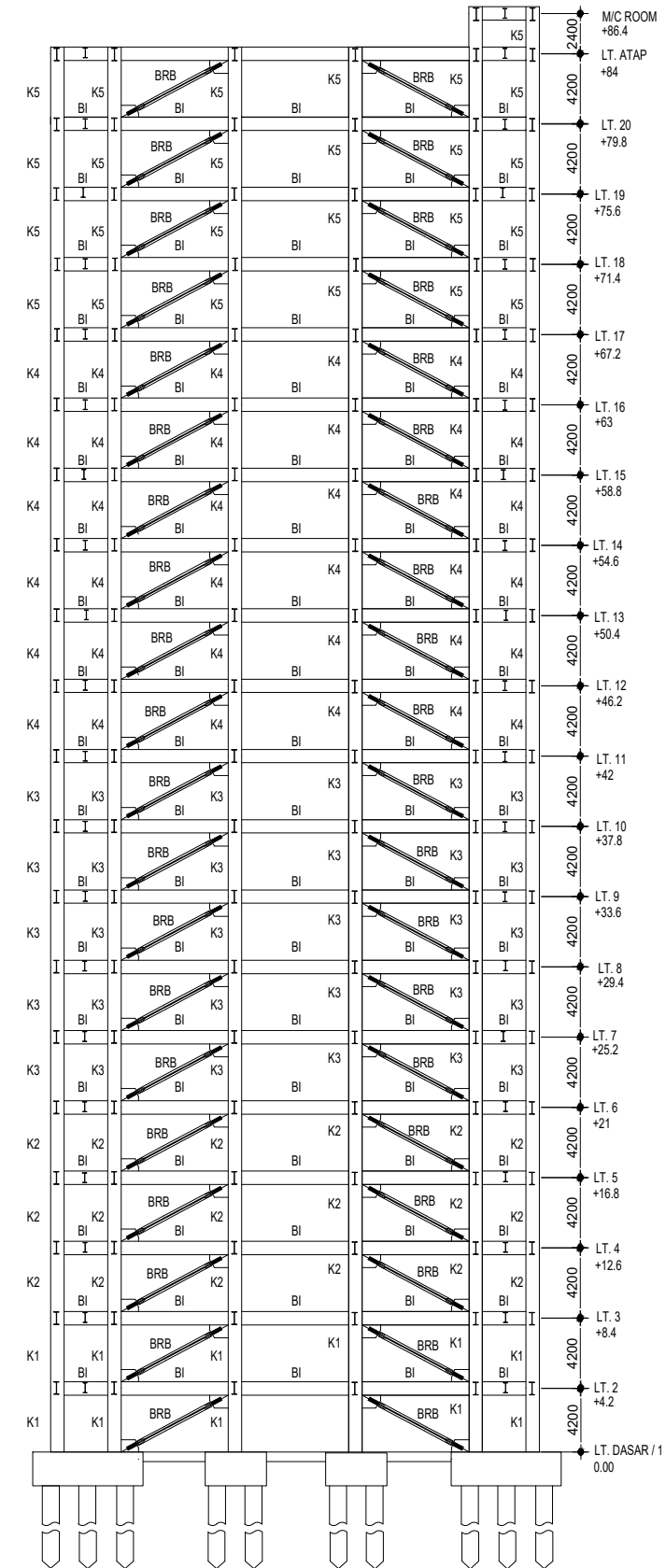
2

18 -



POTONGAN DENAH A-A

SKALA 1 : 500



POTONGAN DENAH B-B

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Denah Pondasi

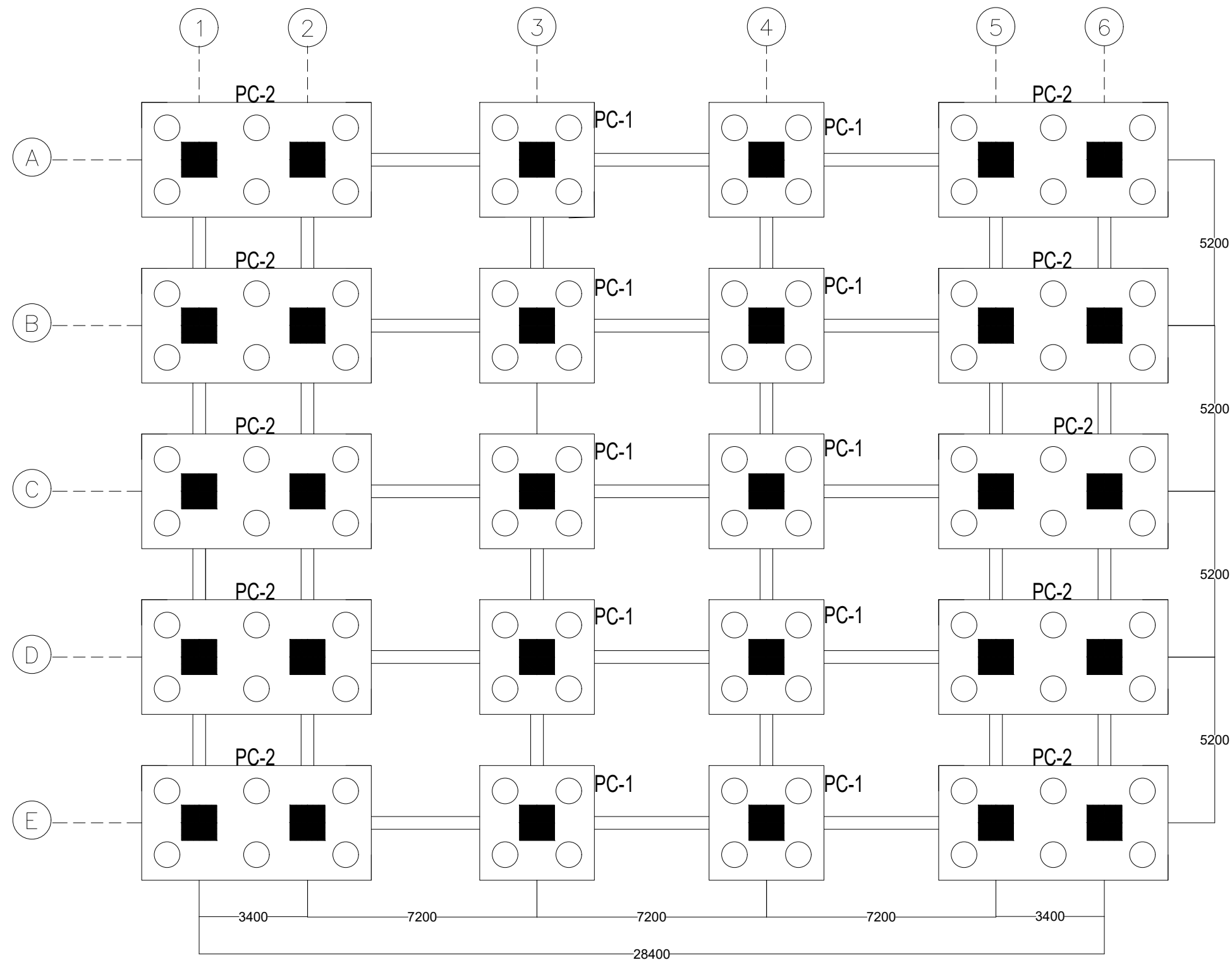
1:500

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

3

18



○ DENAH PONDASI BORED PILE DIA. 80CM

SKALA 1 : 500



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

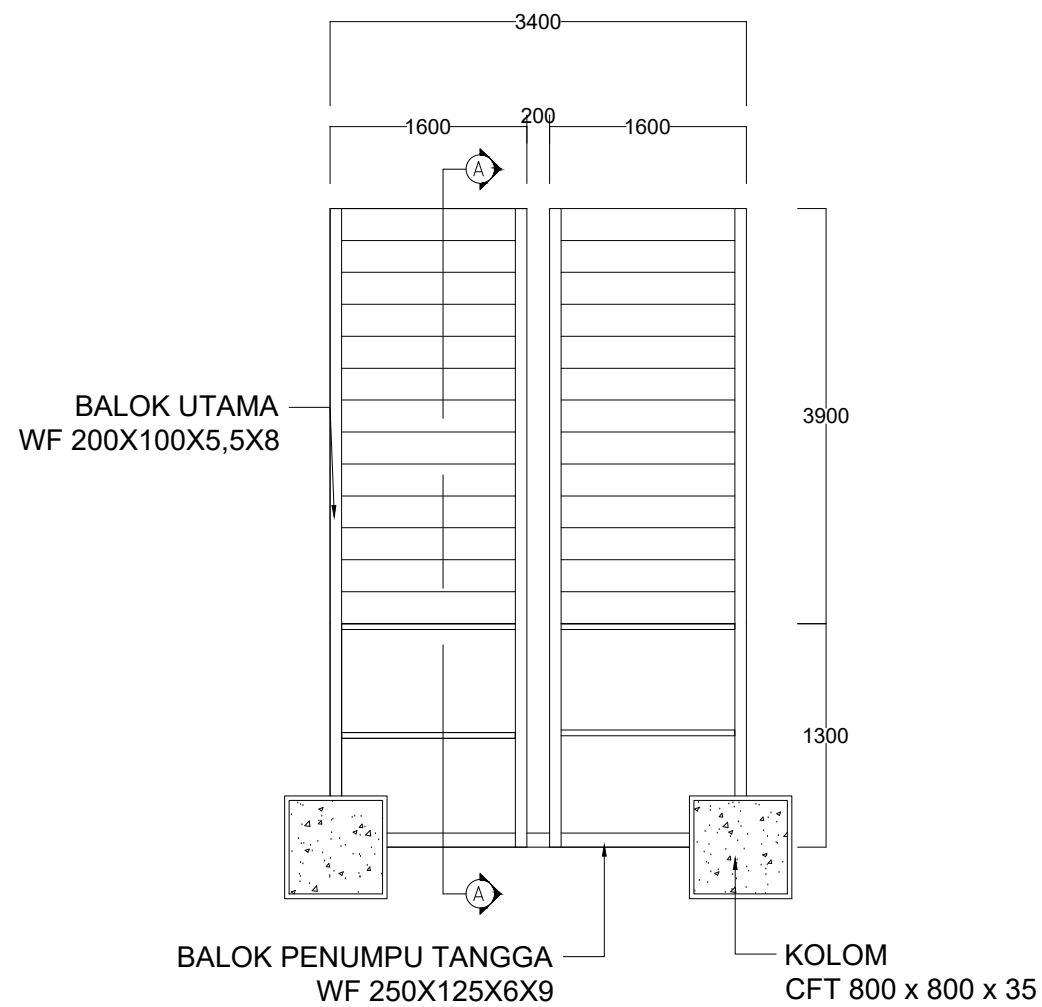
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

