



TUGAS AKHIR – RC14 - 1501

**“MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH
SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR
REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM
CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE
TWO STORY X-BRACING”**

ANSACHUL BALAYA

NRP. 03111740000135

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil Perencanaan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya



TUGAS AKHIR – RC14 - 1501

**“MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH
SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR
REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM
CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE
TWO STORY X-BRACING”**

ANSACHUL BALAYA

NRP. 03111740000135

Dosen Konsultasi

Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil Perencanaan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya



FINAL PROJECT – RC14 - 1501

“MODIFICATION OF PLANNING FOR THE BUILDING VOCATIONAL TRAINING CENTRE (VTC) PASAR REBO EAST JAKARTA USING STEEL STRUCTURE WITH CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TYPE TWO STORY X-BRACING SYSTEM”

ANSACHUL BALAYA

NRP. 03111740000135

Academic Supervisor

Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT

Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering

Sepuluh Nopember Institute of Technology

Surabaya

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG
RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK)
PASAR REBO JAKARTA TIMUR
MENGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN
SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME
(CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING**

LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

pada

Program Studi S1 Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

ANSACHUL BALAYA

NRP. 03111740000135

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

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

(Pembimbing)



**SURABAYA
AGUSTUS 2021**

ABSTRAK

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING

Nama Mahasiswa : Ansachul Balaya
NRP : 03111740000135
Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.

Selain memiliki populasi penduduk yang sangat tinggi, Jakarta merupakan pusat perekonomian dan pemerintahan dengan berbagai infrastruktur vital sebagai penunjang aktivitasnya yang rentan terhadap kerusakan oleh gempa. Gaya horisontal, gaya vertikal dan momen torsi yang terjadi akibat gempa pada struktur, sangat tergantung pada berat dan kekakuan material struktur, konfigurasi dan sistem struktur, periode atau waktu getar struktur, serta perilaku gempa itu sendiri. Baja merupakan salah satu material yang baik digunakan dalam pembangunan struktur tahan gempa. Hal ini disebabkan sifat dari baja yang duktail. Salah satu sistem pada struktur bangunan baja yang dirancang untuk menahan gempa adalah Sistem Rangka Bresing Konsentrik yang dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. *Concentrically Braced Frame* (CBF) terdiri dari kolom, balok dan bresing diagonal, yang menciptakan rangka vertikal untuk mentransfer beban horizontal seperti angin atau gempa. Pada sistem CBF bresing bertemu satu sama lain pada sambungan balok-kolom atau berpotongan satu sama lain di balok. Dalam tugas akhir ini, Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo dimodifikasi menggunakan

struktur baja beton komposit (Concrete Filled Tube) dengan Sistem Rangka Bresing Konsentrik yang memiliki ketinggian 15 lantai. Untuk menghasilkan perencanaan struktur baja yang rasional, maka perencanaan ini mengacu pada peraturan-peraturan yang berlaku diantaranya SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Tahan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung, SNI 1729:2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural, PPIUG 1983 tentang Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung, dan SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain. Beban gempa dihitung dengan metode beban gempa dinamis respons spectrum, kemudian dianalisis dengan menggunakan program bantu komputer SAP2000

Kata kunci : Gempa, Struktur Baja, Rangka Bresing Konsentrik

ABSTRACT

MODIFICATION OF PLANNING FOR THE BUILDING VOCATIONAL TRAINING CENTRE (VTC) PASAR REBO EAST JAKARTA USING STEEL STRUCTURE WITH CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TYPE TWO STORY X-BRACING SYSTEM

Nama Mahasiswa : Ansachul Balaya
NRP : 0311174000135
Departemen : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, ST, MT, Ph.D.

Apart from having a very high population, Jakarta is the center of the economy and government with various vital infrastructures to support its activities which are prone to damage by earthquakes. Horizontal force, vertical force and torsional moment that occurs due to an earthquake on the structure, is highly depend on the weight and stiffness of the structure material, the configuration and system of the structure, the period or vibration time of the structure, and the earthquake's behavior itself. Steel is a good material to use in the construction of earthquake resistant structures. This is due to the ductility of the steel. One of the systems in steel building structures designed to withstand earthquakes is the Concentrically Braced Frame System, which is developed as a system to withstand lateral forces and has a fairly good level of rigidity. Concentrically Braced Frame (CBF) consists of columns, beams and diagonal braces, which create a vertical frame for transferring horizontal loads such as wind or earthquakes. In CBF systems the braces meet each other at beam-to-column joints or intersect each other at the beam. In this final

project, the Pasar Rebo Vocational Training Center (VTC) building was modified using a composite steel structure (Concrete Filled Tube) with a Concentrically Braced Frame System which has a height of 15 floors. To produce a rational steel structure planning, this planning refers to the applicable regulations including SNI 1726: 2019 concerning Earthquake Resistant Planning Procedures for Buildings and Non-Buildings, SNI 1729: 2015 concerning Specifications for Structural Steel Buildings, PPIUG 1983 concerning Indonesian Loading Regulations for Buildings, and SNI 1727: 2013 concerning Minimum Loads for Planning Buildings and Other Structures. Earthquake loads are calculated using the dynamic response spectrum method, then analyzed using the computer program : SAP2000

Keywords: Earthquake, Steel Structure, Concentrically Braced Frame

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Gedung Rrumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo Jakarta Timur Menggunakan Struktur Baja Dengan Sistem Concentrically Braced Frame (CBF) Tipe Two Story X-Bracing”. Dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Kedua orang tua, atas segala doa dan usaha yang telah diberikan selama kuliah empat tahun ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D selaku dosen konsultasi Proposal Tugas Akhir.
3. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D dan Bapak Prof. Ir. Priyo Suprobo, M.S., Ph.D selaku dosen mata kuliah struktur baja daktail
4. Bapak Musta'in Arif, ST, MT. selaku dosen wali.
5. Bapak Dr.Techn Umboro Lasminto, ST., M.Sc. selaku Kepala Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS
6. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS
7. Rekan-rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Proposal Tugas Akhir ini.

Akhirnya semoga Allah SWT senantiasa menjadi Proposal Tugas Akhir ini sebagai amalan yang ikhlas mengharap kemuliaan ridlo-Nya dan memberikan manfaat serta kontribusi yang berarti kepada rekan-rekan semua.

Surabaya, Januari 2021

(Penulis)

DAFTAR ISI

ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR TABEL.....	xiii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.2.1 Rumusan Masalah Utama	4
1.2.2 Rumusan Masalah Khusus	4
1.3 Tujuan	4
1.3.1 Tujuan Umum.....	4
1.3.2 Tujuan Khusus	4
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Manfaat	5
BAB 2 Tinjauan Pustaka.....	6
2.1 Umum	6
2.2 Sistem Struktur Gedung.....	6
2.3 Konsep Strong Coloumn Weak Beam.....	7
2.4 Concentrically Braced Frame	8
2.4.1 Pengertian Concentrically Braced Frame	8
2.4.2 Keuntungan dari Concentrically Braced Frame...	9

2.4.3 Kekurangan dari Concentrically Braced Frame...	9
2.4.4 Jenis Konfigurasi Concentrically Braced Frame	10
2.5 Sambungan	10
2.5.1 Sambungan Baut	11
2.5.2 Sambungan Las	12
2.6 Pondasi	12
2.7 Analisa Statik non linier (pushover)	17
BAB 3 Metodologi	18
3.1 Umum	18
3.2 Bagan Alir Perencanaan	18
3.3 Studi Literatur	20
3.4 Pengumpulan Data	21
3.4.1 Data Bangunan Sebelum Modifikasi	21
3.4.2 Data Bangunan Setelah Modifikasi	21
3.5 Preliminary Design	22
3.6 Analisa Pembebanan	22
3.6.1 Beban Mati	22
3.6.2 Beban Hidup	23
3.6.3 Beban Angin	23
3.6.4 Beban Gempa	25
3.7 Perencanaan Struktur Sekunder	29
3.7.1 Perencanaan Tangga	29
3.7.2 Perencanaan Pelat Lantai	29

3.7.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift.....	29
3.7.4 Perencanaan Balok Anak	29
3.8 Pemodelan Struktur	29
3.9 Kontrol Perencanaan Struktur Utama.....	29
3.9.1 Kontrol Desain.....	39
3.9.2 Balok.....	41
3.9.3 Kolom	48
3.9.4 Bresing Konsentrik	55
3.10 Sambungan	57
3.10.1 Sambungan Baut.....	57
3.10.2 Sambungan Las.....	60
3.10.3 Base Plate.....	62
3.11 Perencanaan Struktur Pondasi	64
3.11.1 Perencanaan Poer.....	64
3.11.2 Perencanaan Penulangan Lentur	65
3.11.3 Kontrol Terhadap Geser Pondasi	65
3.11.4 Gaya yang Bekerja pada Sebuah Tiang Pancang.....	67
3.11.5 Daya Dukung Tiang Pancang	67
3.11.6 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang.....	69
3.12 Menyusun Gambar Rencana.....	70
BAB 4 Hasil Dan Pembahasan.....	72
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder.....	72

4.1.1 Perencanaan Pelat	72
4.1.2 Perencanaan Balok Anak Lantai	76
4.1.3 Perencanaan Balok Anak Atap	82
4.1.4 Perencanaan Tangga dan Bordes	88
4.1.5 Perencanaan Balok Lift	113
4.2 Permodelan Struktur	122
4.2.1 Pembebanan Struktur Utama	124
4.2.2 Kriteria Desain Seismik	127
4.2.3 Kombinasi Pembebanan	133
4.2.4 Kontrol Desain	133
4.3 Perencanaan Struktur Primer	146
4.3.1 Perencanaan Bresing	146
4.3.2 Perencanaan Balok Induk	153
4.3.3 Perencanaan Kolom	174
4.3.4 Kontrol Strong Column Weak Beam	180
4.4 Perencanaan Sambungan	181
4.4.1 Sambungan Balok Anak ke Balok Induk	181
4.4.2 Sambungan Tangga	185
4.4.3 Sambungan Bresing	189
4.4.4 Sambungan Balok Induk Melintang ke Kolom	197
4.4.5 Sambungan Balok Induk Memanjang ke Kolom	206
4.4.6 Sambungan Antar Kolom	214

4.4.7 Sambungan Kolom dengan Base Plate	216
4.5 Perencanaan Struktur Bawah.....	222
4.5.1 Perencanaan Pedestal	222
4.5.2 Perencanaan Sloof.....	224
4.5.3 Perencanaan Pondasi.....	228
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN.....	235
5.1 Kesimpulan	235
5.2 Saran	236
DAFTAR PUSTAKA	238
LAMPIRAN	242

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Konfigurasi rangka bresing konsentrik	10
Gambar 2.2 Tipe-tipe Pondasi	14
Gambar 2.3 Pondasi tiang pancang	16
Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir	20
Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik	30
Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik	31
Gambar 3.4 Grafik Respon Spektrum	35
Gambar 3.5 Simpangan Antar Lantai	40
Gambar 3.6 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate	62
Gambar 3.7 Penampang Kritis Pada Pondasi	64
Gambar 4.1 Pelat Lantai 2-25.....	72
Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap	74
Gambar 4.3 Distribusi beban balok anak lantai 2- 25	76
Gambar 4.4 Distribusi beban balok anak atap.....	82
Gambar 4.5 Denah Perencanaan Tangga	90
Gambar 4.6 Tampak Potongan Tangga.....	90
Gambar 4.7 Detail Pelat Anak Tangga.....	91
Gambar 4.8 Pembebanan Pelat Anak Tangga ql dan qd ...	92
Gambar 4.9 Pembebanan Pelat Anak Tangga Pu dan qd ..	92

Gambar 4.10 Denah Struktur	123
Gambar 4.11 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jakarta Timur.....	131
Gambar 4.12 Tarik maksimum pada bresing memanjang	147
Gambar 4.13 Tekan maksimum pada bresing memanjang	148
Gambar 4.14 Tarik maksimum pada bresing melintang .	150
Gambar 4.15 Tarik maksimum pada bresing melintang .	151
Gambar 4.16 Gaya dalam maksimum balok induk melintang	154
Gambar 4.17 Arah gaya balok induk melintang	159
Gambar 4.18 Panjang $M_0 - M_{max}$ untuk penempatan shear connector balok induk melintang	163
Gambar 4.19 Gaya dalam maksimum balok induk memanjang	164
Gambar 4.20 Arah gaya balok induk memanjang	169
Gambar 4.21 Panjang $M_0 - M_{max}$ untuk penempatan shear connector balok induk memanjang.....	174
Gambar 4.22 Hasil analisis kolom pedestal dengan menggunakan spcolumn	223
Gambar 4.23 Hasil SpColumn sloof sisi tumpuan	226
Gambar 4.24 Hasil SpColumn sloof sisi lapangan	226

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung	23
Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung....	24
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs	26
Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	27
Tabel 3.5 Faktor Keutamaan Gempa.....	30
Tabel 3.6 Koefisien Situs Fa	31
Tabel 3.7 Koefisien Situs Fv	32
Tabel 3.8 Kategori Resiko SDS	33
Tabel 3.9 Kategori Resiko SD1.....	33
Tabel 3.10 Faktor R, Cd, dan Ω Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	34
Tabel 3.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan Ct dan x .	36
Tabel 3.12 Koefisien Untuk Batas Atas Periode yang Dihitung.....	37
Tabel 3.13 Throat Efektif dari Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian	60
Tabel 3.14 Ukuran Minimum Las Sudut.....	60
Tabel 3.15 Koefisien harga α dan β	68

Tabel 4.1 Perhitungan beban mati pelat lantai	73
Tabel 4.2 Perhitungan beban hidup pelat lantai	73
Tabel 4.3 Perhitungan beban mati pelat atap	75
Tabel 4.4 Perhitungan beban hidup pelat atap	75
Tabel 4.5 Data Profil Balok Anak	77
Tabel 4.6 Perhitungan beban mati balok anak lantai 2 - 25	77
Tabel 4.7 Perhitungan beban hidup balok anak lantai 2 - 25	77
Tabel 4.8 Data Profil Balok Anak	83
Tabel 4.9 Perhitungan beban mati balok anak atap	83
Tabel 4.10 Perhitungan beban hidup balok anak atap	83
Tabel 4.11 Data Profil Balok Bordes	98
Tabel 4.12 Data Profil Balok Utama Tangga	103
Tabel 4.13 Data Profil Balok Penumpu Tangga	109
Tabel 4.14 Beban Mati Struktur	124
Tabel 4.15 Perhitungan Beban Mati Struktur	125
Tabel 4.16 Beban Hidup Struktur	126
Tabel 4.17 Perhitungan Beban Hidup Struktur	126
Tabel 4.18 Kategori resiko II	127
Tabel 4.19 Nilai SPT dan Perhitungan N rata-rata	129
Tabel 4.20 Klasifikasi Situs	130
Tabel 4.21 Parameter Percepatan Spektral Desain kota Jakarta Timur dengan situs tanah SE	130

Tabel 4.22 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek	131
Tabel 4.23 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik	132
Tabel 4.24 Faktor R , Cdb , Ω_0g untuk sistem penahan gaya gempa	132
Tabel 4.25 Perhitungan manual beban mati	134
Tabel 4.26 Perhitungan manual beban mati tambahan	136
Tabel 4.27 Perhitungan manual beban hidup	136
Tabel 4.28 Rekapitulasi perhitungan berat struktur dengan perhitungan manual	137
Tabel 4.29 Perhitungan Berat oleh SAP2000.....	138
Tabel 4.30 Kontrol berat bangunan hasil perhitungan	138
Tabel 4.31 Partisipasi Massa dari SAP2000	139
Tabel 4.32 Nilai parameter perioda pendekatan Ct dan x	140
Tabel 4.33 Waktu Pergoyangan Akibat Gempa.....	141
Tabel 4.34 $V_{dynamic}$ dari Struktur.....	142
Tabel 4.35 $V_{dinamik}$ dari perhitungan SAP2000	143
Tabel 4.36 Kontrol Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X	144
Tabel 4.37 Kontrol Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y	145
Tabel 4.38 Persentase reaksi perletakan	146
Tabel 4.39 Data Profil Bresing Memanjang	146

Tabel 4.40 Data Profil Bresing Melintang	150
Tabel 4.41 Data profil balok induk melintang	153
Tabel 4.42 Data profil balok induk memanjang	164
Tabel 4.43 Gaya dalam yang terjadi pada kolom	174
Tabel 4.44 Momen Minimum Dan Geser Pada Kolom....	174
Tabel 4.45 Rekapitulasi perhitungan dan kontrol kolom .	179
Tabel 4.46 Kuat Mutu Baut.....	181
Tabel 4.47 Rekapitulasi perhitungan daya dukung tanah.	226
Tabel 4.48 Gaya Maksimum pada Pondasi	229

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Selain memiliki populasi penduduk yang sangat tinggi, Jakarta merupakan pusat perekonomian dan pemerintahan dengan berbagai infrastruktur vital sebagai penunjang aktivitasnya yang rentan terhadap kerusakan oleh gempa. Aktifitas kegempaan dipengaruhi oleh zona subduksi Sunda Arc dan zona patahan pada kerak dangkal (shallow crustal). Terdapat 3 patahan besar di sekitar kota Jakarta yaitu patahan Semangko, patahan Cimandiri, dan patahan Lembang (Irsyam, et al., 2010). Maka dari itu pembangunan gedung di daerah sekitar kota Jakarta harus memperhatikan beban oleh gempa.

Beban gempa merupakan beban yang sangat tidak dapat diperkirakan baik besarnya, arahnya, maupun saat terjadinya. Besarnya beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan, tergantung dari banyak variabel. Gaya horisontal, gaya vertikal dan momen torsi yang terjadi akibat gempa pada struktur, sangat tergantung pada berat dan kekakuan material struktur, konfigurasi dan sistem struktur, periode atau waktu getar struktur, serta perilaku gempa itu sendiri. Agar beban gempa pada struktur bangunan yang diperhitungkan tidak terlalu besar dan arahnya cukup dapat diperkirakan, serta distribusi beban gempa dapat dilakukan dengan cara yang sederhana, maka ketentuan yang perlu diperhatikan dalam perencanaan struktur bangunan di daerah rawan gempa adalah : tata letak dari struktur, perencanaan kapasitas dengan konsep strong column – weak beam, serta pendetailan yang baik dari elemen-elemen struktur. (Siswanto, 2018)

Beton adalah bahan yang diperoleh dengan mencampurkan semen hidrolik (portland cement), agregat kasar, agregat halus, air dan bahan tambahan (Mulyono, 2004) Hampir semua struktur bangunan di Indonesia maupun di mancanegara menggunakan beton sebagai bahan utama konstruksi. Beton mempunyai kelemahan yaitu mempunyai kuat tarik yang rendah dan bersifat getas (brittle) sehingga pemakaiannya terbatas. (Malino, 2019)

Dalam merencanakan suatu struktur bangunan tahan gempa, faktor utama yang harus diperhatikan yaitu daktilitas, kekuatan, kekakuan serta kemampuan untuk mendisipasi energi gempa tersebut. Baja adalah material konstruksi yang memiliki kekuatan yang tinggi dan daktilitas yang baik.(KN Aritonang,2020).Secara umum, sistem struktur dalam suatu konstruksi terdiri dari sistem struktur penahan beban gravitasi dan sistem penahan beban lateral. Sistem struktur penahan beban gravitasi terdiri dari sistem moment resisting frame (portal penahan momen dengan hubungan balok – kolom), sistem braced frame (pengaku diagonal), shear wall (dinding geser).(Nugroho, 2018)

Prinsip utama dalam perencanaan struktur bertingkat banyak tahan gempa adalah meningkatkan kekakuan lateral untuk menahan simpangan lateral akibat pengaruh dari beban gempa.Salah satu cara yang telah banyak digunakan untuk meningkatkan kekakuan lateral adalah menggunakan Braced Frames Element (Elemen Pengaku Portal). Penggunaan Braced Frames Element pada struktur portal bertingkat banyak selain akan meningkatkan kekakuan lateral juga dapat memberikan bentuk artistik pada struktur. Bentuk-bentuk dari Braced Frames Element antara lain adalah Diagonal Bracing, XBracing, dan Chevron Bracing. (Windah, 2011)

Sistem Rangka Bresing Konsentrik (SRBK) merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan Moment Resisting Frames (MRF). Sistem Rangka Bresing Konsentrik dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. (R Agustian, 2020). Concentrically Braced Frame (CBF) terdiri dari kolom, balok dan bresing diagonal, yang menciptakan rangka vertikal untuk mentransfer beban horizontal seperti angin atau gempa. Pada sistem CBF bresing bertemu satu sama lain pada sambungan balok-kolom atau berpotongan satu sama lain di balok. (ED Houreh, 2020)

Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK) tipe two story X, memiliki kelebihan atau keuntungan yang tidak dimiliki oleh tipe lain, yaitu dapat mendistribusikan gaya-gaya tidak seimbang pada struktur dan juga mengurangi lateral displacement pada struktur. (Ardiansyah, 2020)

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo dengan jumlah lantai 12 lantai dan 1 lantai atap. Gedung yang berada di kota Jakarta Timur ini sebelumnya didesain menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi dengan menggunakan struktur baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar dapat menjadi rekomendasi untuk proyek lain yang serupa dan dapat memanfaatkan material baja sebagai bahan struktur gedung dengan pertimbangan keuntungan penggunaan material baja sebagai struktur gedung bertingkat.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Rumusan masalah utama

Bagaimana merencanakan Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo menggunakan struktur baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing.

1.2.2 Rumusan masalah khusus

1. Bagaimana membuat *preliminary design* gedung ?
2. Bagaimana pembebanan terhadap gedung rumah susun BLK Pasar Rebo ?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur menggunakan program bantu ?
4. Bagaimana merencanakan struktur primer dan sekunder menggunakan baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing ?
5. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja ?
6. Bagaimana merencanakan struktur gedung dalam bentuk gambar teknik ?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Umum

Mendapatkan hasil perencanaan Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo menggunakan struktur baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing.

1.3.2 Tujuan Khusus

1. Melakukan *preliminary design* gedung
2. Menghitung pembebanan yang terjadi
3. Merencanakan struktur sekunder dari gedung

4. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu
5. Merencanakan struktur primer menggunakan baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing
6. Merencanakan sambungan yang memenuhi persyaratan struktur baja
7. Merencanakan struktur gedung dalam bentuk gambar teknik

1.4 Batasan masalah

1. Tidak menghitung dari segi analisis biaya arsitektural dan manajemen konstruksi
2. Tidak membahas detail metode pelaksanaan
3. Tidak mempertimbangkan sistem sanitasi, utilitas bangunan, dan finishing.

1.5 Manfaat

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo merupakan salah satu gedung bertingkat yang memiliki 13 lantai yang ada di daerah Cijantung Jakarta Timur. Struktur bangunan gedung ini menggunakan bahan material beton bertulang pada bagian rangka gedung maupun untuk material penutup atapnya. Pada tugas akhir kali ini akan dimodifikasi menggunakan material baja dan menggunakan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing yang tentunya akan meningkatkan kinerja gedung agar mampu menerima beban lateral atau gempa lebih kuat dan baik. (Pudjisuryadi,dkk.2006) Untuk itu dalam perencanaan modifikasi struktur Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo ini diperlukan data-data perencanaan dan pengetahuan tentang konstruksi baja dan sistemnya, serta perhitungan struktur untuk kemudian dilakukan perhitungannya.

2.2 Sistem Struktur Gedung

Ada beberapa sistem struktur yang umum digunakan sebagai penahan gaya gempa pada perencanaan gedung. Sistem tersebut yaitu Sistem Dinding Struktural, Sistem Rangka Gedung, Sistem Rangka Pemikul Momen, dan Sistem Ganda. Menurut (JJ Sampakang 2013), di Indonesia ada 3 (tiga) macam sistem struktur yang digunakan yaitu :

1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 1 dan 2 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan rendah.

2. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 3 dan 4 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan sedang.
3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Metode ini digunakan untuk perhitungan struktur gedung yang masuk pada zona 5 dan 6 yaitu wilayah dengan tingkat kegempaan tinggi.

Pada Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo digunakan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan disertai dengan dinding geser beton bertulang. Perencanaan struktur juga disesuaikan dengan zona gempa yang terjadi.

2.3 Konsep Strong Column Weak Beam

Konsep “strong column weak beam” dalam sistem rangka pemikul momen khusus mengandung arti bahwa konstruksi kolom yang ada harus lebih kaku dari pada balok. Dalam desain struktur dibuat kondisi dimana balok harus mengalami kondisi perlemahan yaitu dengan terjadinya sendi-sendi plastis, sehingga kerusakan bangunan tidak membuat bangunan menjadi runtuh, dan struktur kolom harus didesain kuat terhadap gaya lateral gempa dan masih mampu menopang kerusakan struktur akibat kerusakan yang hanya terjadi pada kerusakan balok pada sambungan balok dan kolom. Dengan kondisi keruntuhan bangunan di atas maka diperlukan desain struktur dengan konsep Kolom Kuat Balok Lemah (Strong Column Weak Beam) sehingga jika pada suatu saat terjadi gempa besar, kolom struktur harus didesain kuat dan balok

boleh terjadi kerusakan berupa sendi plastis pada sambungan, sehingga manusia yang berada di dalam bangunan gedung masih mempunyai waktu untuk menyelamatkan diri sebelum jika nantinya bangunan akan runtuh total. (Ryanto,2019)

2.4 Concentrically Braced Frame

2.4.1 Pengertian Concentrically Braced Frame

Sistem Rangka Bresing Konsentrik merupakan pengembangan dari sistem portal tak berpengaku atau lebih dikenal dengan Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem Rangka Bresing Konsentrik dikembangkan sebagai sistem penahan gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang cukup baik. Hal ini bertolak belakang dengan sistem sistem rangka pemikul momen yang hanya bisa digunakan sebagai penahan momen. Kekakuan sistem ini terjadi akibat adanya elemen pengaku yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi pada struktur. Sistem ini penyerapan energinya dilakukan melalui pelelehan yang dirancang terjadi pada pelat buhul. (Pudjisuryadi,dkk.2006).

Sistem Rangka Bresing Konsentrik adalah sistem struktur yang dapat menahan beban lateral melalui sistem truss konsentris vertikal, sumbu dari anggota menyelaraskan konsentris pada sendi. Rangka bresing konsentrik cenderung efisien dalam menahan gaya lateral karena dapat memberikan kekuatan dan kekakuan yang tinggi. Karakteristik ini juga dapat menghasilkan respon seismik yang kurang menguntungkan, seperti kapasitas drift rendah dan percepatan tinggi. Rangka bresing konsentrik adalah baja struktural umum atau sistem komposit di daerah kegempaan apapun. Sistem rangka bresing konsentrik khusus adalah kelas khusus dari sistem rangka bresing konsentrik yang proporsional dan rinci untuk memaksimalkan kapasitas drift inelastis. Jenis sistem CBF didefinisikan hanya untuk baja struktural dan komposit struktur. (Sabelli,2013)

2.4.2 Keuntungan dari Concentrically Braced Frame

1. Kekakuan elastis yang tinggi

Struktur rangka baja berpengaku konsentrik merupakan sistem struktur rangka baja pemikul beban gempa yang banyak digunakan di Indonesia. Pada sistem ini, balok, kolom dan bresing tersusun membentuk suatu struktur truss, sehingga gaya lateral yang terjadi disalurkan sesuai dengan karakter struktur truss. Kelebihan bresing konsentrik yaitu kekakuan elastis yang tinggi, dan proses pemeliharaan yang relatif mudah (ID Nurhidayati, 2020)

2. Pemasangan yang mudah

Perkuatan struktur menggunakan pengaku konsentrik lebih mudah dilakukan dibandingkan sistem lain karena hanya membutuhkan bresing yang dipasang pada portal dan tidak membutuhkan tambahan link

2.4.3 Kekurangan dari Concentrically Braced Frame

1. Akan menutup ruang bebas portal

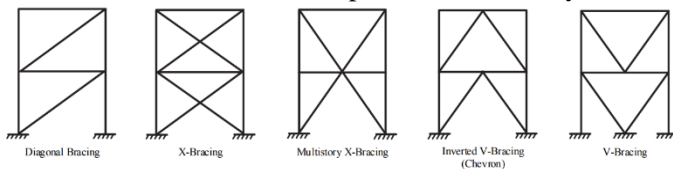
Penggunaan bresing akan menutup ruang bebas pada portal yang jika tidak direncanakan dengan baik dapat mengganggu unsur arsitektural gedung.

2. Memerlukan biaya tambahan untuk bresing

Diperlukan biaya tambahan dari biaya perencanaan gedung tanpa bresing yang lumayan besar karena jumlah bresing yang cukup banyak jika dijumlahkan dari semua lantai

2.4.4 Jenis Konfigurasi Concentrically Braced Frame

Dalam pelaksanaannya breising memiliki beberapa konfigurasi bentuk yaitu, bentuk “Z” atau diagonal brace frame, bentuk “X” atau X-shape brace frame, bentuk “V” atau V-shape brace frame, bentuk “V terbalik” atau inverted V brace frame, dan bentuk “K” atau K-shape brace frame (Jaya,2011)



Gambar 2.1 Konfigurasi rangka breising konsentrik.

Sumber : Sabelli (2013)

SRBK tipe x-2 lantai merupakan yang terbaik. Rangka breising ini dapat menjadi pilihan yang baik bila dibandingkan dengan rangka breising tipe v atau v terbalik, bila terjadi tekuk pada batang tekan breising, balok akan mengalami defleksi kebawah sebagai akibat dari adanya gaya-gaya yang tidak seimbang pada balok. Defleksi ini dapat mengakibatkan kerusakan pada sistem pelat lantai diatas sambungan tersebut. Sehingga untuk mengantisipasi terjadinya defleksi kebawah pada balok maka diperlukan konfigurasi breising yang mencegah terbentuknya gaya-gaya yang tidak seimbang tersebut dan mendistribusikannya menuju lantai lain yang tidak mengalami defleksi tersebut (Utomo, 2011).

2.5 Sambungan

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks. Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah

keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

Sedangkan Tofik (2017) mengklasifikasikan jenis-jenis sambungan menjadi tiga, antara lain:

- 1) Simple connection (sambungan sendi)
 - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas.
 - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung.
 - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup.
 - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja.
- 2) Semi-rigid connection (antara simple dan rigid)
 - Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
 - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
 - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan
- 3) Rigid connection
 - Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen-elemen yang disambung.

2.5.1 Sambungan Baut

Fatigue adalah fenomena keruntuhan logam yang terjadi akibat adanya beban dinamis yang terjadi berulang – ulang dalam kurun waktu yang lama. Untuk menghindari kegagalan fatigue tersebut salah satu yang dapat dilakukan adalah menggunakan baut mutu tinggi dengan tipe sambungan slip critical dengan diberi pretension (pratarik).

2.5.2 Sambungan Las

Definisi pengelasan menurut DIN (Deutsche Industrie Norman) adalah ikatan metalurgi pada sambungan logam atau logam paduan yang dilaksanakan dalam keadaan lumer atau cair. Definisi ini dapat diartikan lebih lanjut bahwa las adalah sambungan setempat dari beberapa logam dengan menggunakan energi panas (Wiryosumarto dan Okumura, 1996)

Terdapat dua jenis sambungan las, yaitu :

- 1) Las Tumpul Las tumpul yaitu menghubungkan dua belah pelat yang mempunyai jarak tertentu (jarak tersebut dinamakan celah akar) dengan cara mendekatkan kedua sis yang akan disambung, kemudian mengisi celah akar tersebut dengan bahan pengisi hingga membentuk sambungan
- 2) Las Sudut Las Sudut dapat terjadi dengan menyambung kedua bagian membentuk sudut siku-siku dan disambung pada ujung tersebut

2.6 Pondasi

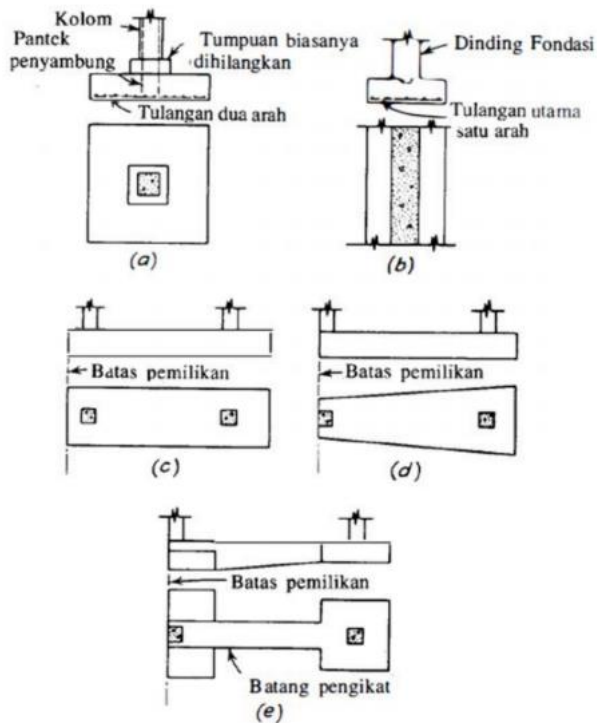
Secara umum bangunan dalam bidang konstruksi terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas meliputi konstruksi kolom, balok dan plat sedangkan struktur bawah meliputi konstruksi pondasi. Pondasi merupakan bagian penting dalam konstruksi bangunan. Pondasi harus direncanakan dan diperhitungkan dengan tepat agar dapat menjamin kestabilan bangunan sesuai dengan daya dukung tanah yang diijinkan sehingga konstruksi mampu berdiri dengan sempurna tanpa mengakibatkan keruntuhan geser tanah, dan penurunan (settlement) tanah (Candra, 2017)

Berdasarkan elevasi kedalamannya, maka pondasi dibedakan menjadi pondasi dangkal (shallow foundation) dan pondasi dalam (deep foundation) (Das, 1998)

1. Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal adalah struktur konstruksi paling bawah yang berfungsi meneruskan (mendistribusikan) beban bangunan ke lapisan tanah keras yang berada relatif dekat dengan permukaan tanah. Pada awalnya, yang dikategorikan pondasi dangkal adalah pondasi yang memiliki kedalaman (D_f) lebih kecil atau sama dengan dimensi lebar pondasi (B). Namun dalam perkembangannya, pondasi masih dianggap dangkal meskipun kedalaman pondasi mencapai tiga (3) sampai empat (4) kali lebar pondasi ($4B$) (Budi, 2011).

Adapun beberapa jenis pondasi dangkal yang dikenal diantaranya pondasi telapak, pondasi cakar ayam, dan pondasi rakit. Pondasi telapak ialah pelebaran alas kolom atau dinding dengan tujuan untuk meneruskan beban pada tanah suatu tekanan yang sesuai dengan sifat-sifat tanah yang bersangkutan. Pondasi telapak yang mendukung kolom tunggal disebut telapak kolom individual, telapak tersendiri atau telapak sebar. Pondasi telapak di bawah suatu dinding disebut telapak dinding atau telapak menerus. Apabila sebuah pondasi telapak mendukung beberapa kolom disebut telapak gabungan. Bentuk khusus dari telapak gabungan yang umumnya digunakan apabila salah satu kolomnya mendukung dinding luar disebut telapak kantilever. (LT Marcelina, 2014)



Gambar 2.2 Tipe-tipe Pondasi (a) Pondasi Telapak individual. (b) Pondasi Dinding. (c) dan (d) Pondasi gabungan. (e) Pondasi kantilever
 Sumber : LT Marcelina 2014

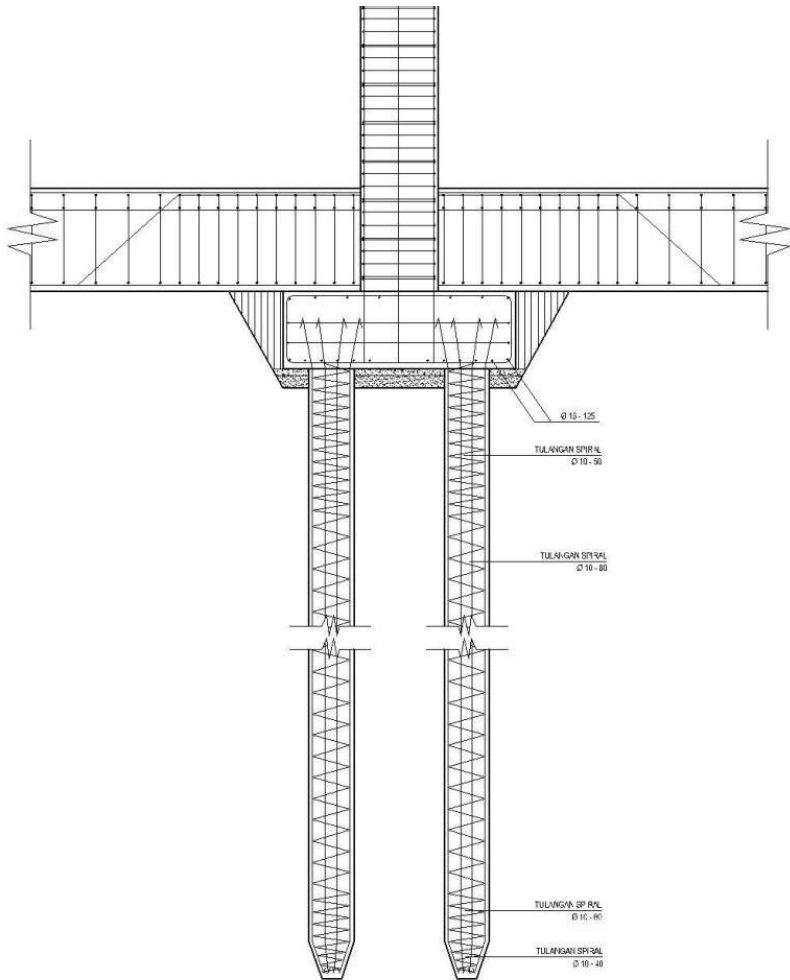
2. Pondasi Dalam

Pondasi dalam merupakan struktur bawah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan beban konstruksi ke lapisan tanah keras yang berada jauh dari permukaan tanah. Suatu pondasi dapat dikategorikan sebagai pondasi dalam apabila perbandingan antara kedalaman dengan lebar pondasi

lebih dari sepuluh ($D_f/B \geq 10$). Pondasi dalam dapat dibedakan menjadi:

- a. Pondasi dalam dengan pile didesakkan ke dalam tanah. Pondasi tipe ini memakai pile berupa tiang pancang, sheet pile, dll. Pekerjaan pondasi tipe ini membutuhkan bantuan crane dan hammer pile untuk mendesakkan pile ke dalam tanah
- b. Pondasi dalam dengan pile ditempatkan pada ruang yang telah disediakan dengan cara dibor (bored pile). Pondasi tipe ini membutuhkan mesin bor untuk membuat lubang dengan kedalaman rencana kemudian pile dirangkai.
- c. Pondasi caisson Pondasi caisson merupakan bentuk dari pondasi sumuran dengan diameter yang relatif lebih besar.

Pondasi tiang pancang adalah batang yang relative Panjang serta langsing yang berfungsi sebagai penyalur beban pondasi melewati lapisan tanah dengan daya dukung rendah kelapisan tanah yang mempunyai kapasitas daya dukung tinggi yang relative cukup dalam di banding pondasi dangkal. Daya dukung tiang pancang diperoleh dari daya dukung ujung (end bearing capacity) yang diperoleh dari tekanan ujung tiang dan daya dukung geser atau selimut (fiction bearing capacity) yang diperoleh dari daya dukung gesek atau gaya adhesi antara tiang pancang dan tanah di sekelilingnya. (BA Wiratmiko dkk, 2019)



Gambar 2.3 Pondasi Tiang Pancang
sumber : mustofa, 2018

2.7 Analisa Statik non linier (pushover)

Analisa statik nonlinier merupakan prosedur analisa untuk mengetahui perilaku keruntuhan suatu bangunan terhadap gempa, dikenal pula sebagai analisa pushover atau analisa beban dorong statik. Kecuali untuk suatu struktur yang sederhana, maka analisa ini memerlukan komputer program untuk dapat merealisasikannya pada bangunan nyata. Beberapa program komputer komersil yang tersedia adalah SAP2000, ETABS, GTStrudl, Adina (Wiryanto Dewobroto, 2006).

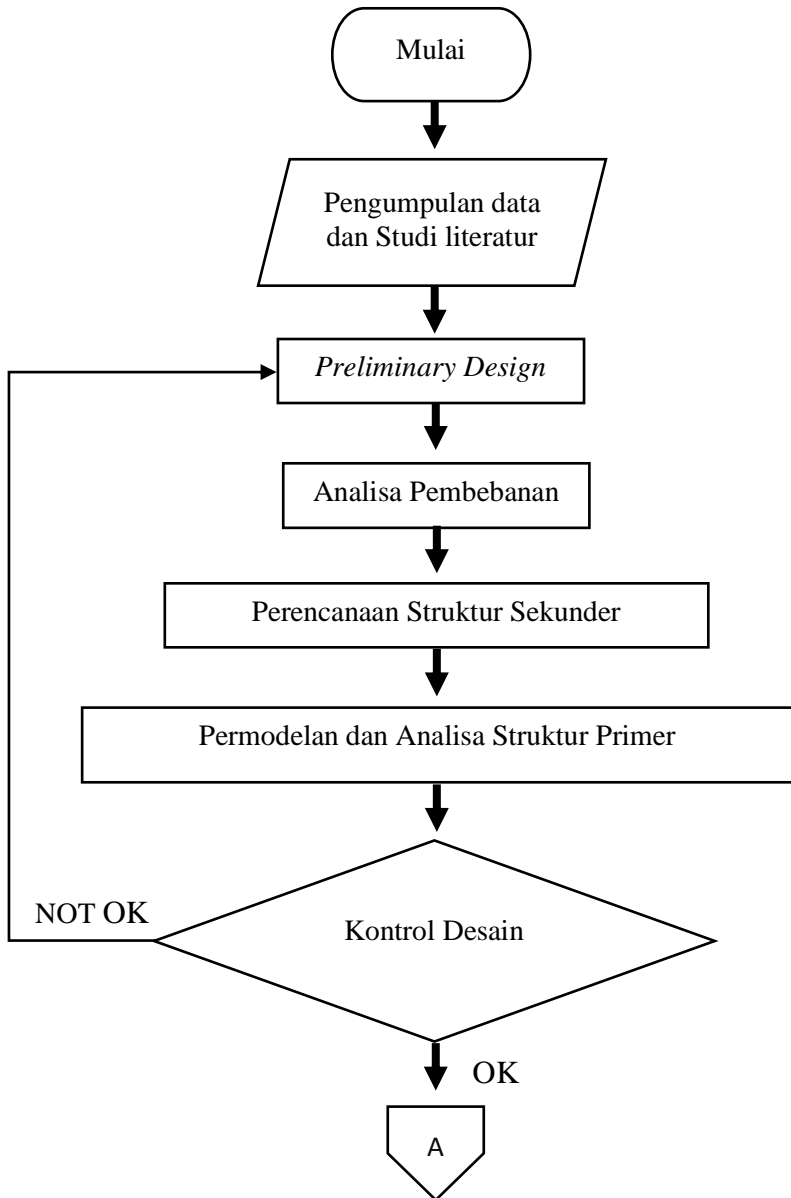
BAB III METODOLOGI

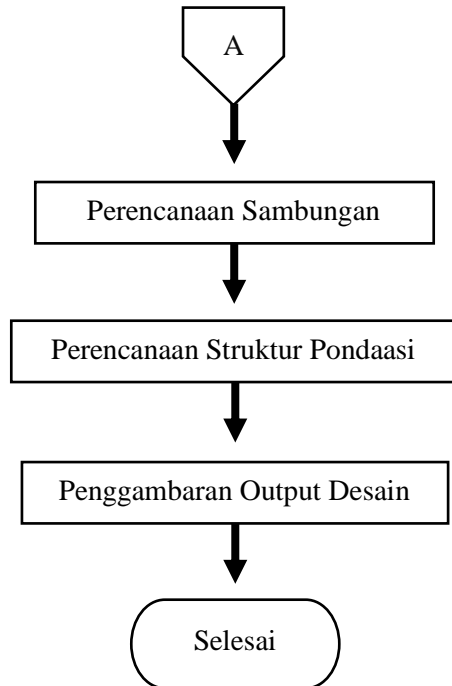
3.1 Umum

Perencanaan Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo menggunakan struktur baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) tipe two story X-bracing memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang dilakukan. Urutan-urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literature sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

3.2 Bagan Alir Perencanaan

Langkah yang dilakukan untuk mengerjakan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut ini :





Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir
3.3 Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam pengerjaan tugas akhir ini bersumber dari beberapa buku, jurnal, dan peraturan. Literatur-literatur yang digunakan dicantumkan pada daftar pustaka.

3.4 Pengumpulan Data

3.4.1 Data Bangunan Sebelum Modifikasi

Nama Gedung = Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo
 Fungsi = Rumah Susun
 Lokasi = Jakarta
 Struktur utama = Beton Bertulang
 Jumlah Lantai = 13
 Mutu Beton = 30 MPa
 Mutu Baja = Ulir = 400 MPa
 Polos = 240 MPa

Data Gambar

Data gambar berupa gambar struktur gedung yang dilampirkan

Data tanah

Data tanah berupa grafik SPT (terlampir)

3.4.2 Data Bangunan Setelah Modifikasi

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem Concentrically Braced Frame (CBF) yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program bantu analisa struktur. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan :

Nama Gedung = Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo
 Lokasi Rencana = Jakarta
 Fungsi = Rumah Susun
 Struktur Utama = Baja
 Sistem Struktur = rangka terbreis konsentrik (*Concentrically Braced Frame*)
 Jumlah Lantai = 25

Data Material Profil Kolom = Concrete Filled Tube (CFT)

BJ 37 $F_y = 240$ MPa; $F_u = 370$ MPa; $F'_c = 30$ MPa

Profil Balok = Profil IWF

BJ 37 $F_y = 240$ MPa; $F_u = 370$ MPa

Profil Bresing = Profil IWF

BJ 37 $F_y = 240$ MPa; $F_u = 370$ MPa

Data Tanah = Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai N-SPT

3.5 Preliminary Design

Merencanakan perkiraan dimensi awal dari elemen-elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur, dan merencanakan profil yang akan digunakan.

3.6 Analisa Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban-beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.6.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud 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 keran. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983 yang dapat dilihat pada tabel 3.1 dibawah ini

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	3 kg/m ²

(Sumber : PPIUG 1983)

3.6.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.1 yang dimaksud beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 4.3.1, beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam Tabel 4-1 SNI

1727:2013. Beban Hidup yang akan digunakan dapat dilihat pada tabel 3.2 dibawah ini.

Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

No	Keterangan	Merata psf(kN/m ²)
a	Apartemen (lihat rumah tinggal) Lantai koridor	100(4,79)
b	Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	40(1,92)
c	Atap datar, terhubung, lengkung	20(0.96)

(Sumber : SNI 1727:2013)

3.6.3 Beban Angin

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 27.4.1, tekanan angin desain untuk SPBAU (Sistem Penahan Beban Angin Utama) bangunan gedung dari semua ketinggian harus ditentukan persamaan berikut:

$$p = qGC_P - q_i \left(GC_{pi} \right) \left(\frac{lb}{ft^2} \right) \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Dimana

q = qz untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah

q = qh untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h

q = qh untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung

tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negative pada bangunan gedung tertutup sebagian

$q_i = q_z$ untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, q_i , secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h ($q_i = q_h$).

G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.