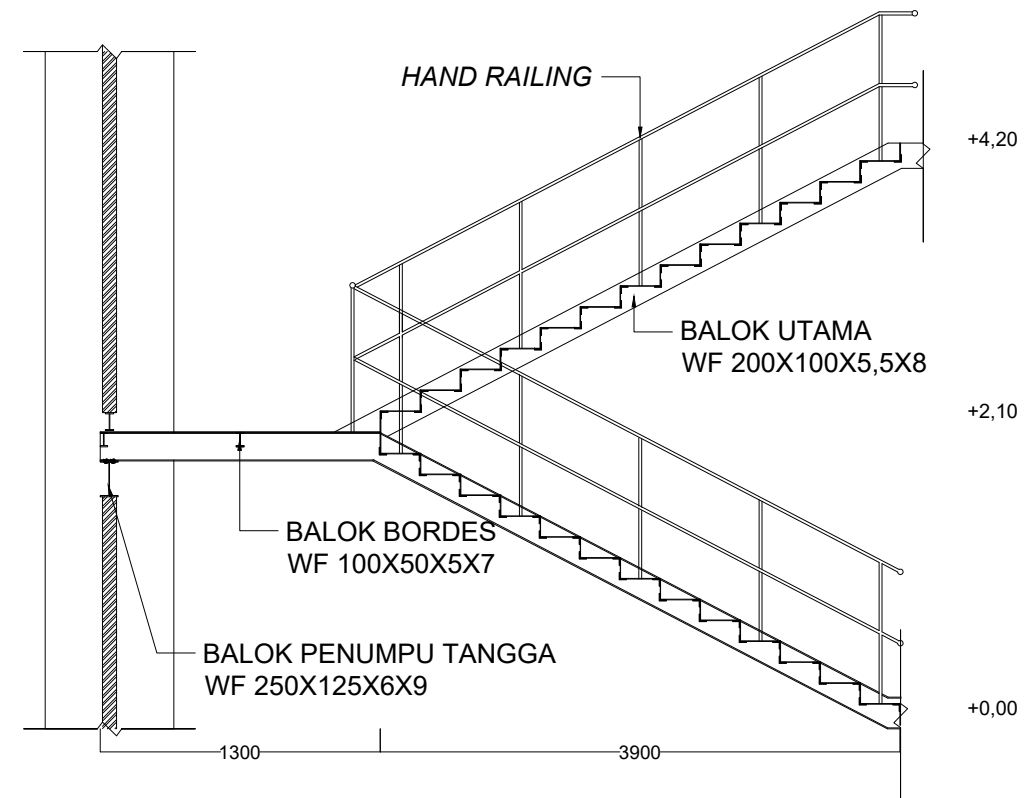
Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN



DENAH TANGGA

SKALA 1 : 15



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15

NAMA GAMBAR

SKALA

Denah Tangga

1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

4

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Balok Induk Arah X

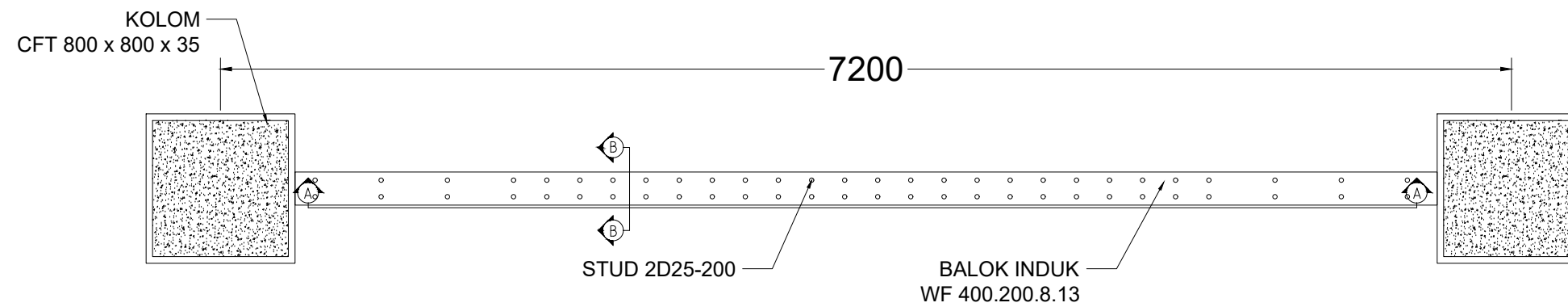
1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