CP = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

(GC_{Pi}) = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

3.6.4 Beban Gempa

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2019 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

3.6.4.1 Menentukan Kelas Situs

SNI 1726:2019 pasal 5.3 mengatur tata cara untuk menentukan klasifikasi situs. Salah satu cara yang dapat dilakukan yaitu dengan menentukan nilai N berdasarkan data hasil SPT. Adapun definisi parameter kelas situs yang menggunakan data SPT dapat dilihat pada SNI 1726:2019 pasal 5.4.2. Klasifikasi situs yang akan digunakan dapat dilihat pada tabel 3.3 dibawah ini

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

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

(Sumber : Tabel 5 SNI 1726:2019)

3.6.4.2 Menentukan Kategori Risiko Struktur Bangunan (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

Untuk menentukan kategori risiko struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.4 dibawah ini :

Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ Rumah susun - Pusat perbelanjaan/ Mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop	III

<ul style="list-style-type: none"> - 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 struktur lainnya, 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, tetapi 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 non gedung 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>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p>	IV

<ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan 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, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas public 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 Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. 	
--	--

(Sumber : Tabel 3 SNI 1726:2019)

3.6.4.3 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 4.1.2)

Untuk menentukan faktor keutamaan gempa pada struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.5 dibawah ini

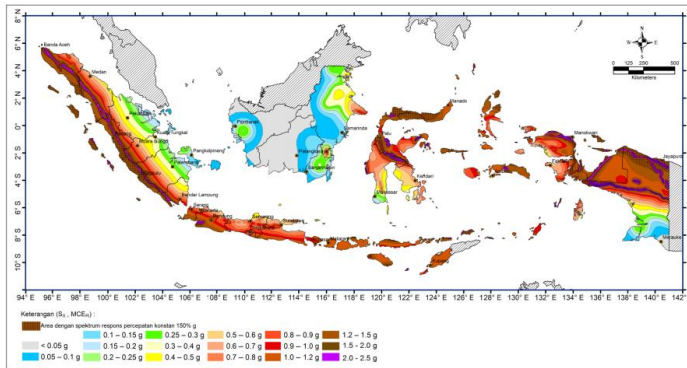
Tabel 3.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

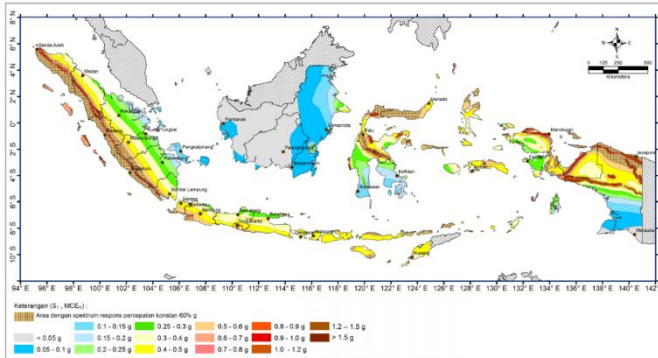
(Sumber : Tabel 4 SNI 1726:2019)

3.6.4.4 Penentuan Wilayah

Penentuan wilayah dalam Proposal Tugas Akhir ini adalah menyesuaikan letak Gedung Rumah Susun Balai Latihan Kerja (BLK) Pasar Rebo yaitu di Kota Jakarta. Pada gambar 3.2 dapat dilihat letak kota Jakarta yang selanjutnya didapatkan nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan untuk perioda pendek $T= 0,2$ detik (S_s) dan pada gambar 3.3 nilai parameter percepatan respon spectral MCER terpetakan untuk perioda panjang $T= 1.0$ detik (S_1)

**Gambar 3.2** Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik

(Sumber : SNI 1726:2019)



Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik
(Sumber : SNI 1726:2019)

3.6.4.5 Menentukan Koefisien Situs (SNI 1726:2019 Pasal 6.2)

Untuk menentukan koefisien situs (F_a) pada struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.6 dibawah ini

Tabel 3.6 Koefisien Situs F_a

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

(Sumber : Tabel 6 SNI 1726:2019)

Untuk menentukan koefisien situs (F_v) pada struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.6 dibawah ini

Tabel 3.7 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) ditetapkan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_T \leq 0,1$	$S_T = 0,2$	$S_T = 0,3$	$S_T = 0,4$	$S_T \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^B				

(Sumber : Tabel 7 SNI 1726:2019)

3.6.4.6 Menghitung Parameter Percepatan Desain (SDS, SD1) (SNI 1726:2019 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek (SDS) dan pada periode 1 detik (SD1) harus ditetapkan sebagai berikut :

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} \quad (3.2)$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} \quad (3.3)$$

3.6.4.7 Menentukan Kategori Desain Seismik (SNI 1726:2019 Pasal 6.5)

Untuk menentukan kategori desain seismik SDS pada struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.8 dibawah ini

Tabel 3.8 Kategori Resiko S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	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 : Tabel 8 SNI 1726:2019)

Untuk menentukan kategori desain seismik SD1 pada struktur bangunan dapat digunakan tabel 3.8 dibawah ini

Tabel 3.9 Kategori Resiko 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 : Tabel 9 SNI 1726:2019)

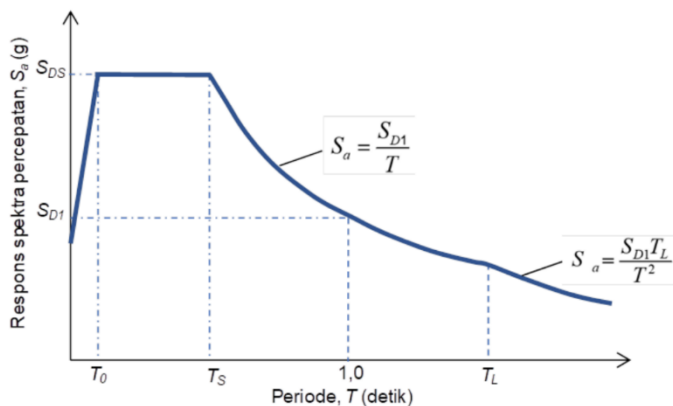
3.6.4.8 Faktor Koefisien Modifikasi Respon (R), Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) dan Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω) Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2)

Tabel 3.10 Faktor R, Cd, dan Ω Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canal dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^g	TI ^h	TI ^h
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ⁱ	TI ⁱ	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^g	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ^h	3½	3 ^g	3½	10	10	10	10	10
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^h	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7½	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2½	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5½	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3½	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

3.6.4.9 Analisis Model Respon Spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spectrum dapat dilihat pada gambar 3.4



Gambar 3.4 Grafik Respon Spektrum
(Sumber : SNI 1726:2019)

Pada periode $T < T_0$, respons spectra percepatan :

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

Pada periode $T_0 < T < T_s$, respons spectra percepatan :

$$S_a = S_{DS}$$

Pada periode $T > T_s$, respons spectra percepatan :

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

Pada periode $T > T_L$, respons spectra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2}$$

Dengan :

$$T_0 = \frac{0,25S_{D1}}{S_{DS}}$$

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

3.6.4.10 Analisis Statik Ekuivalen

Menentukan periode fundamental pendekatan, T_a (SNI 1726:2019 Pasal 7.8.2.1)

$$T_a = C_t h_n x$$

Dimana :

C_t dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan dapat dilihat pada Tabel 3.11

H_n = tinggi struktur

Tabel 3.11 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai 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 : Tabel 18 SNI 1726:2019)

- Menentukan batas periode struktur

$$T_a \leq T \leq C_u T_a$$

Dimana

Ta = perioda fundamental perkiraan

Cu = koefisien untuk batas periode hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 3.12)

Tabel 3.12 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1s, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber : Tabel 14 SNI 1726:2019)

- Menghitung koefisien respon seismic

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

- Nilai Cs yang dihitung tidak boleh melebihi berikut ini :

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

Untuk $T \leq T_L$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

Cs harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{ds} I_e \geq 0,01$$

Untuk struktur yang berlokasi di S1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka Cs harus tidak kurang dari

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

- Menghitung gaya dasar seismic

$$V = C_s W$$

Dimana

Cs = koefisien respon seismic

W = berat seismic efektif menurut SNI 1726:2019 Pasal 7.7.2

3.6.4.11 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 1727:2013 dengan kombinasi sebagai berikut :

- a. 1,4D
- b. 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau R)
- c. 1,2D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)
- d. 1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr atau R)
- e. 1,2D + 1,0E + L + 0,2S
- f. 0,9D – 1,0W
- g. 0,9D – 1,0E

3.7 Perencanaan Struktur Sekunder

3.7.1 Perencanaan Tangga

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 pasal F-1 :

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

3.7.2 Perencanaan Pelat Lantai

Direncanakan menggunakan pelat bondek sehingga pelat lantai di desain menjadi pelat satu arah.

3.7.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 dan sesuai dengan pers. 3.25 dan 3.26

3.7.4 Perencanaan Balok Anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 dan sesuai dengan pers. 3.25 dan 3.26

3.8 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program analisa struktur SAP2000 dengan struktur ruang 3 dimensi.

3.9 Kontrol Perencanaan Struktur Utama

Perencanaan struktur primer dilakukan bersamaan dengan melakukan kontrol desain dari hasil permodelan dan analisa struktur. Desain elemen struktur primer dikontrol agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Kontrol perencanaan elemen struktur utama meliputi :

3.9.1 Kontrol Desain

Adapun kontrol desain yang dilakukan berupa:

1. Kontrol Partisipasi Massa

Dilakukan analisa sebagai penentuan mode alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis dilakukan sedemikian

rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1).

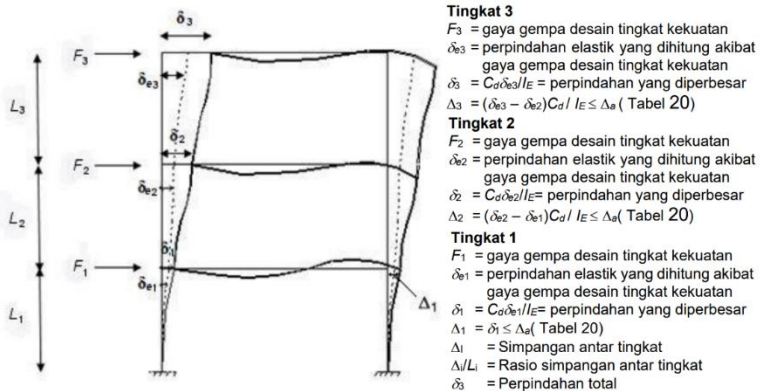
2. Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (Vt) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan 0.85V/Vt (SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4).

3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x, δ_x , dapat dihitung dengan Persamaan dibawah (SNI 1726:2019 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.4. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, hs_x , pada Tabel 20 SNI 1726:2019

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$



Gambar 3.5 Simpangan Antar Lantai (Sumber : SNI 1726:2019)

3.9.2 Balok

Ketebalan minimal badan HBE. Kriteria ini dianjurkan untuk diterapkan sebagai berikut (AISC Steel Design Guide 20 3-56):

$$t_{wHBE} \geq \frac{t_w R_y F_y}{F_{yHBE}}$$

Dimana :

RyFy = tegangan leleh yang diharapkan dari bahan badan plat.

tw = ketebalan badan HBE.

Dianjurkan juga bahwa HBE harus memiliki momen inersia minimal sebagai berikut (AISC Steel Guide 20):

$$I_{HBE} \geq \frac{0,003(\Delta t_w)L^4}{h}$$

Balok yang menerima beban lentur Mu dipilih dari yang terbesar dan harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dimana

Mn = Momen nominal balok

Mu = Momen ultimate yang terjadi berdasarkan analisa struktur

Ø = faktor reduksi = 0,9 (DFBK)

$$M_u = \frac{w_u L_h^2}{8} + P_u^* \left(\frac{L}{3} - \frac{d_c}{2} - \frac{d_b}{2} \right)$$

Dimana :

P*u = Gaya balok sekunder

Lh = Jarak antara terjadinya sendi plastis pada balok atau sama dengan

$$L_h = L - 2S_h$$

$$S_h = \frac{1}{2}(d_c + d_b)$$

$$w_u = R_y F_y (t_i - t_{i+1}) \cos^2 \alpha$$

Dimana :

dc & db = Bentang balok/kolom

Ry = Rasio tegangan leleh yang ditentukan oleh tegangan leleh minimum plat baja (AISC 2005a). Untuk mengetahui gaya aksial pada balok dapat di hitung

$$P_u = P_{HBE} = P_{HBE(VBE)} \pm \frac{1}{2} P_{HBE(web)}$$

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y F_y [t_i \sin(2\alpha_i) - t_{i+1} \sin(2\alpha_{i+1})] L_{cf}$$

menggunakan rumus (AISC Steel Design Guide) :

Dimana :

hc = Jarak bersih antara sayap HBE atas dan bawah badan pelat

1. Kontrol Penampang

Untuk sayap (flange)

Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Penampang non kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Untuk Badan (Web)

Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$)

$$\lambda = \frac{h}{tw} \leq \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Penampang non kompak ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$)

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Dimana

bf = lebar sayap

tf = tebal sayap

h = tinggi profil

tw = tebal pelat badan

fy = kuat leleh profil baja

2. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

Kelangsingan penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan balok pada struktur baja tahan gempa, kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015.

a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

b. Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

c. Penampang Langsing

$$M_n = \frac{0,9 E K_c - S_x}{\lambda^2}$$

3. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

Tahanan komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang yang berdekatan, L. Kuat nominal lentur penampang dengan pengaruh tekuk lateral ditentukan berdasarkan Bab Pasal F (F2-F6) SNI 1729:2015

a. Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \cdot F_y$$

b. Bentang menengah ($L_p \leq L_b \leq L_r$)

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

c. Bentang panjang

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

4. Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi 2, yaitu :

a) Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729:2015 pasal I2-a, kekuatan lentur positif desain ϕM_n dan kekuatan lentur positif diizinkan M_n / Ω , harus ditentukan untuk kondisi batas leleh sebagai persamaan (3.42) berikut:

$$\phi b = 0,9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

M_n harus ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk kondisi batas leleh (Momen Plastis)

$$\text{Untuk } \frac{h}{t_w} \geq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

M_n harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk kondisi batas leleh (momen leleh).

b) Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negatif harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi

tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana $\phi_b = 0,9$.

5. Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

Bila penopang sementara tidak dipergunakan selama pelaksanaan, penampang baja harus memiliki kekuatan yang cukup untuk mendukung semua beban yang digunakan sebelum beton mencapai 75% dari kekuatan yang disyaratkan f'_c .

6. Kuat Geser Rencana

Pelat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser ultimate (V_u) diambil dari yang terbesar berdasarkan :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dimana

$$\phi = \text{Faktor Tahanan} = 0,9$$

$$V_n = \text{Tahanan geser nominal pelat badan}$$

$$V_u = \text{Gaya geser ultimate berdasarkan analisa struktur}$$

Gaya geser ultimate pada balok juga dihitung sebagai berikut (AISC Steel Design Guide 20 3-43 & 3-40):

$$\frac{P_u}{2} + \frac{W_g + W_u}{2} V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + L_c f$$

$$M_{pr} = 1,1 R_y F_y Z_x$$

Dimana :

$$W_g = \text{beban grafitasi yang terdistribusikan pada balok}$$

$$M_{pr} = \text{kekuatan lentur di sendi plastis}$$

Kekuatan geser nominal dari pelat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dan pelelehan geser dan tekuk geser adalah :

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

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

$$a. \text{ bila } \frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

maka $C_v = 1,0$

$$\text{b. bila } 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h}{tw} < 1,37 \sqrt{Kv \frac{E}{f_y}}$$

$$\text{maka } C_v = \frac{1,10 \sqrt{Kv \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{tw}}$$

$$\text{c. bila } \frac{h}{tw} \geq 1,37 \sqrt{Kv \frac{E}{f_y}}$$

$$\text{maka } C_v = \frac{1,5 Kv E}{\left(\frac{h}{tw}\right)^2 F_y}$$

Koefisien tekuk geser pelat badan, k_v untuk badan tanpa pengaku transversal ditentukan sebagai berikut :

$$\frac{h}{tw} < 260$$

Maka nilai $k_v = 5,0$

Dimana

A_w = luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

tw = ketebalan badan

Sedangkan untuk balok komposit, yaitu balok yang terdiri dari profil baja dan beton digabung bersama untuk memikul beban lentur, memiliki prinsip dasar perhitungan antara lain :

- 1) Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c'$ → merata
 - Tegangan pada baja = f_y → tarik atau tekan : merata
- 2) Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0

- Tegangan tarik pada tulangan = $f_y r$
- Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau tarik: merata
- 3) Distribusi tegangan elastis \rightarrow distribusi linear
 - Tegangan maximum tekan pada berton = $0,85 f_c'$
 - Tegangan maximum pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau Tarik

7. Kuat Geser Rencana

- a) Kekuatan shear connector stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} (\sqrt{f'_c E_c}) r_s \leq A_{sc} F_u$$

Dimana:

- $r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa
- $r_s \leq 1,00$ untuk dek baja gelombang
- $A_{sc} =$ luas penampang Shear-Connector ($\frac{\pi}{4} d^2$)
- $E_c =$ Modulus elastisitas beton

- b) Kekuatan shear connector baja kanal

$$Q_n = 0,3(t_f + 0,5t_w) L_c (\sqrt{f'_c E_c})$$

- c) Jumlah shear connector yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu

$$n = \frac{V_h}{Q_n}$$

Dimana:

$V_h =$ Gaya geser horizontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer Shear-Connector.

- d) Gaya Geser Horizontal Total (= V_h) \rightarrow Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

- Pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal total pada daerah $M = 0$ dan $M(+)$ maximum adalah nilai terkecil dari:

1. $0,85 f_c' \cdot A_c$ (beton)
2. $A_s \cdot f_y$ (Profil Baja)
3. $\sum Q_n$ (Shear Connector)

- Pada daerah momen negative

Gaya geser horizontal total pada daerah $M = 0$ dan $M(-)$ maximum adalah nilai terkecil dari:

1. $A_r \cdot f_{yr}$
2. $\sum Q_n$ (Shear Connector)

Dimana: A_r = tulangan tarik pada pelat beton f_{yr} = tegangan leleh tulangan

3.9.3 Kolom

Kolom komposit CFT menerima beban kombinasi normal dan lentur.

a) Kriteria untuk kolom komposit bagi struktur tekan

Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\%$$

kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

b) Gaya aksial pada kolom berdasarkan AISC Steel Design Guide 20 3-60 adalah

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y F_y \sin(2\alpha) t w h + \sum \left(\frac{2Mpr}{Lh} - \frac{Wu}{2} Lcf \right)$$

Suku pertama dalam persamaan di atas, merupakan efek dari gaya aksial akibat badan plat. Suku kedua adalah jumlah gaya geser yang disebabkan oleh gempa bumi di semua balok di atas kolom yang ditinjau.

c) Kuat nominal tekan kolom komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sebagai berikut :

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama diisi di semua sisi.

$$\frac{b}{t_f}$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (kompak)}$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (tak kompak)}$$

$$\lambda_{\max} = 5 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)}$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = P_p$$

Dengan

$$P_p = F_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

- Untuk penampang non kompak

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

Dengan

$$P_y = F_y A_s + 0,7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0,7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Penampang persegi diisi beton

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

d) Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde pertama (M_r) dan ketentuan aksial (P_r) dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_t$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t$$

Dimana

B1 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_t = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

P_t = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B1 untuk efek P- δ

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1$$

Dimana

$$\alpha = 1 \text{ (DFBK)}$$

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan dengan formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right)$$

Dengan M_1 dan M_2 dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung dari bagian komponen.

P_{e1} = kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Dimana

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis (0,8) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan adalah seperti ditetapkan pada bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analisis orde pertama

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

K_1 = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur.

- Pengali B2 untuk efek $P-\delta$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{P_{e story}}}$$

Dimana

α = 1 (DFBK)

P_{story} = Beban vertikal total didukung oleh tingkat menggunakan kombinasi beban DFBK yang sesuai, termasuk beban-beban dalam kolom-kolom yang bukan merupakan bagian dari sistem penahan gaya lateral.

$P_{e story}$ = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_e \text{ story} = R_M \frac{HL}{\Delta H}$$

Dengan

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{Pmf}{P_{story}} \right)$$

Dimana

- L = Tinggi tingkat, mm
 Pmf = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen
 ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama
 H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung ΔH , N

- Momen Nominal

Kolom yang menerima beban lentur M_u dipilih dari yang terbesar dan harus dikontrol agar tidak melebihi dari kekuatan nominal yang dimiliki balok itu sendiri.

$$M_u \leq \phi M_n$$

Dimana

M_u = momen lentur ultimate berdasarkan analisa struktur

ϕ = faktor tahanan = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

$$M_u = M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)}$$

$$M_{VBE(web)} = \frac{R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c^2}{12}$$

$$M_{VBE(HBE)} \leq \frac{1}{2} \sum M_{pb}$$

Dimana

$M_{VBE(web)}$ = Momen lentur pada kolom yang terjadi akibat tegangan tarik pada pelat badan

$M_{VBE(HBE)}$ = Momen lentur berdasarkan sendi plastis pada balok (AISC Steel Guide 3-66)

M_{pb} dihitung dengan rumus :

$$M_{pb} = \frac{M_{pr}}{(1,1 R_y) + (V_u S_h)}$$

Dimana

V_u = gaya geser total dapat dihitung berdasarkan (AISC Steel Guide 20 3-64)

$$\begin{aligned} V_u &= V_{VBE(web)} + V_{VBE(HBE)} \\ V_{VBE(web)} &= \frac{1}{2} R_y F_y \sin^2(\alpha) t_w h_c \\ V_{VBE(HBE)} &\leq \sum \frac{1}{2} \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ M_{pc} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} + M_u \end{aligned}$$

Dimana

$V_{VBE(web)}$ = Gaya geser pada kolom yang terjadi akibat tegangan tarik pada pelat badan (AISC Steel Guide 3-62)

$V_{VBE(HBE)}$ = Gaya geser berdasarkan sendi plastis pada balok (AISC Steel Guide 3-63)

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja sama diisi di semua sisi.

$$\frac{b}{t_f}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 2,26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (kompak)} \\ \lambda_r &= 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (tak kompak)} \\ \lambda_{max} &= 5 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{t_f}$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (kompak)} \\ \lambda_p &= 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (tak kompak)} \\ \lambda_{max} &= 5,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \end{aligned}$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi (SNI 1729:2015 F7)

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

- Untuk Penampang non Kompak

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left(3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4,0 \right) \leq M_p$$

- Untuk Penampang dengan sayap langsing

$$M_n = F_y S_e$$

Dimana

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif b_e , dari sayap yang diambil sebesar

$$b_e = 1,92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b$$

e) Kontrol kombinasi aksial dan lentur

Perhitungan interaksi kekuatan aksial dan lentur diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

- Bila $\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$ maka

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

- Bila $\frac{P_r}{P_c} < 0,2$ maka

$$\frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Dimana

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

M_r = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

$P_c = \phi_c P_n$ = kekuatan aksial desain, N

$M_c = \phi_b M_n$ = kekuatan lentur desain, Nmm

3.9.4 Bresing Konstenrik

Pada sistem rangka bresing konstriktik ini bresing konsentrik akan menerima beban aksial tekan yang dikontrol terhadap kemampuan elemen bresing menahan aksial tekan sebagai berikut :

a) Kelangsingan penampang

$$\frac{b}{t_f} < \lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (non langsing)}$$

$$\frac{b}{t_f} > \lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (langsing)}$$

Dimana

b_f = setengah lebar sayap profil (untuk bresing tanpa pengaku)

t_f = tebal sayap

f_y = kuat leleh profil baja

b) Kuat nominal aksial tekan bresing

- Untuk Penampang non Langsing

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Dimana

F_{cr} = tegangan kritis yang ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right]$$

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = 0,877 F_e$$

Dimana

F_e = tegangan tekuk kritis elastis yang dihitung sebagai berikut :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

Dimana

F_{cr} = tegangan kritis yang ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = Q \left[0,658 \frac{Q F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Bila } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{Q F_y}}$$

$$\text{Maka } F_{cr} = 0,877 F_e$$

Dimana

F_e = tegangan tekuk kritis elastis yang dihitung sebagai berikut :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Q = faktor reduksi neto yang menghitung untuk semua elemen tekan langsing ditentukan sebagai berikut :

$$\text{Bila } \frac{b}{tf} \leq 0,64 \sqrt{\frac{E Kc}{Fy}}$$

$$\text{Maka } Q = 1,0$$

$$\text{Bila } 0,64 \sqrt{\frac{E Kc}{Fy}} < \frac{b}{tf} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E Kc}{Fy}}$$

$$\text{Maka } Q = 1,415 - 0,65 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{fy}{E Kc}}$$

$$\text{Bila } \frac{b}{tf} > 1,17 \sqrt{\frac{E Kc}{Fy}}$$

$$\text{Maka } Q = \left(\frac{0,90 E Kc}{Fy \left(\frac{b}{t}\right)^2} \right)$$

Dimana

Kc ditentukan sebagai berikut :

$$0,35 < \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{tw}}} < 0,76 \text{ dengan } t \text{ adalah ketebalan elemen nya}$$

c) Kontrol kuat nominal penampang bresing terhadap aksial tekan

$$Pu < \phi Pn$$

Dengan

Pu = Beban aksial yang terjadi berdasarkan hasil analisis

Pn = Kuat nominal bresing terhadap aksial tekan

Φ = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

3.10 Sambungan

3.10.1 Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap.

Kekuatan baut

- a. Kekuatan tarik dan geser dari baut dan bagian-bagian berulir

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_n = F_n \cdot A \quad b$$

Dimana

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

F_n = tegangan tarik nominal atau tegangan geser SNI 1729:2015 Tabel J3.2

A_b = luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir

- b. Kombinasi gaya tarik dan geser dalam sambungan tipe tumpuan

$$R_n = F'_n t \cdot A_b$$

$$F'_n t = 1,3 F_n - \frac{F_n t}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_n t$$

Dimana

$F_n t$ = tegangan tarik nominal SNI 1729:2015 Tabel J3.2

F_{nv} = tegangan tarik SNI 1729:2015 Tabel J3.2

f_{rv} = tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK

- c. Baut kekuatan tinggi dalam sambungan kritis slip

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

- Untuk lubang ukuran standard an lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban, $\phi = 1,0$
- Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang parallel terhadap arah dari beban, $\phi = 0,85$
- Untuk lubang slot panjang, $\phi = 0,70$

Dimana

μ = koefisien slip rata-rata untuk permukaan kelas A atau B yang sesuai atau seperti yang ditetapkan oleh pengujian

$D_u = 1,13$; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarik baut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang diisyaratkan. Penggunaan dari nilai-nilai lainnya dapat disetujui oleh insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana

T_b = Gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan Tabel J3.1, kips atau J3.1M, kN.

h_f = faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi, $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:

Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 1$

Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 0,85$

n_s = jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip

d. Kekuatan tumpuan pada lubang-lubang baut

Bila deformasi di lubang baut pada beban layan adalah suatu perhitungan desain

$$R_n = 1,2l_c \text{ tp } F_u \leq 2,4 \text{ db tp } F_u$$

Bila deformasi di lubang baut pada beban layan adalah bukan suatu perhitungan desain

$$R_n = 1,5l_c \text{ tp } F_u \leq 3,0 \text{ db tp } F_u$$

Dimana

F_u = kekuatan tarik minimum yang disyaratkan dari material yang disambung

db = diameter baut nominal

l_c = jarak bersih, dalam arah dari gaya, antara tepi lubang dan tepi lubang yg berdekatan atau tepi dari material

tp = ketebalan dari material yang disambung

3.10.2 Sambungan Las

1. Las tumpul

Area efektif las tumpul harus diperhitungkan sebagai panjang las kali throat efektif. Throat efektif dari las tumpul penetrasi-joint-lengkap (P JL) harus mempunyai ketebalan sesuai dengan bagian yang tertipis di join. Persyaratan tebal throat efektif minimum dapat dilihat pada tabel 3.13.

Tabel 3.13 Throat Efektif dari Las Tumpul Penetrasi Joint Sebagian

Ketebalan Material dari Bagian yang lebih Tipis Disambungan, in. (mm)	Throat Efektif Minimum, ^[a] in. (mm)
Sampai dengan ¼ (6)	1/8 (3)
Besar dari ¼ (6) sampai ½ (13)	3/16 (5)
Besar dari ½ (13) sampai ¾ (19)	¼ (6)
Besar dari ¾ (19) sampai 1 ½ (38)	5/16 (8)
Besar dari 1 ½ (38) sampai 2 ¼ (57)	3/8 (10)
Besar dari 2 ¼ (57) sampai 6 (150)	½ (13)
Besar dari 6 (150)	5/8 (16)

^[a]Lihat Tabel J2.1

(Sumber : SNI 1729:2019 Tabel J2.3)

2. Las sudut

Ukuran las sudut ditentukan oleh panjang kaki. Panjang kaki harus ditentukan sebagai panjang tw_1 , tw_2 , dari sisi yang terletak sepanjang kaki segitiga yang terbentuk dalam penampang melintang las. Persyaratan ukuran minimum las sudut dapat dilihat pada tabel

Tabel 3.14 Ukuran Minimum Las Sudut

Ketebalan Material dari Bagian Paling Tipis yang Tersambung, in. (mm)	Ukuran Minimum Las Sudut, ^[a] in. (mm)
Sampai dengan ¼ (6)	1/8 (3)
Lebih besar dari ¼ (6) sampai dengan ½ (13)	3/16 (5)
Lebih besar dari ½ (13) sampai dengan ¾ (19)	¼ (6)
Lebih besar dari ¾ (19)	5/16 (8)

^[a] Dimensi kaki las sudut. Las pas tunggal harus digunakan.
Catatan: Lihat Pasal J2.2b untuk ukuran maksimum las sudut.

(Sumber : SNI 1729:2019 Tabel J2.4)

Ukuran maksimum las sudut sepanjang tepi

Ukuran maksimum las sudut dari bagian bagian yang disambung harus :

- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm, tidak lebih besar dari ketebalan material.
- Sepanjang tepi material dengan ketebalan kurang dari 6 mm atau lebih; tidak lebih besar dari ketebalan material dikurangi 2 mm, kecuali las yang secara khusus diperlihatkan pada gambar pelaksanaan untuk memperoleh ketebalan throat penuh. Untuk kondisilas yang sudah jadi, jarak antara tepi logam dasar dan ujung kaki las boleh kurang dari 2 mm bila ukuran las secara jelas dapat diverifikasi.

Panjang minimum las sudut

Panjang minimum dari las sudut yang dirancang berdasarkan kekuatan tidak boleh kurang dari empat kali ukuran las nominal, atau ukuran lain dari las harus diperhitungkan $\frac{1}{4}$ dari panjangnya

3. Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4

Kekuatan desain, ϕR_n harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini :

- Untuk logam dasar $R_n = F_{Nbw} \cdot A_{BM}$
- Untuk logam las $R_n = F_{nw} \cdot A_{we}$

Dimana

F_{nBW} = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, ksi (MPa)

A_{BM} = luas penampang logam dasar, in² (mm²)

A_{we} = luas efektif las, in² (mm²)

3.10.3 Base Plate

Akibat beban P_u

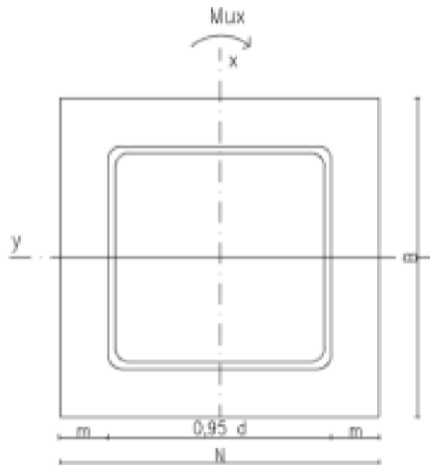
$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \times N}$$

Akibat beban M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6M_{ux}}{B \times N^2}$$

Perencanaan base plate digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal. Berikut adalah perhitungan base plate

- Perhitungan Sambungan Base Plate



Gambar 3.6 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \times N}$$

Akibat M_{ux}

$$f_{pb} = \frac{6Mux}{B \times N^2}$$

Tekanan maksimal

$$f_p (\text{max}) = f_{pa} + f_{pb}$$

Menentukan Mupl

$$m = \frac{(N - 0,95D)}{2}$$

$$M_{upl} = \left[f_p (\text{max}) - 2f_{pb} \frac{m}{n} \right] + \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2fb \frac{m}{n} \right) \times \left(\frac{m^3}{3} \right)$$

Menentukan Tebal Base Plate

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi Fy}}$$

Perhitungan Angkur

Jika $e > \frac{H}{6}$ maka dipasang baut angkur praktis

Jika $e < \frac{H}{6}$ maka diperlukan baut angkur

- Jumlah baut

$$\Phi Rn = \phi \times 0,75 \times Ab \times fub$$

$$n = \frac{Tu}{\phi Rn}$$

- Diameter baut

$$D = \sqrt{\frac{4Ab}{\pi}}$$

- Panjang baut angkur

$$L = \frac{Tu}{n \times \pi \times D \times \tau}$$

Dimana :

L = Panjang pengankuran (cm)

Tu = gaya tarik pada satu baut (kg)

D = diameter baut (cm)

τ = gaya lekatan beton = $\sqrt{f'_c}$

n = jumlah baut

3.11 Perencanaan Struktur Pondasi

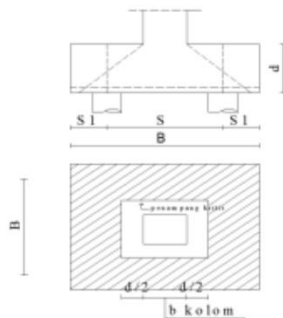
3.11.1 Perencanaan Poer

Untuk merencanakan tebal poer yang dapat dilihat pada gambar 3.7 harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil dari persamaan :

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$



Gambar 3.7 Penampang Kritis Pada Pondasi (Sumber: Permanasari,2018)

Dimana

β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

α = 30 untuk kolom tepi, 40 untuk kolom interior, 20 untuk kolom sudut

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

$$V_u \leq \phi V_n$$

Dimana

ϕ = 0,75

VC = kuat geser ponds

VU = gaya geser akibat beton

3.11.2 Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 f_c'}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{F_y}} \right)$$

$$A_s = \rho b d$$

3.11.3 Kontrol terhadap geser pondasi

Untuk merencanakan tebal poer harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser yang terjadi, dimana VC diambil dari persamaan-persamaan berikut:

1. Geser satu arah

- Tentukan beban poer $q_r = \frac{p}{\text{Luas Poer}}$
- Menentukan luasan tributary akibat geser satu arah
- kontrol d (tebal poer) berdasarkan gaya geser satu arah

$$\sigma_u = \frac{\sum P}{A}$$

$$V_u = \sigma_u \times (\text{Luas total poer} - \text{luas ponds})$$

- Kontrol perlu kebutuhan tulangan geser :

$$V_u < \phi V_c \text{ (tidak perlu tulangan geser)}$$

$$V_u > \phi V_c \text{ (perlu tulangan geser)}$$

Jika $V_u > \phi V_c$ (perlu tulangan geser), maka dimensi poer dibesarkan

2. Geser dua arah

- Kontrol kemampuan beton

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Dimana

β = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom, beban terpusat atau daerah reaksi

b_0 = keliling pada penampang kritis pada poer

$$b_0 = 4(0,5d + b_{kolom} + 0,5d)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_0 d$$

3.11.4 Gaya yang Bekerja Pada Sebuah Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus yang digunakan untuk menghitung gaya yang bekerja pada sebuah tiang pancang akibat beban vertical dan momen :

$$P_v = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum_{i=2}^n (X_i)^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum_{i=2}^n (Y_i)^2}$$

Dimana :

$\sum V$ = Jumlah beban vertical (N)

n = Jumlah tiang

M_x dan M_y = Momen-momen yang bekerja pada perletakan (Nmm)

X_i dan Y_i = Jarak-jarak dari sumbu tiang ke titik berat susunan kelompok tiang, nilai +/- menunjukkan posisi tiang tertekan atau tertarik akibat adanya momen (mm)

3.11.5 Daya Dukung Tiang Pancang

Berikut ini adalah rumus umum daya dukung tiang tunggal :

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W$$

Dimana :

Q_{ult} = Kapasitas ultimat tiang pancang (N)

Q_e = Kapasitas ujung tiang pancang (N)

Q_f = Kapasitas gesekan tiang pancang (N)

W = Berat tiang pancang (N)

Untuk perhitungan daya dukung tiang berdasarkan penyajian data tanag SPT (Soil Penetration Test) dapat menggunakan persamaan :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_e = Daya dukung pada dasar pondasi

Q_s = Daya dukung akibat lekatan lateral

Untuk nilai Q_s dapat dihitung dengan persamaan :

$$Q_s = \beta q_s A_s = \beta \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s$$

Dimana :

Q_s = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 < N < 50$

AP = luas selimut tiang

β = shaft coefficient dapat dilihat pada tabel 3.15

Tabel 3.15 Koefisien harga α dan β

Pile/Soil	Clay		Intermediate Soil		Sands	
	α	β	α	β	α	β
1. Driven Pile	1	1	1	1	1	1
2. Bored Pile	0,85	0,80	0,60	0,65	0,50	0,50
3. Injected Pile	1	3	1	3	1	3

Untuk nilai Q_p dapat dihitung dengan persamaan :

$$Q_p = q_p A_p = (N_p K) A_p$$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT disekitar $4B$ atas hingga $4B$ bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)

K = Koefisien karakteristik tanah:
12 t/m^2 , untuk lempung

20 t/m² , untuk lanau berlempung

25 t/m² , untuk lanau berpasir

40 t/m² , untuk pasir

AP = Luas penampang dasar tiang

qP = Tegangan diujung tiang

α = base coefficient

Harga N yang digunakan dalam hitungan perencanaan dengan memperhatikan koreksi overburden yang dinyatakan oleh persamaan : (Skempton, 1986)

$$N = C_N N$$

Dimana :

N' = N = Jumlah pukulan kenyataan di lapangan

C_N :

- Untuk pasir halus *normally consolidated*

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{P_0}{P_r}}$$

- Untuk pasir kasar *normally consolidated*

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{P_0}{P_r}}$$

- Untuk pasir *overconsolidated*

$$C_N = \frac{1,7}{0,7 + \frac{P_0}{P_r}}$$

Dimana :

P_O' = tekanan overburden efektif (kN/m²)

P_r = 100 kN/m² = tekanan efektif referensi

3.11.6 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

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 yang koefisien efisiensi C_e

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

Dimana

S = jarak as ke as antar tiang dalam grup (mm)

m = jumlah baris tiang dalam grup

n = jumlah kolom tiang dalam grup

D = diameter tiang pancang (mm)

Sehingga daya dukung 1 tiang dalam kelompok adalah :

$$Q_{ult} = C_e \times Q_{Ultimate}$$

Dimana :

$$Q_{ult} \leq P_{\max \text{ tiang}}$$

$$Q_{ult} \geq P_{\min \text{ tiang}}$$

3.12 Menyusun Gambar Rencana

Hasil analisa struktur divisualisasikan dalam gambar teknik. Penggambaran hasil perencanaan akan menggunakan program bantu.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

HASIL PERENCANAAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder yang direncanakan pada subbab ini meliputi perencanaan pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok penggantung lift.

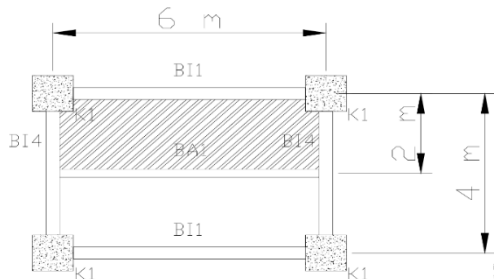
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai dan Atap

Perencanaan pada pelat lantai 2-25 dan pelat atap gedung menggunakan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Beban berguna merupakan penjumlahan dari beban hidup dan beban mati yang terdiri dari beban – beban finishing pada pelat.
- Beban mati yang terdiri dari berat sendiri Super Floor Deck dan pelat beton sudah diperhitungkan pada brosur.

Mutu baja tulangan U-4 ($f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$).

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 2-25



Gambar 4.1 Pelat Lantai 2-25

a. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada struktur pelat lantai menggunakan SNI 1727:2013 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk

Gedung tahun 1983. Perhitungan pembebanan pada pelat yang terdiri dari beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

Tabel 4.1 Perhitungan beban mati pelat lantai

BEBAN MATI			
Berat Tegel	1 cm	=	24 kg/m ²
Berat Spesi	2 cm	=	42 kg/m ²
Berat Plafond		=	15 kg/m ²
Berat penggantung		=	7 kg/m ²
Berat Bondex		=	10 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing		=	25 kg/m ²
TOTAL		=	123 kg/m²

Tabel 4.2 Perhitungan beban hidup pelat lantai

BEBAN HIDUP			
Beban hidup apartemen	=	195.72	kg/m ²

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{Total}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_{Total} &= q_D + Q_L \\
 &= 123 \text{ kg/m}^2 + 195,72 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 318,72 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Perencanaan Pelat Bondex

Tipe Super Floor Deck yang digunakan adalah batang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga. Berikut adalah data perencanaan untuk perencanaan pelat :

- Bentang pelat : 2,0 m
- Beban berguna : 400 kg/m²

Dengan data perencanaan tersebut berdasarkan brosur super floor deck dapat ditentukan tebal pelat dan luas tulangan negatif nya yaitu :

t pelat : 9 cm
 A tulangan negatif : 1,55 cm²/m

Dari perencanaan diatas, untuk memudahkan dalam memenuhi kebutuhan penggunaan tulangan negatif, maka untuk pelat lantai 2 – 24 dipasang wiremesh Ø7.5 -250 mm

$$A_{tul} = \pi D^2 / 4$$

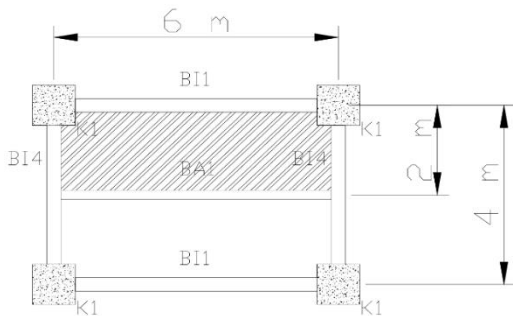
$$A_{tul} = \pi 7,5^2 / 4$$

$$A_{tul} = 0,442 \text{ cm}^2$$

A terpasang :

$$1\text{m/S} \times A_{tul} = 1000\text{mm} / 250 \text{ mm} \times 0,442 \text{ cm}^2 = 1,768 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Atap



Gambar 4.2 Pelat Lantai Atap

a. Pembebanan Pelat

Pembebanan pada struktur pelat lantai menggunakan SNI 1727:2013 dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung tahun 1983. Perhitungan pembebanan pada pelat yang terdiri dari beban mati dan beban hidup sebagai berikut :

Tabel 4.3 Perhitungan beban mati pelat atap

BEBAN MATI			
Berat Spesi	1 cm	= 21	kg/m ²
Berat Plafond		= 15	kg/m ²
Berat penggantung		= 7	kg/m ²
Berat Bondex		= 10	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing		= 25	kg/m ²
TOTAL		= 78	kg/m²

Tabel 4.4 Perhitungan beban hidup pelat atap

BEBAN HIDUP			
Beban hidup apartemen		= 195.72	kg/m ²
Beban Hujan		= 20	kg/m ²
TOTAL		= 215.72	kg/m²

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{Total}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_{Total} &= q_D + Q_L \\
 &= 78 \text{ kg/m}^2 + 215,72 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 293,72 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

a. Perencanaan Pelat Bondex

Tipe Super Floor Deck yang digunakan adalah batang menerus dengan tulangan negatif tanpa penyangga. Berikut adalah data perencanaan untuk perencanaan pelat :

- Bentang pelat : 2,0 m
- Beban berguna : 300 kg/m²

Dengan data perencanaan tersebut berdasarkan brosur super floor deck dapat ditentukan tebal pelat dan luas tulangan negatif nya yaitu :

t pelat : 9 cm
 A tulangan negatif : 1,31 cm²/m

Dari perencanaan diatas, untuk memudahkan dalam memenuhi kebutuhan penggunaan tulangan negatif, maka untuk pelat lantai 2 – 25 dipasang wiremesh Ø6.5 - 250 mm

$$A \text{ tul} = \pi D^2/4$$

$$A \text{ tul} = \pi 6,5^2/4$$

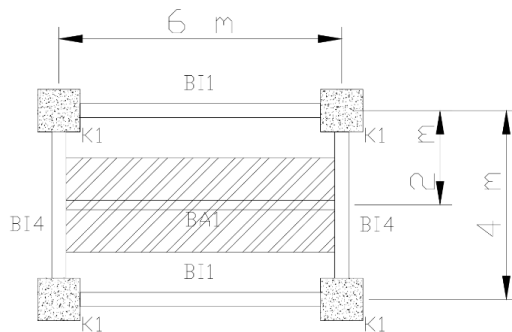
$$A \text{ tul} = 0.332 \text{ cm}^2$$

A terpasang :

$$1\text{m/S} \times A \text{ tul} = 1000\text{mm} /250 \text{ mm} \times 0,332 \text{ cm}^2 = 1,328 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.1.2 Perencanaan Balok Anak Lantai 2 - 25

Balok anak berfungsi untuk meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perencanaan balok anak tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.



Gambar 4.3 Distribusi beban balok anak lantai 2- 25

Balok anak pada lantai 2-25 direncanakan dengan menggunakan profil WF 200.200.8.12 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

Tabel 4.5 Data Profil Balok Anak

DATA PROFIL								
A =	63.53	cm ²	tf =	12	mm	Sx =	472	cm ³
W =	49.9	kg/m	tw =	8	mm	Sy =	160	cm ³
a =	200	mm	Ix =	4720	cm ⁴	Lp =	255.05	cm
bf =	200	mm	Iy =	1600	cm ⁴	Lr =	1068.93	cm
iy =	5.02	cm	Zx =	513	cm ³	r =	13	mm
ix =	8.62	cm	Zy =	243	cm ³	h =	150	mm

a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai 2-25**Tabel 4.6** Perhitungan beban mati balok anak lantai 2 - 25

BEBAN MATI								
Berat Profil	=				= 50	kg/m		
Bondex	=	2.00	m	x	10	kg/m ² = 20	kg/m	
Berat Plafond	=	2.00	m	x	15	kg/m ² = 30	kg/m	
Berat Penggantun,	=	2.00	m	x	7	kg/m ² = 14	kg/m	
Tegel 1 cm	=	2.00	m	x	0.01	m x 2400	kg/m ³ = 48	kg/m
Spesi 2 cm	=	2.00	m	x	0.02	m x 2100	kg/m ³ = 84	kg/m
Plat Beton	=	2.00	m	x	0.09	m x 2400	kg/m ³ = 432	kg/m
TOTAL	=					= 678	kg/m	

Tabel 4.7 Perhitungan beban hidup balok anak lantai 2 - 25

BEBAN HIDUP							
Beban hidup apartemen	=	2	m	x	195.72	kg/m ² = 391.44	kg/m

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{Total}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_{Total} &= 1,2 q_D + 1,6 Q_L \\
 &= 1,2 \times 678 \text{ kg/m} + 1,6 \times 391,44 \text{ kg/m} \\
 &= 1439,8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai 2-25

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1439,8 \text{ kg/m} \\
 Mu &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 1439,8 \text{ kg/m} \times (6 \text{ m})^2 \\
 &= 6479.03 \text{ kg.m} \\
 Vu &= 1/2 \times q_u \times L \\
 &= 1/2 \times 1439,8 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} \\
 &= 4319.35 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

Kontrol terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{200}{2 \cdot 12} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$5,29 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{8} = 18,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$18,75 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

- Perhitungan Momen nominal (M_n)

Didapatkan profil sayap dan badan memiliki penampang kompak sehingga momen nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 513 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 12312 \text{ kg.m} \\
 \text{Didapatkan nilai } M_n &= 12312 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi \times M_n &\geq M_u \\
 0,9 \times 12312 \text{ kg.m} &\geq 6479.03 \text{ kg.m} \\
 11080.8 \text{ kg.m} &\geq 6479.03 \text{ kg.m} \quad \text{(OK)}
 \end{aligned}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan.

Kontrol terhadap tekuk lateral

$$\begin{aligned}
 L_b &= 600 \text{ cm} \\
 L_p &= 225.07 \text{ cm} \\
 L_r &= 1068.93 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari nilai diatas didapatkan nilai $L_r > L_b > L_p$, maka dapat disimpulkan profil termasuk pada Bentang Menengah.