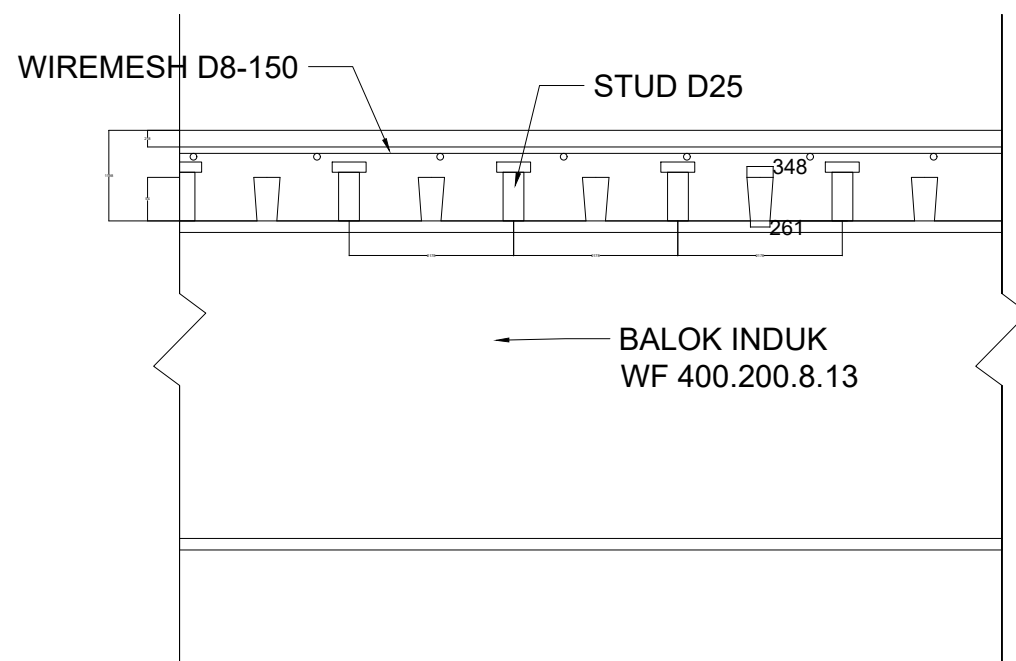
5

18



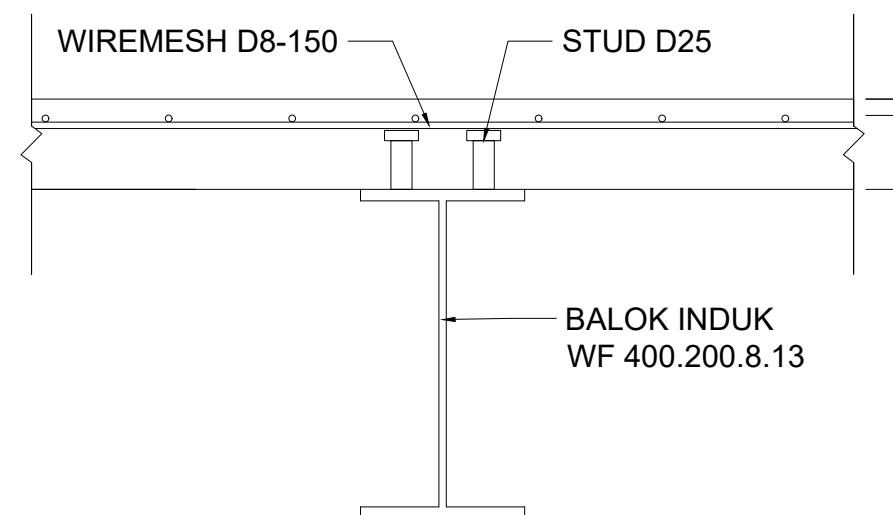
BALOK INDUK ARAH X

SKALA 1 : 15



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

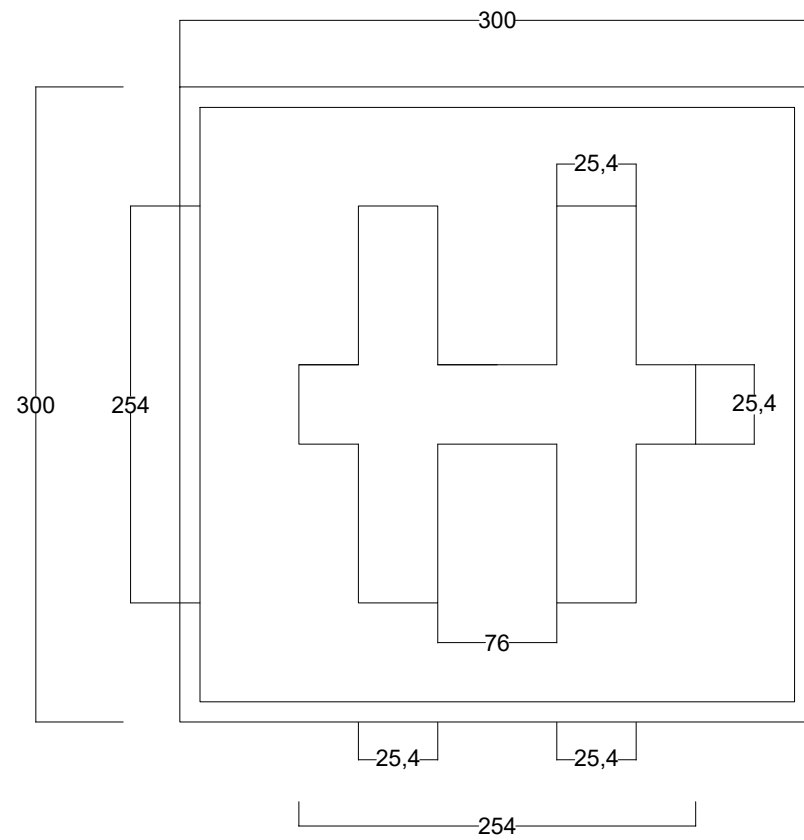
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

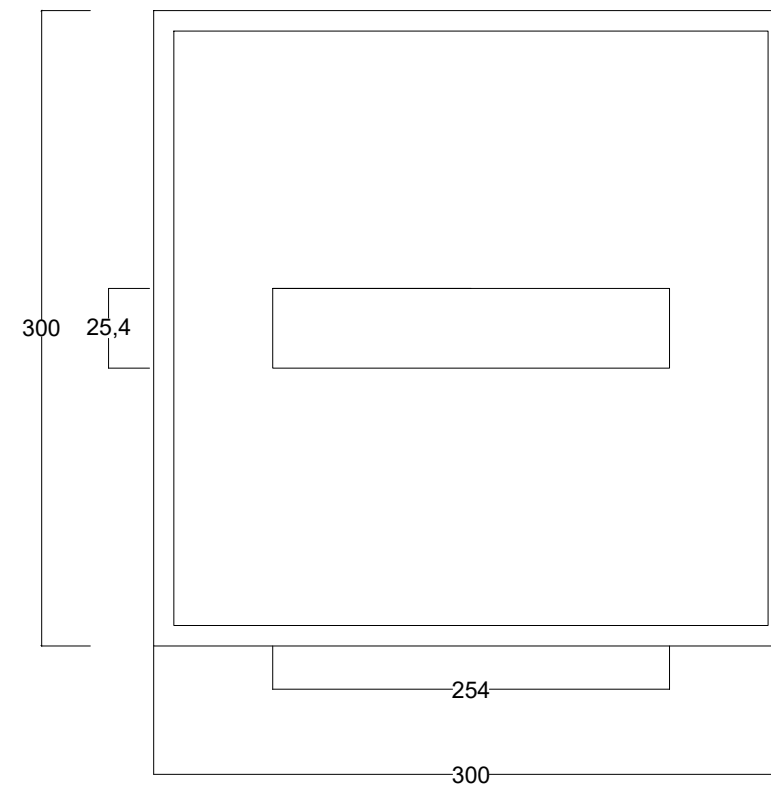
Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 15

NAMA GAMBAR

SKALA

Potongan BRB

1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

7

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan BRB

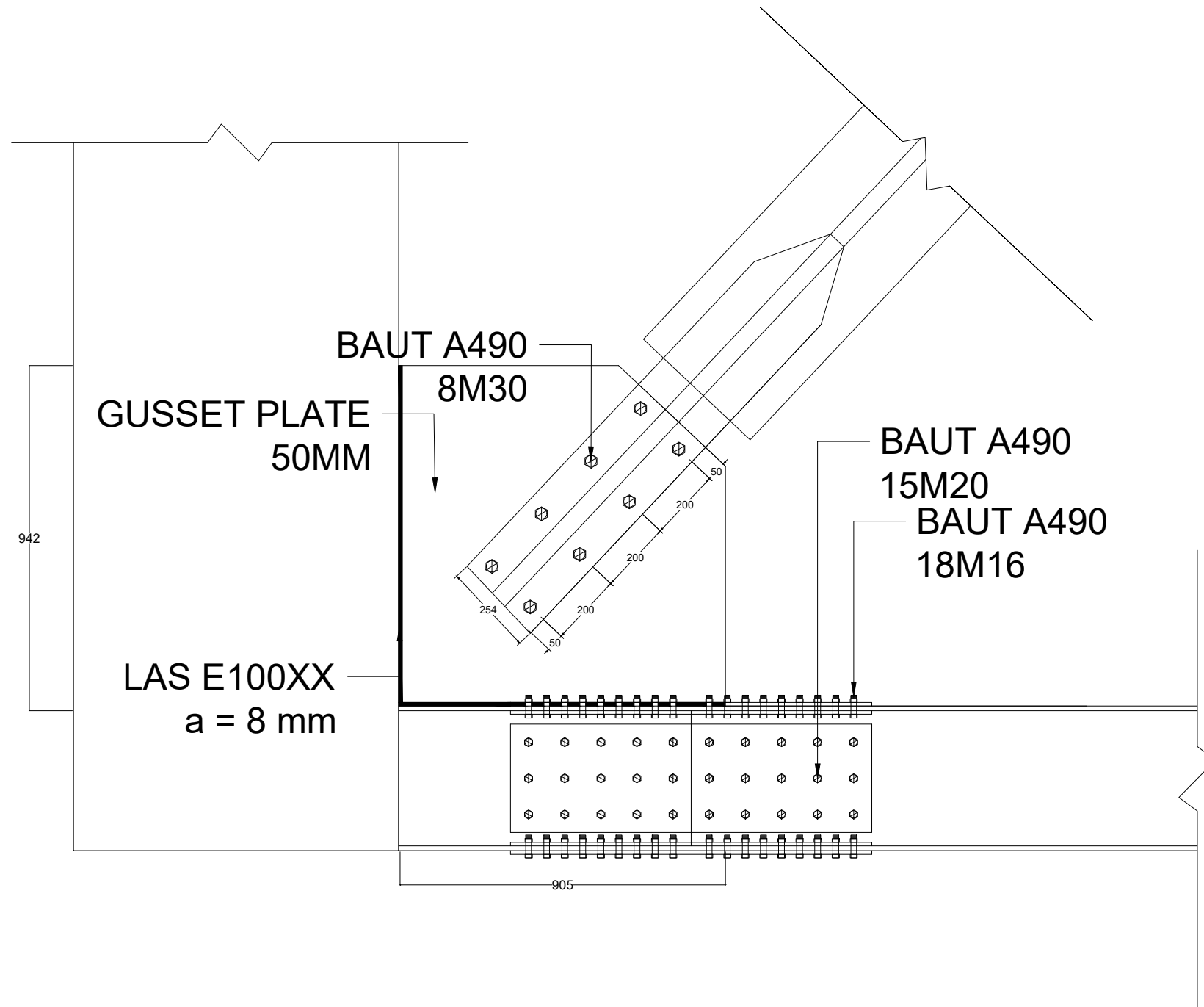
1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