- Perhitungan momen nominal (M_n)

$$M_n = C_b \left[M_p + (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right] \leq M_p$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times (1/4 \times L)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times (4319.35 \text{ kg}) \times (6 \text{ m}) - \frac{1}{2} \times (1439.78 \text{ kg/m}) \times \\
 &\quad (1/4 \times 6 \text{ m})^2 \\
 &= 4859.271 \text{ kg.m} \\
 M_b &= M_u = 6479.03 \text{ kg.m} \\
 M_c &= M_a = 4859.27 \text{ kg.m} \\
 M_{\max} &= 6479.03 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 \cdot M_{max}}{(2,5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_a) + (4 \cdot M_b) + (3 \cdot M_c)} \\
 &= \frac{12,5 \cdot 6479,03 \text{ kg.m}}{(2,5 \cdot 6479,03 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4859,27 \text{ kg.m}) + (4 \cdot 6479,03 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4859,27 \text{ kg.m})} \\
 &< 2,30 \\
 &= 1,14 \leq 2,30 \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

$$0,7 F_y S_x = 0,7 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 472 \text{ cm}^3 = 7929,6 \text{ kgm}$$

$$\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} = \frac{1068,93 \text{ cm} - 600 \text{ cm}}{1068,93 \text{ cm} - 225,07 \text{ cm}} = 0,58$$

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

$$\begin{aligned}
 M_n &= 1,14 \{ (12312 \text{ kg.m}) + (12312 \text{ kg.m} - 7929,6 \text{ kg.m}) \cdot (0,58) \} \\
 &= 16860,21 \text{ kg.m} > M_p
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 12312,00 \text{ kg.m}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 12312 \text{ kg.m} \geq 6479,03 \text{ kg.m}$$

$$11080,8 \text{ kg.m} \geq 6479,03 \text{ kg.m} \quad (\mathbf{OK})$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

d. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{150 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 18,75$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$18,75 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis (Cv =1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 f_y ((h-2t_f) \times t_w) C_v \\ &= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((150 \text{ mm} - 2 \cdot 12 \text{ mm}) \cdot 8 \text{ mm}) \times 1 \\ &= 145152 \text{ N} \\ &= 14515,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 14515,2 \text{ kg} &\geq 4319,352 \text{ kg} \\ 13063,68 \text{ kg} &\geq 4319,352 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm} \\ f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL) \times L^4}{E \times I_x} \end{aligned}$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{\left(6.78 \frac{kg}{cm} + 3.91 \frac{kg}{cm}\right) \times (600)^4}{200000 \text{ Mpa} \times 4720 \text{ cm}^4}$$

$$= 1,91 \text{ cm}$$

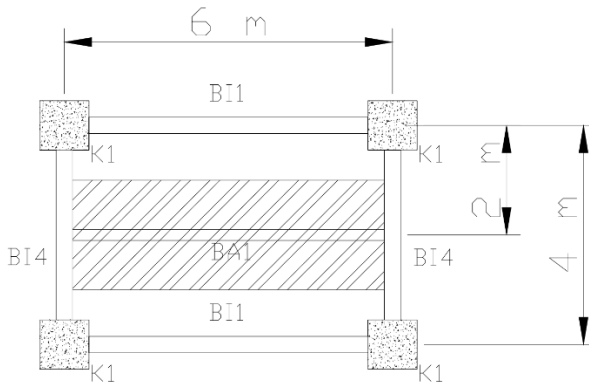
$$f^0 < f_{ijin}$$

$$1,91 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual).
Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan

4.1.3 Perencanaan Balok Anak Atap

Balok anak berfungsi untuk meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat atap ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perencanaan balok anak tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.



Gambar 4.4 Distribusi beban balok anak atap

Balok anak pada lantai 2-25 direncanakan dengan menggunakan profil WF 200.200.8.12 berikut adalah spesifikasi dari profil tersebut :

Tabel 4.8 Data Profil Balok Anak

DATA PROFIL								
A =	63.53	cm ²	tf =	12	mm	Sx =	472	cm ³
W =	49.9	kg/m	tw =	8	mm	Sy =	160	cm ³
a =	200	mm	Ix =	4720	cm ⁴	Lp =	255.05	cm
bf =	200	mm	Iy =	1600	cm ⁴	Lr =	1068.93	cm
iy =	5.02	cm	Zx =	513	cm ³	r =	13	mm
ix =	8.3	cm	Zy =	243	cm ³	h =	150	mm

a. Pembebanan pada Balok Anak Atap**Tabel 4.9** Perhitungan beban mati balok anak atap

BEBAN MATI											
Berat Profi	=				=	50	kg/m				
Bondex	=	2.00	m	x	10	kg/m ²	= 20	kg/m			
Berat Plafon	=	2.00	m	x	15	kg/m ²	= 30	kg/m			
Berat Peng.	=	2.00	m	x	7	kg/m ²	= 14	kg/m			
Spesi 2 cm	=	2.00	m	x	0.01	m	x	2100	kg/m ³	= 42	kg/m
Plat Beton	=	2.00	m	x	0.09	m	x	2400	kg/m ³	= 432	kg/m
TOTAL	=						=	588	kg/m		

Tabel 4.10 Perhitungan beban hidup balok anak atap

BEBAN HIDUP									
Beban hidup apartemen	=	2.00	m	x	195.72	kg/m ²	=	391.44	kg/m
Beban hujan	=	2.00	m	x	20	kg/m ²	=	40	kg/m
TOTAL	=						=	431.44	kg/m

Dari perhitungan diatas, didapatkan beban berguna (q_{Total}) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_{Total} &= 1,2 q_D + 1,6 Q_L \\
 &= 1,2 \times 588 \text{ kg/m} + 1,6 \times 431,44 \text{ kg/m} \\
 &= 1395.8 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai 2-25

$$\begin{aligned} q_u &= 1395.8 \text{ kg/m} \\ \text{Mu} &= 1/8 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/8 \times 1395.8 \text{ kg/m} \times (6 \text{ m})^2 \\ &= 6281.03 \text{ kg.m} \\ \text{Vu} &= 1/2 \times q_u \times L \\ &= 1/2 \times 1395.8 \text{ kg/m} \times 6 \text{ m} \\ &= 4187.35 \text{ kg} \end{aligned}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

Kontrol terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot t_f} = \frac{200}{2 \cdot 12} = 8,33$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$5,29 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{150}{8} = 18,75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$18,75 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

- Perhitungan Momen nominal (M_n)

Didapatkan profil sayap dan badan memiliki penampang kompak sehingga momen nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p \\
 M_p &= Z_x \cdot f_y \\
 &= 513 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 12312 \text{ kg.m} \\
 \text{Didapatkan nilai } M_n &= 12312 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi \times M_n &\geq M_u \\
 0,9 \times 12312 \text{ kg.m} &\geq 6281.03 \text{ kg.m} \\
 11080.8 \text{ kg.m} &\geq 6281.03 \text{ kg.m} \quad (\mathbf{OK})
 \end{aligned}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan.

Kontrol terhadap tekuk lateral

$$\begin{aligned}
 L_b &= 600 \text{ cm} \\
 L_p &= 225.07 \text{ cm} \\
 L_r &= 1068.93 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dari nilai diatas didapatkan nilai $L_r > L_b > L_p$, maka dapat disimpulkan profil termasuk pada Bentang Menengah.

- Perhitungan momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \left[M_p + (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right] \leq M_p \\
 M_a &= \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times (1/4 \times L)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times (4187.35 \text{ kg}) \times (6 \text{ m}) - \frac{1}{2} \times (1395.8 \text{ kg/m}) \times (1/4 \\
 &\quad \times 6 \text{ m})^2 \\
 &= 4710.771 \text{ kg.m} \\
 M_b &= M_u = 6281.028 \text{ kg.m} \\
 M_c &= M_a = 4710.771 \text{ kg.m} \\
 M_{\max} &= 6281.028 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 \cdot M_{max}}{(2,5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_a) + (4 \cdot M_b) + (3 \cdot M_c)} \\
 &= \frac{12,5 \cdot 6281 \text{ kg.m}}{(2,5 \cdot 6281 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4710 \text{ kg.m}) + (4 \cdot 6281 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4710 \text{ kg.m})} \\
 &< 2,30 \\
 &= 1,136 \leq 2,30 \\
 &= 1,136
 \end{aligned}$$

$$0,7 F_y S_x = 0,7 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 472 \text{ cm}^3 = 7929.6 \text{ kgm}$$

$$\frac{L_R - L_b}{L_R - L_p} = \frac{1068.93 \text{ cm} - 600 \text{ cm}}{1068.93 \text{ cm} - 225.07 \text{ cm}} = 0.576$$

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

$$\begin{aligned}
 M_n &= 1,136 \{ (12312 \text{ kg.m}) + (12312 \text{ kg.m} - 7929.6 \text{ kg.m}) \cdot (0.576) \} \\
 &= 73224 \text{ kg.m} > M_p
 \end{aligned}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 16860.2 \text{ kg.m}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 16860.2 \text{ kg.m} \geq 6281.03 \text{ kg.m}$$

$$11080.8 \text{ kg.m} \geq 6281.03 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

d. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{150 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 18.75$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$18.75 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis (Cv =1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 f_y ((h-2t_f) x t_w) C_v \\ &= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((150 \text{ mm} - 2.12 \text{ mm}) \cdot 8 \text{ mm}) \times 1 \\ &= 14515.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 14515.2 \text{ kg} &\geq 4187.35 \text{ kg} \\ 13063.68 \text{ kg} &\geq 4187.35 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol Lendutan

$$\begin{aligned} L &= 600 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm} \\ f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(qD+qL) \times L^4}{E \times I_x} \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(5.88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} + 3.91 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}) \times (600)^4}{200000 \text{ Mpa} \times 4720 \text{ cm}^4} \end{aligned}$$

$$= 1,75 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin}$$

$$1,75 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual).

Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan

4.1.4 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan struktur bangunan yang berfungsi sebagai penunjang dan penghubung antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat di atasnya. Gedung Balai Latihan Kerja Pasar Rebo menggunakan struktur tangga yang direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari baja. Perencanaan struktur tangga ini meliputi perencanaan pelat anak tangga, pelat bordes, balok utama tangga, dan balok penumpu tangga.

4.1.4.1 Perencanaan tangga

Berikut adalah data yang digunakan untuk perencanaan tangga :

- Mutu Baja (BJ-41)

Fy : 250 MPa

Fu : 410 MPa

- Tinggi antar lantai : 320 cm
- Tinggi ½ lantai : 160 cm
- Panjang tangga tanpa bordes : 310 cm
- Lebar tangga : 160 cm
- Panjang bordes : 200 cm
- Lebar bordes : 327,5 cm
- Lebar injakan : 31 cm
- Tebal pelat anak tangga : 4 mm
- Tebal pelat bordes : 6 mm

a. Perencanaan jumlah injakan

Perencanaan jumlah injakan tangga harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

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

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

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

Direncanakan tangga memiliki :

Tinggi injakan (t) : 15,3 cm

Lebar injakan (i) : 31 cm

Jumlah tanjakan : 21 buah

Jumlah injakan (n) : 20 buah

Lebar bordes : 327,5 cm

Lebar tangga : 160 cm

Tinggi antar lantai : 320 cm

b. Cek persyaratan tangga

Dari perencanaan tersebut dilakukan kontrol terhadap persyaratan penentuan jumlah injakan tangga sebagai berikut :

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

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 15,3 + 31) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (61,5) \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

Setelah itu dilakukan kembali kontrol terhadap kemiringan tangga, sebagai berikut :

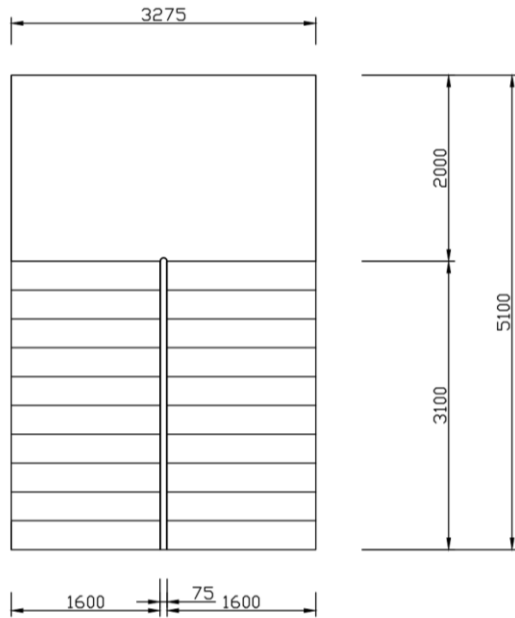
$$a = \text{arc tg} \left(\frac{\text{Tinggi } 1/2 \text{ lantai}}{\text{Panjang tangga tanpa bordes}} \right)$$

$$a = \text{arc tg} \left(\frac{1600 \text{ mm}}{3100 \text{ mm}} \right) = 27,3^\circ$$

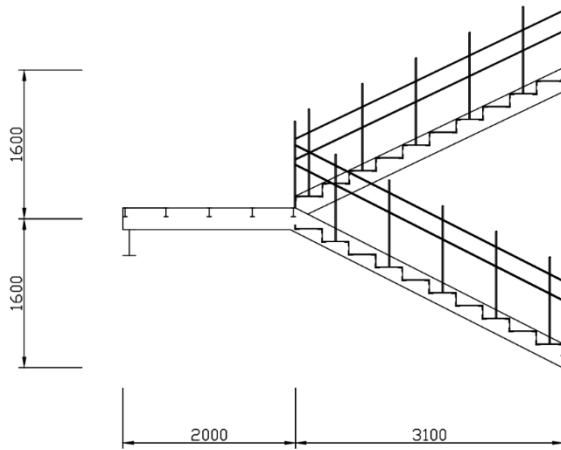
$$25^\circ < a < 40^\circ$$

$$25^\circ < 27,3^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$

Dari perencanaan dimensi, jumlah tanjakan, injakan, dan kemiringan sudah memenuhi persyaratan. Berikut adalah sketsa perencanaan tangga :



Gambar 4.5 Denah Perencanaan Tangga

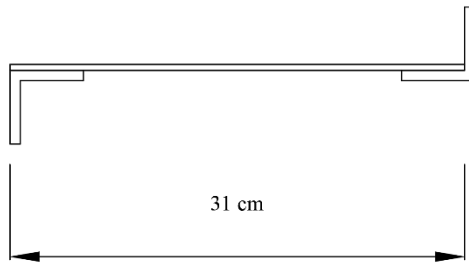


Gambar 4.6 Tampak Potongan Tangga

4.1.4.2 Perencanaan pelat anak tangga

Data perencanaan pelat anak tangga adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- f_y : 240 Mpa
- f_u : 370 Mpa
- L : 31 cm
- Tebal pelat : 4 mm



Gambar 4.7 Detail Pelat Anak Tangga

a. Pembebanan pelat anak tangga

Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013. Beban yang ada pada pelat anak tangga dihitung sebagai berikut :

Beban Mati

$$\text{- Berat pelat } (0,004 \times 1,6 \times 7850) = 50,24 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Sambungan (10\% Berat Pelat)} = 5,02 \text{ kg/m}$$

$$\text{Maka didapatkan beban mati } q_d = 55,26 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\text{- Beban hidup tangga} = 4,79 \text{ kN/m}^2 = 488,78 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Beban hidup per meter} = 488,78 \times 1,6 = 782,05 \text{ kg/m}$$

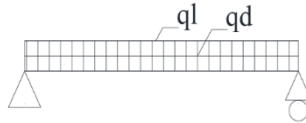
$$\text{Maka didapatkan beban hidup } q_l = 782,05 \text{ kg/m}$$

Beban Terpusat

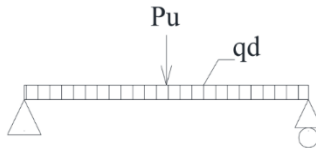
- Beban terpusat tangga = 1,33 kN = 135,71 kg

Maka didapatkan beban hidup Pl = 135,71 kg

Dari perhitungan beban mati dan beban hidup diatas, maka akan dipilih momen terbesar antara yang diakibatkan oleh beban hidup merata atau beban hidup terpusat.



Gambar 4.8 Pembebanan Pelat Anak Tangga ql dan qd



Gambar 4.9 Pembebanan Pelat Anak Tangga Pu dan qd

b. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya dalam momen akibat beban hidup dipilih dengan kombinasi terbesar antara akibat beban merata dan beban terpusat.

$$MD = 1/8 \cdot qD \cdot L^2 = 1/8 \cdot 55,264 \cdot 0,31^2 = 0,663859 \text{ kg.m}$$

$$ML1 = 1/8 \cdot qL \cdot L^2 = 1/8 \cdot 782,048 \cdot 0,31^2 = 9,3943516 \text{ kg.m}$$

$$ML2 = 1/4 \cdot PL \cdot L^2 = 1/4 \cdot 135,71 \cdot 0,31^2 = 10,517 \text{ kg.m}$$

Maka yang menentukan, $ML2 = 10,517 \text{ kg.m}$

Perhitungan kombinasi pembebanan MU

$$MU = 1,2 MD + 1,6 ML$$

$$= 1,2 \times 0,663859 + 1,6 \times 10,517$$

$$= 17,625 \text{ kg.m}$$

c. Kontrol momen lentur

Kontrol momen lentur

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

$$M_n = Z_x \cdot F_y$$

$$= 6,4 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 15360 \text{ kg.cm} \approx 153.6 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 153.6 \geq 17,62 \text{ kg.m}$$

$$138.24 \text{ kg.m} \geq 16,835 \text{ kg.m (Ok)}$$

d. Kontrol lendutan

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

$$\begin{aligned} - F_{\text{maks}} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 E I} + \frac{P \cdot L^3}{48 E I} \\ &= \frac{5 \cdot 8.37 \cdot 31^4}{384 E I} + \frac{135,71 \cdot 31^3}{48 E I} \end{aligned}$$

$$= 0,11 \text{ cm}$$

$$- \text{Fijin} = L/240 = 31/240 = 0,129 \text{ cm}$$

$$F_{\text{maks}} < \text{Fijin}$$

$$0,11 \text{ cm} < 0,129 \text{ cm (Ok)}$$

“Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 4 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga”

4.1.4.3 Perencanaan pengaku pelat anak tangga

Direncanakan dengan menggunakan profil siku 50 X 50 X 7 dengan data sebagai berikut:

$$B = 50 \text{ mm}$$

$$Z_x = 8,52 \text{ cm}^3 \quad \text{BJ -41:}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$i_x = 1,49 \text{ cm}$$

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

$$W = 5,15 \text{ kg/m}$$

$$i_y = 1,49 \text{ cm}$$

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

$$I_x = 14,6 \text{ cm}^4$$

$$d = 70 \text{ mm}$$

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

$$I_y = 14,6 \text{ cm}^4$$

$$A = 6,56 \text{ cm}^2$$

Diasumsikan pembebanan maksimum pada saat simpangan 2 orang secara bersamaan melewati anak tangga.

Beban Mati ($\frac{1}{2}$ Lebar injakan):

$$\text{Berat pelat, } (0,31/2 \times 0,004 \times 7850) = 4,867 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 50 \times 50 \times 6 = 5,15 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung, (10\%)} = 1,00 \text{ kg/m}$$

$$qD \text{ total} = 11,02 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup ($\frac{1}{2}$ Lebar injakan):

$$\text{Tangga dan jalan keluar } 40 \text{ spf (qL)} = 488,78 \text{ kg/m}^2$$

$$qL \times 0,31/2 \text{ m} = 75.7609 \text{ kg/m}$$

$$qL = 75.7609 \text{ kg/m}$$

$$PL = 300 \text{ lb} = 135,71 \text{ kg}$$

Perhitungan MD dan ML

$$MD = 1/8 \cdot qD \cdot L^2 = 1/8 \cdot 11,02 \cdot 2,56^2 = 3,53 \text{ kg.m}$$

$$ML1 = 1/8 \cdot qL \cdot L^2 = 1/8 \cdot 75.7609 \cdot 2,56^2 = 24,24 \text{ kg.m}$$

$$ML2 = 1/4 \cdot PL \cdot L^2 = 1/4 \cdot 135,71 \cdot 2,56^2 = 54.284 \text{ kg.m}$$

Maka yang menentukan, $ML2 = 54.284 \text{ kg.m}$

Perhitungan kombinasi pembebanan M_u

$$M_u = 1,2 MD + 1,6 ML$$

$$= 1,2 \times 3,53 + 1,6 \times 54.284$$

$$= 91.0 \text{ kg.m}$$

Perhitungan VD dan VL

$$VD = 1/2 \cdot qD \cdot L = 1/2 \cdot 11,02 \cdot 1,6 = 8.81 \text{ kg}$$

$$VL = 1/2 \cdot qL \cdot L = 1/2 \cdot 75,76 \cdot 1,6 = 60.60 \text{ kg}$$

$$VL = 1/2 \cdot PL = 1/2 \cdot 135,71 = 67,85 \text{ kg (Menentukan)}$$

Perhitungan kombinasi pembebanan V_u

$$V_u = 1,2 VD + 1,6 VL$$

$$= 1,2 \times 8,81 + 1,6 \times 67.85$$

$$= 119,14 \text{ kg}$$

Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{bf}{tf} = \frac{50}{7} = 7,14$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 15,59$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$7,14 < 15,59 \text{ (KOMPAK)}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 8,52 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 = 20449.128 \text{ kg.cm} \approx 204,5 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 204,5 \geq 91,09 \text{ kg.m}$$

$$184,04 \text{ kg.m} \geq 91,09 \text{ kg.m (OK)}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{150 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 18.75$$

$$1,1 \sqrt{kv E/fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E/fy}$$

$$18.75 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis

($C_v = 1$)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h-2t_f) \times t_w) C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((150 \text{ mm} - 2.12 \text{ mm}) \cdot 8 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 145152 \text{ N}$$

$$= 14515.2 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

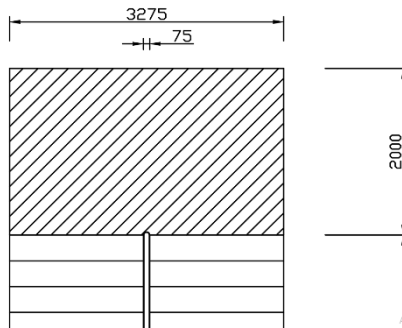
$$\phi b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 14515,2 \text{ kg} \geq 4319,352 \text{ kg}$$

$$13063,68 \text{ kg} \geq 4319,352 \text{ kg (OK)}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

4.1.4.4 Perencanaan Pelat bordes



Data perencanaan pelat anak tangga adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- f_y : 240 Mpa
- f_u : 370 Mpa
- Panjang pelat : 50 cm
- Lebar : 160 cm
- Tebal pelat : 6 mm

Pembebanan

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,006 \text{ m} \times 7850 \text{ kg/m}^3 \times 1,6 \text{ m} = 75,36 \text{ kg/m}$$

Sambungan 10 % = 7.54 kg/m

qd = 82.9 kg/m

beban hidup

beban hidup tangga = 488.78 kg/m²

beban hidup per meter = 488.78 x 1,6 m = 782.048 kg/m

ql = 782.048 kg/m

beban terpusat

P1 = 135,71 kg

Perhitungan gaya dalam

Mqd = 1/8 x qd x L² = 1/8 x 82.9 kg/m x 0,25 m² = 2.59 kgm

Mql = 1/8 x ql x L² = 1/8 x 782.05 kg/m x 0,25 m² = 24.44 kgm

Mpl = 1/4 x P1 x L = 1/4 x 135,71 kg/m x 0,5 m = 16.96 kgm

Mu = 1,2 Mqd + 1,6 Mql = 1,2 x 2.59 kgm + 1,6 x 24.44 kgm
= 42,21 kgm

Kontrol Momen lentur

Zx = 14.4 cm³

Mn = Mp = Zx.fy = 14.4 cm³ x 2400 kg/cm² = 34560 kg.cm
= 345.6 kgm

Kontrol kekuatan penampang

$$\emptyset \times Mn \geq Mu$$

$$0,9 \times 345.6 \text{ kg.m} \geq 42.21 \text{ kg.m}$$

$$311.04 \text{ kg.m} \geq 42.1 \text{ kg.m (OK)}$$

Kontrol lendutan

L = 50 cm

$$\begin{aligned} - F_{\text{maks}} &= \frac{5 \cdot qd \cdot L^4}{384 EI} + \frac{P \cdot L^3}{48 EI} \\ &= \frac{5 \cdot 8.65 \cdot 50^4}{384 EI} + \frac{135,71 \cdot 50^3}{48 EI} \end{aligned}$$

= 0,18 cm

$$- F_{ijin} = L/240 = 50/240 = 0,208 \text{ cm}$$

$$F_{maks} < F_{ijin}$$

$$0,18 \text{ cm} < 0,208 \text{ cm (Ok)}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka pelat baja dengan tebal 6 mm dapat digunakan sebagai pelat bordes tangga

4.1.4.5 Perencanaan balok bordes

Data perencanaan balok bordes tangga adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- f_y : 240 Mpa
- f_u : 370 Mpa
- Lebar pelat yang ditumpu : 50 cm
- Panjang balok : 327.5 cm
- Tebal pelat : 6 mm

Tabel 4.11 Data profil balok bordes

DATA PROFIL								
A =	11.85	cm ²	tf =	7	mm	Sx =	37.5	cm ³
W =	9.3	kg/m	tw =	5	mm	Sy =	5.91	cm ³
a =	100	mm	Ix =	187	cm ⁴	Lp =	55.75	cm
bf =	50	mm	Iy =	14.8	cm ⁴	Lr =	286.93	cm
iy =	1.12	cm	Zx =	42	cm ³	r =	8	mm
ix =	3.98	cm	Zy =	9	cm ³	h =	76	mm

Pembebanan

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,006 \text{ m} \times 7850 \text{ kg/m}^3 \times 0.5 \text{ m} = 23.55 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 9.30 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan } 10 \% = 3.29 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 36.14 \text{ kg/m}$$

beban hidup

$$\text{beban hidup tangga} = 488.78 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{beban hidup per meter} = 488.78 \times 0,5 \text{ m} = 244.39 \text{ kg/m}$$

$$q_l = 244.39 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$$

$$= 1,2 \times 36.14 \text{ kg/m} + 1,6 \times 244.39 \text{ kg/m}$$

$$= 434.386 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya dalam

$$M_{qd} = 1/8 \times q_d \times L^2$$

$$= 1/8 \times 36.14 \text{ kg/m} \times (3,275 \text{ m})^2 = 48.446 \text{ kgm}$$

$$M_{ql} = 1/8 \times q_l \times L^2$$

$$= 1/8 \times 244.39 \text{ kg/m} \times (3,275 \text{ m})^2 = 327.65 \text{ kgm}$$

$$M_u = 1,2 M_{qd} + 1,6 M_{ql}$$

$$= 1,2 \times 48.446 \text{ kgm} + 1,6 \times 327.65 \text{ kgm}$$

$$= 582,38 \text{ kgm}$$

$$V_D = 1/2 \cdot q_D \cdot L = 1/2 \cdot 36.14 \cdot 3,275 = 59.171 \text{ kg}$$

$$V_L = 1/2 \cdot q_L \cdot L = 1/2 \cdot 244.39 \cdot 3,275 = 400.19 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L$$

$$= 1,2 \times 59.171 + 1,6 \times 400.19$$

$$= 711.307 \text{ kg}$$

Kontrol tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{50}{2 \cdot 7} = 3,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$3,57 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{76}{5} = 15.20$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$15,20 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

- Perhitungan Momen nominal (M_n)
Didapatkan profil sayap dan badan memiliki penampang kompak sehingga momen nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 42 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa} \\ &= 1008 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\text{Didapatkan nilai } M_n = 1008 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 1008 \text{ kg.m} \geq 582.38 \text{ kg.m}$$

$$907.2 \text{ kg.m} \geq 582.38 \text{ kg.m (OK)}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan

Kontrol tekuk lateral .

$$L_b = 327.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 55.75 \text{ cm}$$

$$L_r = 286.93 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi}{L_b} \sqrt{E I_y G J + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

$$M_a = 436.79 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = 582.38 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = 436.79 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = 582.38 \text{ Kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{ABC_{\max}} \leq 2,30}$$

$$= \frac{12,5 \cdot 582.38}{2,5 \cdot 582.38 + 3.436.79 + 4.582.38 + 3.436.79} < 2,30$$

$$= 1.136 \leq 2,30, \text{ maka digunakan } C_b = 1.136$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_0^2}{4} = \frac{14.8 \text{ cm}^4 \cdot (86.49 \text{ mm})^2}{4} = 320.013 \text{ cm}^6$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3, \text{ b} = d - 2t_f = 100 - 2 \cdot 7 = 86$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \sum \left(\frac{1}{3} 86 \cdot 5^3 + \frac{1}{3} 50 \cdot 7^3 \right) = 15016.67 \text{ mm}^4$$

$$= 1,5017 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

$$\frac{1.136 \cdot 3.14}{327.5} \sqrt{2000000 \text{ Mpa} \cdot 14.8 \text{ cm}^4 \cdot 772000 \cdot 1,5017 \text{ cm}^4 + \left(\frac{3.14 \cdot 200000}{327.5} \right)^2 14.8 \text{ cm}^4 \cdot 320,013 \text{ cm}^6}$$

$$= 66577.32 \text{ kg.cm} = 665.77 \text{ kgm}$$

$$M_{cr} < M_p$$

$$665.77 \text{ kgm} < 1008 \text{ kgm}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 655.77 \text{ kgm}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 655.77 \text{ kg.m} \geq 582.38 \text{ kg.m}$$

$$599.19 \text{ kg.m} \geq 582.38 \text{ kg.m (OK)}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{76 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 15.20$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$15.20 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis
($C_v = 1$)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y (h \times tw) C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times (100 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 7200 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 7200 \text{ kg} \geq 6480 \text{ kg}$$

$$711.31 \text{ kg} \geq 6480 \text{ kg (OK)}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

Kontrol lendutan

$$L = 327.5 \text{ cm}$$

$$- F_{maks} = \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 E I}$$

$$= \frac{5 \cdot 2.81 \cdot 327.5^4}{384 E I}$$

$$= 1,12 \text{ cm}$$

$$- F_{ijin} = L/240 = 327.5/240 = 1.365 \text{ cm}$$

$$F_{maks} < F_{ijin}$$

$$1,12 \text{ cm} < 1.365 \text{ cm (Ok)}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil baja dapat digunakan sebagai balok pelat bordes tangga

4.1.4.6 Perencanaan balok utama

Balok utama tangga direncanakan sebagai berikut :

Data profil yang digunakan untuk balok utama tangga

Tabel 4.12 Data Profil Balok Utama Tangga

DATA PROFIL WF 250 125 5 8					
A =	32.68	cm ²	tf =	8	mm
W =	25.7	kg/m	tw =	5	mm
a =	248	mm	Ix =	3540	cm ⁴
bf =	124	mm	Iy =	255	cm ⁴
iy =	2.79	cm	Zx =	305	cm ³
ix =	10.4	cm	Zy =	63	cm ³
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa
			Sx =	285	cm ³
			Sy =	41.1	cm ³
			Lp =	141.75	cm
			Lr =	420.20	cm
			r =	12	mm
			h =	208	mm
			h0 =	240	mm

a. Pembebanan pada balok utama tangga dari anak tangga

Beban mati :

Berat profil = 28,92 kg/m

Sambungan 10% = 2,89 kg/m

Total = 31,81 kg/m

$q_d = 31,81 \text{ kg/m}$

Beban hidup :

beban hidup tangga = 488.78 kg/m²

beban hidup per meter = beban hidup x lebar pelat / $\cos \alpha$
 = 488.78 kg/m² x 0,8 m / $\cos (27,3)$
 = 440.04 kg/m

Maka didapatkan q_u pada balok utama tangga adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \times 31.81 \text{ kg/m} + 1,6 \times 440.0348 \text{ kg/m} \\
 &= 742.23 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan pada balok utama tangga dari pelat bordes

Beban mati :

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat} &= 6 \text{ mm} \times 7850 \text{ kg/m}^3 \times 81,875 \text{ cm} \\
 &= 38,56 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Hand rail} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil} = 25,70 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sambungan 10\%} = 8,43 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} = 92,69 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 92,69 \text{ kg/m}$$

Beban hidup :

$$\text{beban hidup tangga} = 488.78 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{beban hidup per meter} &= 488.78 \text{ kg/m}^2 \times 3,275 \text{ m} / 4 \\
 &= 400.19 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$q_l = 400.19 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat :

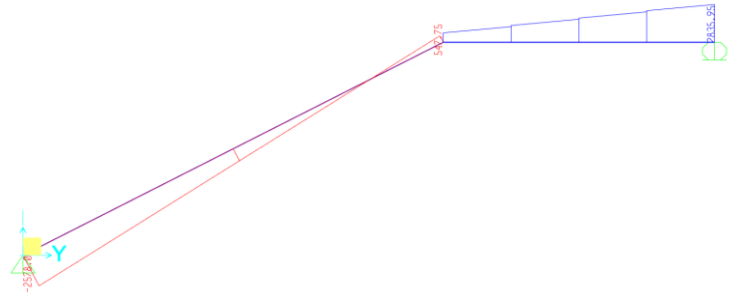
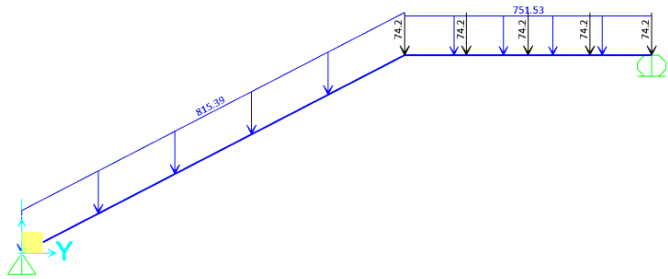
$$\begin{aligned}
 \text{beban terpusat} &= q_d \times L/2 \\
 &= 92,69 \text{ kg/m} \times 1,6 \text{ m} / 2 \\
 &= 74.15 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Maka didapatkan q_u adalah sebagai berikut :

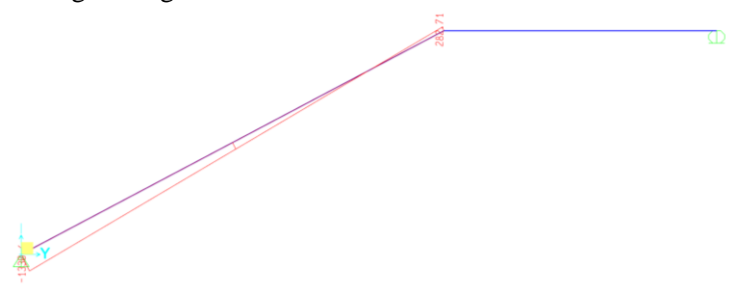
$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \times 92,69 \text{ kg/m} + 1,6 \times 400.19 \text{ kg/m} \\
 &= 751.53 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam didapatkan dari pemodelan balok utama tangga pada SAP2000 sebagai berikut :



Bidang lintang



bidang normal



lendutan

Diperoleh hasil sebagai berikut :

$$M_u = 3541,4 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 3125,8 \text{ kg}$$

$$F_{\text{maks}} = 0,578 \text{ cm}$$

d. Kontrol Momen Lentur

Kontrol tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{124}{2 \cdot 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$7,75 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41,60$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$41,60 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

- Perhitungan Momen nominal (M_n)

Didapatkan profil sayap dan badan memiliki penampang kompak sehingga momen nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot fy$$

$$= 305 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa}$$

$$= 7320 \text{ kg.m}$$

Didapatkan nilai $M_n = 7320 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 7320 \text{ kg.m} \geq 3541,4 \text{ kg.m}$$

$$6588 \text{ kg.m} \geq 3541,4 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan

Kontrol tekuk lateral .

$$L_b = 0.5 \text{ cm}$$

$$L_p = 141.75 \text{ cm}$$

$$L_r = 420.20 \text{ cm}$$

$$M_n = M_p$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 305 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa}$$

$$= 7320 \text{ kg.m}$$

Didapatkan nilai $M_n = 7320 \text{ kg.m}$

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 7320 \text{ kg.m} \geq 3541,4 \text{ kg.m}$$

$$6588 \text{ kg.m} \geq 3541,4 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

e. Kontrol Terhadap Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 41.60$$

$$1,1 \sqrt{k_v E / f_y} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \sqrt{k_v E / f_y}$$

$$41.60 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis
($C_v = 1$)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h \times t_w) C_v)$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times (248 \text{ mm} \times 5 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 17856 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 17856 \text{ kg} \geq 3125,8 \text{ kg}$$

$$16070,4 \text{ kg} \geq 3125,8 \text{ kg (OK)}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

f. Kontrol Lendutan

$$L = 200 \text{ cm}$$

$$- F_{maks} = 0,578 \text{ cm}$$

$$- F_{ijin} = 200/240 = 0.833 \text{ cm}$$

$$F_{maks} < F_{ijin}$$

$$0,578 \text{ cm} < 0.833 \text{ cm (Ok)}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil baja dapat digunakan sebagai balok utama tangga

4.1.4.7 Perencanaan balok penumpu

Balok penumpu tangga direncanakan sebagai berikut :

Data profil yang digunakan untuk balok penumpu tangga

Tabel 4.13 Data Profil Balok Penumpu Tangga

DATA PROFIL WF 300 150 5.5 8								
A =	40.8	cm ²	tf =	8	mm	Sx =	424	cm ³
W =	32	kg/m	tw =	5.5	mm	Sy =	59.3	cm ³
a =	298	mm	Ix =	6320	cm ⁴	Lp =	167.15	cm
bf =	149	mm	Iy =	442	cm ⁴	Lr =	474.95	cm
iy =	3.29	cm	Zx =	455	cm ³	r =	13	mm
ix =	12.4	cm	Zy =	91	cm ³	h =	256	mm
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa	h0 =	290	mm

a. Pembebanan pada balok penumpu tangga

Beban mati :

Berat profil = 32 kg/m

Sambungan 10% = 3,2 kg/m

Total = 35,2 kg/m

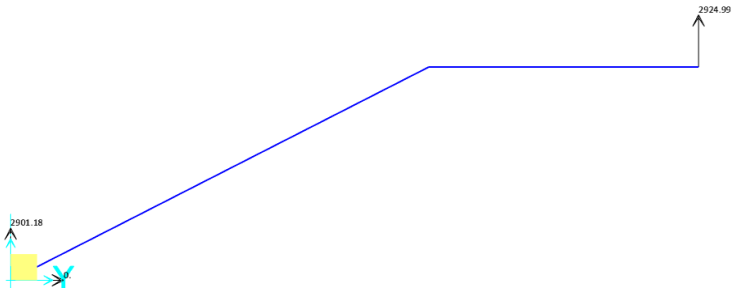
$q_d = 35,2 \text{ kg/m}$

Maka didapatkan q_u pada balok utama tangga adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,4 q_d \\ &= 1,4 \times 35,2 \text{ kg/m} \\ &= 49.28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat :

Beban terpusat dari balok utama tangga merupakan reaksi perletakkan dari balok utama yang menumpu pada balok penumpu.



Reaksi Perletakkan dari Balok Utama Tangga

$$P = 2924.99 \text{ kg}$$

Maka pembebanan pada balok penumpu seperti pada gambar berikut:



b. Gaya dalam yang terjadi

Gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu tangga :

- Gaya Geser Reaksi perletakkan

$$R_A = R_B$$

$$= (q \times L + 2 \times P)/2$$

$$= ((49.28 \text{ kg/m} \times 3,275 \text{ m}) + (2 \times 2924.99 \text{ kg}))/2$$

$$= 3005,69 \text{ kg}$$

$$V_u = R_A = 3005,69 \text{ kg}$$

- Momen

$$M_u = V_u \times L/2 - P \times 0,075 \text{ m} - q_u \times L/8$$

$$= 3005,69 \text{ kg} \times 3,275 \text{ m}/2 - 3005,69 \text{ kg} \times 0,075 \text{ m}$$

$$- 49.28 \text{ kg/m} \times 3,275 \text{ m}/8$$

$$= 4791.9497 \text{ kg.m}$$

Diperolah hasil sebagai berikut :

$$Mu = 4791.9497 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 3005,69 \text{ kg}$$

c. Kontrol Momen Lentur

Kontrol tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{149}{2 \cdot 8} = 9,31$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$9,31 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{256}{5,5} = 46,55$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$46,55 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

- Perhitungan Momen nominal (Mn)

Didapatkan profil sayap dan badan memiliki penampang kompak sehingga momen nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$Mn = Mp$$

$$\begin{aligned} Mp &= Zx \cdot fy \\ &= 455 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa} \\ &= 10920 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $Mn = 10920 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}\emptyset \times M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 10920 \text{ kg.m} &\geq 4791.95 \text{ kg.m} \\ 9828 \text{ kg.m} &\geq 4791.95 \text{ kg.m (OK)}\end{aligned}$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan

Kontrol tekuk lateral .

$$\begin{aligned}M_n &= M_p \\ M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 455 \text{ cm}^3 \times 240 \text{ Mpa} \\ &= 10920 \text{ kg.m} \\ \text{Didapatkan nilai } M_n &= 10920 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset \times M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 10920 \text{ kg.m} &\geq 4791.95 \text{ kg.m} \\ 9828 \text{ kg.m} &\geq 4791.95 \text{ kg.m (OK)}\end{aligned}$$

d. Kontrol Terhadap Geser

$$\begin{aligned}\frac{h}{t_w} &= \frac{256 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 46.55 \\ 1,1 \sqrt{k_v E / f_y} &= 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{h}{t_w} &\leq \sqrt{k_v E / f_y} \\ 46.55 &\leq 71,00\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis (Cv =1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\
 &= 0,6 f_y ((h \times t_w) C_v) \\
 &= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times (298 \text{ mm} \times 5,5 \text{ mm}) \times 1 \\
 &= 23601,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \times V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 23601,6 \text{ kg} &\geq 3005,69 \text{ kg} \\
 16070,4 \text{ kg} &\geq 3005,69 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

e. Kontrol Lendutan

$$L = 160 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 - F_{maks} &= \frac{5 \cdot q_d \cdot L^4}{384 E I} \\
 &= \frac{5 \cdot 35,20 \cdot 160^4}{384 E I} \\
 &= 0,09 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$- F_{ijin} = 160/240 = 0,67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 F_{maks} &< F_{ijin} \\
 0,09 \text{ cm} &< 0,67 \text{ cm (Ok)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil baja dapat digunakan sebagai balok penumpu tangga

4.1.5 Perencanaan Balok Lift

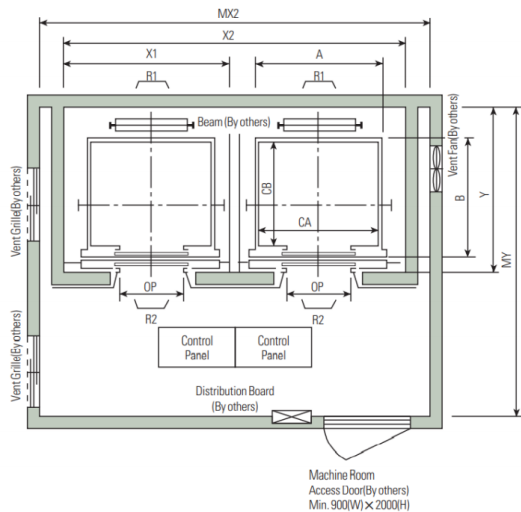
Pada perencanaan balok lift ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini

menggunakan lift penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya bisa lihat lampiran brodur lift) :

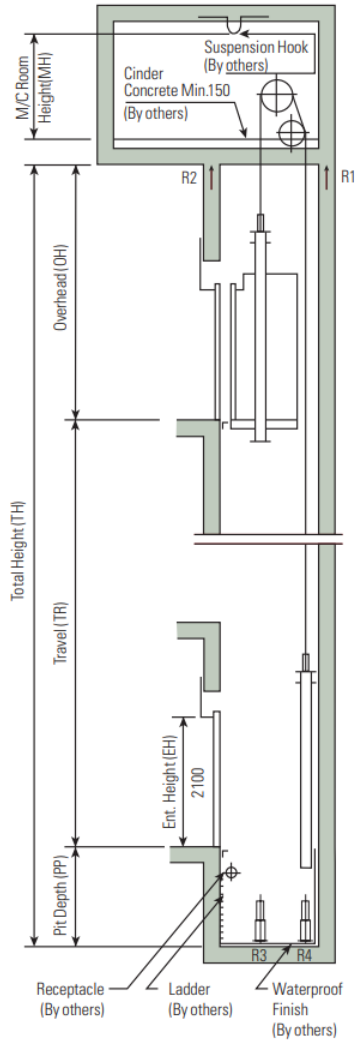
- Tipe lift : Passenger Elevators
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 20 Orang / 1350 kg
- Clear Opening (OP) : 1100 mm

- Hoistway Size :
 - 2 Cars (X2) = 5200 mm
 - Depth (Y) = 2050 mm
- Car Internal (CA x CB) : 2000 X 1500 mm²
- Eksternal (A x B) : 2100 X 1670 mm²

- M/C Room Size :
 - 2 Cars (MX2) = 5250 mm
 - Depth (MY) = 4000 mm
- M/C Room Reaction : R₁ = 7800 kg R₂ = 6000 kg



Denah lift



Potongan Lift

4.1.5.1 Perencanaan Balok penggantung lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 350 X 175 X 6 X 9 (BJ 37) dengan data-data sebagai berikut :

DATA PROFIL					
A =	52.68	cm ²	tf =	9	mm
W =	41.4	kg/m	tw =	6	mm
a =	400	mm	Ix =	11100	cm ⁴
bf =	175	mm	Iy =	792	cm ⁴
iy =	3.88	cm	Zx =	689	cm ³
ix =	14.5	cm	Zy =	139	cm ³
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa
			Sx =	641	cm ³
			Sy =	91	cm ³
			Lp =	197.13	cm
			Lr =	552.94	cm
			r =	14	mm
			h =	300	mm
			h0 =	341	mm

a. Pembebanan pada penggantung lift

Beban mati :

Berat profil = 32 kg/m

Sambungan 10% = 3,2 kg/m

Total = 35,2 kg/m

$q_d = 35,2 \text{ kg/m}$

Beban hidup :

beban hidup lift = 100 kg/m

$q_l = 100 \text{ kg/m}$

Maka didapatkan q_u adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \times 35,2 \text{ kg/m} + 1,6 \times 100 \text{ kg/m} \\
 &= 202,2 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

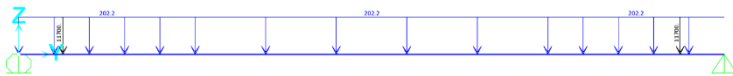
Beban terpusat :

Pada Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013 Pasal 4.6) Impact Load menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-driven. Semua presentase harus meningkat bila diisyaratkan oleh produsen

$$Pu\ 1 = R1 \times KLL = 7800\ \text{kg} \times 150\ \% = 11700\ \text{kg}$$

$$Pu\ 2 = R2 \times KLL = 6000\ \text{kg} \times 150\ \% = 9000\ \text{kg}$$

Pembebanan dimodelkan pada SAP2000 sebagai berikut :



b. Pehitungan Gaya Dalam

Didapatkan gaya dalam pada SAP2000 dengan pembebanan yang sudah dimodelkan sebagai berikut :



Didapatkan :

$$Mu = 6566.54\ \text{kg.m}$$

$$Vu = 14913.22\ \text{kg}$$

$$F\ \text{maks} = 0.0126\ \text{m} = 1,26\ \text{cm}$$

c. Kontrol terhadap lentur

Kontrol Tekuk Lokal Penampang

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{175}{2 \cdot 9} = 9,72$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$9,72 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$50 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} Mn &= Mp = Zx Fy \\ &= 689 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 16536 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$Mu \leq \phi Mn$$

$$6566.54 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 16536 \text{ kg.m}$$

$$6566.54 \text{ kg.m} \leq 14882.4 \text{ kg.m (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 6566.54 \text{ kg.m} / 14882.4 \text{ kg.m} = 0,44$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk local profil dapat digunakan

Kontrol tekuk lateral .