8

18



○ SAMBUNGAN BRB

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Balok Induk-Kolom

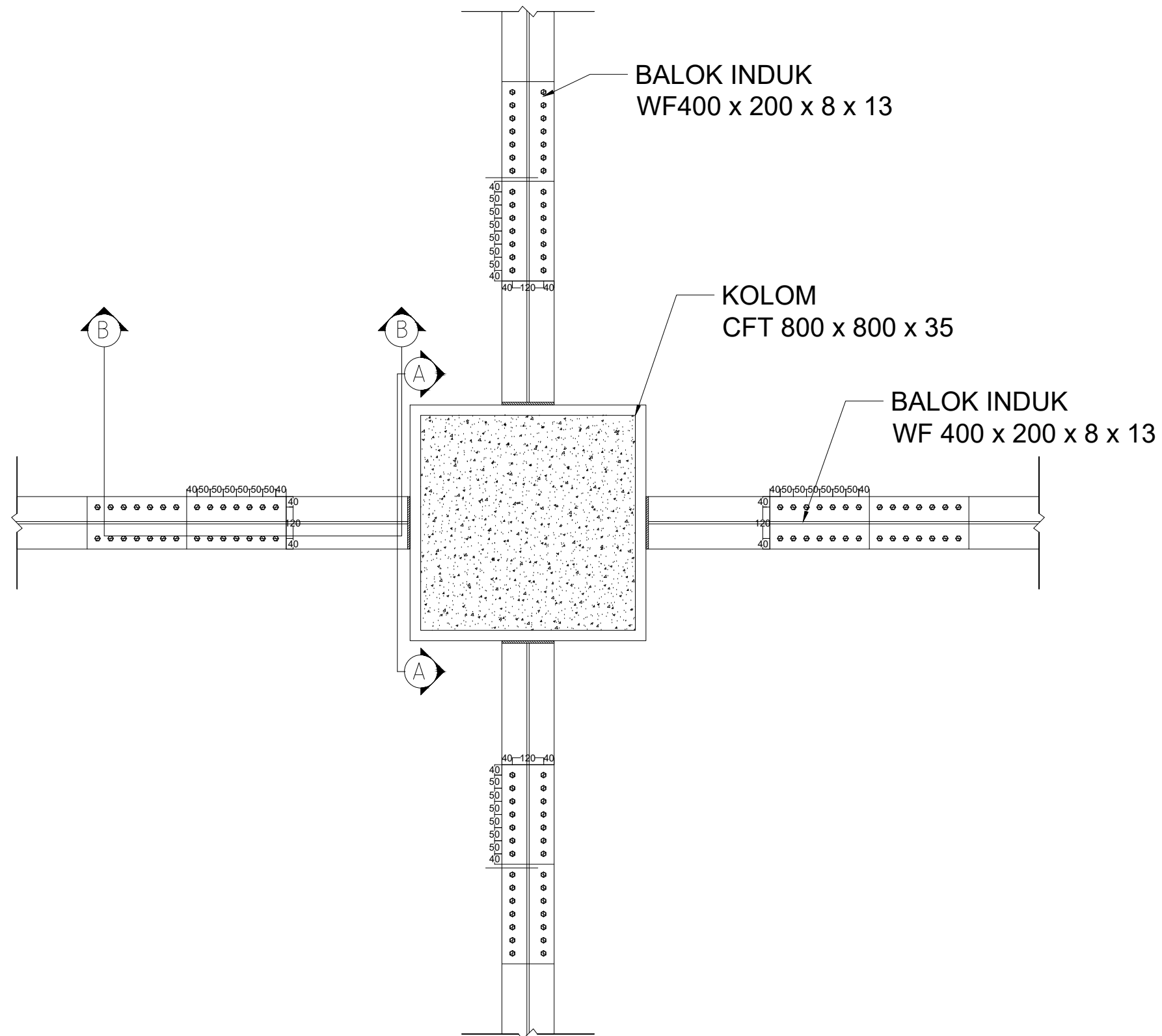
1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

9

18



○ SAMBUNGAN BALOK INDUK-KOLOM

SKALA 1 : 15



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darma Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

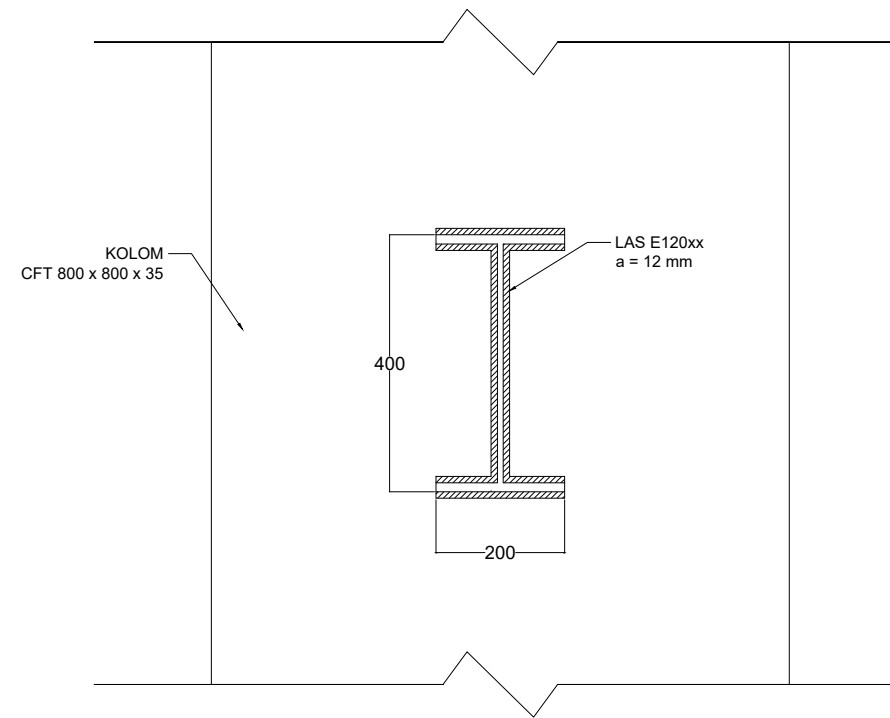
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

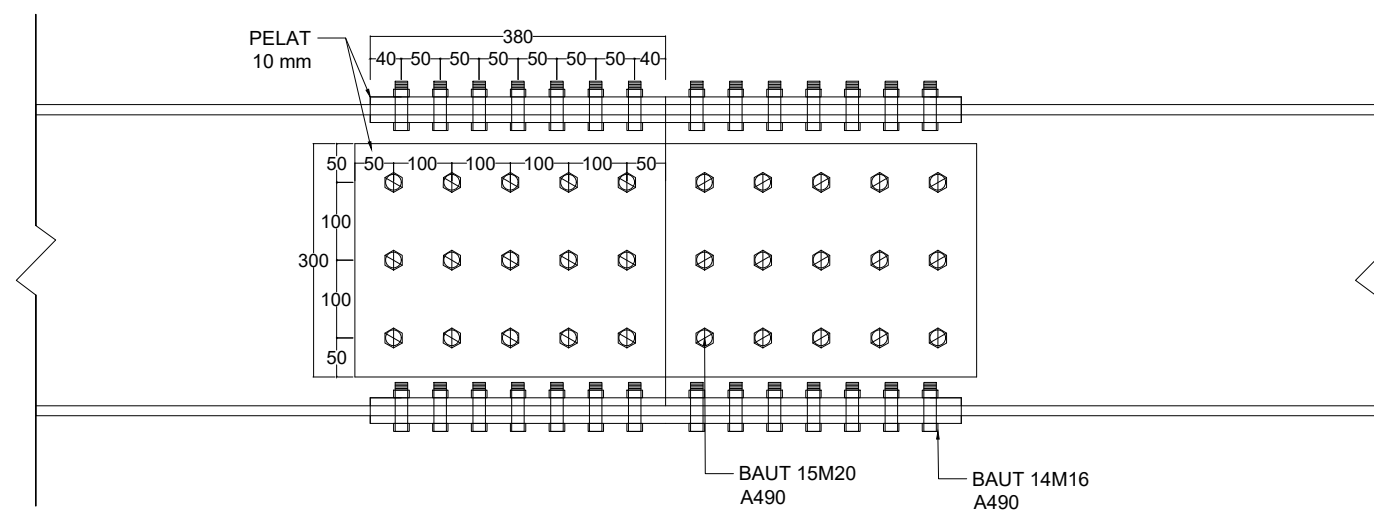
Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 15

NAMA GAMBAR

SKALA

Potongan Sambungan
Balok Induk-Kolom

1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

10

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

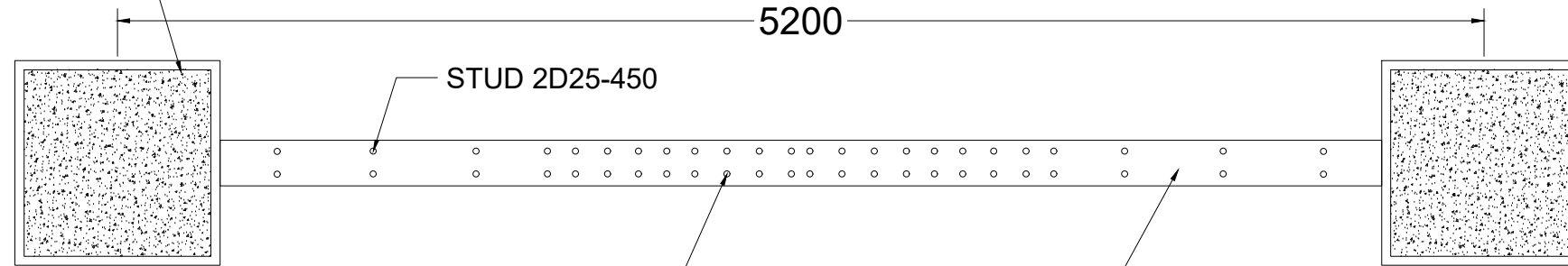
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

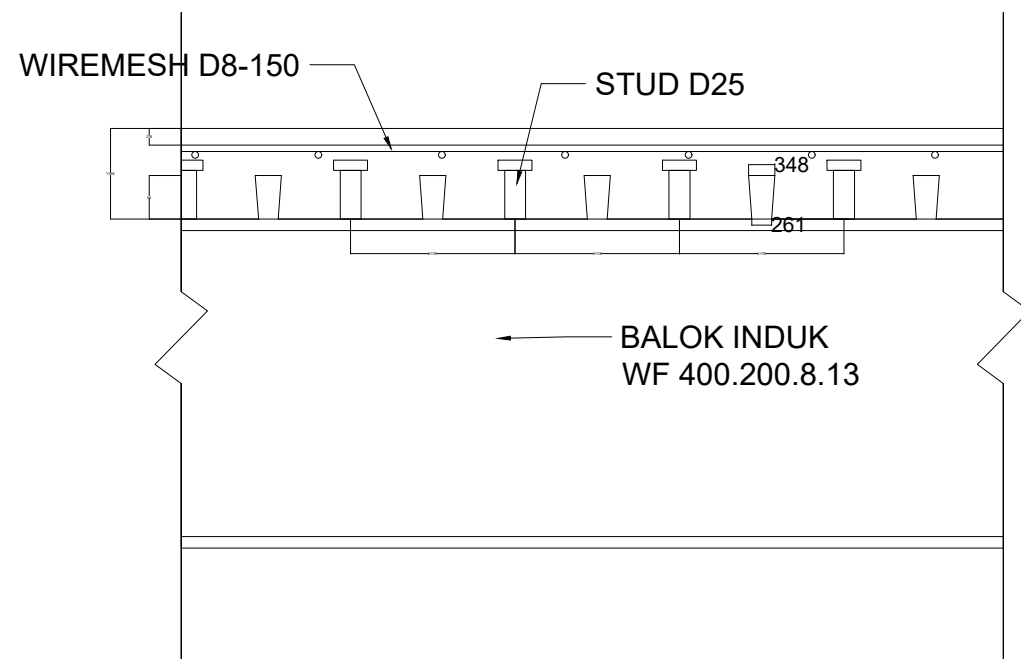
KETERANGAN

KOLOM
CFT 800 x 800 x 35



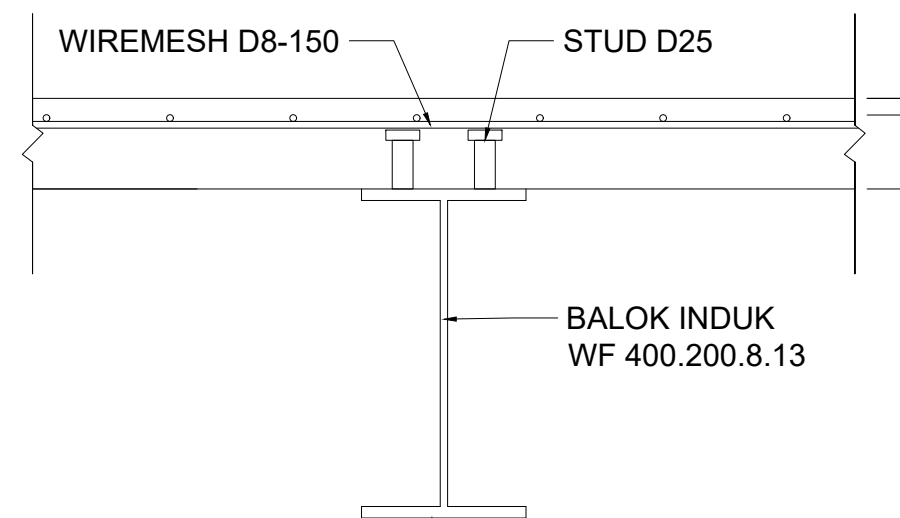
BALOK INDUK ARAH Y

SKALA 1 : 500



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 15



POTONGAN B-B

SKALA 1 : 15

NAMA GAMBAR

SKALA

Balok Induk Arah Y

1:500

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

11

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

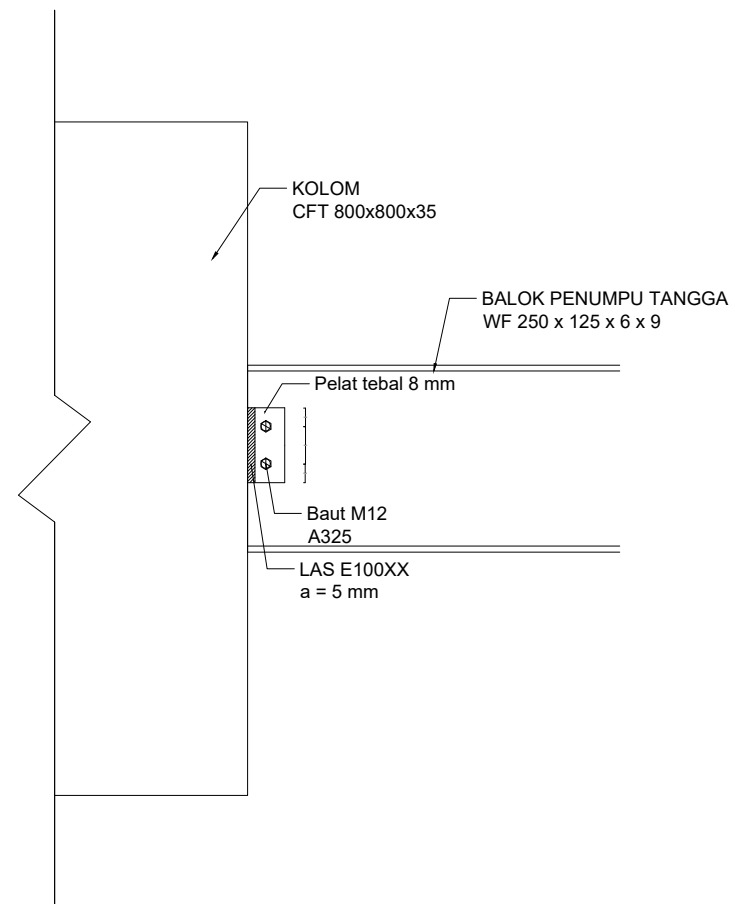
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

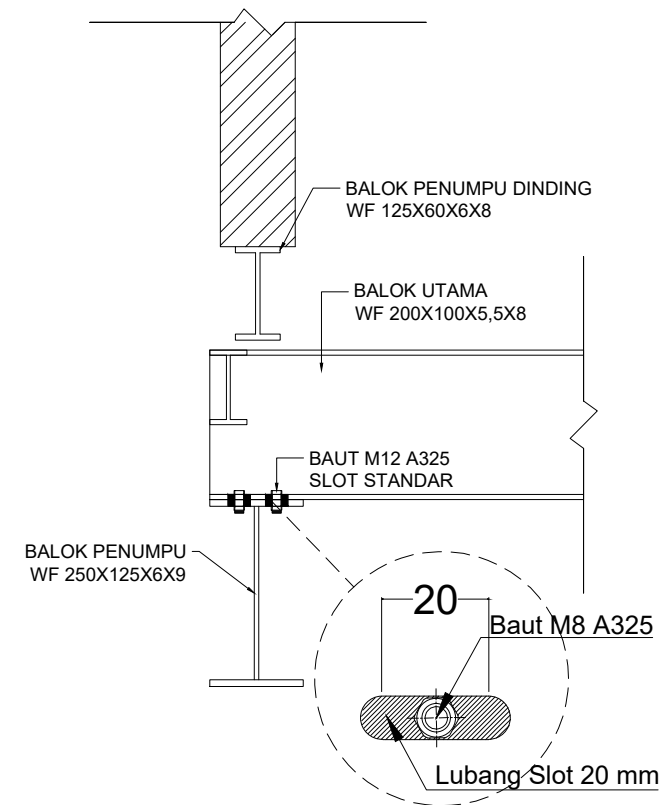
Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN