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 167.154 \text{ cm}$$

$$L_r = 474.9537 \text{ cm}$$

$L_b > L_r$ maka Bentang panjang

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

$$M_a = 6239.76 \text{ Kg.m}$$

$$M_b = 6566.54 \text{ Kg.m}$$

$$M_c = 6239.76 \text{ Kg.m}$$

$$M_{max} = 6566.54 \text{ Kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{(2,5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_a) + (4 \cdot M_b) + (3 \cdot M_c)}$$

$$= \frac{12,5 \times 6566.54}{2,5 \times 6566.54 + 3 \times 6239.76 + 4 \times 6566.54 + 3 \times 6239.76} < 2,30$$

$= 1.021 \leq 2,30$, maka digunakan $C_b = 1.021$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_0^2}{4} = \frac{792 \text{ cm}^4 \cdot (34.1 \text{ mm})^2}{4} = 230236.38 \text{ cm}^6$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 \text{ , } b = d - 2t_f = 350 - 2.9 = 332$$

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \sum \left(\frac{1}{3} 332 \times 6^3 + \frac{1}{3} 175 \times 9^3 \right) = 108954 \text{ mm}^4$$

$$= 10.8954 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

$$\frac{1.021 \cdot 3.14}{600} \sqrt{2000000 \text{ Mpa} \cdot 792 \text{ cm}^4 \cdot 772000 \cdot 10,8654 \text{ cm}^4 + \left(\frac{3.14 \cdot 200000}{600}\right)^2 792 \text{ cm}^4 \cdot 230236,38 \text{ cm}^6}$$

$$= 982726.97 \text{ kg.cm} = 9827.27 \text{ kgm}$$

$$M_{cr} < M_p$$

$$9827.27 \text{ kgm} < 16536 \text{ kgm}$$

$$\text{Maka } M_n = M_{cr} = 10130.54 \text{ kgm}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 9827.27 \text{ kg.m} \geq 6566.54 \text{ kg.m}$$

$$8844.54 \text{ kg.m} \geq 6566.54 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 6566.54 \text{ kg.m} / 8844.54 \text{ kg.m} = 0,74$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{300 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 50$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$50 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok memiliki penampang plastis

($C_v = 1$)

Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h \times tw) C_v)$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((300 \text{ mm} - 2 \times 9) \times 6 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 24364,8 \text{ kg}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 24364,8 \text{ kg} \geq 14879,87 \text{ kg}$$

$$21928,32 \text{ kg} \geq 14879,87 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 14879,87 \text{ kg} / 21928,32 \text{ kg} = 0,68$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$- F_{maks} = 2,235 \text{ cm}$$

$$- F_{ijin} = L/240 = 600/240 = 2,5 \text{ cm}$$

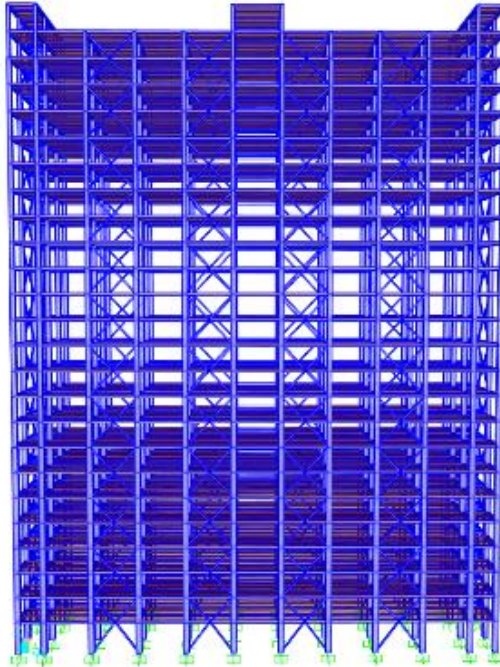
$$F_{maks} < F_{ijin}$$

$$2,235 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm (OK)}$$

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka profil baja dapat digunakan sebagai balok penumpu lift

4.2 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur pada tugas akhir ini yaitu pemodelan struktur dengan sistem Concentrically Braced Frames (CBF) tipe Two Story X-Bracing. Sistem struktur CBF berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Struktur yang direncanakan adalah bangunan apartemen yang terdiri dari 25 lantai dengan total tinggi struktur 80.8 meter. Berikut adalah permodelan 3 dimensi dari struktur Gedung Balai Latihan Kerja Pasar Rebo Jakarta Timur



Permodelan Struktur 3 Dimensi Gedung Balai Latihan Kerja
Pasar Rebo Menggunakan Program Bantu SAP2000

Data Perencanaan Modifikasi

Data-data perencanaan modifikasi Gedung Balai Latihan Kerja Pasar Rebo Jakarta Timur adalah sebagai berikut

Lokasi : Jakarta Timur

Fungsi : Apartemen

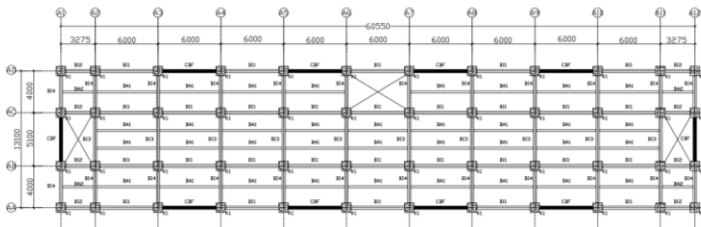
Jumlah Lantai : 25 lantai

Tinggi Gedung : 80.8 m

Material : Struktur Baja

Sistem Struktur : Concentrically Braced Frames (CBF)

Denah Struktur



Gambar 4.10 denah struktur

- Material dan Elemen Struktur

Mutu Baja : BJ37

Mutu Beton : Pelat lantai f_c' 30 MPa

Kolom f_c' 40 MPa

Preliminary :

Pelat lantai : $t = 9$ cm

Pelat lantai : $t = 9$ cm

Balok anak atap : WF 250 X 125 X 5 X 8

Balok anak lantai : WF 250 X 125 X 5 X 8

Balok induk melintang : WF 600 X 200 X 11 X 17

Balok induk memanjang : WF 400 X 200 X 7 X 11

Kolom K1 : HSS 700 x 700 x 22

Kolom K2 : HSS 600 x 600 x 22

Kolom K1 : HSS 500 x 500 x 22

Kolom K1 : HSS 400 x 400 x 22

Brasing X : WF 350 x 175 x 7 X 11

Brasing X : WF 350 x 175 x 7 X 11

4.2.1 Pembebanan Struktur utama

Pembebanan struktur berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013 dengan rincian sebagai berikut: 1. Beban Mati
Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

1. Beban Mati

Besarnya beban mati menurut PPIUG 1983 dapat dilihat pada Tabel berikut :

Tabel 4.14 beban mati Struktur

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri
Bahan Bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton Bertulang	2400 kg/m ³

Nama Bahan Bangunan dan Komponen Gedung	Berat Sendiri
Komponen Gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit-langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 kg/m ²
Dek Baja Gelombang (<i>Super floor deck</i>)	10,1 kg/m ²
Lift (Terpusat pada balok lantai teratas)	8175 kg

(Sumber: PPIUG 1983)

Berikut adalah besar nya beban mati tambahan pada pelat saat dilakukan permodelan :

Tabel 4.15 perhitungan beban mati Struktur

PELAT ATAP	
Material	berat
Berat Spesi	= 21 kg/m ²
Berat Plafond	= 15 kg/m ²
Berat penggantung	= 7 kg/m ²
Berat Bondex	= 10 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25 kg/m ²
TOTAL	= 78 kg/m²
PELAT LANTAI	
Berat Tegel	= 24 kg/m ²
Berat Spesi	= 48 kg/m ²
Berat Plafond	= 15 kg/m ²
Berat penggantung	= 7 kg/m ²
Berat Bondex	= 10 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25 kg/m ²
TOTAL	= 129 kg/m²

2. Beban Hidup

Semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup gedung. Besarnya beban hidup untuk Apartemen menurut SNI 1727-2013 dapat dilihat pada Tabel berikut :

Tabel 4.16 beban hidup struktur

Hunian atau Penggunaan	Beban Merata
Apartemen (lihat rumah tinggal)	
Rumah tinggal	
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)	
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	48,82 kg/m ²
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gedung	97,64 kg/m ²
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	146,46 kg/m ²
Semua ruang kecuali tangga dan balkom	195,28 kg/m ²
Semua hunian rumah tinggal lainnya	
Ruang pribadi dan koridor yang melayani mereka	195,28 kg/m ²
Ruang publik dan koridor yang melayani mereka	488,2 kg/m ²

(Sumber: SNI 1727-2013) Berikut adalah besarnya beban hidup pada pelat saat dilakukan permodelan :

Tabel 4.17 perhitungan beban hidup struktur

PELAT ATAP		
Beban hidup apartemen	=	195.72 kg/m ²
Beban hujan	=	20 kg/m ²
TOTAL	=	215.72 kg/m²
PELAT LANTAI		
Beban hidup apartemen	=	195.72 kg/m ²
TOTAL	=	195.72 kg/m²

3. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4.2.2 Kriteria desain seismic

Perencanaan kategori desain seismic berdasarkan SNI 1726-2013 sebagai berikut:

1. Penentuan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa
Kategori resiko ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan gedung pada Tabel berikut :

Tabel 4.18 Kategori resiko II

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatas untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - pabrik 	II

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 3)

2. Pada tugas akhir ini pemanfaatan sebagai gedung apartemen, maka didapatkan kategori resiko II. Sehingga kategori resiko bangunan didapatkan faktor keutamaan gempa, I_e , tabel berikut:

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 4)

3. Mendefinisikan Kelas Situs Tanah Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT) dengan menggunakan nilai rata-rata N. Berikut rekapitulasi perhitungan N rata-rata:

Tabel 4.19 Nilai SPT dan Perhitungan N rata-rata

KELAS SITUS				
LAPISAN	KEDALAMAN (m)	KETEBALAN (m)	N - SPT	Tebal/N
LAPISAN 1	-1	1	5	0.2
LAPISAN 2	-2.5	1.5	9	0.166666667
LAPISAN 3	-4	1.5	4	0.375
LAPISAN 4	-5.5	1.5	5	0.3
LAPISAN 5	-7	1.5	8	0.1875
LAPISAN 6	-8.5	1.5	10	0.15
LAPISAN 7	-10	1.5	7	0.214285714
LAPISAN 8	-11.5	1.5	10	0.15
LAPISAN 9	-13	1.5	8	0.1875
LAPISAN 10	-14.5	1.5	17	0.088235294
LAPISAN 11	-16	1.5	19	0.078947368
LAPISAN 12	-17.5	1.5	23	0.065217391
LAPISAN 13	-19	1.5	30	0.05
LAPISAN 14	-20.5	1.5	40	0.0375
LAPISAN 15	-22	1.5	34	0.044117647
LAPISAN 16	-23.5	1.5	22	0.068181818
LAPISAN 17	-25	1.5	27	0.055555556
LAPISAN 18	-26.5	1.5	36	0.041666667
LAPISAN 19	-28	1.5	25	0.06
LAPISAN 20	-29.5	1.5	50	0.03
LAPISAN 21	-31	1.5	50	0.03
LAPISAN 22	-32.5	1.5	50	0.03
LAPISAN 23	-34	1.5	21	0.071428571
LAPISAN 24	-35.5	1.5	24	0.0625
LAPISAN 25	-37	1.5	19	0.078947368
LAPISAN 26	-38.5	1.5	33	0.045454545
LAPISAN 27	-40	1.5	38	0.039473684
LAPISAN 28	-41.5	1.5	50	0.03
LAPISAN 29	-43	1.5	40	0.0375
LAPISAN 30	-44.5	1.5	32	0.046875
LAPISAN 31	-46	1.5	29	0.051724138
LAPISAN 32	-47.5	1.5	31	0.048387097
LAPISAN 33	-49	1.5	26	0.057692308
LAPISAN 34	-50.5	1.5	23	0.065217391
LAPISAN 35	-52	1.5	23	0.065217391
LAPISAN 36	-53.5	1.5	40	0.0375
LAPISAN 37	-55	1.5	27	0.055555556
LAPISAN 38	-56.5	1.5	29	0.051724138
LAPISAN 39	-58	1.5	32	0.046875
LAPISAN 40	-59.5	1.5	28	0.053571429

LAPISAN 40	-59.5	1.5	28	0.053571429
LAPISAN 41	-61	1.5	23	0.065217391
LAPISAN 42	-62.5	1.5	31	0.048387097
LAPISAN 43	-64	1.5	24	0.0625
LAPISAN 44	-65.5	1.5	29	0.051724138
LAPISAN 45	-67	1.5	20	0.075
LAPISAN 46	-68.5	1.5	18	0.083333333
LAPISAN 47	-70	1.5	26	0.057692308
TOTAL	47			3.999872006

Berdasarkan Tabel 4.19 maka nilai N rata-rata yaitu: $\bar{N} = 47 / 3,998 = 11.75 < 15$, kelas situs merupakan tanah lunak (SE)

Tabel 4.20 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
	< 175	< 15	< 50
SE (tanah lunak)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut:		
	1. Indeks plastisitas, $PI > 20$		
	2. Kadar air, $w \geq 40\%$,		
	3. Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 5)

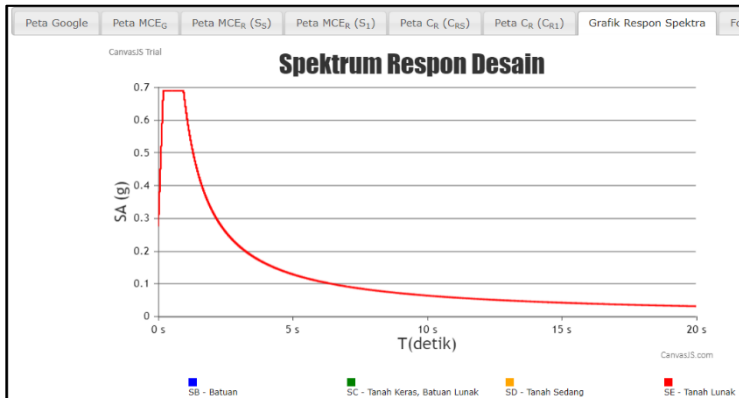
4. Menentukan Parameter Percepatan Spektral Desain Parameter gempa dilihat pada website rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021 Untuk kota Jakarta Timur dan jenis tanah lunak (SE), parameter gempa dapat dilihat pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.21 Parameter Percepatan Spektral Desain kota Jakarta Timur dengan situs tanah SE

DATA DIDAPAT DARI WEB RESPON SPEKTRUM				
Kelas	T_0	T_s	S_{ds}	S_{d1}
SE	0.19	0.94	0.69	0.65
Bujur	10,686,329,064,502,300.000			
Lintang	-6,311,722,390,084,650			
pga	0.404			

ss	0.8579
s1	0.4069
tl	20

5. Untuk grafik spektral percepatan gempa kota Jakarta Timur dan situs tanah SE dapat dilihat pada gambar berikut ;



Gambar 4.11 Grafik Spektral Percepatan Gempa Jakarta Timur

6. Menentukan Kategori Desain Seismik Ditetapkan kategori desain seismik-nya berdasarkan kategori risikonya dan parameter respons spektral percepatan desainnya, SDS dan $SD1$

Tabel 4.22 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons 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

Tabel 4.23 Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda 1 detik

Nilai S_{DI}	Kategori risiko	
	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

Maka kategori desain seismiknya yaitu kategori D.

7. Faktor Reduksi Gempa Berdasarkan sistem struktur, kita dapat menentukan koefisien modifikasi respons (R_d), faktor kuat lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d^b) berdasarkan kategori desain seismik (SNI 1726-2019 Tabel 12).

tabel 4.24 Faktor R, C_d^b , Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 % gaya seismik yang ditetapkan	Koefisien modifikasi respons, R a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0 b	Faktor pembesaran defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	De	Ee	Ff
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2 1/2	5	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber: SNI 1726:2019 Tabel 12)

Pada tugas akhir ini, dengan tipe struktur merupakan sistem ganda dengan rangka baja dengan bresing eksentris, maka didapatkan: $R = 6$ $\Omega_0 = 2 \frac{1}{2}$ $C_d = 5$

8. Arah Pembebanan Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak-balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi

bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa Respon Spektrum X:

100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y

- Gempa Respon Spektrum Y:

100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X

4.2.3 Kombinasi Pembebanan

Struktur serta komponennya harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut berdasarkan SNI 1727-2019:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr atau S atau R)
- 1,2D + 1,6 (Lr atau S atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2D + 1,0W + L + 0,5 (Lr atau S atau R)
- 1,2D + 1,0E + L + 0,2S
- 0,9D + 1,0W
- 0,9D + 1,0E118

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

EX = beban gempa arah X

EY = beban gempa arah Y

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut

4.2.4 Kontrol desain

Setelah dilakukan permodelan struktur 3 dimensi menggunakan program SAP2000, maka hasil permodelan dan analisis struktur harus dikontrol untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Permodelan struktur harus dikontrol terhadap:

1. Berat total bangunan
2. Kontrol partisipasi massa
3. Kontrol periode getar struktur
4. Kontrol nilai akhir respon spektrum
5. Kontrol batas simpangan (drift)

Setelah dikontrol dan memenuhi, hasil analisis akan diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

1. Kontrol Berat Total Bangunan

Berat struktur pada pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP2000 perlu dikontrol terhadap perhitungan manual. Hasil analisis SAP2000 harus sesuai dengan perhitungan manual dengan batasan perbedaan 5%

Beban Mati

Berikut perhitungan manual untuk beban mati pada struktur:

Tabel 4.25 Perhitungan manual beban mati

BEBAN MATI					
LANTAI ATAP					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	jumlah	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		164.405 m ²	35511.48 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K4 400x400x22	251 kg/n	3.2 m	24		19302.912 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	3.2 m	24	0.14288 m ²	26336.37888 kg
TOTAL					117256.1609 kg

LANTAI 24					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	umla	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		793.205 m ²	171332.28 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K4 400x400x22	251 kg/n	3.2 m	48		38605.824 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	3.2 m	48	0.14288 m ²	52672.75776 kg
TOTAL					298716.2518 kg
LANTAI 16-23					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	umla	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		735.8 m ²	158932.8 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K3 500x500x22	320 kg/n	3.2 m	48		49216.512 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	3.2 m	48	0.22848 m ²	84228.34176 kg
TOTAL					328483.0438 kg
LANTAI 9-15					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	umla	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		735.8 m ²	158932.8 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K2 600x600x22	389.5 kg/n	3.2 m	48		59827.2 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	3.2 m	48	0.33408 m ²	123156.7258 kg
TOTAL					378022.1158 kg
LANTAI 2-8					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	umla	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		735.8 m ²	158932.8 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K1 700x700x22	458.6 kg/n	3.2 m	48		70437.888 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	3.2 m	48	0.45968 m ²	169457.9098 kg
TOTAL					434933.9878 kg
LANTAI 1					
Elemen	Berat Jenis	Tebal/Panjang	umla	Luas Total	Berat
Cor Beton	2400 kg/n	0.09 m		0 m ²	0 kg
Balok Anak	25.7 kg/n	60.55 m	4		5733.67 kg
Balok Induk Memanjang	56.6 kg/n	60.55 m	4		13708.52 kg
Balok Induk Melintang	106 kg/n	13.1 m	12		16663.2 kg
Kolom K1 700x700x22	836.9 kg/n	4 m	48		160682.592 kg
Komposit Kolom	2400 kg/n	4 m	48	0.45968 m ²	211822.3872 kg
TOTAL					408610.3692 kg

Beban Mati Tambahan

Berikut perhitungan manual untuk beban mati tambahan pada struktur

Tabel 4.26 Perhitungan manual beban mati tambahan

BEBAN MATI TAMBAHAN							
PELAT ATAP							
Material		berat jenis		Luas		berat total	
Berat Spesi	=	21 kg/m ²	x	793.21	m ²	=	16657.305 kg
Berat Plafond	=	15 kg/m ²	x	793.21	m ²	=	11898.075 kg
Berat penggantung	=	7 kg/m ²	x	793.21	m ²	=	5552.435 kg
Berat Bondex	=	10 kg/m ²	x	793.21	m ²	=	7932.05 kg
Berat ducting dan plumbing	=	25 kg/m ²	x	793.21	m ²	=	19830.125 kg
TOTAL	=	78 kg/m²	x	793.21	m²	=	61869.99 kg
PELAT LANTAI							
Berat Tegel	=	24 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	17659.2 kg
Berat Spesi	=	48 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	35318.4 kg
Berat Plafond	=	15 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	11037 kg
Berat penggantung	=	7 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	5150.6 kg
Berat Bondex	=	10 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	7358 kg
Berat ducting dan plumbing	=	25 kg/m ²	x	735.8	m ²	=	18395 kg
TOTAL	=	129 kg/m²	x	735.8	m²	=	94918.2 kg

Beban Hidup

Berikut perhitungan manual untuk beban hidup pada struktur

Tabel 4.27 Perhitungan manual beban hidup

BEBAN HIDUP							
PELAT ATAP							
Beban hidup apartemen	=	196 kg/m ²	x	793	m ²	=	155246.0826 kg
Beban hujan	=	20 kg/m ²	x	793	m ²	=	15864.1 kg
TOTAL	=	216 kg/m²	x	793	m²	=	171110.1826 kg
PELAT LANTAI							
Beban hidup apartemen	=	196 kg/m ²	x	736	m ²	=	144010.776 kg
TOTAL	=	196 kg/m²	x	793	m²	=	144010.776 kg

Rekap Berat

Berikut adalah rekap hasil perhitungan manual dari beban yang bekerja pada struktur :

Tabel 4.28 Rekapitulasi perhitungan berat struktur dengan perhitungan manual

Rekap berat			
beban mati		jumlah lantai	berat total
lantai atap	117256.2 kg	1	117256.161 kg
lantai 24	298716.3 kg	1	298716.252 kg
lantai 16-23	328483 kg	8	2627864.35 kg
lantai 9 -15	378022.1 kg	8	3024176.93 kg
lantai 2-8	434934 kg	7	3044537.91 kg
lantai 1	408610.4 kg	1	408610.369 kg
total			9521161.97 kg
beban mati tambahan		jumlah lantai	berat total
lantai 24 dan atap	61869.99 kg	2	123739.98 kg
lantai 1-23	94918.2 kg	23	2183118.6 kg
total			2306858.58 kg
beban hidup		jumlah lantai	berat total
lantai 24 dan atap	171110.2 kg	2	342220.365 kg
lantai 1-23	144010.8 kg	23	3312247.85 kg
total			3654468.21 kg
BERAT TOTAL BANGUNAN =			15482488.8 kg

Perhitungan Berat oleh SAP 2000 adalah sebagai berikut :

Tabel 4.29 Perhitungan berat oleh SAP2000

BEBAN MATI						
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Unitless	Kgf	Kgf	Kgf
DEAD	LinStatic			1.87E-09	-2.71E-08	8904052.1
BEBAN MATI TAMBAHAN						
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Unitless	Kgf	Kgf	Kgf
BEBAN MATI TAMBAHAN	LinStatic			1.14E-09	-6.75E-09	2255206.6
BEBAN HIDUP						
OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Unitless	Kgf	Kgf	Kgf
BEBAN HIDUP	LinStatic			1.72E-09	-1.01E-08	3511617.4

1. Kontrol Berat Bangunan

Tabel 4.30 Kontrol berat bangunan hasil perhitungan

KONTROL BERAT BANGUNAN				
BEBAN	SAP	MANUAL	SELISIH	%
beban mati	8904052	9521161.97	617109.8523	0.064815
beban mati tambahan	2255207	2306858.58	51651.99	0.022391
beban hidup	3511617	3654468.21	142850.8632	0.039089
BEBAN TOTAL	14670876	15482488.8	811612.7055	0.052421

Selisih hasil perhitungan berat bangunan secara manual dan hasil perhitungan dari SAP2000 tidak lebih dari 5 %. Maka, perhitungan beban secara manual maupun dengan SAP2000 dapat dinyatakan benar, dan permodelan struktur dapat diterima.

2. Kontrol partisipasi massa

Menurut SNI 1726:2019, bahwa perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah. Dalam hal ini digunakan bantuan program bantu SAP2000 untuk mengeluarkan hasil partisipasi massa seperti pada Tabel berikut ;

Tabel 4.31 Partisipasi massa dari SAP2000

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	Item Type	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.975	94.9217
MODAL	Acceleration	UY	99.965	94.5204
MODAL	Acceleration	UZ	0.002	0.00006589

Berdasarkan Tabel diatas diperoleh partisipasi massa lebih dari 90%. Partisipasi massa untuk arah X sebesar 94.92 % dan arah Y sebesar 94.52 %. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%

3. Kontrol periode getar struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 1726-2019, Periode fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t h_n^x$$

Koefisien C_t dan x ditentukan berdasarkan Tabel berikut

Tabel 4.32 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangkang pemikul momen dimana rangka pemikul 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: <ul style="list-style-type: none"> • Rangka baja pemikul momen • Rangka beton pemikul momen 	0,0724 0,0466	0,8 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)

Dari tabel diatas untuk tipe struktur rangka baja dengan bresing eksentris didapat nilai $C_t = 0,0488$ dan nilai $x = 0,75$, dengan ketinggian struktur (h_n) pada bangunan ini yaitu 88 m. Maka besarnya T_a :

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0488 \times (80,8)^{0,75} = 1,315159246$$

$$SD1 = 0,647 \geq 0,4$$

maka menurut SNI 1726-2019 Tabel 17 nilai C_u yang digunakan sebesar 1,4

maka berikut besarnya $C_u T_a$:

$$C_u T_a = 1,4 \times 1.315159246$$

$$= 1.841222945 \text{ detik}$$

Berdasarkan perhitungan SAP2000, diperoleh waktu pergoyangan akibat gempa pada bidang X dan Y adalah sebagai berikut:

Tabel 4.33 Waktu pergoyangan akibat gempa

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.689291	0.59196447	3.719422	13.834103
MODAL	Mode	2	1.652758	0.60504922	3.801636	14.452439
MODAL	Mode	3	1.386535	0.72122228	4.531573	20.535156
MODAL	Mode	4	0.557902	1.79242857	11.26216	126.83627
MODAL	Mode	5	0.510556	1.95864884	12.30655	151.45126
MODAL	Mode	6	0.454567	2.19989563	13.82235	191.05741
MODAL	Mode	7	0.308007	3.24667451	20.39946	416.13787
MODAL	Mode	8	0.268202	3.72852699	23.42703	548.82555
MODAL	Mode	9	0.246809	4.05172289	25.45773	648.0958
MODAL	Mode	10	0.213919	4.67467442	29.37185	862.70531
MODAL	Mode	11	0.179451	5.57253716	35.01328	1225.93
MODAL	Mode	12	0.169026	5.91625765	37.17294	1381.8277

$T_c = 1,7$ detik

$T_a < T_c < C_u T_a$

$1,315159246 < 1,7 < 1,841222945$

(OK)

4. Kontrol nilai akhir respon spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.1.4.1, apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode static ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t dimana geser dasar seismik, V_{statik} , harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V_{statik} = C_s W$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

$$\begin{aligned} C_s &= S_{ds} / (R/I_e) \\ &= 0.694144048 / (6/1) \\ &= 0.115690675 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s \max} &= S_{d1} / (T.R/I_e) \\ &= 0.64729652 / (1,7 \times 6/1) \end{aligned}$$

$$= 0.063862741$$

Karena $C_s > C_{s \text{ max}}$ maka dipakai $C_s = 0.063862741$

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s W \\ &= 0.063862741 \times 14670876.06 \text{ kg} \\ &= 936922.3557 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP2000 didapatkan hasil Vdynamic sebagai berikut :

Tabel 4.34 Vdynamic dari Struktur

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Unitless	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max		447248.06	133261.26
GEMPA Y	LinRespSpec	Max		134174.42	444204.19

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Gempa Arah X

$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$

$447248.06 \text{ kg} \geq 936922.3557 \text{ kg}$ (Not Ok)

- Gempa Arah Y

$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$

$444204.19 \text{ kg} \geq 936922.3557 \text{ kg}$ (Not Ok)

Dikarenakan tidak memenuhi dari syarat diatas, diperlukan scale factor yang lebih tinggi. Sehingga dihitung terlebih dahulu rasio peninggian scale factor menurut SNI 1726-2019 Pasal 7.9.1.4.1 sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Arah X, Rasio Scale Factor} &= V_{\text{statik}} / V_{\text{dinamik}} \\ &= 936922.3557 / 444204.19 \\ &= 2.094860637 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{Arah Y, Rasio Scale Factor} \\
 &= V_{\text{statik}}/V_{\text{dinamik}} \\
 &= 936922.3557 / 444204.19 \\
 &= 2.109215484
 \end{aligned}$$

Dari hasil peninggian scale factor tersebut dikali dengan scale factor yang telah dimasukkan pada program. Maka, didapatkan hasil Vdinamik terbaru seperti tabel berikut:

Tabel 4.35 Vdinamik dari perhitungan SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	Unitless	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max		936922.36	279163.8
GEMPA Y	LinRespSpec	Max		281076.71	930545.9

Kontrol nilai akhir respon spektrum:

- Gempa Arah X

$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$

$936922.4 \text{ kg} \geq 936922.4 \text{ kg}$ (**OK**)

- Gempa Arah Y

$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$

$936922.4 \text{ kg} \geq 936922.4 \text{ kg}$ (**OK**)

5. Kontrol batas simpangan (drift)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan Untuk kontrol drift pada SNI 1726:2912, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta x = C_d \delta_{xe} / I_e \leq \Delta_\alpha$$

Dimana:

δx_e = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta a = 0,020h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X ditunjukkan oleh tabel berikut :

Tabel 4.36 Kontrol Simpangan Antar Lantai Gempa Arah X

LANTAI	H mm	δx_e mm	δx mm	$\Delta IJIN$ mm	STATUS
LANTAI 1	4000	2.94	14.71	80	OK
LANTAI 2	3200	7.78	24.19	64	OK
LANTAI 3	3200	13.50	28.61	64	OK
LANTAI 4	3200	19.67	30.86	64	OK
LANTAI 5	3200	26.14	32.35	64	OK
LANTAI 6	3200	32.84	33.47	64	OK
LANTAI 7	3200	39.69	34.28	64	OK
LANTAI 8	3200	46.66	34.83	64	OK
LANTAI 9	3200	53.75	35.48	64	OK
LANTAI 10	3200	60.92	35.85	64	OK
LANTAI 11	3200	68.12	36.02	64	OK
LANTAI 12	3200	75.32	35.99	64	OK
LANTAI 13	3200	82.48	35.78	64	OK
LANTAI 14	3200	89.55	35.35	64	OK
LANTAI 15	3200	96.52	34.84	64	OK
LANTAI 16	3200	103.40	34.42	64	OK
LANTAI 17	3200	110.10	33.49	64	OK
LANTAI 18	3200	116.59	32.44	64	OK
LANTAI 19	3200	122.86	31.38	64	OK
LANTAI 20	3200	128.87	30.04	64	OK
LANTAI 21	3200	134.61	28.69	64	OK
LANTAI 22	3200	140.03	27.11	64	OK
LANTAI 23	3200	145.15	25.57	64	OK
LANTAI 24	3200	149.75	23.03	64	OK
LANTAI 25	3200	153.51	18.78	64	OK

Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y ditunjukkan oleh tabel berikut :

Tabel 4.37 Kontrol Simpangan Antar Lantai Gempa Arah Y

LANTAI	H mm	δx_e mm	δx mm	Δ IJIN mm	STATUS
LANTAI 1	4000	3.56	17.78	80	OK
LANTAI 2	3200	8.79	26.19	64	OK
LANTAI 3	3200	14.78	29.92	64	OK
LANTAI 4	3200	21.19	32.06	64	OK
LANTAI 5	3200	27.79	33.02	64	OK
LANTAI 6	3200	34.50	33.54	64	OK
LANTAI 7	3200	41.21	33.55	64	OK
LANTAI 8	3200	47.88	33.39	64	OK
LANTAI 9	3200	54.64	33.76	64	OK
LANTAI 10	3200	61.28	33.25	64	OK
LANTAI 11	3200	67.80	32.57	64	OK
LANTAI 12	3200	74.16	31.81	64	OK
LANTAI 13	3200	80.34	30.90	64	OK
LANTAI 14	3200	86.31	29.86	64	OK
LANTAI 15	3200	92.07	28.78	64	OK
LANTAI 16	3200	97.77	28.53	64	OK
LANTAI 17	3200	103.19	27.08	64	OK
LANTAI 18	3200	108.29	25.49	64	OK
LANTAI 19	3200	113.08	23.96	64	OK
LANTAI 20	3200	117.50	22.11	64	OK
LANTAI 21	3200	121.57	20.37	64	OK
LANTAI 22	3200	125.25	18.39	64	OK
LANTAI 23	3200	128.58	16.68	64	OK
LANTAI 24	3200	131.68	15.50	64	OK
LANTAI 25	3200	134.51	14.15	64	OK

6. Kontrol Dual Sistem

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memikul minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan Rangka Bresiing

Reaksi Perletakan dan Persentase Gaya Geser yang Dipikul akibat Gempa Arah X dan Arah Y disajikan pada tabel berikut :

Tabel 4.38 Persentase reaksi perletakan

SISTEM	GEMPA X (kg)	%	GEMPA Y (kg)	%
SRPM	286265.7	31.9	486553.88	54.3
CBF	610065.94	68.1	409498.79	45.7
TOTAL	896331.64	100	896052.67	100
KONTROL	OK		OK	

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

4.3 Perencanaan Struktur Primer

Setelah melakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu SAP2000, elemen- elemen struktur akan dianalisa sesuai dengan ketentuan- ketentuan perencanaan struktur berdasarkan SNI 1729-2015

4.3.1 Perencanaan Bresiing

Analisa struktur bresiing dilakukan pada kedua bidang (arah X dan arah Y), yang masing-masing arah di analisa satu sisi bidang yang mempunyai gaya aksial tarik dan tekan terbesar sehingga untuk sisi yang lain disamakan

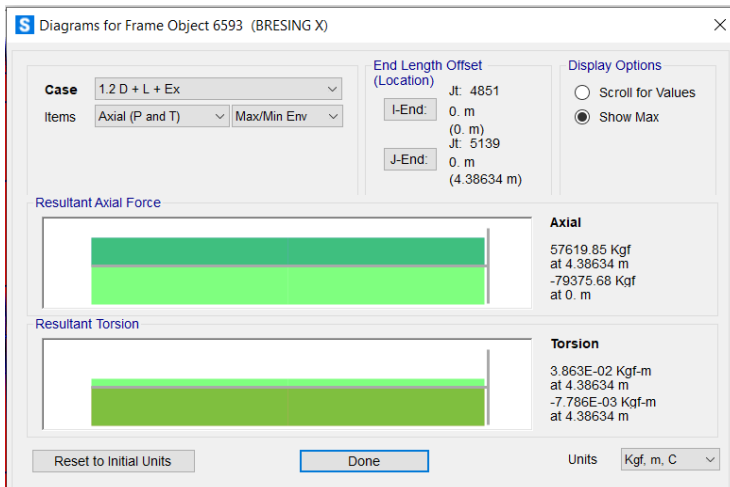
4.3.1.1 Bresiing arah memanjang

- Data perencanaan bresing memanjang adalah sebagai berikut :
- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
 - f_y : 210 Mpa
 - f_u : 340 Mpa
 - Panjang bresing : 4,3868 m
 - Profil yang digunakan : WF 350 x 175 x 7 x 11

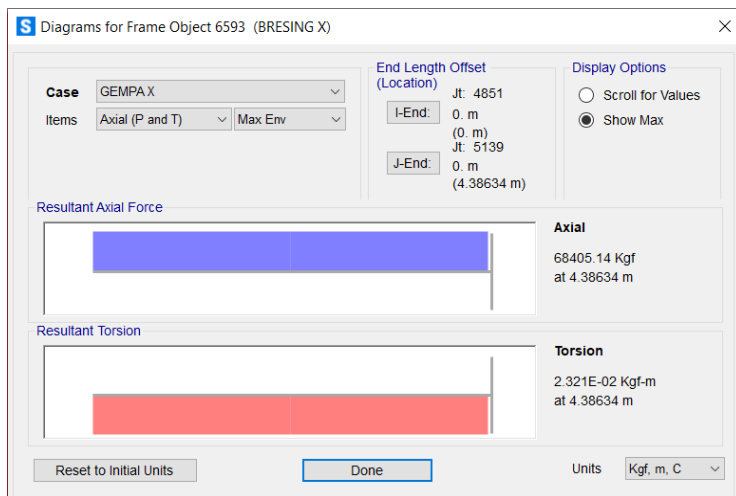
Tabel 4.39 Data Profil Bresing Memanjang

DATA PROFIL	WF	350	x	175	X	7	x	11
A =	63.14	cm ²	tf =	11	Mm	Sx =	775	cm ³
W =	49.6	kg/m	tw =	7	Mm	Sy =	112	cm ³
a =	350	mm	Ix =	13600	cm ⁴	Lp =	200.69	cm
bf =	175	mm	Iy =	984	cm ⁴	Lr =	592.50	cm
iy =	3.95	cm	Zx =	841	cm ³	r =	14	mm
ix =	14.7	cm	Zy =	172	cm ³	h =	300	mm
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa	h0 =	339	mm

Gaya dalam yang terjadi pada bresing :



Gambar 4.12 tarik maksimum pada bresing memanjang



Gambar 4.13 tekan maksimum pada bresing memanjang

tarik = 68405.14kg dan tekan = - 79375.68 kg

Kontrol Penampang

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{175}{2 \cdot 11} = 7.95$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 17.28$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$7,95 < 16,16 \text{ (Penampang Tak Langsing)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{300}{7} = 42.85714286$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,40 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 43.2$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$42.9 < 43.2 \text{ (Penampang Tak Langsing)}$$

Kontrol Kuat Bresing

$$L_c = K \times L_{bresing} = 1 \times 4.3863 \text{ m} = 4.3863 \text{ m}$$

$$\lambda_x = L_c/i_x = 438,63 \text{ cm}/3,95 \text{ cm} = 29,834$$

$$\lambda_y = L_c/i_y = 438,63 \text{ cm}/14,7 \text{ cm} = 111,1$$

$$\lambda = 111,1$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 145,35$$

$$\lambda < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$111,1 < 145,35$$

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e})f_y$$

$$\begin{aligned} F_e &= \pi^2 E / \lambda^2 \\ &= \pi^2 200000 \text{ Mpa} / (111,1)^2 \\ &= 160,1 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$F_{cr} = (0,658^{210/160,1})210 = 121,27 \text{ Mpa}$$

Kontrol tarik

$$\begin{aligned} P \text{ nominal} &= R_y \times F_y \times A_g \\ &= 1,5 \times 210 \text{ Mpa} \times 63,14 \text{ cm}^2 \\ &= 198891 \text{ kg} \\ \emptyset \times P_n &\geq P_u \\ 0,9 \times 198891 \text{ kg} &\geq 68405,14 \text{ kg} \\ 179001,9 \text{ kg} &\geq 68405,14 \text{ kg (OK)} \\ \text{Rasio} &= 0,38 \end{aligned}$$

Kontrol tekan

$$\begin{aligned} P \text{ nominal} &= 1,1 \times R_y \times F_{cr} \times A_g \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 121,27 \text{ Mpa} \times 63,14 \text{ cm}^2 \\ &= 126340 \text{ kg} \\ \emptyset \times P_n &\geq P_u \\ 0,9 \times 126340 \text{ kg} &\geq 79375,68 \text{ kg} \\ 113706 \text{ kg} &\geq 79375,68 \text{ kg (OK)} \\ \text{Rasio} &= 0,7 \end{aligned}$$

4.3.1.2 Bresing arah melintang

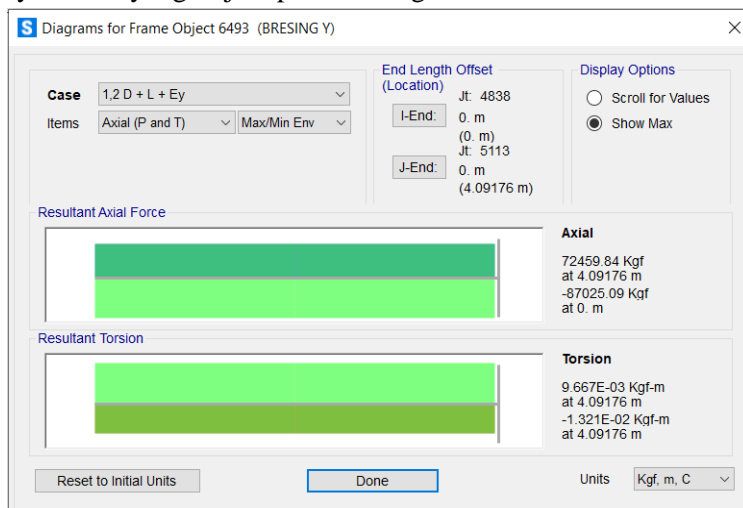
Data perencanaan bresing melintang adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m³
- f_y : 210 Mpa
- f_u : 340 Mpa
- Panjang bresing : 4,3868 m
- Profil yang digunakan : WF 350 x 175 x 7 x 11

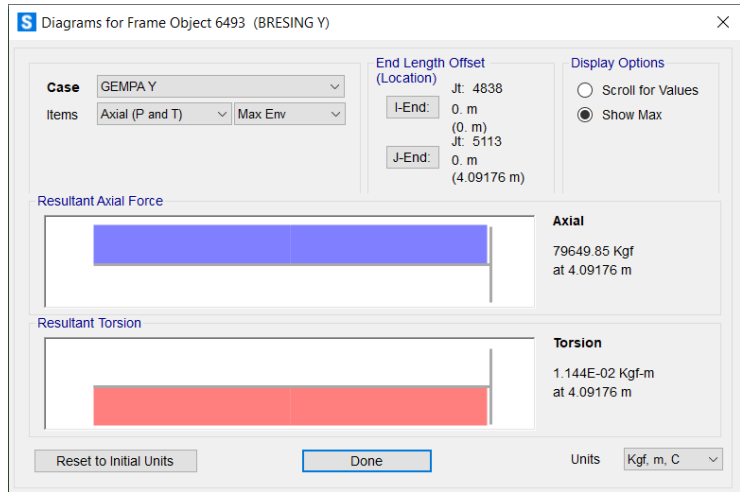
Tabel 4.40 Data Profil Bresing Melintang

DATA PROFIL	WF	350	x	175	x	7	x	11
A =	63.14	cm ²	tf =	11	Mm	Sx =	775	cm ³
W =	49.6	kg/m	tw =	7	Mm	Sy =	112	cm ³
a =	350	mm	Ix =	13600	cm ⁴	Lp =	200.69	cm
bf =	175	mm	Iy =	984	cm ⁴	Lr =	592.50	cm
iy =	3.95	cm	Zx =	841	cm ³	r =	14	mm
ix =	14.7	cm	Zy =	172	cm ³	h =	300	mm
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa	h0 =	339	mm

Gaya dalam yang terjadi pada bresing :



Gambar 4.14 tarik maksimum pada bresing melintang



Gambar 4.15 tekan maksimum pada bresing melintang

tarik = 79655.21 kg dan tekan = - 87025.09 kg

Kontrol Penampang

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{175}{2 \cdot 11} = 7.95$$

$$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 17.28$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$7,95 < 16,16 \text{ (Penampang Tak Langsing)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{300}{7} = 42.85714286$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,40 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 43.2$$

$$\lambda < \lambda_r$$

$$42.9 < 43.2 \text{ (Penampang Tak Langsing)}$$

Kontrol Kuat Bresing

$$L_c = K \times L_{bresing} = 1 \times 4.3863 \text{ m} = 4.3863 \text{ m}$$

$$\lambda_x = L_c/i_x = 438,63 \text{ cm}/3.95 \text{ cm} = 29.834$$

$$\lambda_y = L_c/i_y = 438,63 \text{ cm}/14.7 \text{ cm} = 111.1$$

$$\lambda = 111.1$$

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{210 \text{ Mpa}}} = 145.35$$

$$\lambda < 4,71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$111.1 < 145.35$$

$$F_{cr} = (0,658^{f_y/f_e})f_y$$

$$\begin{aligned} F_e &= \pi^2 E / \lambda^2 \\ &= \pi^2 200000 \text{ Mpa} / (111.1)^2 \\ &= 160.1 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$F_{cr} = (0,658^{210/160.1})210 = 121.27 \text{ Mpa}$$

Kontrol tarik

$$\begin{aligned} P \text{ nominal} &= R_y \times F_y \times A_g \\ &= 1,5 \times 210 \text{ Mpa} \times 63,14 \text{ cm}^2 \\ &= 198891 \text{ kg} \\ \emptyset \times P_n &\geq P_u \\ 0,9 \times 198891 \text{ kg} &\geq 79655.21 \text{ kg} \\ 179001.9 \text{ kg} &\geq 79655.21 \text{ kg} \text{ (OK)} \\ \text{Rasio} &= 0,45 \end{aligned}$$

Kontrol tekan

$$\begin{aligned} P \text{ nominal} &= 1,1 \times R_y \times F_{cr} \times A_g \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 121.27 \text{ Mpa} \times 63,14 \text{ cm}^2 \\ &= 126340 \text{ kg} \\ \emptyset \times P_n &\geq P_u \\ 0,9 \times 126340 \text{ kg} &\geq 87025.09 \text{ kg} \\ 113706 \text{ kg} &\geq 87025.09 \text{ kg} \text{ (OK)} \\ \text{Rasio} &= 0,76 \end{aligned}$$

4.3.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk direncanakan menggunakan balok komposit dengan penghubung geser (shear connector).

4.3.2.1 Perencanaan Balok Induk Melintang

Data perencanaan balok induk melintang adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m³
- f_y : 240 Mpa
- f_u : 370 Mpa
- Panjang balok : 5,1 m
- Profil yang digunakan : WF 600 x 200 x 11 x 17

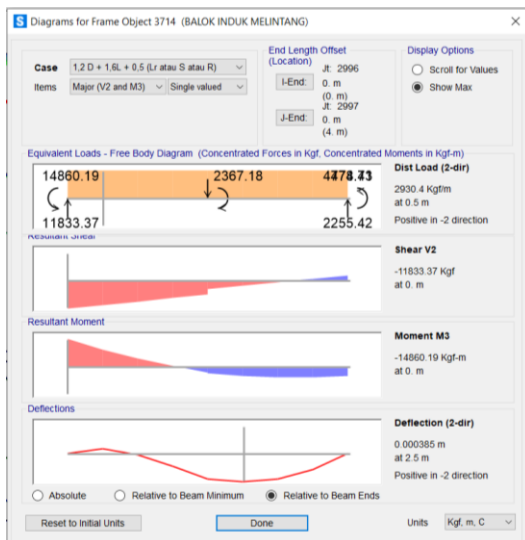
Tabel 4.41 Data profil balok induk melintang

DATA PROFIL					
A =	134.4	cm ²	tf =	17	mm
W =	106	kg/m	tw =	11	mm
a =	600	mm	I _x =	77600	cm ⁴
bf =	200	mm	I _y =	2280	cm ⁴
i _y =	4.12	cm	Z _x =	2863	cm ³
i _x =	24	cm	Z _y =	357	cm ³
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa
			S _x =	2590	cm ³
			S _y =	228	cm ³
			L _p =	209.32	cm
			L _r =	627.69	cm
			r =	22	mm
			h =	522	mm
			h ₀ =	583	mm

- Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, beban pelat beton dan juga beban pekerja saat pelaksanaan.

1. Gaya dalam pada balok induk sebelum komposit Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:



Gambar 4.16 Gaya dalam maksimum balok induk melintang

Didapatkan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_u &= 14860.19 \text{ kg.m} \\
 M_a &= 4492.02 \text{ kg.m} \\
 M_b &= 14860.19 \text{ kg.m} \\
 M_c &= 4492.02 \text{ kg.m} \\
 V_u &= 11833.37 \text{ kg} \\
 F_{maks} &= 0.000385 \text{ m} \\
 &= 0.0385 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

a. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Tekuk Lokal Penampang

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot t_f} = \frac{200}{2 \cdot 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$5,88 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,45$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$47,45 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$M_n = M_p = Z_x F_y = 2863 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 68712 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$14860.19 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 68712 \text{ kg.m}$$

$$14860.19 \text{ kg.m} \leq 61840.8 \text{ kg.m (OK)}$$

-Kontrol Tekuk Lateral Jarak penahan lateral,

$$L_b = 5100 \text{ mm} = 510 \text{ cm}$$

$$L_p = 209.32 \text{ cm}$$

$$L_r = 627.69 \text{ cm}$$

Dari nilai diatas didapatkan nilai $L_r > L_b > L_p$, maka dapat disimpulkan profil termasuk pada Bentang Menengah.

- Perhitungan momen nominal (M_n)

$$M_n = C_b \left[M_p + (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right] \leq M_p$$

$$M_a = 4492.02 \text{ kg.m}$$

$$M_b = 14860.19 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 4492.02 \text{ kg.m}$$

$$M_{max} = 14860.19 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12,5 \cdot M_{max}}{(2,5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_a) + (4 \cdot M_b) + (3 \cdot M_c)} \\ &= \frac{12,5 \cdot 14860.19 \text{ kg.m}}{(2,5 \cdot 14860 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4492 \text{ kg.m}) + (4 \cdot 14860 \text{ kg.m}) + (3 \cdot 4492 \text{ kg.m})} \\ &< 2,30 \\ &= 1.503539992 \leq 2,30 \\ &= 1,5 \end{aligned}$$

$$0,7 F_y S_x = 0,7 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 2590 \text{ cm}^3 = 43512 \text{ kgm}$$

$$\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} = \frac{627.69 \text{ cm} - 510 \text{ cm}}{627.69 \text{ cm} - 209.32 \text{ cm}} = 0.281$$

$$M_n = C_b \left[M_p + (M_p - 0,7F_y S_x) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_p} \right] \leq M_p$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1,5 \{ (68712 \text{ kg.m}) + (68712 \text{ kg.m} - 43512 \text{ kg.m}) \cdot (0.281) \} \\ &= 113969 \text{ kg.m} > M_p \end{aligned}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 68712 \text{ kg.m}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 68712 \text{ kg.m} \geq 14860.19 \text{ kg.m}$$

$$61840.8 \text{ kg.m} \geq 14860.19 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

$$\text{rasio} = 61840.8 \text{ kg} / 14860.19 \text{ kg} = 0,24$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

b. Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{522 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 47.45$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$47,45 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok mengalami geser plastis

(Cv =1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h-2t_f) x t_w) C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((522 \text{ mm} - 2.17 \text{ mm}) \cdot 11 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 77299.2 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 77299.2 \text{ kg} \geq 11833.37 \text{ kg}$$

$$69569.28 \text{ kg} \geq 11833.37 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

$$\text{rasio} = 11833.37 \text{ kg} / 69569.28 \text{ kg} = 0,17$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

Kontrol Lendutan

$$L = 510 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{510}{360} = 1.42 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.0385 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin}$$

$$0.04 \text{ cm} < 1.42 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual).
Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka sebelum komposit profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dapat digunakan untuk balok induk melintang

- Setelah Komposit

Gaya dalam pada balok induk setelah komposit Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:

$$M_u + = 36921.11 \text{ kg.m}$$

$$M_u - = 38713.02 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 21384.55 \text{ kg}$$

Zona momen positif

Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$b_{eff} \leq L/4 = 510/4 = 127.5 \text{ cm} = 1275 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq \text{jarak antar balok} = 327,5 \text{ cm} = 3275 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai $b_{eff} = 1275 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47.45$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$47.45 < 108,54 \text{ (distribusi tegangan plastis)}$$

Menentukan nilai C

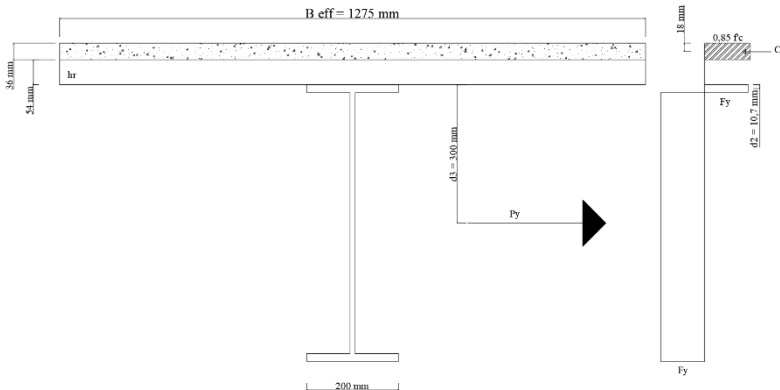
$$A_c = b_{eff} \times (t_b - h_r)$$

$$= 1275 \text{ mm} \times (90 \text{ mm} - 54 \text{ mm}) = 45900 \text{ mm}^2$$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times A_c$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 45900 \text{ mm}^2 \\
 &= 1170450 \text{ N} \\
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 13440 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 3225600 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dipakai $C = 1170450 \text{ N}$ (PNA jatuh di sayap baja)



Gambar 4.17 arah gaya balok induk melintang

$$\begin{aligned}
 M_n &= C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) \\
 &= 1170450 \text{ N} \times (18 \text{ mm} + 10.7 \text{ mm}) + 3225600 \text{ N} \\
 &\quad (300 \text{ mm} - 10.7 \text{ mm}) \\
 &= 966749967 \text{ N.mm} \\
 &= 96674 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$M_n > M_p$, maka $M_n = M_p =$

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 96674 \text{ kg.m} \geq 36921.11 \text{ kg.m}$$

$$87006.6 \text{ kg.m} \geq 36921.11 \text{ kg.m (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 36921.11 \text{ kg.m} / 87006.6 \text{ kg.m} = 0,59$$

Zona Momen negatif

Dipakai tulangan D7,5-250

$$n = b_{\text{eff}} / \text{jarak tulangan} = 1275 / 250 = 5.1 \text{ buah}$$

$$\text{diameter tulangan} = 7,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_r &= 0.442 \text{ cm}^2 \\
 F_y &= 240 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal selimut beton} &= 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot F_y = 5.1 \times 0.442 \text{ cm}^2 \times 240 \text{ Mpa} = 5410.08 \text{ kg}$$

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y = 134,4 \text{ cm}^2 \times 240 \text{ Mpa} = 322560 \text{ kg}$$

$$(P_{yc}-T)/2 = (322560 \text{ kg} - 5410.08 \text{ kg})/2 = 158574.96 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap

$$\begin{aligned}
 P_f &= b_f \times t_f \times f_y \\
 &= 200 \text{ mm} \times 17 \text{ mm} \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 81600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya pada badan

$$\begin{aligned}
 P_w &= (P_{yc}-T)/2 - P_f \\
 &= 158574.9 \text{ kg} - 81600 \text{ kg} \\
 &= 76974.96 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_w &= P_w / t_w \cdot f_y \\
 &= 76974.96 \text{ kg} / (11 \text{ mm} \times 240 \text{ Mpa}) \\
 &= 291.57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_2 &= \frac{P_f \times 0,5 \times t_f + P_w \times (t_f + 0,5 a_w)}{P_f + P_w} \\
 &= \frac{81600 \text{ kg} \times 0,5 \times 17 \text{ mm} + 76974.96 \text{ kg} \times (17 \text{ mm} + 0,5 \times 291.57)}{81600 \text{ kg} + 76974.96 \text{ kg}} \\
 &= 83.39298235 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$= 83,4 \text{ cm}$$

$$d_3 = d/2 = 600/2 = 300 \text{ mm}$$

$$= 30 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_b - c$$

$$= 5.4 \text{ cm} + 9 \text{ cm} - 2 \text{ cm}$$

$$= 12,4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n \text{ negative} &= T(d_1+d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \\
 &= (5410.08 \text{ kg} \times (12,4 \text{ cm} + 83,4 \text{ cm})) + \\
 &\quad (322560 \text{ kg} \times (30 \text{ cm} - 83,4 \text{ cm})) \\
 &= 7702842.152 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$= 77028.42 \text{ kg.m}$$

$$M_n > M_p, \text{ maka } M_n = M_p = 68712$$

$$\begin{aligned} \text{Mu negative} &= 38713.02 \text{ kg.m} \\ &\quad \emptyset \times M_n \geq \text{Mu} \\ 0,9 \times 68712 \text{ kg.m} &\geq 38713.02 \text{ kg.m} \\ 61840.8 \text{ kg.m} &\geq 38713.02 \text{ kg.m} \quad \text{(OK)} \\ \text{Rasio} &= 38713.02 \text{ kg.m} / 61840.8 \text{ kg.m} = 0,56 \end{aligned}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{522 \text{ mm}}{11 \text{ mm}} = 47.45$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$47.45 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok mengalami geser plastis

(Cv = 1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 f_y ((h-2t_f) t_w) C_v \\ &= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((522 \text{ mm} - 2.17 \text{ mm}) \cdot 11 \text{ mm}) \times 1 \\ &= 77299.2 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \emptyset b \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 77299.2 \text{ kg} &\geq 21384.55 \text{ kg} \\ 69569.28 \text{ kg} &\geq 21384.55 \text{ kg} \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

$$\text{rasio} = 21384.55 \text{ kg} / 69569.28 \text{ kg} = 0,3$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

- Perhitungan Shear Connector

Direncanakan penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 d_s &= 22 \text{ mm} \\
 A_{sc} &= 380.13 \text{ mm}^2 \\
 A_{sc} \cdot f_u &= 380.13 \text{ mm}^2 \times 370 \text{ Mpa} \\
 &= 14064.9 \text{ kg} \\
 E_c &= 4700 \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \sqrt{30 \text{ Mpa}} \\
 &= 25742.96 \text{ Mpa} \\
 Q_n &= 0.5 A_{sc} \sqrt{E_c \times f'c} \\
 &= 0.5 \times 380.13 \text{ mm}^2 \sqrt{25742.96 \text{ Mpa} \times 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 167030.2447 \text{ N} \\
 R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u &= 0,85 \times 0,6 \times 380.13 \text{ mm}^2 \times 370 \text{ Mpa} \\
 &= 71731 \text{ N} \\
 Q_n \text{ pakai} &= 71731 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Jumlah Shear connector yang dibutuhkan untuk momen negative :

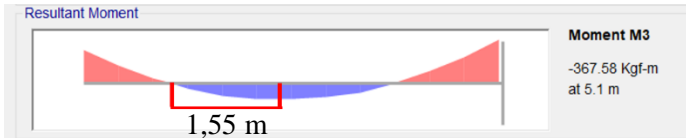
$$\begin{aligned}
 V_h &= n \cdot t \cdot A_r \cdot f_u \\
 &= 5.1 \times 0.442 \text{ cm}^2 \times 370 \text{ Mpa} \\
 &= 83405.4 \text{ N} \\
 n_{SC} &= V_h / (2Q_n) = 83405.4 \text{ N} / (2 \times 71731 \text{ N}) = 0.58 = 1 \text{ baris}
 \end{aligned}$$

Jumlah Shear connector yang dibutuhkan untuk momen positif

$$\begin{aligned}
 A_s \cdot F_y &= 3225600 \text{ N} \\
 0,85 f'c \cdot A_c &= 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 45900 \text{ mm}^2 \\
 &= 1170450 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_h &= 1170450 \text{ N} \\
 n &= V_h / 2 Q_n \text{ (1 baris = 2 Shear Connector)} \\
 &= 1170450 \text{ N} / (2 \times 71731 \text{ N}) \\
 &= 8.158601617 \text{ baris}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan kebutuhan shear connector maka :



Gambar 4.18 Panjang M0 - Mmax untuk penempatan shear connector balok induk melintang

Pada daerah momen negative :

Dipakai $n = 1$ baris

$$S = L/n = 1 \text{ m} / 1 = 100 \text{ cm}$$

Dipakai $S = 50 \text{ cm}$

Pada daerah momen positif :

Dipakai $n = 9$ baris

$$S = L/n = 1,5 \text{ m} / 8 = 17,2 \text{ cm}$$

Dipakai $S = 15 \text{ cm}$

4.3.2.2 Perencanaan Balok Induk Memanjang

Data perencanaan balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

- Berat jenis baja : 7850 kg/m^3
- f_y : 240 Mpa
- f_u : 370 Mpa
- Panjang balok : 6 m
- Profil yang digunakan : WF 400 x 200 x 7 x 11

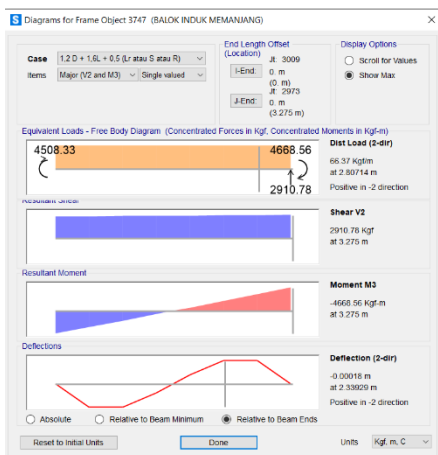
Tabel 4.42 Data profil balok induk memanjang

DATA PROFIL					
A =	72.16	cm ²	tf =	11	mm
W =	56.6	kg/m	tw =	7	mm
a =	400	mm	I _x =	20000	cm ⁴
bf =	200	mm	I _y =	1450	cm ⁴
iy =	4.48	cm	Z _x =	1088	cm ³
ix =	16.7	cm	Z _y =	222	cm ³
E =	200000	Mpa	G =	80000	Mpa
			S _x =	1010	cm ³
			S _y =	145	cm ³
			L _p =	227.61	cm
			L _r =	645.51	cm
			r =	16	mm
			h =	342	mm
			h ₀ =	389	mm

- Sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek, beban pelat beton dan juga beban pekerja saat pelaksanaan.

1. Gaya dalam pada balok induk sebelum komposit Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk memanjang:

**Gambar 4.19** Gaya dalam maksimum balok induk memanjang

Didapatkan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 M_u &= 4668.56 \text{ kg.m} \\
 M_a &= 2279.48 \text{ kg.m} \\
 M_b &= 4668.56 \text{ kg.m} \\
 M_c &= 2279.48 \text{ kg.m} \\
 V_u &= 2910.78 \text{ kg} \\
 F_{maks} &= 0.00018 \text{ m} \\
 &= 0.018 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

a. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Kontrol Tekuk Lokal Penampang

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = \frac{200}{2 \cdot 11} = 9,09$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 10,97$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$9,09 < 10,97 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{342}{7} = 48.86$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$48.86 < 108,54 \text{ (KOMPAK)}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p = Z_x F_y \\
 &= 1088 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 26112 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$4668.56 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 26112 \text{ kg.m}$$

$$4668.56 \text{ kg.m} \leq 23500.8 \text{ kg.m (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 4668.56 \text{ kg.m} / 23500.8 \text{ kg.m} = 0,19$$

Kontrol Tekuk Lateral Jarak penahan lateral,

$$L_b = 6000 \text{ mm} = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 227.6 \text{ cm}$$

$$L_r = 645.5 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah}$$

Maka, momen nominal diperoleh dengan rumus:

- Perhitungan momen nominal (Mn)

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{(2,5 \cdot M_{max}) + (3 \cdot M_a) + (4 \cdot M_b) + (3 \cdot M_c)}$$

$$= \frac{12,5 \cdot 4668.56 \text{ kg.m}}{(2,5 \times 4668.56 \text{ kg.m}) + (3 \times 2279.48 \text{ kg.m}) + (4 \times 4668.56 \text{ kg.m}) + (3 \times 2279.48 \text{ kg.m})}$$

$$< 2,30$$

$$= 1,325 \leq 2,30$$

$$= 1,325$$

$$0,7 F_y S_x = 0,7 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 \cdot 1010 \text{ cm}^3 = 16968 \text{ kgm}$$

$$\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} = \frac{645.5 \text{ cm} - 600 \text{ cm}}{645.5 \text{ cm} - 227.6 \text{ cm}} = 0.1$$

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

$$M_n = 1,325 \{ (26112 \text{ kg.m}) + (26112 \text{ kg.m} - 16968 \text{ kg.m}) \cdot (0.1) \}$$

$$= 35934.7 \text{ kg.m}$$

$$M_n > M_p$$

$$35934.7 \text{ kgm} < 26112 \text{ kgm}$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = 26112 \text{ kgm}$$

$$\emptyset \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 26112 \text{ kg.m} \geq 4668.56 \text{ kg.m}$$

$$23500.8 \text{ kg.m} \geq 4668.56 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 4668.56 \text{ kg.m} / 23500.8 \text{ kg.m} = 0,2$$

Nilai momen nominal dari profil memenuhi kebutuhan (momen ultimate). Maka, berdasarkan kontrol tekuk lateral profil dapat digunakan.

c. Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{342 \text{ mm}}{7 \text{ mm}} = 48.86$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$48.86 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok mengalami geser plastis

($C_v = 1$)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h-2t_f) \times t_w) C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((342 \text{ mm} - 2.11 \text{ mm}) \cdot 7 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 32256 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 32256 \text{ kg} \geq 2910.78 \text{ kg}$$

$$29030.4 \text{ kg} \geq 2910.78 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

Kontrol Lentutan

$$L = 600 \text{ m}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.018 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin}$$

$$0.02 \text{ cm} < 1.67 \text{ cm (OK)}$$

Nilai lendutan izin memenuhi kebutuhan(lendutan aktual).

Maka, berdasarkan kontrol lendutan, profil dapat digunakan

Berdasarkan kontrol yang telah dilakukan, maka sebelum komposit profil WF 400 x 200 x 7 x 11 dapat digunakan untuk balok induk melintang

- Setelah Komposit

Gaya dalam pada balok induk setelah komposit Gaya dalam maksimum pada balok induk didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam maksimum pada balok induk:

$$Mu + = 13250.45 \text{ kg.m}$$

$$Mu - = -13587.37 \text{ kg.m}$$

$$Vu = 7414.82 \text{ kg}$$

Zona momen positif

Lebar efektif (SNI 1729:2015 Pasal I3.1.a)

$$b_{eff} \leq L/4 = 6000/4 = 1500 \text{ mm}$$

$$b_{eff} \leq \text{jarak antar balok} = 5100 \text{ mm}$$

Sehingga dipakai $b_{eff} = 1500 \text{ mm}$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{342}{7} = 48.86$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 108,54$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$48.86 < 108,54 \text{ (distribusi tegangan plastis)}$$

Menentukan nilai C

$$\begin{aligned}
 A_c &= b_{eff} \times (t_b - h_r) \\
 &= 1500 \times (90 - 54) = 54000 \text{ mm}^2 \\
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\
 &= 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 54000 \text{ mm}^2 \\
 &= 1377000 \text{ N} \\
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 7216 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 1731840 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dipakai $C = 1377000 \text{ N}$ (PNA terjadi pada sayap baja)

$$\begin{aligned}
 a &= C / (0,85 f'_c b_{eff}) \\
 &= 1377000 \text{ N} / (0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 1500 \text{ mm}) \\
 &= 36 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

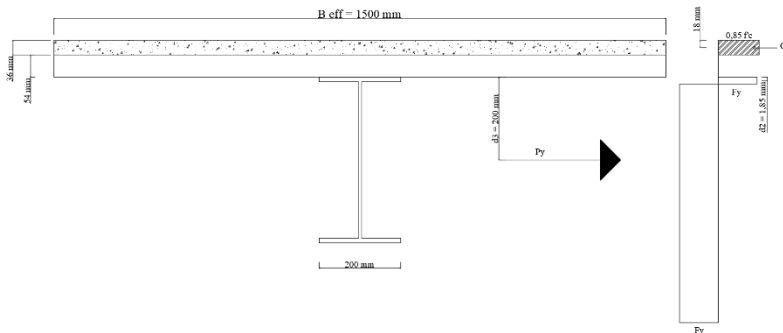
Didapatkan $a < t$ pelat sehingga momen nominal dihitung sebagai berikut :

$$M_n = C (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2)$$

$$\begin{aligned}
 d_1 &= t_{pelat} - a/2 \\
 &= (90 - 54) - 36/2 \\
 &= 18 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d_2 = \frac{(T - C)/2}{2 f_y b_f} = \frac{(1731840 \text{ N} - 1377000 \text{ N})/2}{2 \times 240 \text{ Mpa} \times 200 \text{ mm}} = 1.85 \text{ mm}$$

$$d_3 = d/2 = 400 \text{ mm} / 2 = 200 \text{ mm}$$



Gambar 4.20 arah gaya pada balok induk memanjang

$$\begin{aligned}
 M_n &= C (d_1+d_2) + P_y (d_3-d_2) \\
 &= 1377000 \text{ N} \times (18 \text{ mm} + 1.85 \text{ mm}) + 1731840 \text{ N} \\
 &\quad (200 \text{ mm} - 1.85 \text{ mm}) \\
 &= 370498211.3 \text{ N.mm} \\
 &= 37049.82 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n > M_p, \text{ maka } M_n &= M_p = 26112 \text{ kg.m} \\
 \phi \times M_n &\geq M_u \\
 0,9 \times 26112 \text{ kg.m} &\geq 13250.45 \text{ kg.m} \\
 23500.8 \text{ kg.m} &\geq 13250.45 \text{ kg.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio} = 13250.45 \text{ kg.m} / 23500.8 \text{ kg.m} = 0,57$$

Zona Momen negatif

Dipakai tulangan D7,5-250

$$\begin{aligned}
 n = \text{beff/jarak tulangan} &= 1500/250 &&= 6 \text{ buah} \\
 \text{diameter tulangan} &&&= 7,5 \text{ mm} \\
 A_r &&&= 0.442 \text{ cm}^2 \\
 F_y &&&= 240 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal selimut beton} &&&= 20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja

$$T = n \cdot A_r \cdot F_y = 6 \times 0.442 \text{ cm}^2 \times 240 \text{ Mpa} = 6364.8 \text{ kg}$$

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y = 72,16 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ Mpa} = 173184 \text{ kg}$$

$$(P_{yc}-T)/2 = (173184 \text{ kg} - 6364.8 \text{ kg})/2 = 83409.6 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap

$$\begin{aligned}
 P_f &= b_f \times t_f \times f_y \\
 &= 200 \text{ mm} \times 11 \text{ mm} \times 240 \text{ Mpa} \\
 &= 52800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya pada badan

$$\begin{aligned}
 P_w &= (P_{yc}-T)/2 - P_f \\
 &= 83409.6 \text{ kg} - 52800 \text{ kg} \\
 &= 30609.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a_w &= P_w/t_w \cdot f_y \\
 &= 30609.6 \text{ kg}/(7 \text{ mm} \times 240 \text{ Mpa}) \\
 &= 182.2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d2 &= \frac{Pfx\,0,5 \times tf + Pwx(tf + 0.5\,aw)}{Pf + Pw} \\
 &= \frac{52800\text{ kg} \times 0,5 \times 11\text{ mm} + 30609,6\text{ kg} \times (11\text{ mm} + 0,5 \times 182,2)}{52800\text{ kg} + 30609,6\text{ kg}} \\
 &= 40,95020429\text{ mm} \\
 &= 4,1\text{ cm} \\
 d3 &= d/2 = 400/2 = 200\text{ mm} \\
 &= 20\text{ cm} \\
 d1 &= hr + tb - c \\
 &= 5,4\text{ cm} + 9\text{ cm} - 2\text{ cm} \\
 &= 12,4\text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mn negative} &= T(d1 + d2) + Pyc(d3 - d2) \\
 &= (6364,8\text{ kg} \times (12,4\text{ cm} + 4,1\text{ cm})) + \\
 &\quad (173184\text{ kg} \times (20\text{ cm} - 4,1\text{ cm})) \\
 &= 3569787,168\text{ kg.cm} \\
 &= 35697,87\text{ kg.m} \\
 \text{Mn} &> \text{Mp}, \text{ maka Mn} = \text{Mp} = 26112\text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu negative} &= 13587,37\text{ kg.m} \\
 &\quad \emptyset \times \text{Mn} \geq \text{Mu} \\
 0,9 \times 26112\text{ kg.m} &\geq 13587,37\text{ kg.m} \\
 23500,8\text{ kg.m} &\geq 13587,37\text{ kg.m} \quad \text{(OK)} \\
 \text{Rasio} &= 13587,37\text{ kg.m} / 23500,8\text{ kg.m} = 0,58
 \end{aligned}$$

Kontrol Geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{342\text{ mm}}{7\text{ mm}} = 48,86$$

$$1,1 \sqrt{kv E / fy} = 1,1 \sqrt{5 \frac{200000\text{ Mpa}}{240\text{ Mpa}}} = 71,00$$

$$\frac{h}{tw} \leq \sqrt{kv E / fy}$$

$$48,86 \leq 71,00$$

Dari perhitungan diatas didapatkan bahwa balok mengalami geser plastis

(Cv =1)

- Perhitungan gaya geser nominal

$$V_n = 0,6 f_y A_w C_v$$

$$= 0,6 f_y ((h-2t_f) x t_w) C_v$$

$$= 0,6 \times 240 \text{ Mpa} \times ((342 \text{ mm} - 2.11 \text{ mm}) \cdot 7 \text{ mm}) \times 1$$

$$= 32256 \text{ kg}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times V_n \geq V_u$$

$$0,9 \times 32256 \text{ kg} \geq 7414.82 \text{ kg}$$

$$29030.4 \text{ kg} \geq 7414.82 \text{ kg (OK)}$$

Nilai gaya geser nominal dari profil memenuhi kebutuhan (gaya geser ultimate). Maka, berdasarkan kontrol penampang profil terhadap gaya geser dapat digunakan.

- Perhitungan Shear Connector

Direncanakan penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan data sebagai berikut:

$$d_s = 22 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$A_{sc} \cdot f_u = 380.13 \text{ mm}^2 \times 370 \text{ Mpa}$$

$$= 14064.9 \text{ kg}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$= 4700 \sqrt{30 \text{ Mpa}}$$

$$= 25742.96 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{E_c \times f'_c}$$

$$= 0.5 \times 380.13 \text{ mm}^2 \sqrt{25742.96 \text{ Mpa} \times 30 \text{ Mpa}}$$

$$= 167030.2447 \text{ N}$$

$$R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u = 0,85 \times 0,6 \times 380.13 \text{ mm}^2 \times 370 \text{ Mpa}$$

$$= 71731 \text{ N}$$

$$Q_n \text{ pakai} = 71731 \text{ N}$$

Jumlah Shear connector yang dibutuhkan untuk momen negative :

$$V_h = n \cdot A_r \cdot f_u$$

$$= 6 \times 0.442 \text{ cm}^2 \times 370 \text{ Mpa} = 98124 \text{ N}$$

$$n_{SC} = V_h / (2Q_n) = 98124 \text{ N} / (2 \times 71731 \text{ N}) = 0.684 = 1 \text{ baris}$$

Jumlah Shear connector yang dibutuhkan untuk momen positif

$$A_s \cdot F_y = 1731840 \text{ N}$$

$$0.85 f'_c \cdot A_c = 0.85 \times 30 \text{ Mpa} \times 54000 \text{ mm}^2$$

$$= 1377000 \text{ N}$$

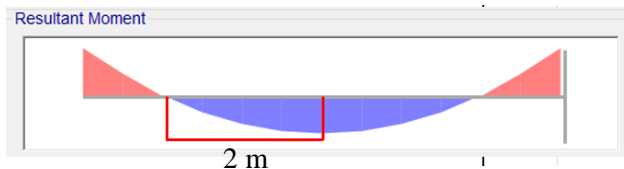
$$V_h = 1377000 \text{ N}$$

$$n = V_h / 2 Q_n \text{ (1 baris} = 2 \text{ Shear Connector)}$$

$$= 1377000 \text{ N} / (2 \times 71731 \text{ N})$$

$$= 9.598354844 \text{ baris}$$

Dari perhitungan kebutuhan shear connector maka :



Gambar 4.21 panjang $M_0 - M_{max}$ untuk penempatan shear connector balok induk melintang

Pada daerah momen negative :

Dipakai $n = 1$ baris

$$S = L/n = 1 \text{ m} / 1 = 100 \text{ cm}$$

Dipakai $S = 50 \text{ cm}$

Pada daerah momen positif :

Dipakai $n = 10$ baris

$$S = L/n = 2 \text{ m} / 10 = 20 \text{ cm}$$

Dipakai $S = 20 \text{ cm}$

4.3.3 Perencanaan Kolom

Kolom direncanakan menggunakan Concrete Filled Steel Tube dengan profil baja Hollow Section 700 x 700 x 22 data-data sebagai berikut:

$d = 700 \text{ mm}$	$i_x = 27,4 \text{ cm}$
$t = 22 \text{ mm}$	$i_y = 27,4 \text{ cm}$
$A = 575.9 \text{ cm}^2$	$Z_x = 12360 \text{ cm}^3$
$q = 458.6 \text{ kg/m}$	$Z_y = 12360 \text{ cm}^3$
$I_x = 432500 \text{ cm}^4$	$I_y = 432500 \text{ cm}^4$
$F_y = 240 \text{ Mpa}$	$G = 80000 \text{ Mpa}$
$F_u = 370 \text{ Mpa}$	$E = 200000 \text{ Mpa}$
$L = 4 \text{ m}$	

Isian beton :

$$A_c = 4596.84 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{40} = 29725.4 \text{ Mpa}$$

1. Gaya dalam pada kolom Gaya dalam pada kolom didapatkan dari hasil analisis program SAP2000, berikut besarnya gaya dalam pada kolom:

Tabel 4.43 Gaya dalam yang terjadi pada kolom

Gaya dalam pada kolom				
kombinasi	Pu (kg)	Mux (kgm)	Muy (kgm)	Mu (kgm)
1,2 D + 1 L + Ex	-794055.4	-65786.25	-26952.22	-65786.25
1,2 D + 1 L mnt	-484955.5	-2189.1	-5941.26	5941.26
Gempa X mlt	435070.07	65621.85	26628.48	65621.85
Gempa Y	357633.54	18782.19	84636.15	84636.15

selain momen maksimum terdapat pula momen minimum dan geser akibat kombinasi 1,2 D + 1 L sebagai berikut :

Tabel 4.44 momen minimum dan geser pada kolom

Arah X		Arah Y		H	
M1(kgm)	M2 (kgm)	M1 (kgm)	M2 (kgm)	X (kg)	Y (kg)
0.17	-65786.25	-0.38	84636.15	21801.37	11947.7

2. Penampang

Untuk komponen struktur komposit terisi beton, luas penampang baja harus terdiri sedikitnya 1% dari total penampang melintang komposit. Komponen struktur komposit terisi beton harus diklasifikasikan untuk tekuk lokal sesuai dengan Pasal II.4.

$$A_s / (A_s + A_c) \times 100\% > 1\%$$

$$575.9 \text{ cm}^2 / (575.9 \text{ cm}^2 + 4303.36 \text{ cm}^2) \times 100\% > 1\%$$

$$11.8\% > 1\% \quad \mathbf{OK}$$

3. Kontrol kuat tekan

Kontrol tekuk lokal elemen tekan

$$b/t = (700 - 2 \times 22) \text{ mm} / 22 \text{ mm} = 29.81$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 65,24$$

$$29.81 < 65,24 \text{ (Penampang kompak)}$$

Kuat tekan nominal

Untuk penampang kompak:

$C2 = 0,85$ untuk penampang persegi

$$\begin{aligned} P_p &= F_y A_s + C2 f'_c (A_c + A_{s_r} \times E_s / E_c) \\ &= 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 575.9 \text{ cm}^2 + 0,85 \times 40 \text{ kg/cm}^2 \times \\ &\quad (4303.36 \text{ cm}^2 + 0 \text{ cm}^2) \\ &= 2845302.4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_{no} = P_p = 2845302.4 \text{ kg}$$

Kontrol Kuat tekan

$P_u \text{ tekan} < \phi P_{no}$

$$794055.36 \text{ kg} < 0,9 \times 2845302.4 \text{ kg}$$

$$794055.36 \text{ kg} < 2560772.16 \text{ kg} \text{ OK}$$

$$\text{Rasio} = 794055.36 \text{ kg} / 2560772.16 \text{ kg} = 0.31$$

4. Kontrol kuat lentur

Kontrol tekuk lokal elemen lentur

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700-2 \times 22}{22} = 29.81$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 65,24$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$29.81 < 65,24 \text{ (KOMPAK)}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{700-2 \times 22}{22} = 29.81$$

$$\lambda_p = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{240 \text{ Mpa}}} = 86.60$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$29.81 < 86.60 \text{ (KOMPAK)}$$

Karena penampang kompak maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n = M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 12360 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 296640 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u = 65786.25 \text{ kg.m}$$

$$\phi \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 296640 \text{ kg.m} \geq 65786.25 \text{ kg.m}$$

$$266976 \text{ kg.m} \geq 65786.25 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

$$\text{Rasio} = 65786.25 \text{ kg.m} / 266976 \text{ kg.m} = 0.25$$

5. Analisis orde kedua

Momen arah sumbu X

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, M_r , dan kekuatan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Dari SAP didapatkan:

$$M_{nt} = +2189.1 \text{ kg.m (kombinasi 1,2DL + 1,2SDL + 1LL)}$$

$$M_{lt} = + 65621.85 \text{ kg.m (QUAKE X)}$$

Mencari B_1

$$M_1 = 0.17 \text{ kg.m momen terkecil di kolom (kombinasi lengkap)}$$

$$M_2 = 65786.25 \text{ kg.m momen terbesar di kolom (kombinasi lengkap)}$$

$$\begin{aligned} C_m &= 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \\ &= 0,6 - 0,4 \frac{0.17}{65786.25} \\ &= 0.599 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1$$

$$P_{\text{story}} = 794055.36 \text{ kg (beban vertikal total)}$$

$$P_{nt} = 484955.52 \text{ kg (kombinasi 1,2 DL + 1LL)}$$

$$P_e 1 = \frac{\pi^2 EI}{K L^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \times 432500}{1 \times 4000^2} = 53357548.79 \text{ kg}$$

$$H = 21801.37 \text{ kg}$$

$$\Delta H = 233.28 \text{ mm}$$

$$P_{lt} = 435070.07 \text{ kg}$$

$$M_{lt} = 65621.85 \text{ kg.m}$$

$$P_e \text{ story} = \frac{R_m H L}{\Delta H} = \frac{0.85 \times 21801.37 \text{ kg} \times 400 \text{ cm}}{233.28 \text{ mm}} = 31774.97 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{\text{story}}}{P_e \text{ story}}} = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{794055.36 \text{ kg}}{31774.97 \text{ kg}}} = -0.041684102$$

$$\text{Dipakai } B_2 = 1$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$= 484955.52 \text{ kg} + 435070.07 \text{ kg}$$

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} = \frac{920025.59 \text{ kg}}{1 - 1 \times \frac{0.599}{53357548.79 \text{ kg}}} = 0.61$$

Dipakai $B1 = 1$

$$Mr = B1 Mnt + B2 Mlt$$

$$Mr = 1 \times 2189.1 \text{ kg.m} + 1 \times 65621.85 \text{ kg.m}$$

$$Mr = 67810.95 \text{ kg.m}$$

Momen arah sumbu Y

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, Mr , dan kekuatan aksial, Pr , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$Mr = B1Mnt + B2Mlt$$

Dari SAP didapatkan:

$$Mnt = + 5941.26 \text{ kg.m (kombinasi 1,2DL + 1,2SDL + 1LL)}$$

$$Mlt = + 26628.48 \text{ kg.m (QUAKE X)}$$

Mencari B1

$$M1 = 0.38 \text{ kg.m momen terkecil di kolom (kombinasi lengkap)}$$

$$M2 = 84636.15 \text{ kg.m momen terbesar di kolom (kombinasi lengkap)}$$

$$\begin{aligned} Cm &= 0,6 - 0,4 \frac{M1}{M2} \\ &= 0,6 - 0,4 \frac{0,38}{84636,15} \\ &= 0,599 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1$$

$$P_{\text{story}} = 794055.36 \text{ kg (beban vertikal total)}$$

$$P_{\text{nt}} = 484955.52 \text{ kg (kombinasi 1,2 DL + 1LL)}$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{KL^2} = \frac{\pi^2 \times 200000 \times 432500}{1 \times 4000^2} = 53357548.79 \text{ kg}$$

$$H = 11947.7 \text{ kg}$$

$$\Delta H = 239.42 \text{ mm}$$

$$Plt = 357633.54 \text{ kg}$$

$$Mlt = 26628.48 \text{ kg.m}$$

$$Pe \text{ story} = \frac{Rm \ H \ L}{\Delta H} = \frac{0.85 \times 11947.7 \text{ kg} \times 400 \text{ cm}}{239.42 \text{ mm}} = 16966.9117 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{1 - \alpha \frac{P_{story}}{Pe \text{ story}}} = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{794055.36 \text{ kg}}{16966.9117 \text{ kg}}} = -0.021833952$$

$$\text{Dipakai } B2 = 1$$

$$\begin{aligned} Pr &= Pnt + B2 \ Plt \\ &= 484955.52 \text{ kg} + 1 \times 357633.54 \text{ kg} \\ &= 842589.06 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe \ 1}} = \frac{0.599}{1 - 1 \times \frac{842589.06 \text{ kg}}{53357548.79 \text{ kg}}} = 0.712$$

$$\text{Dipakai } B1 = 1$$

$$Mr = B1 \ Mnt + B2 \ Mlt$$

$$Mr = 1 \times 5941.26 \text{ kg.m} + 1 \times 26628.48 \text{ kg.m}$$

$$Mr = 32569.74 \text{ kg.m}$$

$$Pc = Pp = Pn0 = 2845302.4 \text{ kg}$$

$$Pr = 920025.59 \text{ kg}$$

$$Pr/Pc = 0.32$$

$$\begin{aligned} \text{Interaksi} &= \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) < 1 \\ &= 0,32 + \frac{8}{9} \left(\frac{67810.95 \text{ kg.m}}{296640 \text{ kg.m}} + \frac{32569.74 \text{ kg.m}}{296640 \text{ kg.m}} \right) < 1 \\ &= 0.624 < 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan kontrol tekan, lentur dan interaksi pada kolom K2, K3 dan K4 dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.45 Rekapitulasi perhitungan dan kontrol kolom

KOLOM	K1	K2	K3	K4
-------	----	----	----	----

PROFIL	CFT 700 X 700 X 22	CFT 600 X 600 X 22	CFT 500 X 500 X 22	CFT 400 X 400 X 22
As/(As + Ac) %	11.80	13.63	15.73	19.15
Pu (kg)	794055	405174	198409	35492
Ø Pn0 (kg)	2560772	1999820	1474796	1036244
Rasio Tekan	0.31	0.2	0.13	0.03
Kontrol tekan	OK	OK	OK	OK
Mu (kg.m)	65786	28074	21081	16302
Ø Mn (kg.m)	266976	190944	120744	71496
Rasio Lentur	0.25	0.15	0.17	0.23
Kontrol lentur	OK	OK	OK	OK
Interaksi	0.62	0.33	0.31	0.34
Kontrol interaksi	OK	OK	OK	OK

4.3.4 Kontrol Strong Column Weak Beam

$$\sum M_{nc} = 2 \times M_{pc}$$

$$M_{pc} = Z_x \times (f_y - P_u/A_g)$$

$$Z_x = 12360 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 794055 \text{ kg}$$

$$A_g = 575.9 \text{ cm}^2$$

$$M_{pc} = Z_x \times (f_y - P_u/A_g)$$

$$= 12360 \text{ cm}^3 \times (2400 \text{ kg/cm}^2 - 794055 \text{ kg} / 575.9 \text{ cm}^2)$$

$$= 12621936.71 \text{ kg.cm}$$

$$= 126219.3671 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{nc} &= 2 \times M_{pc} \\ &= 2 \times 126219.3671 \text{ kg.m} = 252438.7 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{pb} &= 1,1R_y Z_x F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2863 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 11337480 \text{ kg.cm} \\ &= 113374.8 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\Sigma M_{nc} / M_{pb} = 252438.7 \text{ kg.m} / 113374.8 \text{ kg.m} = 2,2 > 1 \text{ OK}$$

4.4 Perencanaan Sambungan

Sambungan menggunakan baut dan las dengan mutu kuat baut sebagai berikut :

Tabel 4.46 Kuat Mutu Baut

Deskripsi Pengencang	Kekuatan Tarik Nominal, F_u ^(a) ksi (MPa)	Kekuatan Geser Nominal dalam Sambungan Tipe-Tumpu, F_v ^(b) ksi (MPa)
Baut A307	45 (310)	27 (188)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	0,75 F_u	0,450 F_u
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	0,75 F_u	0,563 F_u

^(a)Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat Lampiran 3
^(b)Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_u harus direduksi sampai 83,3 % dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut-baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.
^(c)Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1 persen untuk setiap 1/16 in. (2 mm) di atas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.
^(d)Ulir diizinkan pada bidang geser.

4.4.1 Sambungan balok anak ke balok induk

Sambungan antara balok anak lantai dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai tumpuan sederhana (sendi). Pada sambungan ini direncanakan dengan menggunakan profil siku 60 x 60 x 5.

1. Sambungan pada balok anak

Balok anak WF 250x125x5x8, $t_w = 5$ mm

Balok induk WF 600x200x11x17, $t_w = 11$ mm

Pelat siku 60x60x5, $t_p = 5$ mm

$f_y = 2400$ kg/cm² $f_u = 3700$ kg/cm²

Baut tipe tumpu,

$F_{nv} = 4570$ kg/cm² $d_b = 12$ mm

$A_b = 113,1$ mm² = $1,13$ cm²

$r_1 = 0,5$

$m = 2$

Kuat geser

$\phi = 0,75$

$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$

$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$

$\phi R_n = 7752,82$ kg

Kuat tumpu

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 5 mm

l_c = Jarak tepi – $\frac{1}{2}$ Dlubang baut

= $40 - \frac{1}{2} (13,5)$

= 33,25 mm

$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$

$R_n = 1,2 \times 3,325 \times 0,5 \times 3700 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,5 \times 3700$

$R_n = 12369$ kg < 8928 kg

Maka kekuatan tumpu, $R_n = 8928$ kg

$\phi R_n = 6696$ kg

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka :

$\phi R_n = 6696$ kg

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{4319.35 \text{ kg}}{6696 \text{ kg}} = 0.6 \text{ (direncanakan dengan 3}$$

baut)

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm
 $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **40 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(6)$ atau 200 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 75 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **50 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$
 atau 150 mm $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm
 $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **40 mm**

2. Sambungan pada balok induk

Balok anak WF 250x175x5x8, $tw = 5 \text{ mm}$

Balok induk WF 600x200x11x17, $tw = 11 \text{ mm}$

Pelat siku 60x60x5, $tp = 5 \text{ mm}$

$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Baut tipe tumpu,

$F_{nv} = 4570 \text{ kg/cm}^2$ $db = 12 \text{ mm}$

Kuat geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi F_{nv} m Ab$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 4570 \times 2 \times 1,131$$

$$\phi Rn = 7752.82 \text{ kg}$$

Kuat tumpu

Tp (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 5 mm

$lc = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} \text{ Dlubang baut}$

$$= 40 - \frac{1}{2} (13,5)$$

$$= 23,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2lctFu \leq 2,4dtFu$$

$$Rn = 1,2 \times 3,325 \times 0,5 \times 3700 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,5 \times 3700$$

$$Rn = 12369 \text{ kg} < 8928 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 8928 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 6696 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka :

$$\phi Rn = 6696 \text{ kg}$$

Jumlah baut $n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{4232,23 \text{ kg}}{6696 \text{ kg}} = 0,6$ (direncanakan dengan 3 baut)

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm
 $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **40 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(12) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(5)$ atau 200 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 75 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **50 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(12) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm
 $18 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **30 mm**

Kontrol kekuatan plat siku

Digunakan profil $\text{L} 60 \times 60 \times 5$

$$D \text{ lubang} = db + 1,5 = 12 + 1,5 = 13,5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Agv &= Lgv \times \text{tplat siku} \\ &= 18 \text{ cm} \times 0,5 \text{ cm} = 9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$Anv = Lnv \times \text{tplat siku}$$

$$= (18 - (3 \times 1,2)) \times 0,5 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Pelelehan geser elemen

$$\phi = 1,00$$

$$\phi Rn = \phi 0,60 Fy Agv$$

$$\phi Rn = 1 \times 0,60 \times 2400 \times 9$$

$$\phi Rn = 12960 \text{ kg}$$

Keruntuhan geser elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi 0,60 Fu Anv$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 0,60 \times 3700 \times 7,2$$

$$\phi Rn = 15984 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser,

maka: $\phi Rn = 12960 \text{ kg}$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$4232,23 \text{ kg} < 12960 \text{ kg (Ok)}$$

Maka, sambungan balok anak pada balok induk menggunakan baut A325 – 3M12 dan plat siku penyambung L 60 x 60 x 5 dengan panjang 180 mm.

4.4.2 Sambungan tangga

1. Sambungan pada balok penumpu tangga

Menggunakan baut dan plat penyambung dengan tebal 5 mm.

Pada perhitungan balok penumpu tangga didapatkan gaya geser yang bekerja sebesar 3005,69 kg. Profil balok penumpu tangga

WF 300 x 150 x 5,5 x 8 dan profil kolom CFT 700 x 700 x 22.

Digunakan baut A325:

$$db = 8 \text{ mm}$$

$$Ab = 50,3 \text{ mm}^2 = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = db + 1,5 = 8 + 1,5 = 9,5 \text{ mm}$$

$$Fnv = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi Fnv mAb$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 4570 \times 1 \times 0,503$$

$$\phi Rn = 1724,033 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

Tp (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 5 mm

$$lc = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} \text{Dlubang baut}$$

$$= 20 - \frac{1}{2} (9,5)$$

$$= 15,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2lctFu \leq 2,4dtFu$$

$$Rn = 1,2 \times 1,525 \times 0,5 \times 3700 \leq 2,4 \times 0,8 \times 0,5 \times 3700$$

$$Rn = 3385.5 \text{ kg} < 3552 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 3385.5 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 2539.125 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi Rn = 1724,033 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{3005.69 \text{ kg}}{1724,033 \text{ kg}} = 1.7 \text{ (direncanakan dengan 3 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(8) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm
 $12 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 60 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **20 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(8) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(5)$ atau 200 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 75 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **30 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(8) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(5)$ atau 150 mm

12 mm ≤ jarak tepi ≤ 60 mm
 Maka digunakan jarak tepi = **20 mm**

Kontrol kekuatan plat penyambung
 Digunakan pelat dengan tebal 5 mm
 D lubang = db + 1,5 = 8 + 1,5 = 9,5 mm

$$\begin{aligned} Agv &= L_{gv} \times t_{\text{plat siku}} \\ &= 10 \text{ cm} \times 0,5 \text{ cm} = 5 \text{ cm}^2 \\ Anv &= L_{nv} \times t_{\text{plat siku}} \\ &= (10 - (3 \times 0,8)) \times 0,5 = 3,8 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Pelelehan geser elemen

$$\begin{aligned} \phi &= 1,00 \\ \phi Rn &= \phi 0,60 F_y Agv \\ \phi Rn &= 1 \times 0,60 \times 2400 \times 5 \\ \phi Rn &= 7200 \text{ kg} \end{aligned}$$

Keruntuhan geser elemen

$$\begin{aligned} \phi &= 0,75 \\ \phi Rn &= \phi 0,60 F_u Anv \\ \phi Rn &= 0,75 \times 0,60 \times 3700 \times 3,8 \\ \phi Rn &= 8436 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka: $\phi Rn = 7200 \text{ kg}$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$\begin{aligned} Vu &\leq \phi Rn \\ 3005,69 \text{ kg} &< 7200 \text{ kg (Ok)} \end{aligned}$$

3. Sambungan pada kolom CFT

Mutu Las FE70xx → Fu las = 70 ksi = 70 x 70,3 kg/cm²
 Panjang plat (L) = 100 mm = 10 cm
 Tebal plat penyambung = 5 mm

Beban pada las Las memikul beban geser P_u dan $M_u = P_u \times e$
Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Maka, luas las $A = L \times t_e = 10 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$

Akibat P_u

$$P_u = 3005.69 \text{ kg}$$

$$f_p = P_u/A = 3005.69/10 = 300,57 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_u

$$M_u = P_u \times e = 3005.69 \text{ kg} \times 2 \text{ cm} = 6011.372 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = 1/6 \times t_e \times L^2 = 1/6 \times 1 \text{ cm} \times (10 \text{ cm})^2 = 16.67 \text{ cm}^3$$

$$f_m = M_u/S_x = 6011.372 \text{ kg.cm} / 16.67 \text{ cm}^3 = 360.68 \text{ kg/cm}^2$$

Beban total

$$\sqrt{f_p^2 + f_m^2} = \sqrt{300,57^2 + 360.68^2} = 469.5 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F_{E70XX})$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 70 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 469.5 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} t_e &= (f_{\text{total}} / \phi f_n) \times 1 \text{ cm} \\ &= (469.5 \text{ kg/cm}^2) / (2214,45 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 0.21 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = t_e / 0,707 = 0.21 \text{ cm} / 0,707 = 0.299 \text{ cm} = 2.99 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015 Tebal plat tertipis = 5 mm ($t = 5 \text{ mm}$),

maka:

$$a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = t - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ mm}$$

dipakai $a = 3 \text{ mm}$

4.4.3 Sambungan bresing

Bresing terdiri dari bresing arah X dan arah Y. Sambungan pada bresing menggunakan plat buhul yang dibaut pada bresing dan dilas pada balok dan kolom. Digunakan bresing arah X untuk contoh perhitungan sambungan bresing.

Beban pada bresing arah X

Profil bresing menggunakan WF 350 x 175 x 7 x 11. Kuat perlu pada sambungan batang bresing ke balok harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25R_yV_n$ sesuai dengan peraturan SNI 1729:2015. Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan gaya aksial maksimal pada batang bresing sebesar $P_u = 79375.68$ kg.