Sambungan Balok Penumpu-Kolom

SKALA 1 : 10



Sambungan Balok Utama-Balok Penumpu

SKALA 1 : 10

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Tangga

1:10

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

12

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Balok Anak Atap

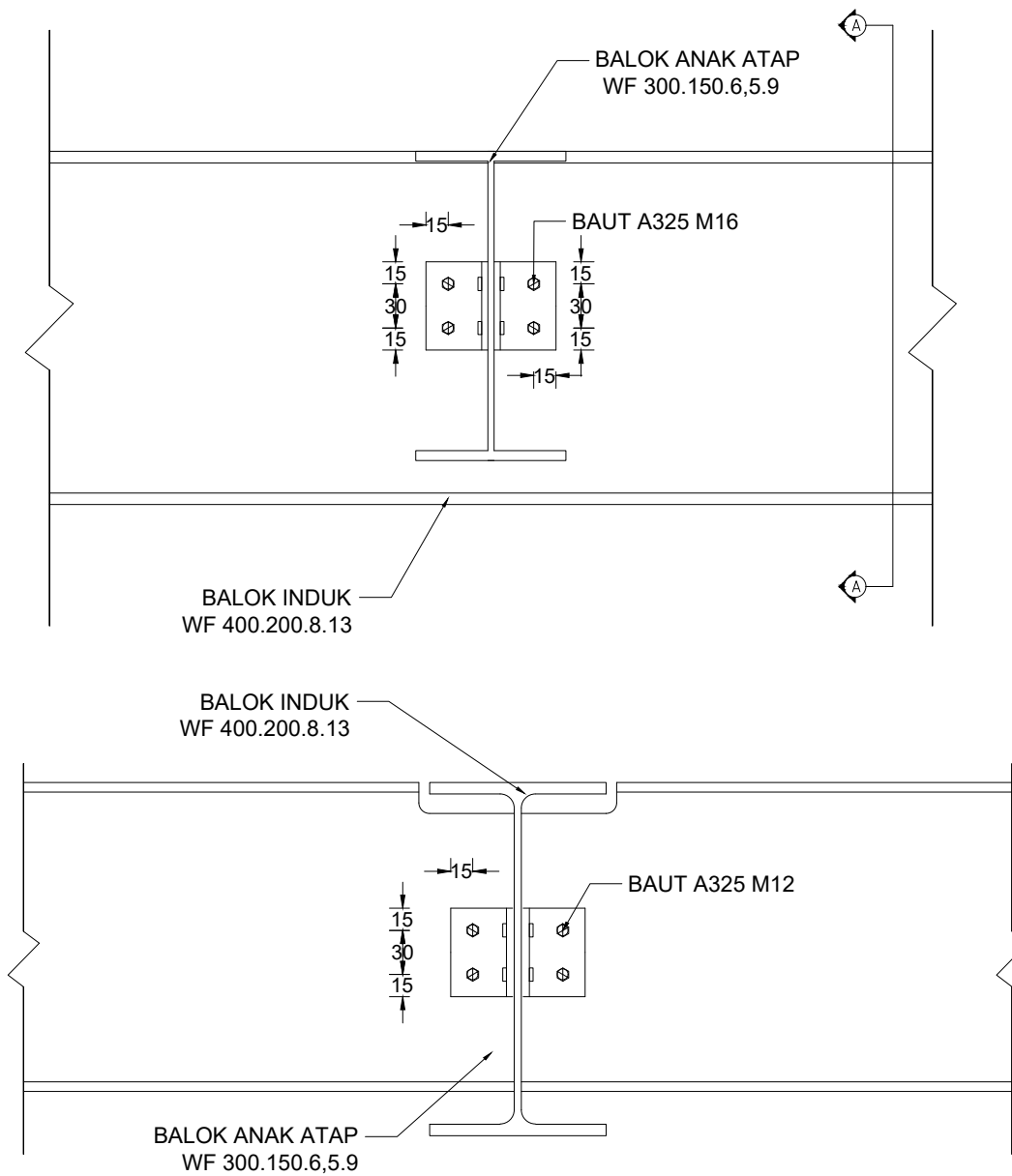
1:10

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

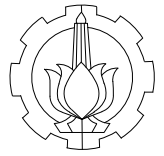
13

18



○ **SAMBUNGAN BALOK ANAK ATAP**

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Balok Anak
Non-Atap

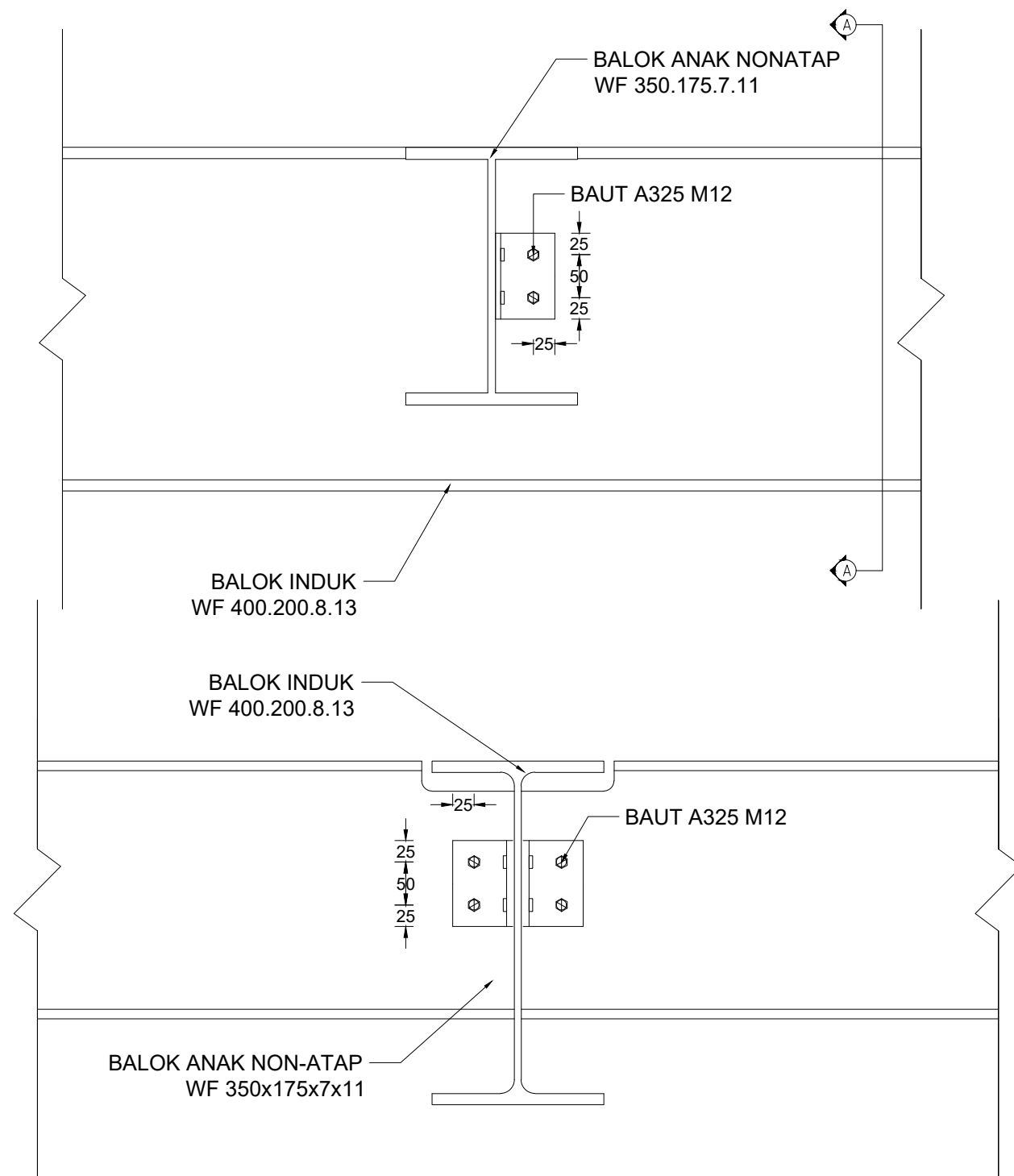
1:10

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

14

18



SAMBUNGAN BALOK ANAK NON-ATAP

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Antar Kolom