1. Sambungan baut pada badan batang bresing

Digunakan baut A325:

$$d_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 3.801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 1 \times 4.524$$

$$\phi R_n = 15505.65 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

$$T_p \text{ (terkecil dari 2 elemen yang disambung)} = 7.5 \text{ mm}$$

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang}} \text{ baut}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 3.725 \text{ cm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 3.725 \text{ cm} \times 0,75 \times 6200 \leq 2,4 \times 2,4 \times 0,75 \times 6200$$

$$R_n = 19399.8 \text{ kg} < 24998.4 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 19399.8 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 14549.85 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi Rn = 14549.85 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{Pu}{\phi Rn} = \frac{79375.68 \text{ kg}}{14549.85 \text{ kg}} = 5.45 \text{ (direncanakan dengan 6 baut)}$$

dengan 2 baut pada 1 baris sehingga terdapat 3 baris

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm
 $33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(10)$ atau 200 mm
 $66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 150 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **80 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$
 atau 150 mm
 $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm
 $33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**

Dimensi pelat penyambung

$$Lgv = (n_{\text{baris}} - 1) \times S + 2 \times S1 = (3 - 1) \times 80 + 2 \times 50 = 260 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = S + 2 \times S2 = 80 \text{ mm} + 2 \times 50 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$$

$$Lnv = Lgv - n_{\text{baris}} \times d_{\text{lubang}} = 260 \text{ mm} - (3 \times 25,5 \text{ mm}) = 183.5 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan pelat dengan tebal 10 mm

$$tp = 10 \text{ mm}$$

$$Ag = Lg \times tp = 260 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} = 2600 \text{ mm}^2 = 26 \text{ cm}^2$$

$$An = Ln \times tp = 183.5 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} = 1835 \text{ mm}^2 = 18.35 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi Rn = \phi FyAg$$

$$\phi Rn = 0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 26 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 49140 \text{ kg}$$

$$Ae = An = 18.35 \text{ cm}^2$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi FuAe$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 3700 \text{ kg/cm}^2 \times 18.35 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 46792.5 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser,

maka:

$$\phi Rn = 46792.5 \text{ kg}$$

Terdapat 2 baut dalam 1 baris pada pelat penyambung, sehingga kekuatan geser elemen adalah :

$$2 \phi Rn = 93585 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$79375.68 \text{ kg} < 93585 \text{ kg OK}$$

2. Sambungan baut pada pelat buhul

Pelat penyambung tebal = 10 mm

Tebal pelat buhul = 11 mm

Bidang geser m = 1

$$Pu = 79375.68 \text{ kg}$$

Digunakan baut A325:

$$db = 24 \text{ mm}$$

$$Ab = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = db + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

$$F_{nv} = 457 \text{ MPa} = 4570 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 4570 \times 1 \times 4.524$$

$$\phi R_n = 15505.65 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 10 mm

l_c = Jarak tepi – $\frac{1}{2}$ Dlubang baut

$$= 50 - \frac{1}{2}(25,5)$$

$$= 3.725 \text{ cm}$$

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4d t F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 3.725 \text{ cm} \times 1 \times 6200 \leq 2,4 \times 2,4 \times 1 \times 6200$$

$$R_n = 27714 \text{ kg} < 35712 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $R_n = 27714 \text{ kg}$

$$\phi R_n = 20785.5 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 15505.65 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{79375.68 \text{ kg}}{15505.65 \text{ kg}} = 5.11 \text{ (direncanakan dengan 6 baut)}$$

dengan 2 baut pada 1 baris sehingga terdapat 3 baris

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5d_b \leq \text{jarak tepi} \leq 12t_p$ atau 150 mm
- $1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm

$$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$$

Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**

- Jarak antar baut $3d_b \leq \text{jarak antar baut} \leq 15t_p$ atau 200 mm
- $3(22) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(10)$ atau 200 mm

$66 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 150 \text{ mm}$

Maka digunakan jarak antar baut = **80 mm**

- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm

$1,5(22) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(10)$ atau 150 mm

$33 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 120 \text{ mm}$

Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**

Dimensi pelat penyambung

$L_{gv} = (n_{\text{baris}} - 1) \times S + 2 \times S_1 = (3 - 1) \times 80 + 2 \times 50 = 260 \text{ mm}$

Lebar = $S + 2 \times S_2 = 80 \text{ mm} + 2 \times 50 \text{ mm} = 180 \text{ mm}$

$L_{nv} = L_{gv} - n_{\text{baris}} \times d_{\text{lubang}} = 260 \text{ mm} - (3 \times 25,5 \text{ mm}) = 183,5 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan pelat dengan tebal 10 mm

$tp = 10 \text{ mm}$

$A_g = L_g \times tp = 260 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} = 2600 \text{ mm}^2 = 26 \text{ cm}^2$

$A_n = L_n \times tp = 183,5 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} = 1835 \text{ mm}^2 = 18,35 \text{ cm}^2$

Pelelehan elemen

$\phi = 0,9$

$\phi R_n = \phi F_y A_g$

$\phi R_n = 0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 26 \text{ cm}^2$

$\phi R_n = 49140 \text{ kg}$

$A_e = A_n = 18,35 \text{ cm}^2$

Keruntuhan elemen

$\phi = 0,75$

$\phi R_n = \phi F_u A_e$

$\phi R_n = 0,75 \times 3700 \text{ kg/cm}^2 \times 18,35 \text{ cm}^2$

$\phi R_n = 46792,5 \text{ kg}$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser,

maka:

$\phi R_n = 46792,5 \text{ kg}$

Terdapat 2 baut dalam 1 baris pada pelat penyambung, sehingga kekuatan geser elemen adalah :

$$2 \phi Rn = 93585 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$79375.68 \text{ kg} < 93585 \text{ kg} \text{ OK}$$

3. Sambungan las pelat buhul ke balok

Pelat buhul dilas di kedua sisi pada balok

$$\text{Mutu Las FE70xx} \rightarrow Fu \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 70 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$$

Panjang plat yang dilas pada satu sisi (L) = 40 cm

Tebal plat buhul = 11 mm

Beban pada las Las memikul beban $Pu = 73710.15 \text{ kg}$

Untuk desain, dimisalkan $te = 1 \text{ cm}$

Dilas pada kedua sisi balok maka:

$$\text{luas las } A = 2 \times L \times te = 2 \times 40 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 80 \text{ cm}^2$$

Akibat Pu

$$Pu = 79375.68 \text{ kg}$$

$$\alpha = 28,07^\circ$$

$$Pu \sin \alpha = 79375.68 \text{ kg} \times \sin (28,07^\circ) = 57907.5 \text{ kg}$$

$$Pu \cos \alpha = 79375.68 \text{ kg} \times \cos (28,07^\circ) = 39605.3 \text{ kg}$$

$$fv = Pu \sin \alpha / A = 57907.5 \text{ kg} / 80 \text{ cm}^2 = 723.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$fh = Pu \cos \alpha / A = 39605.3 \text{ kg} / 80 \text{ cm}^2 = 495.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{723.85^2 + 495.1^2} = 876.95 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi fn = \phi Fnw$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60FE70XX)$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60 \times 70 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= 876.95 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 2214,45 \text{ kg/cm}^2 \\ t_e &= (f_{\text{total}} / \phi f_n) \times 1 \text{ cm} \\ &= (876.95 \text{ kg/cm}^2) / (2214,45 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 0.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$a = t_e / 0,707 = 0.4 \text{ cm} / 0,707 = 0.56 \text{ cm} = 5.6 \text{ mm}$
 Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015
 Tebal plat tertipis = 11 mm
 maka:
 $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$
 $a_{\text{max}} = t - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ mm}$
 dipakai $a = 7 \text{ mm}$

4. Sambungan las pelat buhul pada balok dan kolom

Pelat buhul dilas pada kedua sisi balok dan kolom
 Mutu Las FE70xx \rightarrow $F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 70 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$
 Panjang plat yang dilas pada satu sisi (L) = 40 cm + 40 cm = 80 cm
 Tebal plat buhul = 11 mm

Beban pada las Las memikul beban $P_u = 79375.68 \text{ kg}$
 Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$
 Dilas pada kedua sisi balok maka:
 luas las $A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 80 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 160 \text{ cm}^2$

Akibat P_u

$$P_u = 79375.68 \text{ kg}$$

$$\alpha = 28,07^\circ$$

$$P_u \sin \alpha = 79375.68 \text{ kg} \times \sin (28,07^\circ) = 57907.5 \text{ kg}$$

$$P_u \cos \alpha = 79375.68 \text{ kg} \times \cos (28,07^\circ) = 39605.3 \text{ kg}$$

$$f_v = P_u \sin \alpha / A = 57907.5 \text{ kg} / 160 \text{ cm}^2 = 361.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = P_u \cos \alpha / A = 39605.3 \text{ kg} / 160 \text{ cm}^2 = 247.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{361.9^2 + 247.5^2} = 438.5 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi fn = \phi Fnw$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60FE70XX)$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60 \times 70 \times 70,3)$$

$$\phi fn = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 438.5 \text{ kg/cm}^2 < \phi fn = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} te &= (f_{\text{total}} / \phi fn) \times 1 \text{ cm} \\ &= (438.5 \text{ kg/cm}^2) / (2214,45 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 0.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = te / 0,707 = 0.2 \text{ cm} / 0,707 = 0.28 \text{ cm} = 2.8 \text{ mm}$$

Cek terhadap a min dan a max menurut SNI 1729-2015 Tebal plat tertipis = 11 mm

maka:

$$a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = t - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai } a = 5 \text{ mm}$$

5. Kekuatan Pelat buhul

Dimensi buhul yang disambung pada pelat penyambung

$$L_{gv} = (n_{\text{baris}} - 1) \times S + 2 \times S1 = (3 - 1) \times 80 + 2 \times 50 = 260 \text{ mm}$$

$$L_{nv} = L_{gv} - n_{\text{baris}} \times d_{\text{lubang}} = 260 \text{ mm} - (3 \times 25,5 \text{ mm}) = 183.5 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan plat penyambung

$$\text{Tebal buhul } tp = 11 \text{ mm}$$

$$A_g = L_g \times tp = 260 \text{ mm} \times 11 \text{ mm} = 2860 \text{ mm}^2 = 28.6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_n \times tp = 183.5 \text{ mm} \times 11 \text{ mm} = 2018.5 \text{ mm}^2 = 20.185 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi Rn = \phi Fy A_g$$

$$\phi Rn = 0,9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 28.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 61776 \text{ kg}$$

$$Ae = An = 20.185 \text{ cm}^2$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi Fu Ae$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 3700 \text{ kg/cm}^2 \times 20.185 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 56013.4 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi Rn = 56013.4 \text{ kg}$$

Terdapat 2 baut dalam 1 baris pada pelat penyambung, sehingga kekuatan geser elemen adalah :

$$2 \phi Rn = 112026.75 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$79375.68 \text{ kg} < 112026.75 \text{ kg} \text{ OK}$$

4.4.4 Sambungan balok induk melintang ke kolom

Untuk sambungan balok induk ke kolom digunakan tipe rigid connection, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

1. Web balok induk melintang dengan baut (geser)

Menggunakan baut dan plat baja tebal 15 mm. Profil balok induk melintang WF 600 x 200 x 7 x 11 dan profil kolom CFT 700 x 700 x 22. Untuk tebal badan profil $t_w = 7 \text{ mm}$ dan tebal

plat baja = 15 mm. Gaya geser dipikul oleh badan profil dan momen dipikul oleh sayap profil.

Beban pada baut

Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned}
 M &= 1,1R_y Z_x F_y \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 2863 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 11337480 \text{ kg.cm} \\
 &= 113374.8 \text{ kg.m} \\
 V &= 2 \times M_u/L \\
 &= 2 \times 113374.8 \text{ kg.m} / 5,1 \text{ m} \\
 &= 44460.71 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat beban kombinasi

V_u yang diperoleh dengan menggunakan program bantu SAP2000 dengan besar sebagai berikut:

$$V_u = 21384.55 \text{ kg}$$

Total gaya yang bekerja

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 113374.8 \text{ kg.m}$$

Gaya geser berdasarkan kapasitas balok ditambah akibat dari beban kombinasi,

$$V_u = 44460.71 \text{ kg} + 21384.55 \text{ kg} = 65845.26 \text{ kg}$$

Digunakan baut A490 :

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ub} = 780 \text{ MPa} = 7800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi Fnv m Ab$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 4.524$$

$$\phi Rn = 39290 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

Tp (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 10 mm

$$lc = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} \text{D lubang baut}$$

$$= 50 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 3.725 \text{ cm}$$

$$Rn = 1,2lc tFu \leq 2,4dtFu$$

$$Rn = 1,2 \times 3.725 \text{ cm} \times 1,5 \times 7800 \leq 2,4 \times 2,4 \times 1,5 \times 7800$$

$$Rn = 52299 \text{ kg} > 67392 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 52299 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 39224.25 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi Rn = 39224.25 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{Vu}{\phi Rn} = \frac{65845.26 \text{ kg}}{39224.25 \text{ kg}} = 1.6 \text{ (direncanakan dengan 4 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12)$ atau 150 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(24) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(12)$ atau 200 mm
 $72 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 180 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **80 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
- $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(12)$ atau 150 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 144 \text{ mm}$

Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan pelat dengan tebal 15 mm

D lubang = $db+1,5 = 24+1,5 = 25,5$ mm

panjang plat

$$\begin{aligned} L_{gv} &= S1 + n-1 \times S + S1 \\ &= 50 \text{ mm} + (4-1) \times 80 \text{ mm} + 50 \text{ mm} \\ &= 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_n = 340 \text{ mm} - 4 \times 25,5 = 238 \text{ mm}$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$A_g = L_g \times t_p = 340 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 5100 \text{ mm}^2 = 51 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_n \times t_p = 238 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 3570 \text{ mm}^2 = 35,7 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 1$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,6 \times 2500 \times 51$$

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_n$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 35,7 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 87822 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser,

maka:

$$\phi R_n = 76500 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$V_u \leq \phi R_n$$

$$65845,26 \text{ kg} < 76500 \text{ kg} \text{ OK}$$

2. Las plat siku balok induk dengan kolom

Dilas pada kedua sisi

Mutu Las FE100xx → Fu las = 100 ksi = 100 x 70,3 kg/cm²

Panjang las (L) = 340 mm = 34 cm

Beban pada las

Las memikul beban geser Pu dan Mu = Pu x e

Untuk desain, dimisalkan te = 1 cm

Dilas pada kedua sisi maka luas las:

$A = 2 \times L \times te = 2 \times 34 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 68 \text{ cm}^2$

Akibat Pu

$Pu = 65845.26 \text{ kg}$

$fp = Pu / A = 65845.26 \text{ kg} / 68 \text{ cm}^2$
 $= 968.3 \text{ kg/cm}^2$

Akibat Mu

$e = S2 = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$

$Mu = Pu \times e = 65845.26 \text{ kg} \times 5 \text{ cm} = 329226.3 \text{ kg.cm}$

$Sx = 1/6 \times te \times L^2 \times 2 = 1/6 \times 1 \text{ cm} \times (34 \text{ cm})^2 \times 2 = 385.3 \text{ cm}^3$

$fm = Mu/Sx = 329226.3 \text{ kg.cm} / 385.3 \text{ cm}^3 = 854.4 \text{ kg/cm}^2$

Beban total

$\sqrt{fp^2 + fm^2} = \sqrt{968.3^2 + 854.4^2} = 1291.36 \text{ kg/cm}^2$

Kekuatan las

$\phi = 0,75$

$\phi fn = \phi Fnw$

$\phi fn = 0,75 \times (0,60FE100XX)$

$\phi fn = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$

$\phi fn = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$

$f_{total} = 1291.36 \text{ kg/cm}^2 < \phi fn = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$

$te = (f_{total} / \phi fn) \times 1 \text{ cm}$

$= (1291.36 \text{ kg/cm}^2) / (3163.5 \text{ kg/cm}^2)$

$= 0.408 \text{ cm}$

$$a = t_e / 0,707 = 0,408 \text{ cm} / 0,707 = 0,577 \text{ cm} = 5,8 \text{ mm}$$

Cek terhadap a_{\min} dan a_{\max} menurut SNI 1729-2015 Tebal plat tertipis = 15 mm ($t = 1,5 \text{ cm}$),

maka:

$$a_{\min} = 6 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = t - 1 = 15 - 1 = 14 \text{ mm}$$

dipakai $a = 7 \text{ mm}$

3. Baut pada sayap balok induk

Profil sayap balok induk disambung pada kolom menggunakan diaphragm plate yang dibaut pada sayap dan dilas pada kolom,

Spesifikasi diaphragm plate :

Tebal = 15 mm

$$f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 113374,8 \text{ kg.m}$$

Gaya tarik akibat momen :

$$T = M_u / d = 113374,8 \text{ kg.m} / 0,6 \text{ m} = 188958 \text{ kg}$$

Digunakan baut A490 :

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ub} = 780 \text{ MPa} = 7800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 4,524 \text{ cm}^2$$

$$D_{\text{lubang}} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 4,524$$

$$\phi R_n = 19645 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

Tp (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 15 mm

$$lc = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} \text{D lubang baut}$$

$$= 100 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 8.725 \text{ cm}$$

$$Rn = 1,2lcFu \leq 2,4dtFu$$

$$Rn = 1,2 \times 8.725 \text{ cm} \times 1,5 \times 7800 \leq 2,4 \times 2,4 \times 1,5 \times 7800$$

$$Rn = 122499 \text{ kg} > 67392 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 67392 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 50544 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi Rn = 19645 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{T}{\phi Rn} = \frac{188958 \text{ kg}}{19645 \text{ kg}} = 9.6 \text{ (direncanakan dengan kebutuhan 10 baut)}$$

diaphragm plate dipasang di sayap atas dan sayap bawah profil balok, masing-masing dengan jumlah 10 baut dengan **2 baut** dalam satu baris sehingga terdapat **5 baris** baut pada sambungan

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(15)$ atau 150 mm $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 180 \text{ mm}$

Maka digunakan jarak tepi = **100 mm**

- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm $3(24) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(15)$ atau 200 mm $72 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 225 \text{ mm}$

Maka digunakan jarak antar baut = **110 mm**

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan diaphragm plate dengan tebal 15 mm

$$D \text{ lubang} = db + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

panjang plat

$$\begin{aligned} L_{gv} &= S1 + n_{\text{baris}} - 1 \times S + S1 \\ &= 100 \text{ mm} + (5 - 1) \times 110 \text{ mm} + 100 \text{ mm} \\ &= 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_n = 640 \text{ mm} - 5 \times 25,5 = 512,5 \text{ mm}$$

$$t_p = 15 \text{ mm}$$

$$A_g = L_g \times t_p = 640 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 9600 \text{ mm}^2 = 96 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_n \times t_p = 512,5 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 7800 \text{ mm}^2 = 78 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 96 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 216000 \text{ kg}$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_n$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 78 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 239850 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser,

maka:

$$\phi R_n = 216000 \text{ kg}$$

Terdapat dua baut dalam satu baris pada sambungan sehingga kekuatan geser = $2\phi R_n$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$T \leq 2\phi R_n$$

$$188958 \text{ kg} < 432000 \text{ kg} \text{ OK}$$

4. Las pada diaphragm plate ke kolom

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 113374.8 \text{ kg.m}$$

Gaya tarik akibat momen :

$$T = M_u/d = 113374.8 \text{ kg.m} / 0,6 \text{ m} = 188958 \text{ kg}$$

Digunakan las tumpul sebagai berikut :

Mutu las F_{E110XX}

$$F_u \text{ las} = 110 \text{ ksi} = 110 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 7733 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = b \text{ kolom} = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$t_e = 1,7 \text{ cm}$$

$$\text{Luas las} = A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 70 \text{ cm} \times 1,7 \text{ cm} = 119 \text{ cm}^2$$

Kekuatan las

Kekuatan logam dasar

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = \phi F_{nBM} A_{BM}$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = \phi F_u (L t_e)$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = 0,75 \times 4100 \times 70 \times 1,7$$

$$\phi R_n \text{ logam dasar} = 365925 \text{ kg}$$

Kekuatan logam las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = \phi 0,6 F_{E110XX} (L t_e)$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 \times 70 \times 1,7$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 414102.15 \text{ kg}$$

Maka, kekuatan las merupakan yang terkecil diantara kekuatan logam dasar dan logam las, yaitu

$$\phi R_n = 365925 \text{ kg}$$

- Kontrol gaya tarik yang terjadi dengan kekuatan las:

$$T < \phi R_n$$

$$188958.00 \text{ kg} < 365925 \text{ kg} \text{ OK}$$

Maka dipakai $t_e = 17 \text{ mm}$

4.4.5 Sambungan balok induk memanjang ke kolom

Untuk sambungan balok induk ke kolom digunakan tipe rigid connection, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

1. Web balok induk memanjang dengan baut (geser)

Menggunakan baut dan plat baja tebal 6 mm. Profil balok induk melintang WF 400 x 200 x 7 x 11 dan profil kolom CFT 700 x 700 x 22. Untuk tebal badan profil $t_w = 7$ mm dan tebal plat baja = 6 mm. Gaya geser dipikul oleh badan profil dan momen dipikul oleh sayap profil.

Beban pada baut

Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned}
 M &= 1,1R_y Z_x F_y \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 1088 \text{ cm}^3 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 4308480 \text{ kg.cm} \\
 &= 43084.8 \text{ kg.m} \\
 V &= 2 \times M_u / L \\
 &= 2 \times 43084.8 \text{ kg.m} / 6 \text{ m} \\
 &= 14361.6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat beban kombinasi

V_u yang diperoleh dengan menggunakan program bantu SAP2000 dengan besar sebagai berikut:

$$V_u = 7414.82 \text{ kg}$$

Total gaya yang bekerja

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$M_u = 43084.8 \text{ kg.m}$$

Gaya geser berdasarkan kapasitas balok ditambah akibat dari beban kombinasi,

$$V_u = 14361.6 \text{ kg} + 7414.82 \text{ kg} = 21776.42 \text{ kg}$$

Digunakan baut A490 :

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ub} = 780 \text{ MPa} = 7800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 2 \times 4.524$$

$$\phi R_n = 39290 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 10 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 80 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 6.725 \text{ cm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 6.725 \text{ cm} \times 0,6 \times 7800 \leq 2,4 \times 2,4 \times 0,6 \times 7800$$

$$R_n = 37767.6 \text{ kg} > 26956.8 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $R_n = 26956.8 \text{ kg}$

$$\phi R_n = 20217.6 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 20217.6 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{21776.42 \text{ kg}}{20217.6 \text{ kg}} = 1.1 \text{ (direncanakan dengan 2 baut)}$$

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(6)$ atau 150 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 72 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **80 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(24) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(6)$ atau 200 mm
 $72 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 90 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **100 mm**
- Jarak tepi tidak terbebani (S2) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
- $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(6)$ atau 150 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 72 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **50 mm**

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan pelat dengan tebal 6 mm

D lubang = $db + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$

panjang plat

$$\begin{aligned} L_{gv} &= S1 + n-1 \times S + S1 \\ &= 80 \text{ mm} + (2-1) \times 100 \text{ mm} + 80 \text{ mm} \\ &= 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_n = 260 \text{ mm} - 2 \times 25,5 = 209 \text{ mm}$$

$$tp = 6 \text{ mm}$$

$$A_g = L_g \times tp = 260 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} = 1560 \text{ mm}^2 = 15,6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_n \times tp = 209 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} = 1254 \text{ mm}^2 = 12,54 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 1$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 1 \times 0,6 \times 2500 \times 15,6 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 23400 \text{ kg}$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_n$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 12.54 \text{ cm}^2$$

$$\phi Rn = 30848.4 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelehan dan keruntuhan geser,

maka:

$$\phi Rn = 23400 \text{ kg}$$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$Vu \leq \phi Rn$$

$$21776.42 \text{ kg} < 23400 \text{ kg OK}$$

2. Las plat siku balok induk dengan kolom

Dilas pada kedua sisi

$$\text{Mutu Las FE100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang las (L)} = 260 \text{ mm} = 26 \text{ cm}$$

Beban pada las

Las memikul beban geser P_u dan $M_u = P_u \times e$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

Dilas pada kedua sisi maka luas las:

$$A = 2 \times L \times t_e = 2 \times 26 \text{ cm} \times 1 \text{ cm} = 52 \text{ cm}^2$$

Akibat P_u

$$P_u = 21776.42 \text{ kg}$$

$$f_p = P_u / A = 21776.42 \text{ kg} / 52 \text{ cm}^2 = 418.8 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat M_u

$$e = S_2 = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$$

$$M_u = P_u \times e = 21776.42 \text{ kg} \times 5 \text{ cm} = 108882.1 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = 1/6 \times t_e \times L^2 \times 2 = 1/6 \times 1 \text{ cm} \times (26 \text{ cm})^2 \times 2 = 225.33 \text{ cm}^3$$

$$f_m = M_u / S_x = 108882.1 \text{ kg.cm} / 225.33 \text{ cm}^3 = 483.2 \text{ kg/cm}^2$$

Beban total

$$\sqrt{f_p^2 + f_m^2} = \sqrt{418.8^2 + 483.2^2} = 639.43 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi fn = \phi Fnw$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60FE100XX)$$

$$\phi fn = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi fn = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 639.43 \text{ kg/cm}^2 < \phi fn = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} te &= (f_{\text{total}} / \phi fn) \times 1 \text{ cm} \\ &= (639.43 \text{ kg/cm}^2) / (3163.5 \text{ kg/cm}^2) \\ &= 0.2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = te / 0,707 = 0,2 \text{ cm} / 0,707 = 0.28 \text{ cm} = 2.8 \text{ mm}$$

Cek terhadap a min dan a max menurut SNI 1729-2015 Tebal plat tertipis = 6 mm (t = 0,6 cm),

maka:

$$a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = t - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ mm}$$

dipakai a = 4 mm

3. Baut pada sayap balok induk

Profil sayap balok induk disambung pada kolom menggunakan diaphragm plate yang dibaut pada sayap dan dilas pada kolom,

Spesifikasi diaphragm plate :

$$\text{Tebal} = 15 \text{ mm}$$

$$fy = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$fu = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$Mu = 43084.8 \text{ kg.m}$$

Gaya tarik akibat momen :

$$T = Mu/d = 43084.8 \text{ kg.m} / 0,4 \text{ m} = 107712 \text{ kg}$$

Digunakan baut A490 :

$$F_{nv} = 579 \text{ MPa} = 5790 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ub} = 780 \text{ Mpa} = 7800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 24 \text{ mm}$$

$$A_b = 4.524 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = d_b + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi F_{nv} m A_b$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 5790 \times 1 \times 4.524$$

$$\phi R_n = 19645 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

T_p (terkecil dari 2 elemen yang disambung) = 15 mm

$$l_c = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D_{\text{lubang baut}}$$

$$= 80 - \frac{1}{2} (25,5)$$

$$= 6.725 \text{ cm}$$

$$R_n = 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$R_n = 1,2 \times 6.725 \text{ cm} \times 1,5 \times 7800 \leq 2,4 \times 2,4 \times 1,5 \times 7800$$

$$R_n = 94419 \text{ kg} > 67392 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $R_n = 67392 \text{ kg}$

$$\phi R_n = 50544 \text{ kg}$$

Kekuatan baut diambil yang terkecil diantara kuat geser dan kuat tumpu baut, maka:

$$\phi R_n = 19645 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = \frac{T}{\phi R_n} = \frac{107712 \text{ kg}}{19645 \text{ kg}} = 5.48 \text{ (direncanakan dengan kebutuhan 6}$$

baut)

dengan **2 baut** dalam satu baris sehingga terdapat **3 baris** baut pada sambungan

Jarak Baut

- Jarak tepi terbebani (S1) $1,5db \leq \text{jarak tepi} \leq 12tp$ atau 150 mm
 $1,5(24) \leq \text{jarak tepi} \leq 12(15)$ atau 150 mm
 $36 \text{ mm} \leq \text{jarak tepi} \leq 180 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak tepi = **90 mm**
- Jarak antar baut $3db \leq \text{jarak antar baut} \leq 15tp$ atau 200 mm
 $3(24) \leq \text{jarak antar baut} \leq 15(15)$ atau 200 mm
 $72 \text{ mm} \leq \text{jarak antar baut} \leq 225 \text{ mm}$
 Maka digunakan jarak antar baut = **110 mm**

Kontrol kekuatan plat penyambung

Digunakan diaphragm plate dengan tebal 15 mm

D lubang = $db + 1,5 = 24 + 1,5 = 25,5 \text{ mm}$

panjang plat

$$\begin{aligned} L_{gv} &= S1 + n_{\text{baris}} - 1 \times S + S1 \\ &= 90 \text{ mm} + (3 - 1) \times 110 \text{ mm} + 90 \text{ mm} \\ &= 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$L_n = 400 \text{ mm} - 3 \times 25,5 = 323,5 \text{ mm}$$

$$tp = 15 \text{ mm}$$

$$A_g = L_g \times tp = 400 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 6000 \text{ mm}^2 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_n = L_n \times tp = 323,5 \text{ mm} \times 15 \text{ mm} = 4920 \text{ mm}^2 = 49,2 \text{ cm}^2$$

Pelelehan elemen

$$\phi = 0,9$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 60$$

$$\phi R_n = 135000 \text{ kg}$$

Keruntuhan elemen

$$\phi = 0,75$$

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_n$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 40,2 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 151290 \text{ kg}$$

Kekuatan geser elemen diambil yang terkecil diantara pelelehan dan keruntuhan geser, maka:

$$\phi Rn = 135000 \text{ kg}$$

Tedapat dua baut dalam satu baris pada sambungan sehingga kekuatan geser = $2\phi Rn = 270000 \text{ kg}$

Kontrol kekuatan geser elemen:

$$T \leq 2\phi Rn$$

$$107712 \text{ kg} < 270000 \text{ kg} \text{ OK}$$

4. Las pada diaphragm plate ke kolom

Momen berdasarkan kapasitas momen profil balok induknya,

$$Mu = 43084.8 \text{ kg.m}$$

Gaya tarik akibat momen :

$$T = Mu/d = 43084.8 \text{ kg.m} / 0,4 \text{ m} = 107712 \text{ kg}$$

Digunakan las tumpul sebagai berikut :

Mutu las F_{E110xx}

$$Fu \text{ las} = 110 \text{ ksi} = 110 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 7733 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = b \text{ kolom} = 700 \text{ mm} = 70 \text{ cm}$$

$$te = 1,7 \text{ cm}$$

$$\text{Luas las} = A = 2 \times L \times te = 2 \times 70 \text{ cm} \times 1,7 \text{ cm} = 119 \text{ cm}^2$$

Kekuatan las

Kekuatan logam dasar

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn \text{ logam dasar} = \phi F_{nBM} A_{BM}$$

$$\phi Rn \text{ logam dasar} = \phi Fu(Lxt)$$

$$\phi Rn \text{ logam dasar} = 0,75 \times 4100 \times 70 \times 1,7$$

$$\phi Rn \text{ logam dasar} = 365925 \text{ kg}$$

Kekuatan logam las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn \text{ logam las} = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = \phi 0,6 F_{E110XX} (Lxte)$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 0,75 \times 0,6 \times 110 \times 70,3 \times 70 \times 1,7$$

$$\phi R_n \text{ logam las} = 414102.15 \text{ kg}$$

Maka, kekuatan las merupakan yang terkecil diantara kekuatan logam dasar dan logam las, yaitu

$$\phi R_n = 365925 \text{ kg}$$

- Kontrol gaya tarik yang terjadi dengan kekuatan las:

$$T < \phi R_n$$

$$107712 \text{ kg} < 365925 \text{ kg} \text{ OK}$$

Maka dipakai $t_e = 17 \text{ mm}$

4.4.6 Sambungan antar kolom

Kolom disambung dengan menggunakan sambungan las sudut dengan pelat tambahan 50 mm. profil yang digunakan yaitu CFT 700 x 700 x 22.

Mutu Las FE100xx $\rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$

Panjang las (L) = $700 \times 4 = 2800 \text{ mm} = 280 \text{ cm}$

Beban pada las

Dari program bantu SAP2000, didapatkan gaya yang bekerja pada kolom sebagai berikut :

$$P_u = -794055.36 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = -6578625 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 8463615 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 21801.37 \text{ kg}$$

Untuk desain, dimisalkan $t_e = 1,5 \text{ cm}$

Maka, luas las $A = L \times t_e = 280 \text{ cm} \times 1,5 \text{ cm} = 420 \text{ cm}^2$

$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times t_e \times d^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times d \times t_e^3 + \left(\frac{d}{2} \right)^2 \times d \times t_e \right)$$

$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times 1,5 \times 70^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times 70 \times 1,5^3 + \left(\frac{70}{2} \right)^2 \times 70 \times 1,5 \right)$$

$$I_x = I_y = 343039.375 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{343039.375 \text{ cm}^4}{70/2} = 9801.125 \text{ cm}^3$$

$$S_y = S_x = 9801.125 \text{ cm}^3$$

Akibat Pu

$$P_u = 794055.36 \text{ kg}$$

$$f_{vp} = P_u/A = 794055.36 \text{ kg}/420 \text{ cm}^2 = 1890.608 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu

$$M_{ux} = 6578625 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 8463615 \text{ kg.cm}$$

$$f_{hm} = M_{ux}/S_x = 6578625 \text{ kg.cm} / 9801.125 \text{ cm}^3 = 671.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vm} = M_{uy}/S_y = 8463615 \text{ kg.cm} / 9801.125 \text{ cm}^3 = 863.6 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu

$$V_u = 21801.37 \text{ kg}$$

$$f_{hv} = V_u/A = 21801.37 \text{ kg} / 420 \text{ cm}^2 = 51.9 \text{ kg/cm}^2$$

Beban total

$$\begin{aligned} f_v &= f_{vp} + f_{vm} = 1890.608 \text{ kg/cm}^2 + 863.6 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 2754.14 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_h &= f_{hm} + f_{hv} = 671.2 \text{ kg/cm}^2 + 51.9 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 723.11 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{2754.14^2 + 723.11^2} = 2847.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 2847.5 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 F E 100 X X)$$

$$\phi f_n = 0,75 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3163.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} < \phi f_n$$

$$2847.5 \text{ kg/cm}^2 < 3163.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = (f_{\text{total}} / \phi f_n) \times 1 \text{ cm}$$

$$= (2847.5 \text{ kg/cm}^2) / (3163.5 \text{ kg/cm}^2)$$

$$= 0.6 \text{ cm}$$

$$a = 0.6 / 0,707 \times 1,5 \text{ cm} = 0.6 \text{ cm} / 0,707 \times 1,5 \text{ cm} = 1.273 \text{ cm}$$

$$= 12,73 \text{ mm}$$

Cek terhadap a min dan a max menurut SNI 1729-2015 Tebal plat tertipis = 22 mm

maka:

$$a_{\min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = t - 1 = 22 - 1 = 21 \text{ mm}$$

dipakai a = 13 mm

4.4.7 Sambungan kolom dengan base plate

Untuk menghubungkan kolom baja dengan pedestal. Menggunakan menggunakan plat penyambung dimensi sebagai berikut :

$$H = 1000 \text{ mm} \quad B = 1000 \text{ mm} \quad \text{Tebal plat} = 80 \text{ mm}$$

Gaya yang bekerja pada kolom lantai dasar didapatkan dari hasil program SAP2000 sebagai berikut:

$$P_u = -832144.47 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 66236.73 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = -85501.99 \text{ kg.m}$$

$$V_u = -46191.23 \text{ kg}$$

1. Kolom dengan base plate

menggunakan las Kolom CFT 700 x 700 x 22 Sambungan las sudut dengan pelat tambahan tebal 60 mm

$$\text{Mutu Las FE100xx} \rightarrow F_u \text{ las} = 100 \text{ ksi} = 100 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2$$

Panjang las (L) = 700 x 4 = 2800 mm = 280 cm Untuk desain, dimisalkan te = 1,1 cm

$$\text{Maka, luas las } A = L \times te = 280 \text{ cm} \times 1,1 \text{ cm} = 308 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 (1/12 \times te \times d^3) + 2 (1/12 \times d \times te^3 + (d/2)^2 \times d \times te)$$

$$I_x = 2 \left(\frac{1}{12} \times 1,1 \times 70^3 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \times 70 \times 1,1^3 + \left(\frac{70}{2} \right)^2 \times 70 \times 1,1 \right)$$

$$I_x = I_y = 251548.9 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{a/2} = \frac{251548.9 \text{ cm}^4}{70/2} = 7187.1 \text{ cm}^3$$

$$S_y = S_x = 7187.1 \text{ cm}^3$$

Akibat Pu

$$P_u = 832144.47 \text{ kg}$$

$$f_{vp} = P_u/A = 832144.47 \text{ kg}/308 \text{ cm}^2 = 2701.76 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu

$$M_{ux} = 66236.73 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = 85501.99 \text{ kg.cm}$$

$$f_{hm} = M_{ux}/S_x = 66236.73 \text{ kg.cm} / 7187.1 \text{ cm}^3 = 921.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{vm} = M_{uy}/S_y = 85502 \text{ kg.cm} / 7187.1 \text{ cm}^3 = 1189.7 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu

$$V_u = 46191.23 \text{ kg}$$

$$f_{hv} = V_u/A = 46191.23 \text{ kg} / 308 \text{ cm}^2 = 149.97 \text{ kg/cm}^2$$

Beban total

$$\begin{aligned} f_v &= f_{vp} + f_{vm} = 2701.76 \text{ kg/cm}^2 + 1189.7 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3891.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_h &= f_{hm} + f_{hv} = 921.6 \text{ kg/cm}^2 + 149.97 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1071.6 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{3891.5^2 + 1071.6^2} = 4036.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = 4036.3 \text{ kg/cm}^2$$

Kekuatan las

$$\phi = 0,75$$

$$\phi f_n = \phi \text{ te } F_{nw}$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 1,1 \times (0,60FE100XX)$$

$$\phi f_n = 0,75 \times 1,1 \times (0,60 \times 100 \times 70,3)$$

$$\phi f_n = 3479.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &= 4036.3 \text{ kg/cm}^2 < \phi f_n = 3479.85 \text{ kg/cm}^2 \\
 t_e &= (f_{\text{total}} / \phi f_n) \times 1,1 \text{ cm} \\
 &= (4036.3 \text{ kg/cm}^2) / (3479.85 \text{ kg/cm}^2) \times 1,1 \text{ cm} \\
 &= 1.28 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$a = t_e / 0,707 = 1.28 \text{ cm} / 0,707 = 1.81 \text{ cm} = 18.1 \text{ mm}$
 Cek terhadap a_{min} dan a_{max} menurut SNI 1729-2015 Tebal
 plat tertipis = 22 mm
 maka:
 $a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$
 $a_{\text{max}} = t - 1 = 22 - 1 = 21 \text{ mm}$
 dipakai $a = 19 \text{ mm}$

2. Base plate dengan pedestal

Beban yang terjadi

$$P_u = -832144.47 \text{ kg}$$

$$M_u = 66236.73 \text{ kg.m}$$

Eksentrisitas :

$$e = M_u / P_u$$

digunakan M_u terbesar sebagai berikut :

$$M_u / P_u = 66236.73 \text{ kg.m} / 832144.47 \text{ kg} = 0,102$$

$$H/6 = 100 \text{ cm} / 6 = 0,167$$

$e < H/6$ small eccentricity

maka tidak perlu anker, dipasang anker praktis

direncanakan dimensi beton pedestal :

$$\text{panjang} = 110 \text{ cm}$$

$$\text{lebar} = 110 \text{ cm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110 \times 110 \text{ cm}^2}{100 \times 100 \text{ cm}^2}} = 1,1$$

Aibat beban sumbu X

Beban pada base plate:

Akibat Pu

$$Pu = 832144.47 \text{ kg}$$

$$A \text{ base plate} = 100 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$fpa = Pu/A = 832144.47 \text{ kg} / 1000 \text{ cm}^2 = 83.22 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu

$$Mux = 6623673 \text{ kg.cm}$$

$$Sx = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 100 \times 100^2 = 166666.7 \text{ cm}^3$$

$$fpb = Mux/Sx = 6623673 \text{ kg.cm} / 166666.7 \text{ cm}^3 = 39.74 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan total

$$\begin{aligned} f \text{ total} &= fpa + fpb = 83.22 \text{ kg/cm}^2 + 39.74 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 122.96 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tekanan yang dapat diterima

$$f \text{ avail} = \phi 0,85 f c' = 0,9 \times 0,85 \times 400 = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$f \text{ total} < f \text{ avail}$$

$$122.96 \text{ kg/cm}^2 < 306 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Menentukan besarnya Mupl setiap lebar 1 cm pelat

$$m = (h - 0,95 d_{kolom})/2 = (110 - 0,95 \times 70)/2 = 21.75 \text{ cm}$$

$$Mupl = (f_{total} - 2 f_{pb} \frac{m}{h}) \times (\frac{m^2}{2}) + (2 f_{pb} \frac{m}{h}) (\frac{m^2}{3})$$

$$Mupl = (122.96 \text{ kg/cm}^2 - 2 \times 39.74 \text{ kg/cm}^2 \frac{21.75}{100}) \times (\frac{21.75^2}{2}) + (2$$

$$39.74 \text{ kg/cm} \frac{21.75}{100}) (\frac{21.75^2}{3})$$

$$Mupl = 27720.01717 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal base plate

$$fy = 240 \text{ MPa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4Mupl}{\phi fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 27720.1}{0.9 \times 2400}} = 7.12 \text{ cm} < tp = 8 \text{ cm OK}$$

Pada awal perencanaan tebal base plate direncanakan setebal 8 cm. Maka kebutuhan tebal base plate dengan beban sumbu X masih memenuhi.

Aibat beban sumbu Y

Beban pada base plate:

Akibat Pu

$$P_u = 832144.47 \text{ kg}$$

$$A \text{ base plate} = 100 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$f_{pa} = P_u/A = 832144.47 \text{ kg} / 1000 \text{ cm}^2 = 83.214447 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Mu

$$M_u = 8550199 \text{ kg.cm}$$

$$S_x = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \times 100 \times 100^2 = 166666.7 \text{ cm}^3$$

$$f_{pb} = M_u/S_x = 8550199 \text{ kg.cm} / 166666.7 \text{ cm}^3 = 51.3 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan total

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= f_{pa} + f_{pb} = 83.214447 \text{ kg/cm}^2 + 51.3 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 134.52 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tekanan yang dapat diterima

$$f_{\text{avail}} = \phi 0,85 f_c' = 0,9 \times 0,85 \times 400 = 306 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} < f_{\text{avail}}$$

$$134.52 \text{ kg/cm}^2 < 306 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Menentukan besarnya Mupl setiap lebar 1 cm pelat

$$m = (h - 0,95dkolom)/2 = (110 - 0,95 \times 70)/2 = 21.75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = (f_{\text{total}} - 2 f_{pb} \frac{m}{h}) \times (\frac{m^2}{2}) + (2 f_{pb} \frac{m}{h}) (\frac{m^2}{3})$$

$$M_{upl} = (134.52 \text{ kg/cm}^2 - 2 \times 51.3 \text{ kg/cm}^2 \frac{21.75}{100}) \times (\frac{21.75^2}{100}) + (2 \times 51.3 \text{ kg/cm}^2 \frac{21.75}{100}) \times (\frac{21.75^2}{3})$$

$$51.3 \text{ kg/cm}^2 \times (\frac{21.75}{100}) \times (\frac{21.75^2}{3})$$

$$M_{upl} = 27018.58 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal base plate

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_{upl}}{\phi f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 27018.58}{0.9 \times 2400}} = 7.1 \text{ cm} < t_p = 8 \text{ cm OK}$$

Pada awal perencanaan tebal base plate direncanakan setebal 7 cm. Maka kebutuhan tebal base plate dengan beban sumbu Y masih memenuhi.

Perencanaan angkur baut

Karena didapatkan $e = Mu/Pu \leq H/6$ maka dipasang angker praktis.

Digunakan baut angkur (anchor bolt) M22 dengan spesifikasi:

$$db = 22 \text{ mm}$$

$$Ab = 380,1 \text{ mm}^2 = 3,801 \text{ cm}^2$$

$$D \text{ lubang} = db + 1,5 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu F1554 Grade 105, } Fu = 7240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Panjang angkur } A = 755 \text{ mm}$$

Kekuatan geser

$$\phi = 0,75$$

$$\phi Rn = \phi Fnv m Ab$$

$$\phi Rn = 0,75 \times 7240 \times 1 \times 3,801$$

$$\phi Rn = 20639,43 \text{ kg}$$

Kekuatan tumpu

$$\phi = 0,75$$

$$tp \text{ (terkecil dari 2 elemen yang disambung)} = 80 \text{ mm}$$

$$lc = \text{Jarak tepi} - \frac{1}{2} D \text{ lubang baut} = 50 - \frac{1}{2} (23,5) = 38,25 \text{ mm}$$

$$Rn = 1,2 lc t Fu \leq 2,4 dt Fu$$

$$Rn = 1,2 \times 3,825 \times 8 \times 3700 \leq 2,4 \times 2,2 \times 8 \times 3700$$

$$Rn = 33966 \text{ kg} < 156288 \text{ kg}$$

Maka kekuatan tumpu, $Rn = 33966 \text{ kg}$

$$\phi Rn = 20641,2 \text{ kg}$$

Jumlah baut $n = Vu / \phi Rn = 46191,23 \text{ kg} / 20641,2 \text{ kg} = 2,23$
buah

Dipakai $n = 4$ buah

Panjang baut angkur

$$L = \frac{Vu}{n \times \pi \times D \times \sqrt{f'c}} = \frac{461912,3 \text{ N}}{4 \times \pi \times 22 \times \sqrt{40 \text{ Mpa}}} = 2,64 \text{ mm}$$

Panjang angkur $> L$

755 mm $> 2,64$ OK

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Perencanaan Pedestal

Struktur pedestal berfungsi untuk menghubungkan kolom baja dengan struktur dibawahnya menggunakan sambungan base plate. Besarnya gaya dalam hasil analisa pada program SAP2000 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 832144.47 \text{ kg} = 832.15 \text{ kN} \\ M_{ux} &= 66236.73 \text{ kg.m} = 66,24 \text{ kNm} \\ M_{uy} &= 85501.99 \text{ kg.m} = 85,51 \text{ kNm} \\ V_u &= 46191.23 \text{ kg} = 46,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dimensi pedestal :

$$B = 110 \text{ cm}$$

$$H = 110 \text{ cm}$$

$$A_g = 12100 \text{ cm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 240 \text{ Mpa}$$

Penulangan utama pedestal

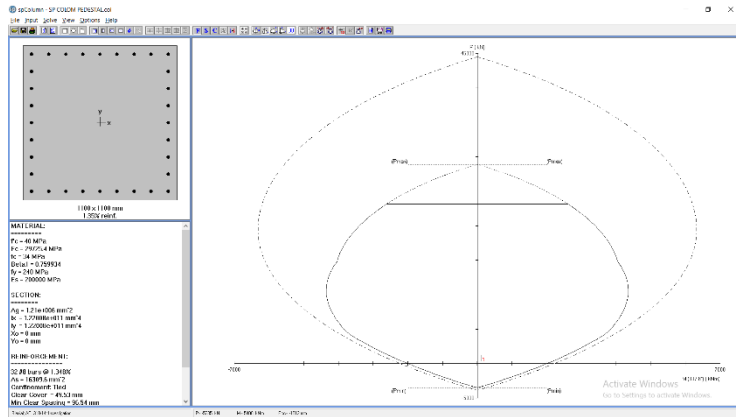
Tulangan utama D25,

$$A_s = 490,873 \text{ mm}^2$$

Selimut beton (c) = 4 cm

$$d' = 110 \text{ cm} - 4 \text{ cm} - (0,5 \times 25) = 104.75 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan software spcolumn, didapatkan rasio tulangan utama (ρ) = 1,35 %



Gambar 4.22 Hasil analisis kolom pedestal dengan menggunakan spcolumn

Jumlah tulangan butuh

$$As = \rho \times b \times d' = 1,35 \times 1100 \times 1047,5 = 15555.375 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan utama 32D25 (dipasang merata 4 sisi) dengan jarak 130 mm

$$As = 32 \times 490,873 = 15707,9 \text{ mm}^2 \geq 15555.375 \text{ mm}^2 \text{ OK}$$

Penulangan geser pedestal

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton dihitung dengan persamaan berikut ini :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \times \left[1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right]$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 1100 \times 1047,5 \times \left[1 + \frac{638.5 \text{ kN}}{14 \times 12100 \text{ cm}^2} \right]$$

$$V_c = 116879.84 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 87659.88 \text{ kg}$$

$$V_u = 46191.23 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$87659.88 \text{ kg} > 46191.23 \text{ kg} \text{ OK}$$

Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \cdot f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \cdot 420} = 0.006588078$$

Jumlah tulangan butuh

$$A_s = \rho \times b \times d' = 0.006588078 \times 1100 \times 1100 = 79.71 \text{ cm}^2$$

dipakai tulangan dengan diameter 10 mm

$$A = 78.54 \text{ cm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = 79.71 / 78.54 = 1,01$$

Dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 10-100$

4.5.2 Perencanaan Sloof

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). Besarnya gaya dalam yang terjadi pada balok sloof adalah akibat dari berat balok sloof sendiri dan beban dinding yang menumpu di atasnya.