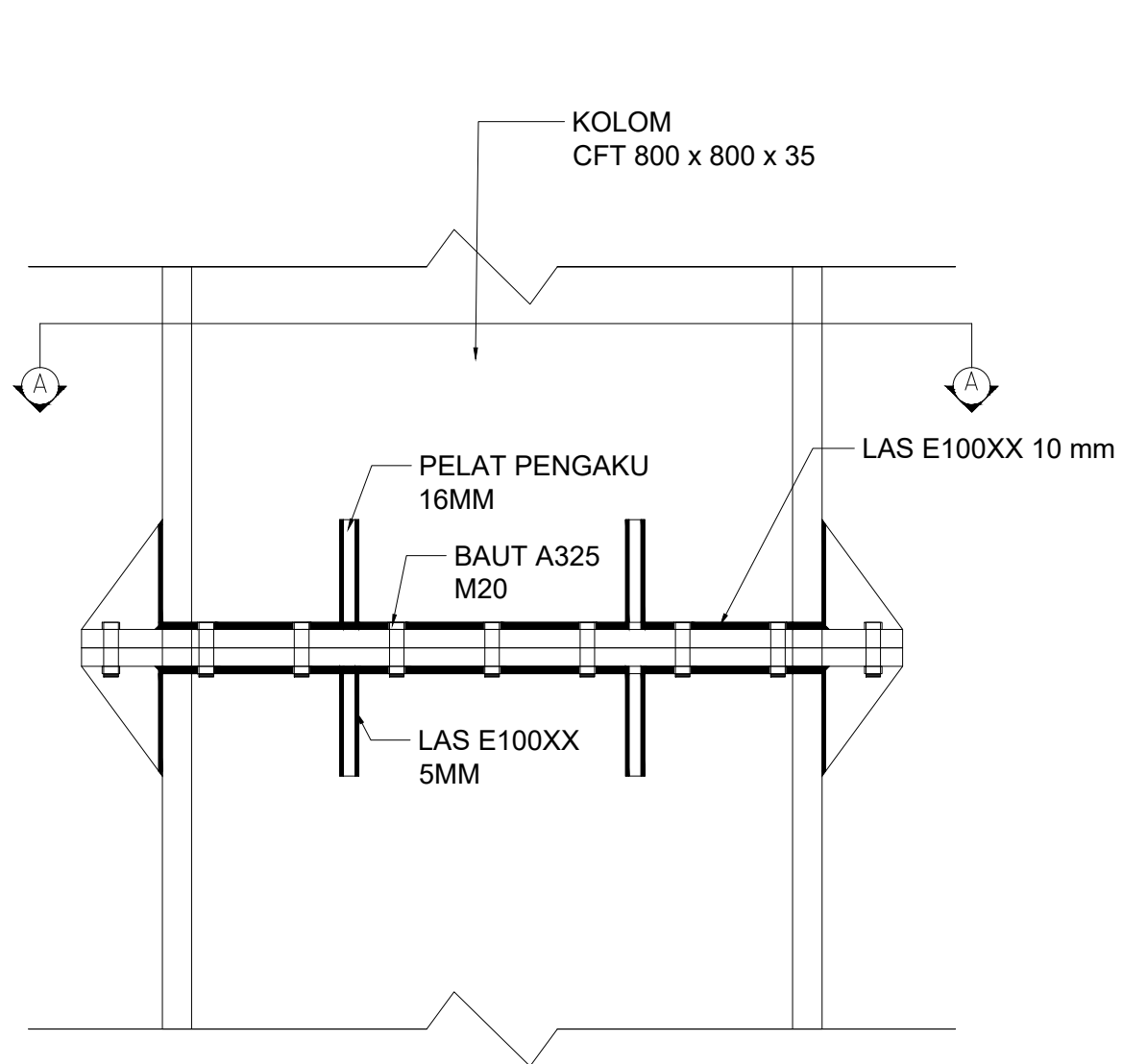
1:10

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

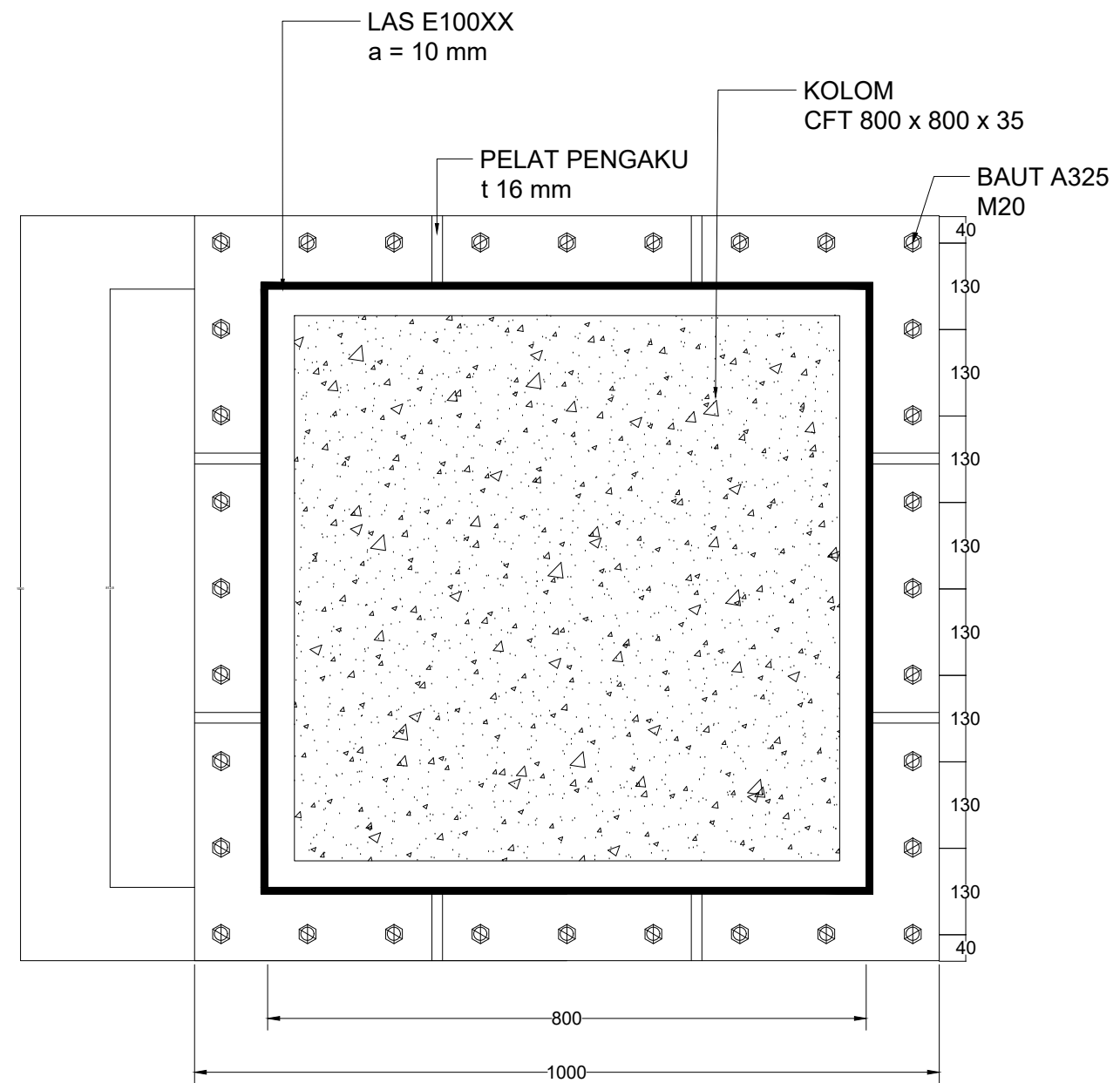
15

18



SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

SKALA 1 : 500



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 10



Departemen Teknik Sipil
 Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
 Kebumihan
 Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
 KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
 Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

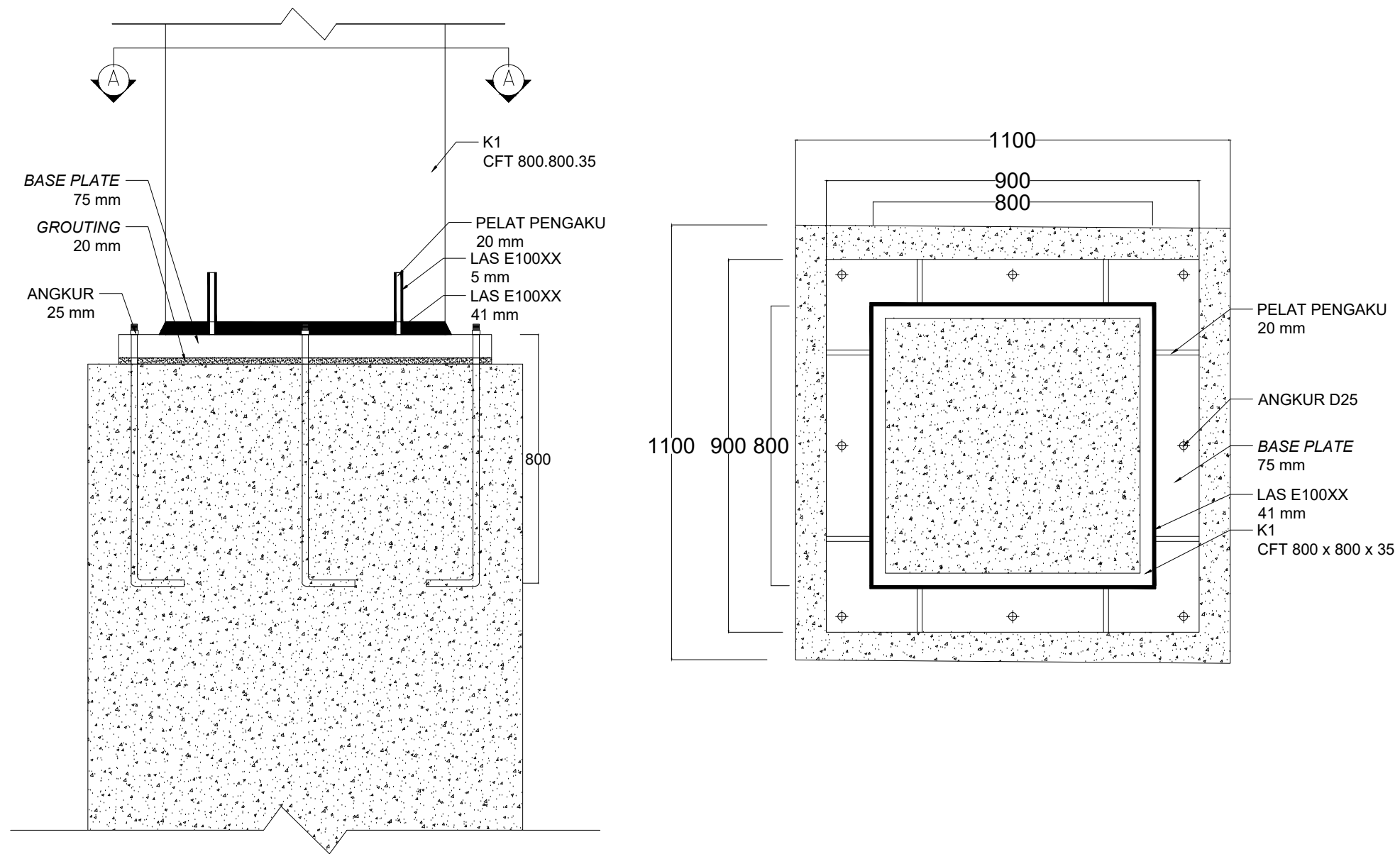
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
 Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
 0311194000040

KETERANGAN



○ SAMBUNGAN KOLOM-BASEPLATE

SKALA 1 : 500

NAMA GAMBAR

SKALA

Sambungan Kolom-Baseplate

1:500

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

16

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

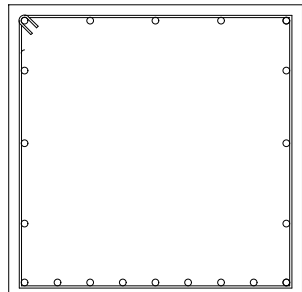
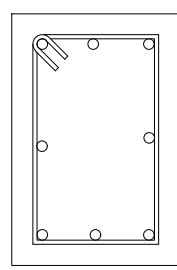
DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

TABEL PENULANGAN		
JENIS	PEDESTAL	SLOOF
		
MATERIAL	Fc' 30 MPa Fy 420 MPa	Fc' 30 MPa Fy 420 MPa
SELIMUT	50 mm	50 mm
TUL.UTAMA	16D32	8D22
SENGKANG	D10-150	D10-200
DIMENSI	1100 X 1100	400 x 600

○ TABEL PENULANGAN

SKALA 1 : 15

NAMA GAMBAR

SKALA

Tabel Penulangan

1:15

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

17

18



Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan
Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Modifikasi Struktur Gedung
KCU BCA Bukit Darmo Surabaya Dengan
Sistem Rangka Bresing Tahan Tekuk

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.
Ahmad Basshofi Habieb, ST., MT., Ph.D.

NAMA MAHASISWA

Arrijalu Fabriano H.
0311194000040

KETERANGAN

NAMA GAMBAR

SKALA

Penulangan Pile Cap

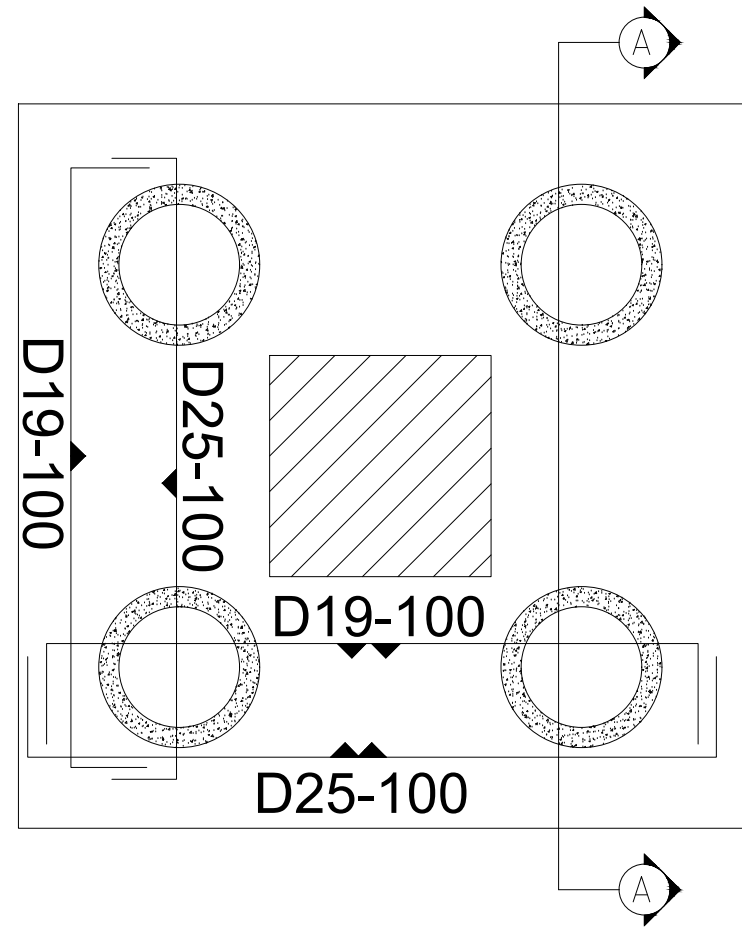
1:10

NO.
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

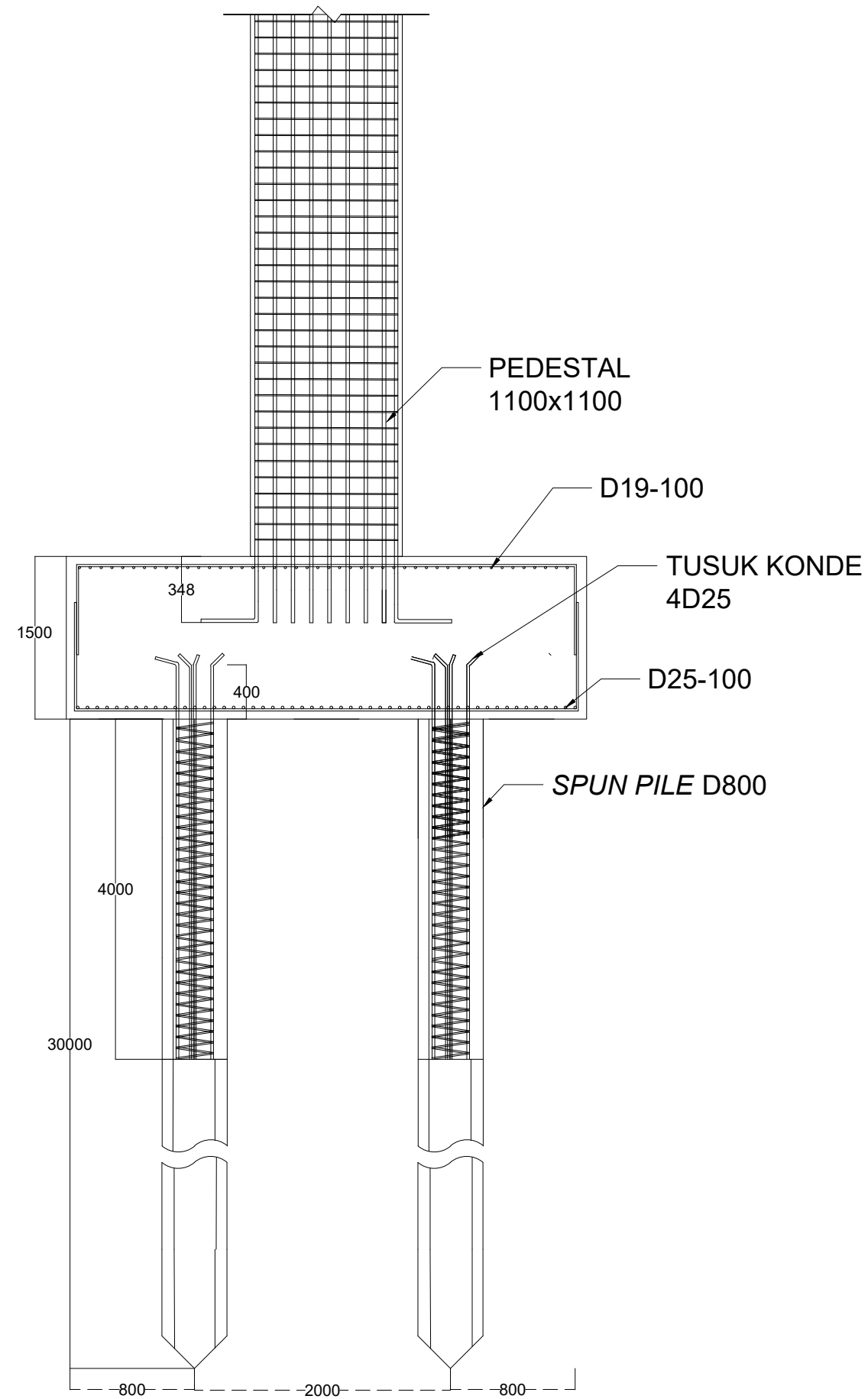
18

18



PENULANGAN PILE CAP

SKALA 1 : 10



POTONGAN A-A

SKALA 1 : 10

BIODATA PENULIS



Penulis dilahirkan di Denpasar, 26 Juli 2001, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDIT Baitul 'Izzah, SMPN 1 Nganjuk dan SMAN 2 Nganjuk. Setelah lulus dari SMA dan mengikuti Seleksi SNMPTN, Penulis diterima di Departemen Teknik Sipil - ITS pada tahun 2019 dan terdaftar dengan NRP 03111940000040.

Di Departemen Teknik Sipil Penulis sempat aktif di beberapa kegiatan kepanitiaan seperti LKMM-TD (2021), Ramadhan di Kampus (2021), dan Civil Expo (2021). Penulis juga sempat mendapatkan insentif untuk Lomba PKM Gagasan Futuristik Tertulis ITS 2022. Penulis juga sempat melaksanakan kerja praktik

pada proyek Gedung Hotel Morissey