Data –data balok sloof :

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$b \geq L/20 = 6000/20 = 300 \text{ mm} \text{ dipakai } b = 600$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

Mutu bahan :

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

$$f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi dinding} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta = 0,832 \text{ (} f'_c = 40 \text{ Mpa)}$$

$$\text{Gaya aksial kolom} = 832144.47 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial sloof} &= 10 \% \times 832144.47 \text{ kg} = 83214.4 \text{ kg} \\ &= 832.15 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tegangan tarik yang terjadi harus lebih kecil dari tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7 \times \sqrt{40 \text{ Mpa}} = 4,43 \text{ Mpa}$$

Tegangan yang terjadi (Fr) :

$$fr = \frac{\text{Aksial Sloof}}{0,8 \times b \times h} = \frac{8321,45 \text{ kg}}{0,8 \times 600 \times 800} = 2,2 \text{ Mpa}$$

$fr \leq f_{ijin}$ **OK**

Pembebanan sloof :

Beban merata (qd)

$$\text{Berat sendiri} = 0,6 \times 0,8 \times 2400 = 1152 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 250 \times 4 = 1000 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total qd} = 2152 \text{ kg/m}$$

$$qu = 1,4 \text{ qd} = 1,4 \times 2152 \text{ kg/m} = 3012,8 \text{ kg/m}$$

Balok sloof merupakan balok menerus, sehingga perhitungan momen untuk tumpuan digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien menurut SNI 2847:2013 pasal 8.3.3 adalah sebagai berikut

$$\text{Mu tumpuan} = 1/12 \times qu \times L^2$$

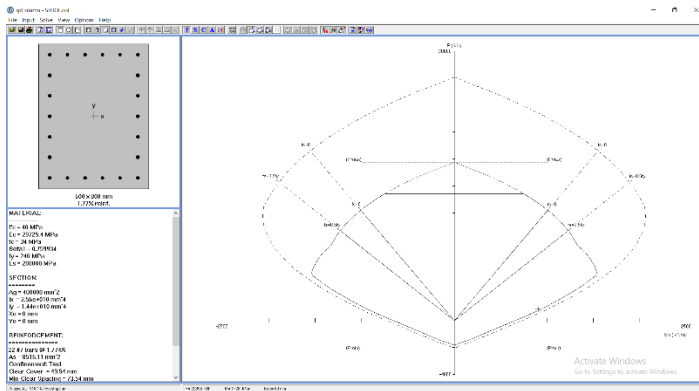
$$\text{Mu lapangan} = \left(\frac{1}{8} - \frac{1}{12}\right) \times qu \times L^2 = 1/24 \times qu \times L^2$$

Penulangan lentur sisi tumpuan

Dengan menggunakan software spcolumn, direncanakan menggunakan Tulangan D 22,

$$\text{Mu tumpuan} = 1/12 \times 3012,8 \text{ kg/m} \times 6\text{m}^2 = 9038,4 \text{ kg.m} = 903,84 \text{ kNm}$$

$$\text{Pu} = 83214,45 \text{ kg} = 832,1445 \text{ kN}$$



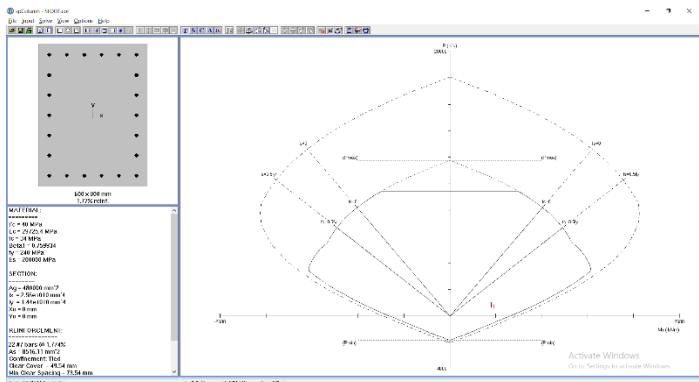
Gambar 4.23 Hasil SpColumn sloof sisi tumpuan didapatkan rasio tulangan (ρ) = 1,94%, dan tulangan dipakai 12D22 dengan jarak 100 mm

Penulangan lentur sisi lapangan

Dengan menggunakan software spcolumn, direncanakan menggunakan Tulangan D 22,

$$Mu \text{ lapangan} = 1/24 \times 3012.8 \text{ kg/m} \times 6\text{m}^2 = 4519.2 \text{ kg.m} = 451.92 \text{ kNm}$$

$$Pu = 83214.45 \text{ kg} = 832.1445 \text{ kN}$$



Gambar 4.24 Hasil SpColumn sloof sisi lapangan

didapatkan rasio tulangan (ρ) = 1,94%, dan tulangan dipakai 12D22 dengan jarak 100 mm

Penulangan geser balok sloof

$$V_u = 0,5 \times q_u \times L = 0,5 \times 2206,4 \times 6 = 6619,2 \text{ kg}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton dihitung dengan persamaan berikut ini,

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

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 400 \times 600$$

$$V_c = 25298,22 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 18973,67 \text{ kg}$$

$$V_u = 6619,2 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$18973,67 \text{ kg} > 6619,2 \text{ kg} \text{ OK}$$

Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 420} = 0,006588078$$

Jumlah tulangan butuh

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,006588078 \times 600 \times 800 = 31,63 \text{ cm}^2$$

dipakai tulangan dengan diameter 10 mm

$$A = 78,54 \text{ cm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = 31,63 / 78,54 = 0,4$$

Dipasang tulangan geser praktis Ø10-300

4.5.3 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan yang ada di atasnya untuk diteruskan ke lapisan tanah.

4.5.3.1 Perencanaan Tiang Pancang

Pondasi pada gedung apartemen ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (Concrete Pile) dengan penampang bulat berongga (Round Hollow) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

Diameter tiang : 600 mm

Tebal tiang : 100 mm

Klasifikasi : A1

Concrete cross section : 1571 cm²

Berat : 393 kg/m

Bending moment crack : 17 tm

Bending momen ultimate : 25,5 tm

Allowable axial load : 252,7 ton

a. Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Dalam menghitung daya dukung tiang pancang tunggal diperlukan data tanah yang berada pada lokasi bangunan. Pada tugas akhir ini digunakan data tanah berdasarkan hasil Standard Penetration Test (SPT). Daya dukung pondasi tiang pancang tunggal ditentukan oleh perlawanan tanah pada ujung tiang (Q_p) dan unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Perhitungan daya dukung tanah tersebut dihitung z , untuk pile cap tipe 1 direncanakan dengan diameter tiang adalah 60 cm pada kedalaman 27 meter :

$$A_{ujung} = 0,25 \times \pi \times 60^2 = 2828,57 \text{ cm}^2$$

$$Keliling = \pi \times 60 = 188,57 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 N_p &= (25,5+21,83+20)/3 = 22,4 \\
 \alpha &= 1 \text{ (driven pile)} \\
 K &= 25 \text{ t/m}^2 \\
 N_s &= \\
 \hline
 &= \frac{5+9+4+5+8+10+7+10+8+16+17+19+22.5+24.17+27.5+24.5+18.5+21+25.5+21.83}{20} \\
 &= 15.18 \\
 \beta &= 1 \text{ (driven pile)} \\
 q_s &= \beta \times \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \\
 &= 1 \times \left(\frac{15.18}{3} + 1 \right) \\
 &= 6,06 \text{ t/m}^2 \\
 A_s &= \text{keliling tiang} \times \text{kedalaman tiang} \\
 &= 1,8849 \text{ m} \times 27 \text{ m} \\
 &= 50.89 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= \alpha \times N_p \times K \times \text{Aujung} \\
 &= 1 \times 22,4 \times 25 \text{ t/m}^2 \times (0,2827 \text{ m}^2) \\
 &= 158.65 \text{ ton} \\
 Q_s &= 308.33 \text{ ton} \\
 Q_1 &= 466.98 \text{ ton} \\
 Q_1/SF &= 155.66 \text{ ton} \\
 \text{Pijin} &= Q_1 \times 4/3 = 155.66 \times 4/3 = 207.55 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Pijin tiang adalah yang paling kritis antara daya dukung tanah dengan allowable axial load dari spesifikasi pile yang dipilih, yaitu = 252,7 ton. Karena Pijin daya dukung tanah lebih kecil maka, Pijin 1 tiang adalah 207.55 ton

Tabel 4.47 Rekapitulasi perhitungan daya dukung tanah

DAYA DUKUNG TANAH																	
jenis tanah	LAPISAN	EDALAMAN (m)	KETEBALAN (m)	N - SPT	N koreksi	Np	a	K (t/m2)	Ns	b	qs(t/m2)	As (m2)	Qp (ton)	Qs (ton)	Q1 (ton)	Qu/SF	P ijn (ton) = Qu x4/3
lempung	LAPISAN 1	-1	1.50	5	5.00	4.67	1.00	12.00	5.00	1.00	2.67	1.88	15.83	5.03	20.86	6.95	9.27
lempung	LAPISAN 2	-2.5	1.50	9	9.00	6.00	1.00	12.00	7.00	1.00	3.33	4.71	20.36	15.71	36.07	12.02	16.03
lempung	LAPISAN 3	-4	1.50	4	4.00	6.00	1.00	12.00	6.00	1.00	3.00	7.54	20.36	22.62	42.98	14.33	19.10
lempung	LAPISAN 4	-5.5	1.50	5	5.00	5.67	1.00	12.00	5.75	1.00	2.92	10.37	19.23	30.24	49.46	16.49	21.98
lempung	LAPISAN 5	-7	1.50	8	8.00	7.67	1.00	12.00	6.20	1.00	3.07	13.19	26.01	40.46	66.48	22.16	29.54
lempung	LAPISAN 6	-8.5	1.50	10	10.00	8.33	1.00	12.00	6.83	1.00	3.28	16.02	28.27	52.52	80.79	26.93	35.91
lempung	LAPISAN 7	-10	1.50	7	7.00	9.00	1.00	12.00	6.86	1.00	3.29	18.85	30.54	61.93	92.47	30.82	41.10
lempung	LAPISAN 8	-11.5	1.50	10	10.00	8.33	1.00	12.00	7.25	1.00	3.42	21.68	28.27	74.06	102.34	34.11	45.48
lempung	LAPISAN 9	-13	1.50	8	8.00	11.33	1.00	12.00	7.33	1.00	3.44	24.50	38.45	84.40	122.86	40.95	54.60
lempung	LAPISAN 10	-14.5	1.50	17	16.00	13.67	1.00	12.00	8.20	1.00	3.73	27.33	46.37	102.04	148.41	49.47	65.96
lempung	LAPISAN 11	-16	1.50	19	17.00	17.33	1.00	12.00	9.00	1.00	4.00	30.16	58.81	120.64	179.45	59.82	79.75
lempung	LAPISAN 12	-17.5	1.50	23	19.00	19.50	1.00	12.00	9.83	1.00	4.28	32.99	66.16	141.11	207.27	69.09	92.12
lanau	LAPISAN 13	-19.00	1.00	30.00	22.50	21.89	1.00	25.00	10.81	1.00	4.60	35.81	154.72	164.84	319.56	106.52	142.03
lanau	LAPISAN 14	-20	0.50	33	24.17	24.72	1.00	25.00	11.76	1.00	4.92	37.70	174.75	185.50	360.25	120.08	160.11
lanau	LAPISAN 15	-20.50	1.50	40.00	27.50	25.39	1.00	25.00	12.81	1.00	5.27	38.64	179.46	203.66	383.12	127.71	170.28
lanau	LAPISAN 16	-22	1.50	34	24.50	23.50	1.00	25.00	13.54	1.00	5.51	41.47	166.11	228.66	394.77	131.59	175.45
lanau	LAPISAN 17	-23.5	1.50	22	18.50	21.33	1.00	25.00	13.83	1.00	5.61	44.30	150.80	248.55	399.35	133.12	177.49
lanau	LAPISAN 18	-25	1.50	27	21.00	21.67	1.00	25.00	14.23	1.00	5.74	47.12	153.15	270.67	423.82	141.27	188.37
lanau	LAPISAN 19	-26.5	0.50	36	25.50	22.78	1.00	25.00	14.82	1.00	5.94	49.95	161.01	296.79	457.79	152.60	203.46
lanau	LAPISAN 20	-27	1.00	29	21.83	22.44	1.00	25.00	15.18	1.00	6.06	50.89	158.65	308.33	466.98	155.66	207.55
pasir berlanau	LAPISAN 21	-28	1.50	25	20.00	24.78	1.00	40.00	15.40	1.00	6.13	52.78	280.23	323.79	604.02	201.34	268.45
pasir berlanau	LAPISAN 22	-29.5	1.50	50	32.50	28.33	1.00	40.00	16.18	1.00	6.39	55.61	320.44	355.54	675.99	225.33	300.44
pasir berlanau	LAPISAN 23	-31	1.50	50	32.50	32.50	1.00	40.00	16.89	1.00	6.63	58.43	367.57	387.44	755.01	251.67	335.56
pasir berlanau	LAPISAN 24	-32.5	1.50	50	32.50	27.67	1.00	40.00	17.54	1.00	6.85	61.26	312.90	419.47	732.37	244.12	325.50
pasir berlanau	LAPISAN 25	-34	1.50	21	18.00	23.33	1.00	40.00	17.56	1.00	6.85	64.09	263.89	439.22	703.11	234.37	312.49
lempung	LAPISAN 26	-35.5	1.50	24	19.50	18.17	1.00	12.00	17.63	1.00	6.88	66.92	61.64	460.26	521.90	173.97	231.96
lempung	LAPISAN 27	-37	1.50	19	17.00	20.17	1.00	12.00	17.61	1.00	6.87	69.74	68.42	479.16	547.59	182.53	243.37
lempung	LAPISAN 28	-38.5	1.50	33	24.00	22.50	1.00	12.00	17.84	1.00	6.95	72.57	76.34	504.11	580.45	193.48	257.98
lempung	LAPISAN 29	-40	1.50	38	26.50	27.67	1.00	12.00	18.14	1.00	7.05	75.40	93.87	531.25	625.12	208.37	277.83
lempung	LAPISAN 30	-41.5	1.50	50	32.50	28.83	1.00	12.00	18.62	1.00	7.21	78.23	97.83	563.66	661.49	220.50	293.99

lanau berpasir	LAPISAN 31	-43	1.50	40	27.50	27.83	1.00	25.00	18.90	1.00	7.30	81.05	196.74	591.77	788.52	262.84	350.45
pasir berlanau	LAPISAN 32	-44.5	1.50	32	23.50	24.33	1.00	40.00	19.05	1.00	7.35	83.88	275.20	616.43	891.64	297.21	396.28
pasir berlanau	LAPISAN 33	-46	1.50	29	22.00	22.83	1.00	40.00	19.14	1.00	7.38	86.71	258.24	639.80	898.04	299.35	399.13
pasir berlanau	LAPISAN 34	-47.5	1.50	31	23.00	21.83	1.00	40.00	19.25	1.00	7.42	89.54	246.93	664.05	910.98	303.66	404.88
pasir berlanau	LAPISAN 35	-49	1.50	26	20.50	20.83	1.00	40.00	19.29	1.00	7.43	92.36	235.62	686.12	921.74	307.25	409.66
lempung	LAPISAN 36	-50.5	1.50	23	19.00	19.50	1.00	12.00	19.28	1.00	7.43	95.19	66.16	706.88	773.04	257.68	343.57
lempung	LAPISAN 37	-52	1.50	23	19.00	21.83	1.00	12.00	19.27	1.00	7.42	98.02	74.08	727.63	801.71	267.24	356.31
lempung	LAPISAN 38	-53.5	1.50	40	27.50	22.50	1.00	12.00	19.49	1.00	7.50	100.85	76.34	755.90	832.24	277.41	369.88
lempung	LAPISAN 39	-55	1.50	27	21.00	23.50	1.00	12.00	19.53	1.00	7.51	103.67	79.73	778.43	858.16	286.05	381.41
lempung	LAPISAN 40	-56.5	1.50	29	22.00	22.17	1.00	12.00	19.59	1.00	7.53	106.50	75.21	801.86	877.07	292.36	389.81
pasir berlempung	LAPISAN 41	-58	1.50	32	23.50	22.33	1.00	40.00	19.68	1.00	7.56	109.33	252.58	826.62	1079.21	359.74	479.65
pasir berlempung	LAPISAN 42	-59.5	1.50	28	21.50	21.33	1.00	40.00	19.73	1.00	7.58	112.15	241.27	849.62	1090.89	363.63	484.84
pasir berlempung	LAPISAN 43	-61	1.50	23	19.00	21.17	1.00	40.00	19.71	1.00	7.57	114.98	239.39	870.39	1109.78	369.93	493.23
pasir berlempung	LAPISAN 44	-62.5	1.50	31	23.00	20.50	1.00	40.00	19.78	1.00	7.59	117.81	231.85	894.73	1126.58	375.53	500.70
pasir berlempung	LAPISAN 45	-64	1.50	24	19.50	21.50	1.00	40.00	19.78	1.00	7.59	120.64	243.16	915.95	1159.11	386.37	515.16
lempung	LAPISAN 46	-65.5	1.50	29	22.00	19.67	1.00	12.00	19.83	1.00	7.61	123.46	66.73	939.40	1006.13	335.38	447.17
lempung	LAPISAN 47	-67	1.50	20	17.50	18.67	1.00	12.00	19.78	1.00	7.59	126.29	63.33	958.83	1022.17	340.72	454.30
lempung	LAPISAN 48	-68.5	1.50	18	16.50	18.17	1.00	12.00	19.71	1.00	7.57	129.12	61.64	977.36	1039.00	346.33	461.78
lempung	LAPISAN 49	-70	1.50	26	20.50	12.33	1.00	12.00	19.72	1.00	7.57	131.95	41.85	999.48	1041.32	347.11	462.81

b. Daya dukung tiang pancang kelompok

Tiang pancang dalam grup disatukan dengan menggunakan pilecap (kepala tiang) di atasnya. Direncanakan pilecap persegi dengan data sebagai berikut :

Dimensi pilecap = 320 cm x 320 cm x 100 cm

Jumlah tiang = 4 tiang

Jumlah baris (m) = 2 tiang

Jumlah kolom (n) = 2 tiang

Jarak antar tiang (S)

$S = 2D \leq S \leq 3D = 120 \leq S \leq 180$, pakai $S = 160$ cm
 Jarak tiang pancang ke tepi pilecap $S_1 = 1,2D = 72$ cm dipakai $S_1 = 80$ cm

Karena jarak antar tiang digunakan $\geq 2,5$ diameter maka tidak perlu memperhitungkan pengaruh dari sebuah group tiang pondasi atau yang disebut koefisien efisiensi c_e .

c. Kombinasi Beban

Beban struktur disalurkan dari balok ke kolom kemudian ke tiang spun pile. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung dengan kombinasi-kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin berdasarkan SNI 1726-2019. Berikut kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin:

$$1D + 1L$$

$$D + 0,7 E_x$$

$$D + 0,7 E_y$$

$$D + 0,75 L$$

$$D + 0,75 L + 0,7 E_y$$

$$D + 0,75 L + 0,7 E_x$$

$$D + L + E$$

Dimana:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

Untuk perencanaan spun pile, akan dilakukan kontrol terhadap kombinasi-kombinasi beban yang disebutkan diatas. kontrol yang dilakukan meliputi daya dukung tiang bor, kontrol momen dan juga kontrol defleksi. Untuk menentukan gaya-gaya yang terjadi pada pondasi menggunakan program bantu SAP2000 (Output Joint Reaction) pada perletakkan struktur. Berikut adalah gaya maksimum yang terjadi pada masing-masing kombinasi yang disajikan pada Tabel berikut :

Tabel 4.48 Gaya Maksimum pada Pondasi

Dari kombinasi pembebanan diatas didapatkan beban maksimum yang terjadi pada tiang adalah sebagai berikut :

kombinasi	P (kg)	P(ton)	Mx (kg.m)	My (kg.m)	Hx	Hy
1D + 1L	422533.1	422.5331	516.35	987.47	4284.83	2396.01
D + 0,7 Ex	521145.6	521.1456	46367.95	18943.96	27876.58	11503.1
D + 0,7 Ey	412727.4	412.7274	13401.5	59774.92	10064.38	32292.47
D + 0,75 L	323561.5	323.5615	421.18	664.32	3389.88	2148.63
D + 0,75 L + 0,7 Ey	433725.5	433.7255	13418.44	59833.73	10795.35	32505.22
D + 0,75 L + 0,7Ex	577199.2	577.1992	46384.89	19002.77	28526.45	11715.85
D + L + E	735157.8	735.1578	66184.24	27055.11	39630.39	15887.01

$$P_u = 735157.75 \text{ kg}$$

$$M_x = 66184.24 \text{ kg.m}$$

$$M_y = 59833.73 \text{ kg.m}$$

$$x = 1,6 \text{ meter}$$

$$y = 1,6 \text{ meter}$$

$$\Sigma y^2 = 4 \times 2,56 = 10,24 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 4 \times 2,56 = 10,24 \text{ m}^2$$

$$P_v = \frac{P_u}{n} + \frac{M_x \times y}{\Sigma y^2} + \frac{M_y \times x}{\Sigma x^2}$$

$$= \frac{735157.75 \text{ kg}}{4} + \frac{66184.24 \text{ kg.m} \times 1,6 \text{ m}}{10,24 \text{ m}^2} + \frac{59833.73 \text{ kg.m} \times 1,6 \text{ m}}{10,24 \text{ m}^2}$$

$$= 203479.7453 \text{ kg}$$

$$P_v = 203.5 \text{ ton}$$

d. Kontrol Daya dukung tiang pancang

Pada perhitungan daya dukung spun pile dan daya dukung tanah didapatkan $P_{\text{ijin}} = 207.55 \text{ ton}$

Pada perhitungan pembebanan didapatkan $P_v = 164,3 \text{ ton}$

$$P_{\text{ijin}} > P_v$$

$$207.55 \text{ ton} > P_v = 203.5 \text{ ton} \text{ OK}$$

4.5.3.2 Perencanaan Pile Cap

a. Kontrol geser Ponds

Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

β = rasio sisi panjang dan sisi pendek = 1 (pile cap persegi)

$$\lambda = 1$$

d' tebal efektif balok = t pile cap – selimut beton – D

$$d' = 1000 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 925 \text{ mm}$$

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

dimana :

b_k = lebar penampang kolom

hk = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$\begin{aligned} b_o &= 2(b_k + d) + 2(h_k + d) \\ &= 2(110 + 92,5) + 2(110 + 92,5) \\ &= 81 \text{ cm} = 8100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 8100 \text{ mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 24167232,68 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \left(\frac{30 \times 925}{8100}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 8100 \text{ mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 13474504,64 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d \\ &= 0,333 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 8100 \text{ mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 15779781,34 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 13474504.64 N = 1347450.46 kg

$$\emptyset V_c \geq V_u$$

$$0,9 \times 1347450,46 \text{ kg} \geq 638500,98 \text{ kg}$$

$$1212705,417 \text{ kg} \geq 638500,98 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

Akibat Pancang

β = rasio sisi panjang dan sisi pendek = 1 (pile cap persegi)

$$b_o = (\pi \times (600 + 925)) = 4790,93 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d$$

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 4790.93\text{mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 14294258.14 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{a_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \left(\frac{30 \times 925}{4790.93}\right) 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 4790.93\text{mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 13474504.64 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{40 \text{ Mpa}} \times b_o \times d \\ &= 0,333 1\sqrt{40 \text{ Mpa}} \times 4790.93 \text{ mm} \times 925 \text{ mm} \\ &= 9333309.729 \text{ N} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 9333309.729 N = 933330.9729 kg

$$\emptyset V_c \geq V_u$$

$$0,9 \times 933330.9729 \text{ kg} \geq 177418.5362 \text{ kg}$$

$$839997.8756 \text{ kg} \geq 177418.5362\text{kg} \quad \mathbf{OK}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang

b. Penulangan Pile cap

Penulangan lentur pilecap dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada muka pedestal. Beban yang bekerja adalah Pijin grup dan berat dari pilecap sendiri. Berikut adalah data-data untuk perhitungan tulangan lentur pada pilecap :

Sisi bawah pilecap :

Tulangan utama D25 mm

$$A_s = 491,07 \text{ mm}^2$$

Sisi atas pilecap :

Tulangan utama D19 mm, $A_s = 283,64 \text{ mm}^2$

Selimut beton (c) = 75 mm

Mutu bahan :

$$f'_c = 40 \text{ Mpa } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

a. Penulangan lentur

$$d' = 1000 - 75 - 25 - 0,5 \times 25 = 887,5 \text{ mm}$$

$$P = 164.13 \text{ ton}$$

$$n = 2$$

$$P \text{ max} = P \times n = 164.13 \text{ ton} \times 2 = 328.62 \text{ ton}$$

q berat sendiri pile cap :

- Berat jenis = 2400 kg/m^3

- Tebal pile cap = 1 m

- Panjang = 3,2 m

- $q_d = \gamma \times t \times L = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 3,2 \text{ m}$
 $= 7680 \text{ kg/m} = 7,68 \text{ t/m}$

$$M_u = (P \times t) - (q_d \times L^2 / 2)$$

$$= 328.62 \text{ ton} \times 1 \text{ m} - 7,68 \text{ t/m} \times 3,2 \text{ m}^2 / 2$$

$$= 289.31 \text{ t.m}$$

$$M_n = M_u / 0,9 = 289.31 \text{ t.m} / 0,9 = 321.45 \text{ t.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 7.06$$

$$\rho \text{ min} = 0.006588078$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{321.45 \text{ t.m}}{3.2 \times 0.8875 \text{ m}^2} = 1.275$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) \times \frac{1}{m} \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 7,06 \times 1,275}{240}}\right) \times \frac{1}{7,06} = 0.00541 \end{aligned}$$

Tulangan butuh sisi bawah pilecap

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d' \\ &= 0.00541 \times 3200 \text{ mm} \times 887,5 \text{ mm} \\ &= 15385.5482 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{As perlu} / A_{\text{tul}} \\ &= 15385.5482 \text{ mm}^2 / 490.87 \text{ mm}^2 \\ &= 31,3 = 32 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\text{jarak tulangan} = 3200 \text{ mm} / 32 \text{ buah} = 100 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan :

32D25 – 100

32D19 – 100

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

1. Preliminary design gedung BLK Pasar Rebo didesain menggunakan balok profil WF komposit, kolom menggunakan kolom profil CFT (Concrete Filled-Steel Tube), pelat yang digunakan untuk gedung adalah pelat bondek dari brosur ONESTELL BONDEK.
2. Perencanaan struktur sekunder disimpulkan sebagai berikut :
 - a. Pelat lantai atap dan gedung menggunakan bondek dengan tebal 1 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang wiremesh $\varnothing 7.5$ -250 mm sebagai tulangan negatif dan tulangan susut.
 - b. Balok anak lantai dan balok anak atap menggunakan profil WF 250.175.5.8
 - c. Balok penggantung lift menggunakan profil WF 300 X 150 X 5,5 X 8
 - d. Balok utama tangga menggunakan profil WF 250x125x5x8 dan penumpu tangga menggunakan profil WF 300 X 150 X 5,5 X 8.
3. Berdasarkan hasil perencanaan balok induk melintang menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dan balok induk memanjang menggunakan profil WF 400 x 200 x 7 x 11 sedangkan untuk kolom menggunakan concrete filled tube (CFT), dimensi kolom lantai 1-8 CFT 700.700.22.22, dimensi kolom lantai 9-15 CFT 600.600.22.22, dimensi kolom lantai 16-23 CFT

- 500.500.22.22, dimensi kolom lantai 24-atap CFT 400.400.22.2
4. Berdasarkan hasil perencanaan bresing konsentris arah melintang dan memanjang menggunakan profil WF 350x175x7x11
 5. Rancangan struktur pada sistem bresing konsentris ini yaitu gedung apartemen balai latihan kerja pasar rebo Jakarta Timur yang menggunakan sistem penahan gempa bresing konsentris, di bebani menurut SNI:1727:2013, serta telah memenuhi 5 kontrol gempa SNI:1726:2012
 6. Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output SAP2000. Dalam perencanaan ini, sambungan yang diunakan adalah sambungan las dan baut.
 7. Hasil perhitungan struktur bawah didapatkan dimensi kolom pedestal 1100 mm x 1100 mm (tulangan utama 32D25 , tulangan geser \emptyset 14-100), dimensi balok sloof adalah 400 mmm 600 mm (tulangan lentur 12D22, tulangan geser \emptyset 10- 300), dan pondasi menggunakan pondasi tiang pancang dari produk PT. WIKA Beton D60 cm dengan kedalaman 27 meter.
 8. Hasil perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran berupa gambar teknik

5.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur concentrically braced frames (CBF) lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Sehingga perencanaan

dapat dimodelkan semirip mungkin dan seefisien mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Agustian, R. (2020). **Evaluasi Keruntuhan Struktur Srpm Baja Dengan Bracing Konsentrik Akibat Getaran Gempa Berulang Dan Pengaruh Rangka Beban Gravitasi**. Medan : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
- Andriansyah, M. D. (2020). **Perencanaan Kantor Dinas Kebudayaan Dan Pariwisata Menggunakan Struktur Baja Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus Tipe Two Story X Di Kota Yogyakarta**. Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma
- Aritonang, K. N. (2020). **Perancangan Bangunan Apartemen Delapan Lantai Menggunakan Struktur Baja Dengan Pengaku Ebf (Eccentrically Braced Frame)**. Jakarta : Universitas Pertamina
- Badan Standardisasi Nasional. (2015). **SNI 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta:Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. (2013). **SNI 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain**. Bandung:Badan Standarisasi Nasional
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). **SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta:Badan Standarisasi Nasional

- Badan Standarisasi Nasional. (2015). **SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural**. Jakarta:Badan Standarisasi
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung**. Bandung:Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Houreh , E. D. (2020). **Simplified Seismic Design Methods For Low-Ductile Steel Multi-Tiered Concentrically Braced Frames**. Kanada : University of Alberta
- Malino, L. (2019). **Pemeriksaan Kuat Tekan Dan Kuat Tarik Lentur Beton Serat Kawat Bndrat Yang Ditekuk Dengan Variasi Sudut Berbeda**. Manado : Universitas Sam Ratulangi
- Mulyono, T. (2004). **Teknologi Beton**. Yogyakarta:Andi
- Mustofa dkk. (2018). **Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Pada Gedung Universitas Tulungagung**. Kediri : Universitas Kadiri
- Nugroho, F. (2018). **Pengaruh Penggunaan Bresing Cross Dan Inverted V Terhadap Penulangan Kolom Bangunan Gedung Beton Bertulang**. Padang : Institut Teknologi Padang
- Nurhayati, ID. (2020). **Pengaruh Sistem Rangka Penahan Beban Gravitasi Terhadap Perilaku Keruntuhan Struktur SRPM Baja dengan Bracing Konsentrik akibat Getaran Gempa**. Medan : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

- Permanasari, Anindya. (2018). **Modifikasi Perencanaan Apartemen El Centro Bogor Menggunakan Struktur Baja Komposit Dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik**. Surabaya:Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Ryanto, M. (2019). **Evaluasi Struktur Kolom Kuat Balok Lemah Struktur Rangka Baja Mengacu Sni 1729-2015 (Studi Kasus : Gedung Science Techno Park - ITB)**. Bandung : Universitas Sangga Buana YPKP
- Sampakang, J. J. (2013). **Perencanaan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Pada Komponen Balok–Kolom Dan Sambungan Struktur Baja Gedung BPJN XI**. Manado : Universitas Sam Ratulangi
- Siswanto, dkk. (2018). **Kriteria Dasar Perencanaan Struktur Bangunan Tahan Gempa**. Semarang : Universitas 17 Agustus 1945
- Tofik, Ryan. (2017). **Modifikasi Perencanaan Apartemen Bale Hinggil Surabaya Dengan Menggunakan Concrete Filled Tube dan Eccentrically Braced Frames**. Surabaya:Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- Windah, R. S. (2011). **Penggunaan Braced Frames Element Sebagai Elemen Penahan Gempa Pada Portal Bertingkat Banyak**. Manado : Universitas Sam Ratulangi

LAMPIRAN

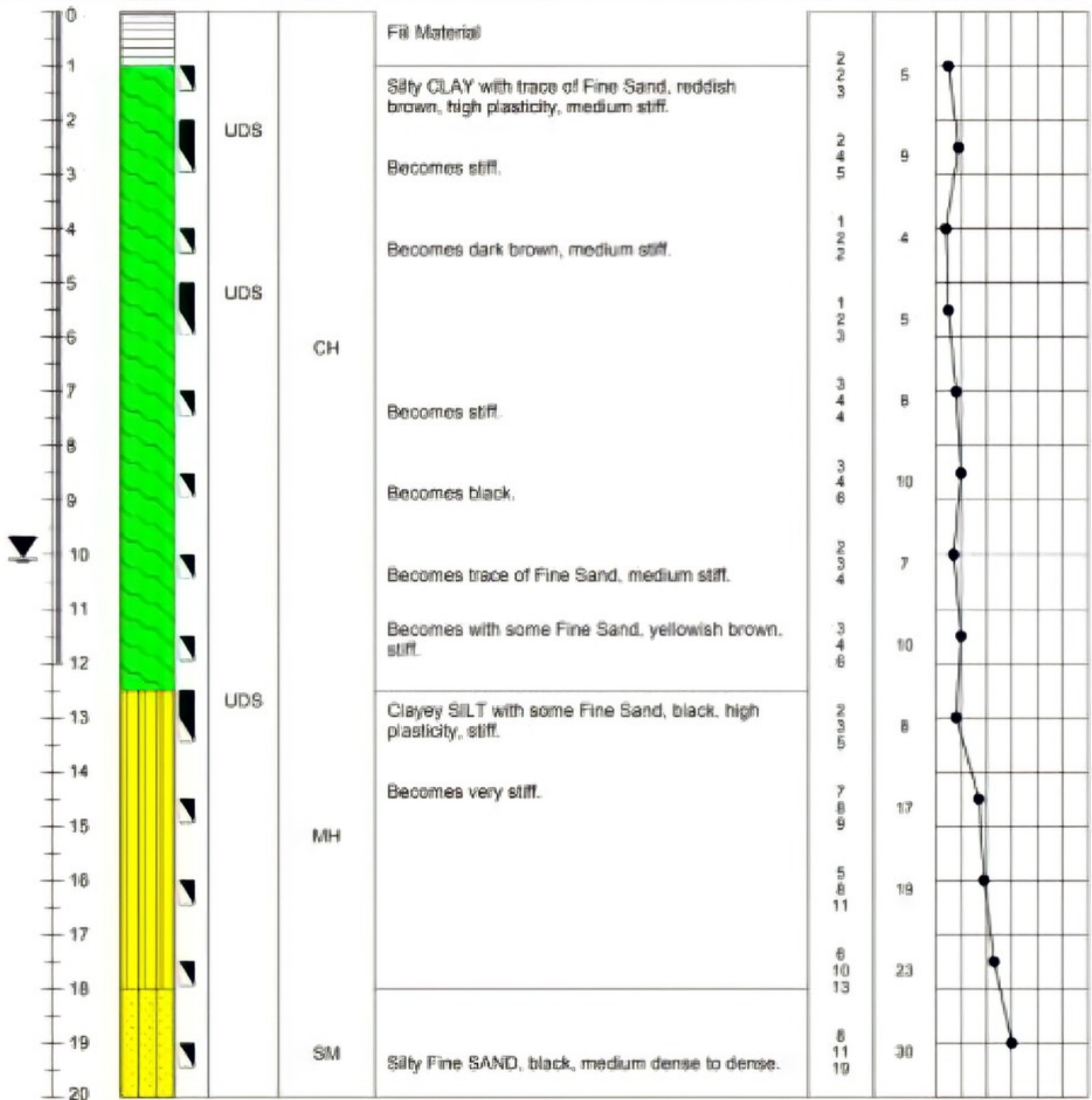
BORING LOG

Boring No. : BH - 1

PROJECT : **CIKOKO OFFICE**
 CLIENT : *PT. Adhi Karya*
 LOCATION : *Jl. MT. Haryono, Pancoran*
 DRILLER : *Ade Juanda*
 DRILL RIG : *AX-OP1*
 GROUND WATER TABLE : Initial ∇ : -9.9

PROJECT NO. : *DCM.G.18 - 006*
 TESTED DATE : *24/01- 01/02 2018*
 ELEVATION : *-3,75*
 LOGGED BY : *Indah*
 BORING METHOD : *Continuous Coring*
 At Completion ∇ : -9.9

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	N1 N2 N3	STANDARD PENETRATION TEST		
					N-SPT	10	30



BORING LOG

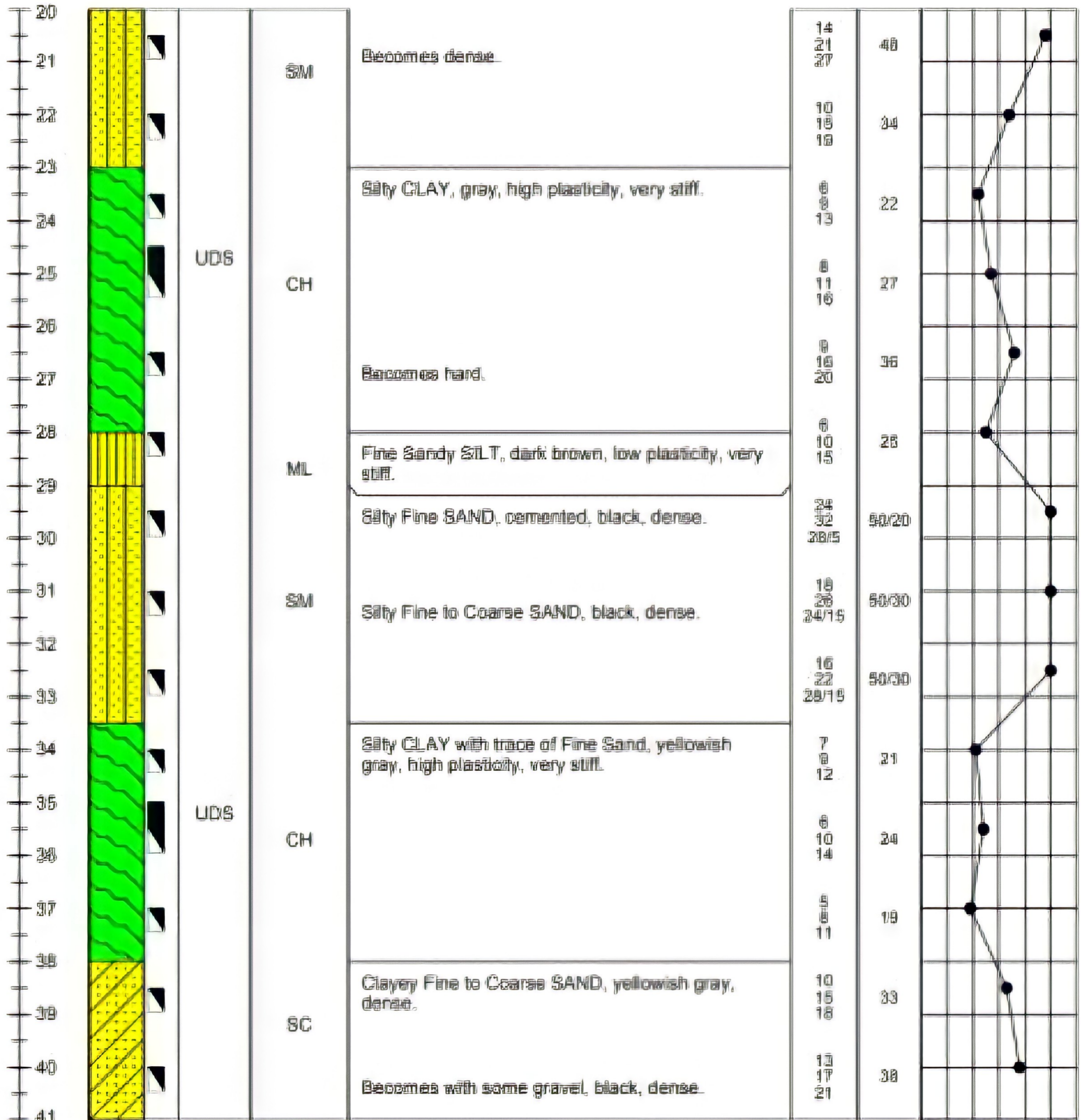
Boring No. : BH - 1

PROJECT : CIKOKO OFFICE
 CLIENT : PT. Adhi Karya
 LOCATION : Jl. MT. Haryono, Pancoran
 DRILLER : Ade Juanda
 DRILL RIG : AX-OPI
 GROUND WATER TABLE : Initial ∇ : -9.9

PROJECT NO. : DCMLG.18 - 006
 TESTED DATE : 24/01 - 01/02 2018
 ELEVATION : -9.75
 LOGGED BY : Andah
 BORING METHOD : Continuous Coring

At Completion ∇ : -9.9

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	N1 N2 N3	STANDARD PENETRATION TEST		
					N-SPT	10	30



BORING LOG

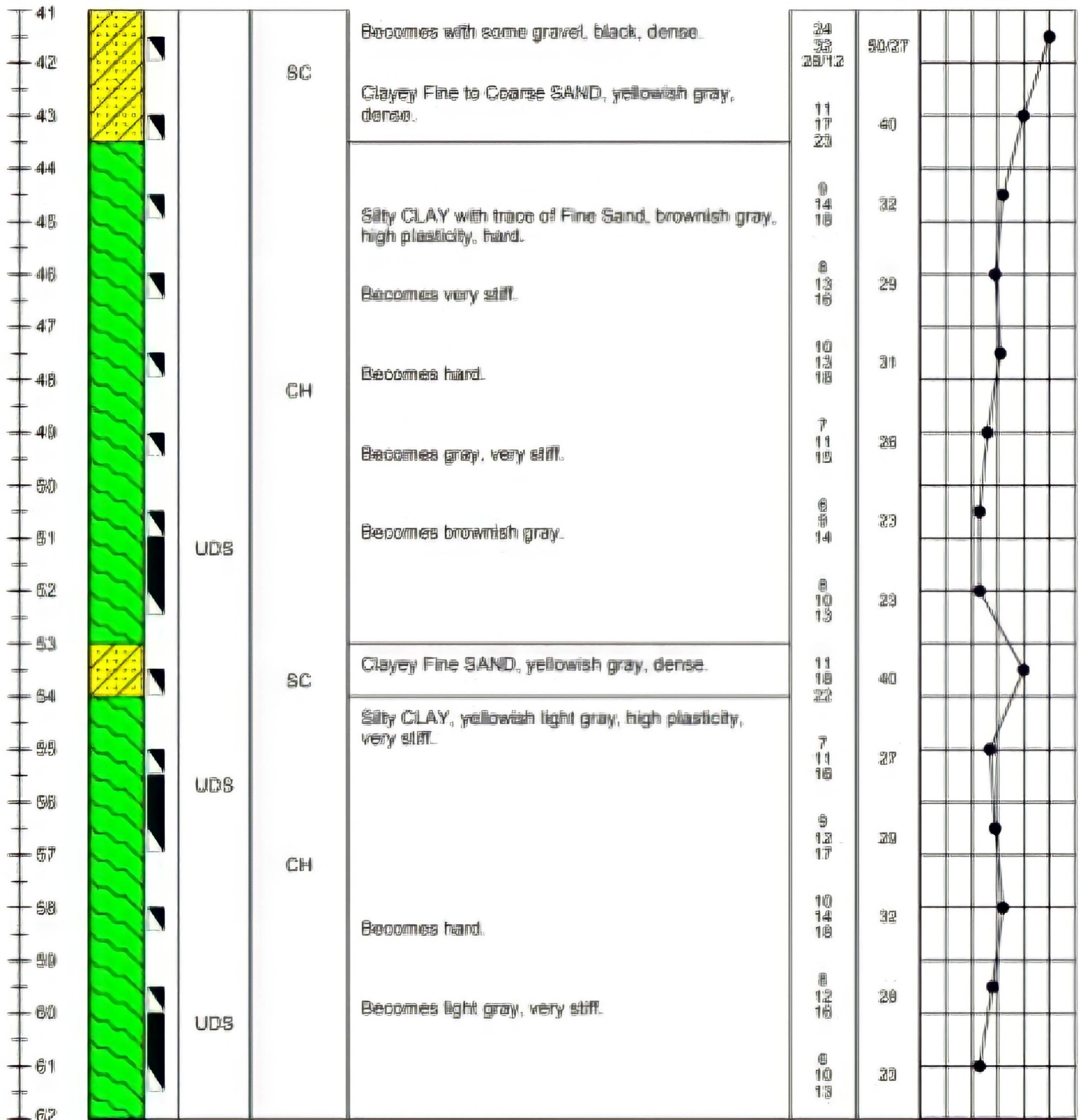
Boring No. : BH - 1

PROJECT : CIKOKO OFFICE
 CLIENT : PT. Adhi Karya
 LOCATION : Jl. MT. Haryono, Pancoran
 DRILLER : Ade Juanda
 DRILL RIG : AX-OP1
 GROUND WATER TABLE : Initial ∇ : -9.9

PROJECT NO. : DCME 18 - 006
 TESTED DATE : 24/01-01/02 2018
 ELEVATION : -9,76
 LOGGED BY : Andiah
 BORING METHOD : Continuous Coring

At Completion ∇ : -9.9

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	N1 N2 N3	STANDARD PENETRATION TEST		
					N-SPT	10	30



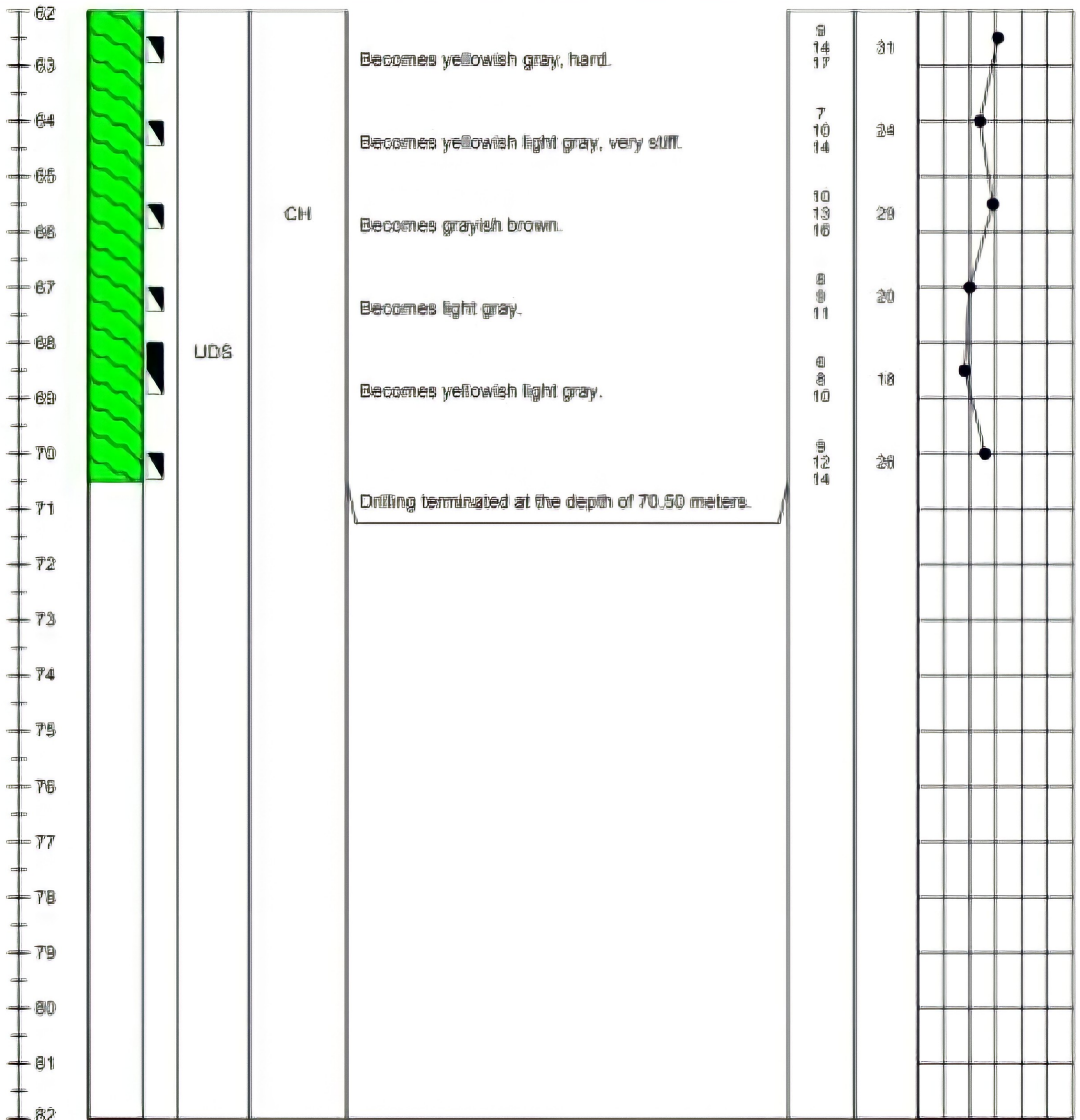
BORING LOG

Boring No. : BH - 1

PROJECT : **CIKOKO OFFICE**
 CLIENT : **PT. Adhi Karya**
 LOCATION : **Jl. MT. Haryono, Pancoran**
 DRILLER : **Ade Juanda**
 DRILL RIG : **AX-OP1**
 GROUND WATER TABLE : Initial : -9.9

PROJECT NO. : **DCMLG.18 - 006**
 TESTED DATE : **24/01-01/02 2016**
 ELEVATION : **-3,75**
 LOGGED BY : **Indah**
 BORING METHOD : **Continuous Coring**
 At Completion : -9.9

ELEVATION/ DEPTH (m)	SOIL SYMBOLS, SAMPLERS AND TEST DATA	USCS	DESCRIPTION	N1 N2 N3	STANDARD PENETRATION TEST		
					N-SPT	10	30



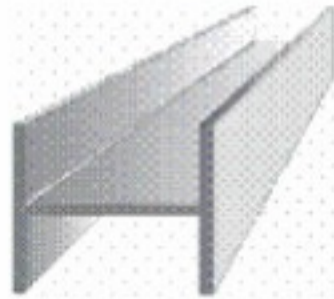
Wide Flange S hape



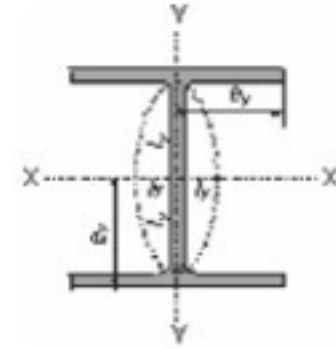
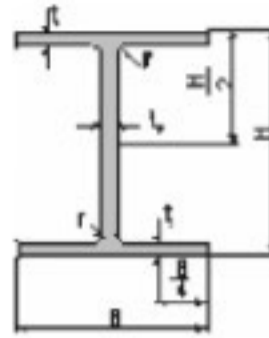
PT. GUNUNG GARUDA
Steel Is Our Business



IWF



H-BEAM



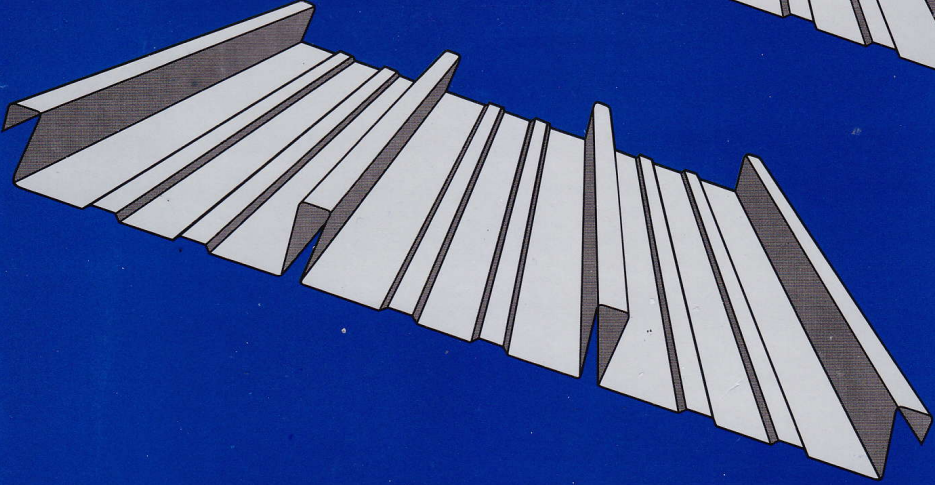
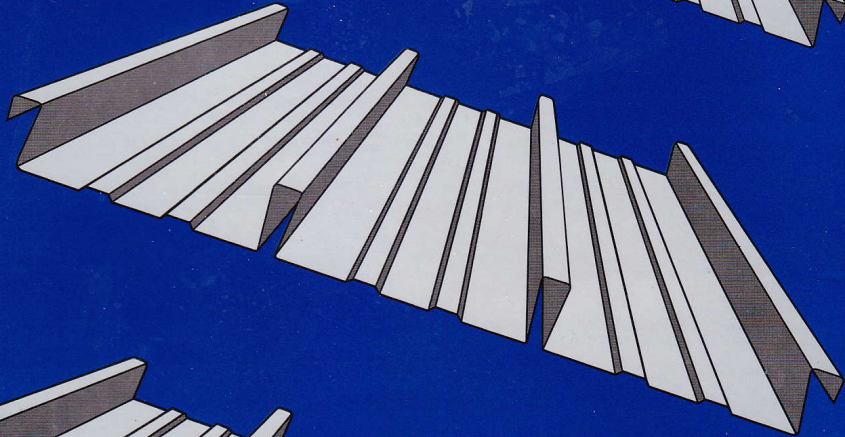
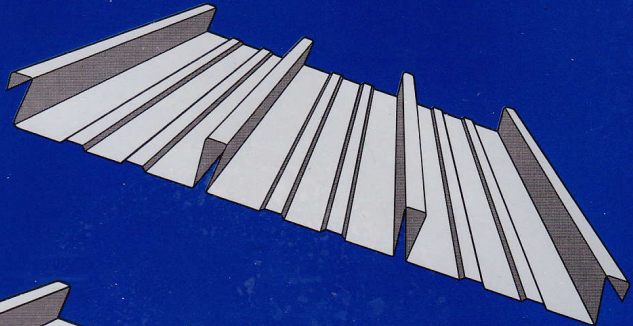
JIS G3192/TIS 1227-194 (HOT ROLLED H-SECTION)

Metric Size

Standard Sectional Dimension					Sectional		Informative Reference					
Nominal Dimensional	H x B	t1	t2	r	Area	Unit Mass	Geometrical		Radius of		Modulus of	
					A		Ix	Iy	gyration of area	Section		
mm x mm	mm x mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
100 x 100	100 x 100	6	8	10	21.90	17.20	383	134.0	4.18	2.47	76.5	26.7
125 x 125	125 x 125	6.5	9	10	30.31	23.80	847	293.0	5.29	3.11	136.0	47.0
150 x 75	150 x 75	5	7	8	17.85	14.00	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
150 x 100	148 x 100	6	9	11	26.84	21.10	1 020	151.0	6.17	2.37	138.0	30.1
150 x 150	150 x 150	7	10	11	40.14	31.50	1 640	563.0	6.39	3.75	219.0	75.1
175 x 175	175 x 175	7.5	11	12	51.21	40.20	2 880	984.0	7.50	4.38	330.0	112.0
200 x 100	198 x 99	4.5	7	11	23.18	18.20	1 580	114.0	8.26	2.21	160.0	23.0
	200 x 100	5.5	8	11	27.16	21.30	1 840	134.0	8.24	2.22	184.0	26.8
200 x 150	194 x 150	6	9	12	38.80	30.60						
200 x 200	200 x 200	8	12	13	63.53	49.90	4 720	1 600	8.62	5.02	472.0	160.0
250 x 125	248 x 124	5	8	12	32.68	25.70	3 540	255.0	10.40	2.79	285.0	41.1
	250 x 125	6	9	12	37.66	29.60	4 050	294.0	10.40	2.79	324.0	47.0
250 x 250	250 x 250	9	14	16	92.18	72.40	10 800	3 650	10.80	6.29	867.0	292.0
300 x 150	298 x 149	5.5	8	13	40.80	32.00	6 320	442.0	12.40	3.29	424.0	59.3
	300 x 150	6.5	9	13	46.78	36.70	7 210	508.0	12.40	3.29	481.0	67.7
300 x 300	300 x 300	10	15	18	119.80	94.00	20 400	6 750	13.10	7.51	1 360	450.0
350 x 175	346 x 174	6	9	14	52.68	41.40	11 100	792.0	14.50	3.88	641.0	91.0
	350 x 175	7	11	14	63.14	49.60	13 600	984.0	14.70	3.95	775.0	112.0
350 x 350	350 x 350	12	19	20	173.90	137.00	40 300	13 600	15.20	8.84	2 300	776.0
400 x 200	396 x 199	7	11	16	72.16	56.60	20 000	1 450	16.70	4.48	1 010	145.0
	400 x 200	8	13	16	84.10	66.00	23 700	1 740	16.8	4.54	1 190	174.0
*400 x 400	400 x 400	13	21	22	218.70	172.00	66 600	22 400	17.5	10.10	3 330	1 120
450 x 200	450 x 200	9	14	18	96.80	76.00	33 500	1 870	18.6	4.40	1 490	187.0
500 x 200	500 x 200	10	16	20	114.20	89.60	47 800	2 140	20.5	4.33	1 910	214.0
600 x 200	600 x 200	11	17	22	134.40	106.00	77 600	2 280	24.0	4.12	2 590	228.0
600 x 300	588 x 300	12	20	28	192.50	151.00	118 000	9 020	24.8	6.85	4 020	601.0
*700 x 300	700 x 300	13	24	28	235.50	185.00	201 000	10 800	29.3	6.78	5 760	722.0
*800 x 300	800 x 300	14	26	28	267.40	210.00	292 000	11 700	33.0	6.62	7 290	782.0
*900 x 300	900 x 300	16	28	28	309.8	243.00						

Note : * Special size for welded beam

Super Floor Deck®



Super Floor Deck® adalah bahan lembaran panel berbentuk plat gelombang yang terbuat dari baja struktural bermutu tinggi dengan High-tensile steel JIS 3302 (570 N/mm²), dan berfungsi sebagai bekisting tetap dan penulangan positif satu arah pada lantai beton bangunan bertingkat.

Tebal bahan yang tersedia adalah 0.75 mm dan 1.00 mm dengan lapisan seng minimum 220 gr/m².

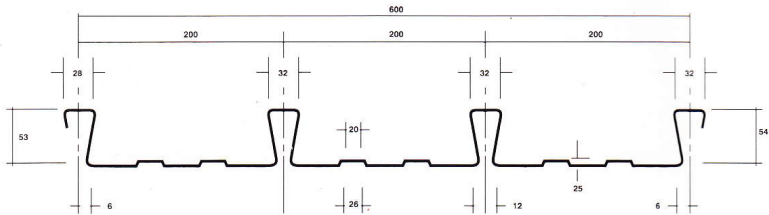
Super Floor Deck® dapat dipesan sesuai panjang yang dibutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

KEUNGGULAN-KEUNGGULAN Super Floor Deck®

- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberikan platform kerja yang lebih aman.

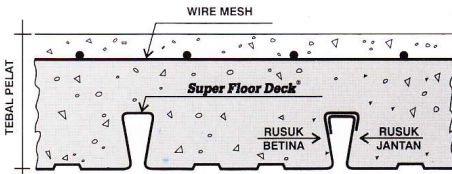
SPESIFIKASI

Bentuk gelombang dan ukuran **Super Floor Deck®**

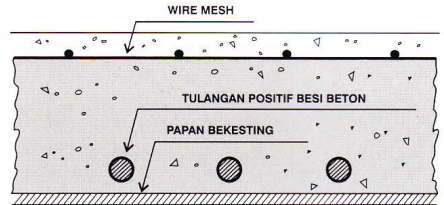


Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M² untuk ketebalan 0,75 mm

Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M²



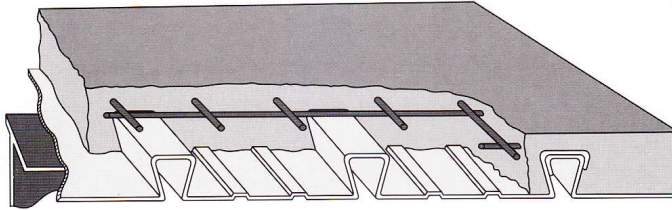
**SUPER KOMPOSIT
PELAT BETON**



**KONVESIONAL
PELAT BETON**

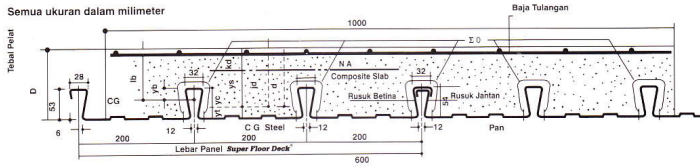
PERBANDINGAN	Jenis Bekisting	Bentang m	Beban kg/m ²	Tebal cm	Tulangan Positif
KONVENSIONAL PELAT BETON	Kayu	4.5	400	14	O 12 mm
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON	Super Floor Deck®	4.5	400	11	Tidak Perlu

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Piat Lantai Komposit

Semua ukuran dalam milimeter



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 mm	Berat per satuan luas kg / m ²	Luas penampang mm ²	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			I _e 10 ⁴ x mm ⁴	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	I _p	Z _{pc}	Z _{pt}	I _n	Z _{nc}	Z _{nt}		10 mm perletakan 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Increm, Par 10 mm KN	max	10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Increm, Par 10 mm KN	Max KN
			mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ³ x mm ³		10 ⁴ x mm ⁴	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14
0.78	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	18.19

Catatan : I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Z_{nc} = idem, dasar dak dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

I_e = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes : I_n = idem untuk daerah momen negatif

Z_{pc} = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

I_p = I_p (1.26 - 0.26 I_p/I_n)

Z_{nt} = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{pt} = idem, dasar dak, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE 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		700		1000									
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KONC	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000								
TAWA PERANGKAP PROPPING	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM	TEBAL SLAB DEPTH CM										
TAWA PERANGKAP NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9										
	1.75	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9										
	2.00	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9										
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	11	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9										
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	17.3	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	9.69	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	2.84	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	11	12	13	15	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	15	2.85		
	3.25	11	11	11	12	13	14	15	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22	10	2.70	10	3.27	12	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12	15	3.04		
	3.50	11	12	12	13	13	15	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	15	3.24		
	3.75	13	13	13	13	14	15	15	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	15	5.17	15	3.54	15	3.84		
	4.00	14	14	14	14	15	15	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	15	4.04	15	4.34	15	4.64		
	4.50	15	15	15	15	15	15	15	13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53	15	7.84	13	4.34	13	5.14	14	5.68	15	5.95	15	6.24	15	6.54	15	6.84	15	5.17		
	5.00	15	15	15	15	15	15	15	15	6.20	15	7.27	15	8.90	15	9.00	15	9.31	15	9.62	15	4.90	15	5.73	15	6.58	15	6.88	15	7.18	15	7.48	15	6.54		

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

CARA PEMASANGAN

Lembaran **Super Floor Deck** diletakkan diatas balok-balok pemikul (beam), baik diatas kontruksi beton maupun pada kontruksi baja, kemudian segera dimatikan/dipakukan atau di-las, jika perletakan di atas kontruksi baja. Hal tersebut untuk menghindari dari geseran perletakan lembaran **Super Floor Deck** pada kedudukannya. Cara perletakan **Super Floor Deck** pada umumnya minimum 5 cm dari bibir balok pemikul. Untuk sambungan arah memanjang, jarak perletakan **Super Floor Deck** satu dengan lainnya diusahakan seminimal mungkin. Usahakan perletakan lembaran **Super Floor Deck** bisa menutup dua atau tiga bentangan balok pemikul (continuous span), agar lebih praktis dan menghemat waktu baik dalam pemasangan maupun dalam pengangkutan. Lembaran **Super Floor Deck** pada waktu beton masih basah berfungsi sebagai bekisting dan merupakan lantai kerja paling aman bagi pekerja lainnya. Tapi hindarkan terjadinya pemusatan beban diatas lembaran **Super Floor Deck** yang belum berfungsi tersebut. Disarankan, gunakanlah papan balok kayu untuk lintasan jalan para pekerja.

CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BAJA

Setelah kontruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran **Super Floor Deck** segera dipasang. Biasanya pada kontruksi baja pemasangan **Super Floor Deck** dengan cara bentang menerus, kemudian dimatikan dengan las listrik atau paku tembak.

Syarat-syarat cara pengikatan

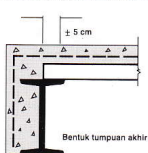
1. Dengan cara pengelasan:

Pada bagian ujung **Super Floor Deck** dan dibawah kaki rusuk dilas dengan las cantum berdiameter 1 cm. Pada balok pemikul tengah, lembaran dilas pada bagian rata kaki rusuk betina disetiap lembaran **Super Floor Deck**. Mutu kawat las yang digunakan berukuran 3,25 mm, dengan baja cellulose AC/DC bermutu tinggi. Cara pengelasannya dilakukan dari atas ke bawah.

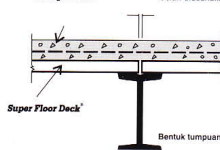
2. Dengan cara pemakuan:

Bisa dengan paku keling biasa atau paku tembak. Bisa juga menggunakan paku berdiameter 4 mm. Kalau balok pemikul baja (beam), diperhitungkan sebagai balok T komposit, maka bisa digunakan paku berdiameter 10- 16 mm dilas ke balok baja pemikul dan berfungsi sebagai penahan geser.

Pemikul akhir ditentukan oleh gaya geser

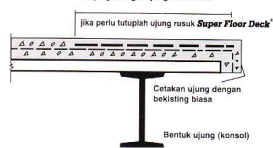


Tulangan susut



Celah diusahakan seminimum mungkin

Tulangan negatif yang dibutuhkan



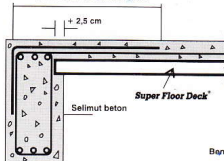
CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran **Super Floor Deck** di atas kontruksi beton pada umumnya dipasang sebagai bentang tunggal karena pengecoran balok dan lantai bersamaan, yaitu untuk menghemat waktu pekerjaan cor dan supaya menghasilkan balok T sesuai perencanaan.

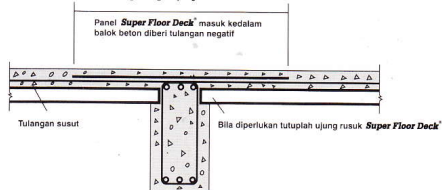
Syarat-syarat cara pengikatan

- Lembaran **Super Floor Deck** dipasang diantara dua balok pemikul sebagai bentang tunggal. Ada dua cara pemasangan, yaitu lembaran **Super Floor Deck** dimatikan pada balok pemikul yang sudah dicor atau diletakkan di atas papan bekisting balok pemikul/dinding dengan jarak 2,5 cm dari sisi balok, sebelum balok/dinding dicor.
- Lembaran **Super Floor Deck** dipasang di atas beberapa balok pemikul sebagai bentang menerus. Pada waktu pengecoran balok-balok pemikul, siapkan angkur-angkur atau stek besi yang akan ditanam ke dalam coran beton tadi. **Super Floor Deck** diletakkan setelah pengecoran dilaksanakan.

Tulangan negatif yang diperlukan



Tulangan negatif yang dibutuhkan

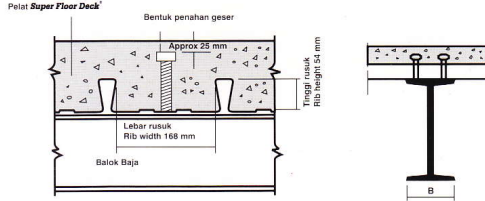


TIANG PENYANGGA SEMENTARA

Sebelum **Super Floor Deck** dicor dengan adukan beton, terlebih dahulu disangga oleh tiang penyangga sementara, terbuat dari kayu dolken atau papan, terutama untuk bentang besar. Hal ini untuk menghindari lendutan akibat pembebanan sementara **Super Floor Deck** belum berfungsi. Biasanya tiang penyangga sementara ini dilepas setelah beton berumur 7 sampai 14 hari.

PENAHAN GESER

Penahan geser dibutuhkan untuk ikatan antara lantai beton dengan balok pemikul dibawahnya. Terbuat dari besi beton dengan diameter antara 10 sampai 16 mm. Ada juga yang dibuat seera khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat beton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



TULANGAN SUSUT

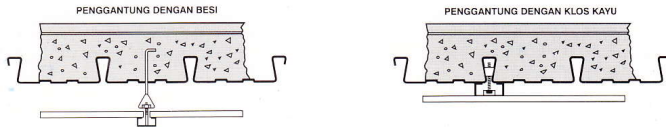
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

SYARAT-SYARAT MUTU BETON

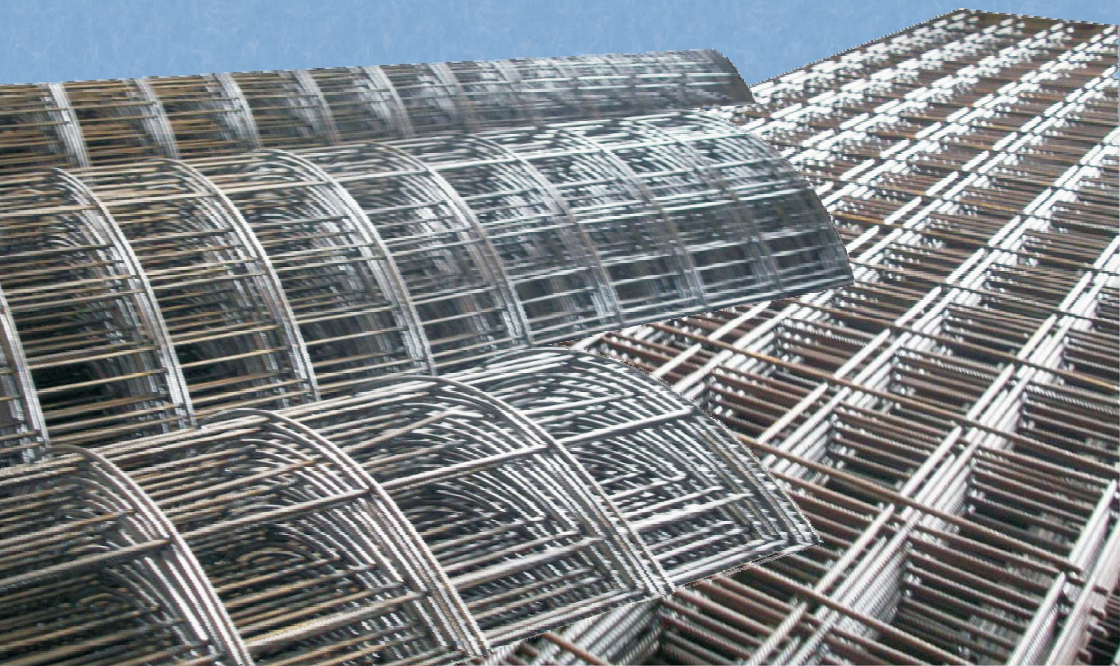
Disarankan kekuatan tekanan karakteristik minimum 200 kg/Cm² (K-200) dan harus tercapai setelah beton berumur 28 hari dan harus memenuhi syarat - syarat PBI 1971 (NI - 2)

PEKERJAAN LANGIT-LANGIT

Langit-langit yang menggantung bisa dibuat penggantung dari kawat baja yang di tanam ke dalam plat beton sebelum di-cor. Atau pada alur gelombang **Super Floor Deck** dipasang rusuk dari kayu dan berfungsi sebagai pengikat. Penyemprotan dengan bahan plesteran seperti gips, vermiculit, bisa langsung disemprotkan ke permukaan bagian bawah **Super Floor Deck**



UNION WIRE MESH[®]



PT. UNION METAL

A UNION SAMPOERNA CO.

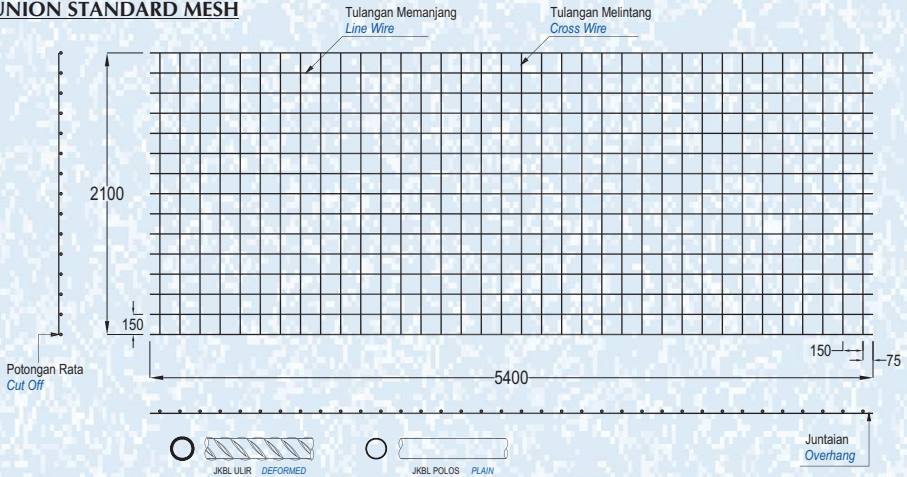
INFORMASI PRODUK

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/cm², mutu U-50
 Tegangan Geser Kampuh Las : 2.500 kg/cm²
 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

Diameter of Union Mesh : 4 mm up to 16 mm
 Material Standard : SNI 07-0663-1995
 Characteristic Yield Strength : 5,000 kg/cm², grade U-50
 Welding Shear Strength : 2,500 kg/cm²
 Types of Bar Surfaces : Plain and Deformed
 Standard Spacings : 150 mm x 150 mm (M Type)
 100 mm x 200 mm (B Type)
 Standard Sizes : Sheet : 5.4 m x 2.1 m (M4 - M16)
 Roll : 54 m x 2.1 m (M4 - M6)

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

Applications

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

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

Conversion Calculation

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Rumus :

Formula :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Contoh :

Example :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

$$\text{Union Wire Mesh area} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} = 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

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 Wire Diameter (mm)	Luas Kawat 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

PEMASANGAN & KONSTRUKSI

INSTALLATION & CONSTRUCTION

Pemasangan dan penyambungan JKBL Union tidaklah susah, tetapi perlu diperhatikan beberapa hal, sehingga didapati hasil yang optimal dan benar.

Installation and joint of Union Wire Mesh is easy, just need to pay attention to the following matters in order to get an optimum and good result.

A. Sambungan JKBL Union

1. Sambungan Sekuat Tegangan Leleh

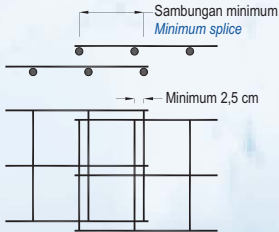
Suatu sambungan akan setara dengan tegangan leleh penuh kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kotak spasi (dua kampuh las), ditambah minimal 2,5 cm.

2. Sambungan Separuh Tegangan Leleh

Suatu sambungan akan setara dengan separuh tegangan leleh, kalau lembaran itu berhimpitan sejauh satu kampuh las ditambah minimal 2,5 cm.

* Sambungan dengan Tegangan Leleh Penuh

Full Yield Strength Lap Splice



Catatan :

Tambahan sebesar 2,5 cm adalah jarak minimal agregat beton yang diijinkan oleh Peraturan Beton Indonesia (PBI 8.16.1), membantu agar beton tersebut dapat padat di sekitar kawat tersebut.

Persyaratan sambungan separuh tegangan leleh kadang-kadang diijinkan untuk sambungan di tepi plat satu arah (one way slab), tetapi sebaiknya sambungan tersebut ditentukan oleh insinyur bangunan. Sebaiknya sambungan digunakan sekuat tegangan leleh dan ditempatkan di titik-titik yang bertegangan tarik tidak maksimum.

A. Union Wire Mesh Overlap

1. Full Yield Strength Lap Splice

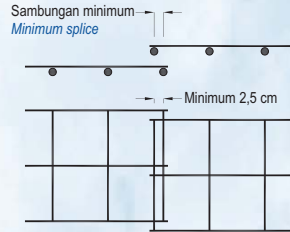
A lap will have a full strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one spacing (two welds) plus a minimum of 2.5 cm.

2. Half Yield Strength Lap Splice

A lap will be equal to a half strength of yield stress when the mesh is placed overlap by one weld plus a minimum of 2.5 cm.

* Sambungan dengan Setengah Tegangan Leleh

Half Yield Strength Lap Splice



Note :

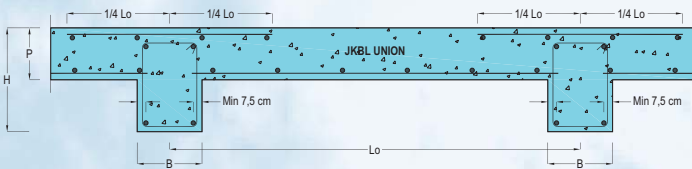
The addition of 2.5 cm referred to above is the minimum allowable spacing for concrete aggregate, which is required by the Indonesian Concrete Regulation (PBI 8.16.1), so as to make the concrete becomes dense around the bar.

In some cases, one weld overlap be allowed for the side laps of one way slab, the decision on this practice should be made by the structural engineer.

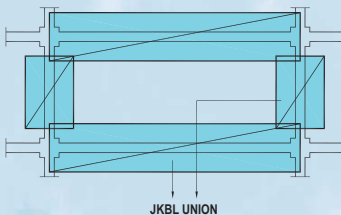
It is strongly recommended to apply the full yield strength lap splice and the laps should be in such places where the tension stress is not maximum.

B. Perletakan JKBL Union *Union Wire Mesh Position*

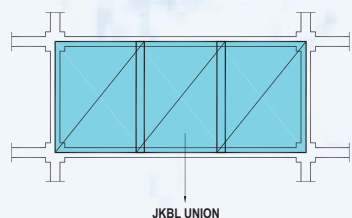
Plat Lantai Bangunan Bertingkat *Suspended Slab*



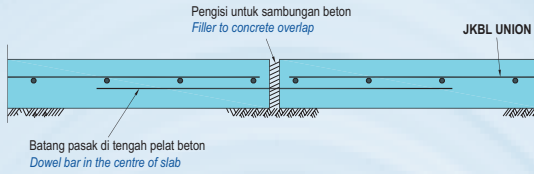
Lapis Atas *Top Layer*



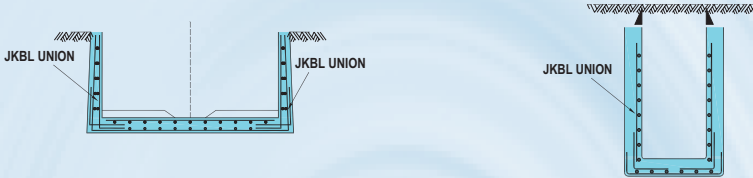
Lapis Bawah *Bottom Layer*



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
Website : www.unionmetal.co.id
Email : marketing@unionmetal.co.id

Factory

: Jl. Jababeka V Blok U No. 1
Kawasan Industri Jababeka I
Cikarang - Bekasi 17530 Indonesia
Phone # (62-21) 893.5234 (hunting)
Fax # (62-21) 893.4949

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

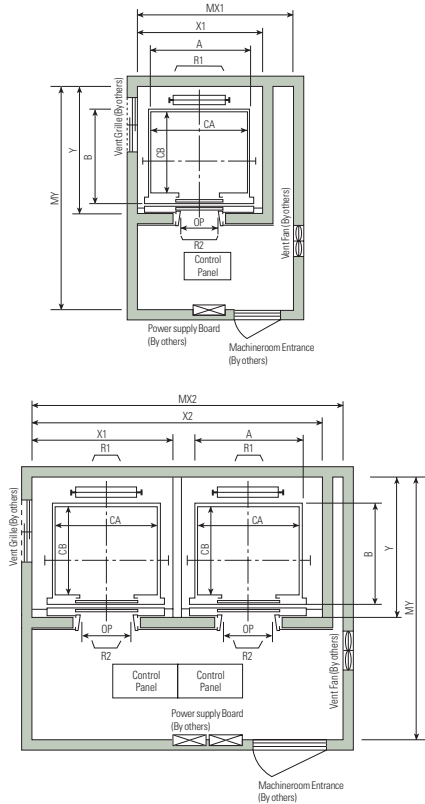
Ruko Panji Makmur Blok A-33
Jalan Panjang Jiwo No. 46 - 48, Surabaya 60271
Phone # (62-31) 847.8812, (62-31) 847.8815
Fax # (62-31) 848.0952
E-mail : unionsby@unionmetal.co.id



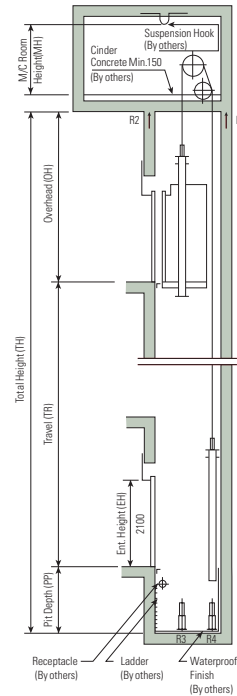
CERTIFICATE NUMBER : JKT 0403076

A UNION SAMPOERNA CO.

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



Overhead & Pit Depth

(Unit : mm)

Load (kg)	450 ~ 1000		1150 ~ 1600		M/C Room Height (MH)
	Speed (m/sec)	Overhead (OH)	Pit Depth (PP)	Overhead (OH)	
1.0	4200	1300	4200	1400	2200
1.5	4400	1400	4400	1500	2400
1.75	4500	1500	4500	1600	
2.0	4700	1900	4700	2000	2600
2.5	5000	2200	5000	2200	

- Notes:
- Above dimensions are applied for car height of 2500mm, for other applicable dimensions, contact us.
 - In case of requested double isolation pad, machine room height should be increased 200mm.
 - Machine room temperature should be maintained below 40 °C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.

Standard Dimensions & Reactions

Manufacturer Standard

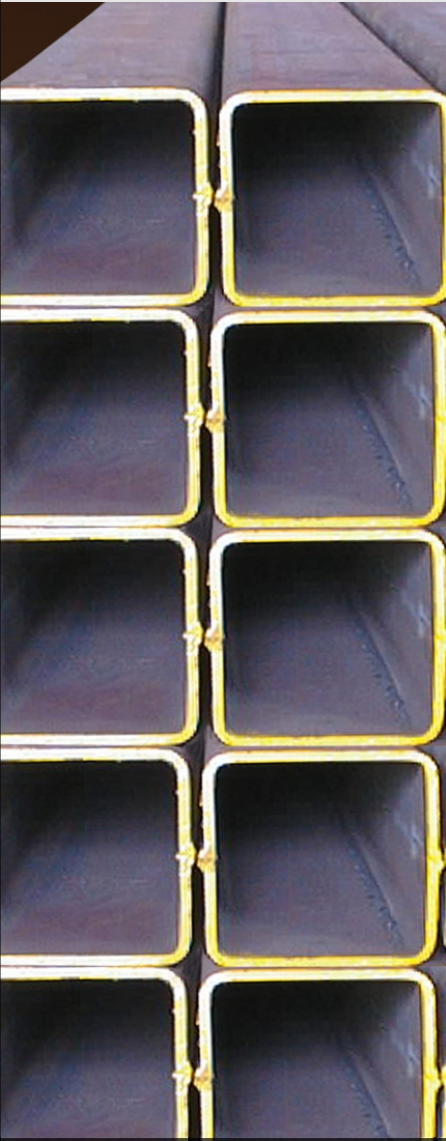
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room		Pit Reaction					
	Persons	kg			OP	Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4			
						CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4			
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3600	2000	5400	4500				
	8	550		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900				
	9	600		800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100				
	10	700		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400				
	11	750		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600				
	13	900		900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300				
1.5	15	1000	2 Panel Center Open	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600				
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900	6600	5100	11000	8700				
	20	1350		1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800	7800	6000	12200	9500				
				1100	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200								
2.0	24	1600	2 Panel Center Open	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400				
	13	900		1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200								
				900	1600 × 1350	1700 × 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250					12030	6650	9000	7500
	15	1000		900	1600 × 1500	1700 × 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250					12800	6950	9400	8000
				1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450					13080	7150	11000	8700
	2.5	20		1350	1000	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400					4650	14350	7650	12200
1100			1800 × 1700		1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450									
24		1600	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650									
			1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400					

EN81 Standard

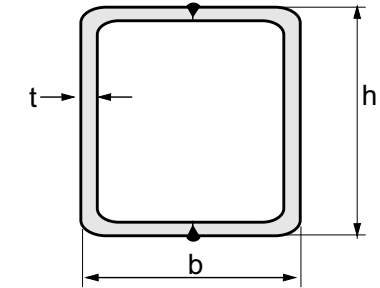
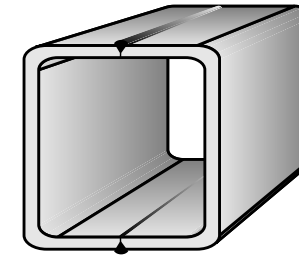
(Unit : mm)

Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room		Pit Reaction		
	Persons	kg			OP	Internal	External	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth	R1	R2	R3	R4
						CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 × 1100	1160 × 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500	
	7	550		800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	4050	2250	6000	4900	
	8	630		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4100	2450	6300	5100	
	9	700		800	1400 × 1100	1460 × 1255	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4200	2700	6800	5400	
	10	800		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4500	2800	7100	5600	
	12	900		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600	
1.5	13	1000	2 Panel Center Open	900	1600 × 1300	1660 × 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300	
	15	1150		900	1600 × 1400	1660 × 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600	
				1000	1800 × 1400	1900 × 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700	
	18	1350		1000	2000 × 1300	2100 × 1470	2550	5200	2000	2800	5250	3750					
2.0	20	1350	1100	1800 × 1650	1900 × 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500		
			1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000						
	10	800	800	1100	2000 × 1700	2100 × 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250	8500	6800	13600	10400	
				1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200					
	12	900	900	1400	1400 × 1350	1500 × 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300	
				900	1600 × 1300	1700 × 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500	
2.5	15	1150	900	1600 × 1400	1700 × 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000		
			1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700		
	18	1350	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650	14350	7650	12200	9500		
			1100	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450						
21	1600	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400			



METRIC SIZE

DIMENSION		t	R	WEIGHT	AREA	MOMENT OF INERTIA	MOMENT OF RESISTANT	RADIUS OF GYRATION
H	B					$I_x = I_y$	$Z_x = Z_y$	$i_x = i_y$
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	525.68	8.47
200	200	8.00	18	46.94	59.24	3,566.25	356.63	7.76
200	200	9.00	18	52.34	66.67	3,990.00	399.00	7.73
200	200	10.00	18	57.64	72.57	4,251.06	425.11	7.65
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	758.82	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	12,800.69	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	t ≤ 40 mm		
SS 400	245	235	215	400 - 510	21
A 36	250	250	250	400 - 550	20
SM 490 A & B	325	315	295	490 - 610	17
GR 50 A	355	345	340	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

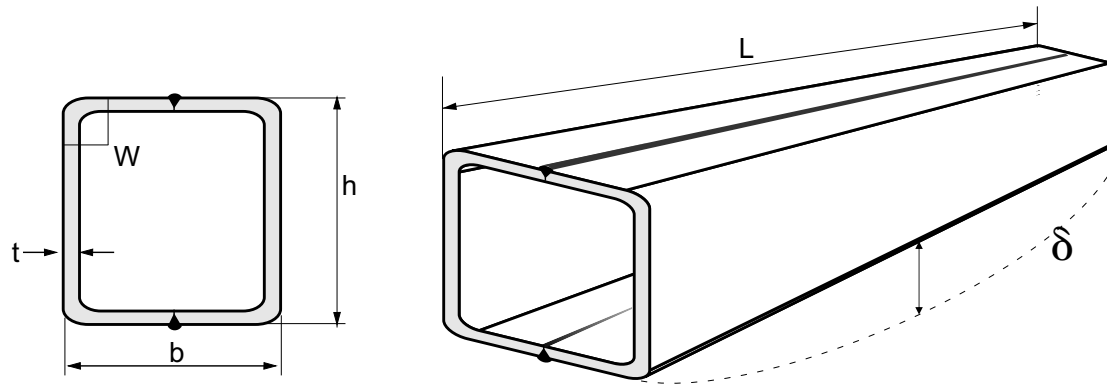
continue.....>>

HEAD OFFICE & FACTORY

Jl. Imam Bonjol 4, Warung Bongkok,
Sukadana, Cikarang Barat,
Bekasi 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@grdsteel.com
pji02@grdsteel.com



SHAPED AND TOLERANCE



DESCRIPTION	TOLERANCE
Length (L)	- 0 + 50 mm
Cross-Section (B)	JIS G 3466
Depletion (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)

PC PILES

DESCRIPTION

Type of Piles	Prestressed Concrete Pretension Spun Piles Prestressed Concrete Post Tension Spun Piles (Cylinder Piles) Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile) Inner Boring System

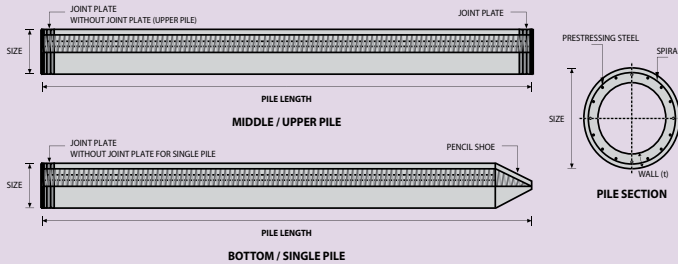
DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Chapter-4 Structural design requirement for piles with no seismic loading (In case pile is consider to seismic loading, piles detail should re-design refer to ACI 543R Chapter-5)
Manufacturing	SNI 2847 - 2013 WB - PCP - PS - 05 WB - PCP - PS - 16	Indonesian Standard Code for Concrete Production Manufacturing Procedure Production Manufacturing Procedure

MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 2049 - 2015	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 2834 - 2000 SNI 2493 - 2011	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 2014	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 2008	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 2052 - 2014	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2011	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	SS400 (Tensile Strength 400 N/mm ²) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

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
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	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 18	
						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
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16	
						A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
						A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
						B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20	
						A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
						A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
						B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
1000***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22	
						A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
						A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
						B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
1200***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24	
						A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
						A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
						B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24						

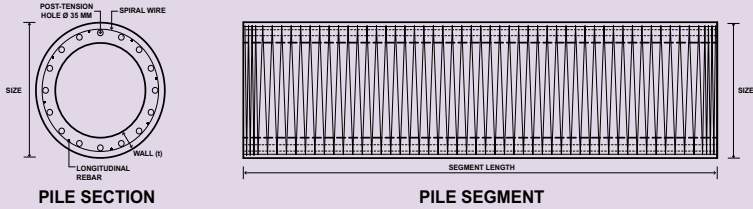
Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

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

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE POST TENSION SPUN PILES (CYLINDER PILES)



PRESTRESSED CONCRETE POST TENSION SPUN PILES (CYLINDER PILES) SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t) (mm)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (ton/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Cylinder Pile Length (m) Single / Double*
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
800	120	2,563	1,527,869	0,64	A	40	65	410	24 / 36
					B	55	80	390	24 / 36
					C	65	120	370	30 / 42
					D	75	130	355	30 / 42
1000	140	3,782	3,589,571	0,96	A	75	110	600	24 / 36
					B	105	175	560	30 / 42
					C	120	220	550	30 / 48
					D	135	245	530	36 / 48
1200	150	4,948	6,958,136	1,24	A	120	140	800	30 / 48
					B	170	270	745	36 / 48
					C	200	310	710	36 / 54
					D	210	320	700	42 / 54
1500	170	7,103	15,962,533	1,78	A	220	265	1140	30 / 48
					B	300	440	1080	36 / 54
					C	340	520	1040	42 / 60
1800	200	10,053	32,672,563	2,51	A	370	425	1630	36 / 48
					B	470	650	1580	36 / 54
					C	520	770	1520	42 / 60
2000	200	11,309	46,369,907	2,83	A	480	535	1830	35 / 55
					B	590	790	1770	40 / 60
					C	670	965	1720	45 / 65

*) Number of Pile Lifting Position on Handling Process for Pile Driving.

Case 1 = Single Lifting Point Position : Minimum 1/8 L from end of Pile.

Case 2 = Double Lifting Point Position : First Point Minimum 2m from end of Pile.
 (using Pulley) Second Point Minimum 1/3 L from end of Pile.

PRODUCTION, PILE ASSEMBLING AND DISTRIBUTION PROCESS



Stockyard Facility

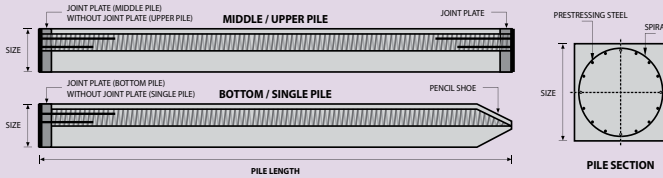


Post-tensioning



Cylinder Pile Distribution

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Size (mm)	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)	Splice Class	
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)				Compatible to Body M_{crack}	Optional
200 x 200	400	13,333	100	A	1.55	2.65	49.08	27.47	6-9	I	II
					2.29	3.46	81.40	28.10	6-10	III	IV
					2.52	4.33	79.62	34.80	6-11	II	-
300 x 300	900	67,500	225	A	3.64	5.19	118.59	35.40	6-11	IV	V
					3.98	6.23	116.76	42.20	6-11	III	IV/V
					4.48	7.47	114.66	50.20	6-12	II	-
					4.92	9.34	111.60	61.90	6-12	I	III/IV/V
350 x 350	1,225	125,052	306	A	5.33	6.57	163.98	38.60	6-11	III	IV
					6.07	8.72	160.68	50.90	6-12	II	-
					6.63	10.90	157.45	63.10	6-12	I	IV
					7.30	13.08	154.32	75.00	6-13	I	III/IV
400 x 400	1,600	213,333	400	A	7.89	9.96	213.96	51.40	6-12	IV	V
					8.71	12.45	210.60	63.80	6-12	III	IV/V
					9.51	14.95	207.32	76.00	6-13	II	III/IV/V
					11.82	22.42	198.01	111.60	6-14	I	II/III/IV/V
450 x 450	2,025	341,719	506	A	11.17	14.01	270.98	64.30	6-12	III	IV
					12.10	16.81	267.61	76.80	6-13	III	IV
					13.01	19.62	264.30	89.10	6-13	II	III/IV
					14.78	25.22	257.88	113.30	6-14	I	III/III/V
500 x 500	2,500	520,833	625	A	15.16	18.68	335.12	77.30	6-13	III	IV
					16.19	21.79	331.72	89.90	6-13	II	III/IV
					17.21	24.91	328.38	102.20	6-14	I	III/III/IV
					18.22	28.02	325.09	114.50	6-14	I	II/III/IV

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

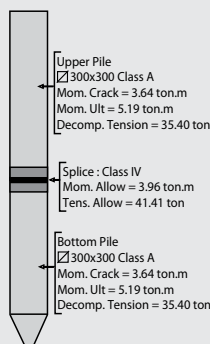
TYPICAL SPLICE SPECIFICATION

Size (mm)	Class	Bending Moment		Tension	
		Allowable (ton.m)	Ultimate (ton.m)	Allowable (ton)	Ultimate (ton)
200 x 200	I	1.56	2.11	41.82	47.05
	II	0.76	1.02	16.34	18.38
250 x 250	I	3.17	4.28	55.22	62.12
	II	2.99	4.03	41.41	46.59
	III	2.34	3.17	41.41	46.59
	IV	1.29	1.74	24.50	27.57
300 x 300	I	5.96	8.05	83.64	94.10
	II	4.53	6.12	62.73	70.57
	III	4.28	5.78	55.22	62.12
	IV	3.96	5.35	41.41	46.59
	V	2.34	3.16	24.50	27.57
350 x 350	I	7.67	10.35	83.64	94.10
	II	6.81	9.19	83.64	94.10
	III	5.71	7.71	55.22	62.12
	IV	3.30	4.45	27.61	31.06
400 x 400	I	12.20	16.47	117.95	132.69
	II	11.28	15.23	88.46	99.52
	III	9.41	12.71	83.64	94.10
	IV	8.58	11.58	62.73	70.57
	V	3.97	5.36	27.61	31.06
450 x 450	I	15.80	21.33	147.43	165.86
	II	14.07	19.00	117.95	132.69
	III	13.02	17.57	88.46	99.52
	IV	6.55	8.84	41.82	47.05
500 x 500	I	19.72	26.63	118.60	133.43
	II	16.51	22.29	117.95	132.69
	III	15.14	20.43	88.46	99.52
	IV	7.56	10.21	41.82	47.05

EXAMPLES OF SPLICE SELECTION

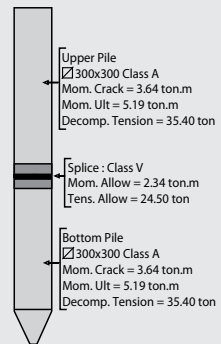
Case 1 : Compatible to Body Moment Crack

Splice of PC Piles having equivalent performance to the crack bending moment of the main body.

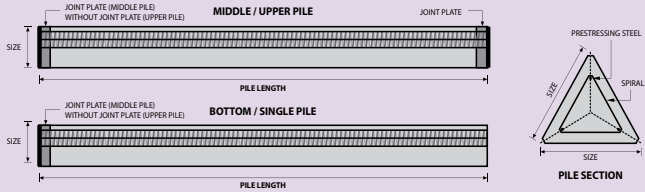


Case 2 : Optional Splice

Application of optional splices should be approved by structure designer.



PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES



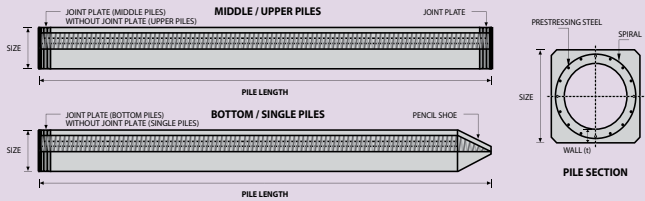
PRESTRESSED CONCRETE TRIANGULAR PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 42 \text{ MPa}$ (Cube 500 kg/cm^2)

Size (mm)	Cross Section (cm ²)	Section Inertia (cm ⁴)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Length of Pile* (m)
					Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)		
280	318.7	9,080.50	79.7	A	0.66	0.92	42.26	6 - 8
					0.90	1.77	39.50	6 - 9
320	422.6	16,188.90	105.7	A	0.89	1.11	57.02	6 - 8
					1.20	2.15	54.10	6 - 9

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN SQUARE 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)	Ultimate (ton.m)			
400 X 400	75	1109.13	194,159	277	A2	6.50	10.00	182.63	38.00	6 - 13
					A3	8.00	12.00	180.62	45.30	6 - 14
					B	10.00	18.00	173.15	73.10	6 - 15
					C	11.00	22.00	169.49	91.70	6 - 16
450 X 450	80	1364.48	307,000	341	A1	8.50	12.50	227.01	38.20	6 - 13
					A2	11.00	17.00	222.95	52.90	6 - 15
					A3	13.00	20.90	219.05	67.10	6 - 16
					B	13.50	24.00	215.32	80.90	6 - 16
					C	15.50	31.00	208.10	114.00	6 - 16

Note : *) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

PRODUCT APPLICATION



Piles foundation for Power Plant or Industrial Factory



Piles for Marine Structure

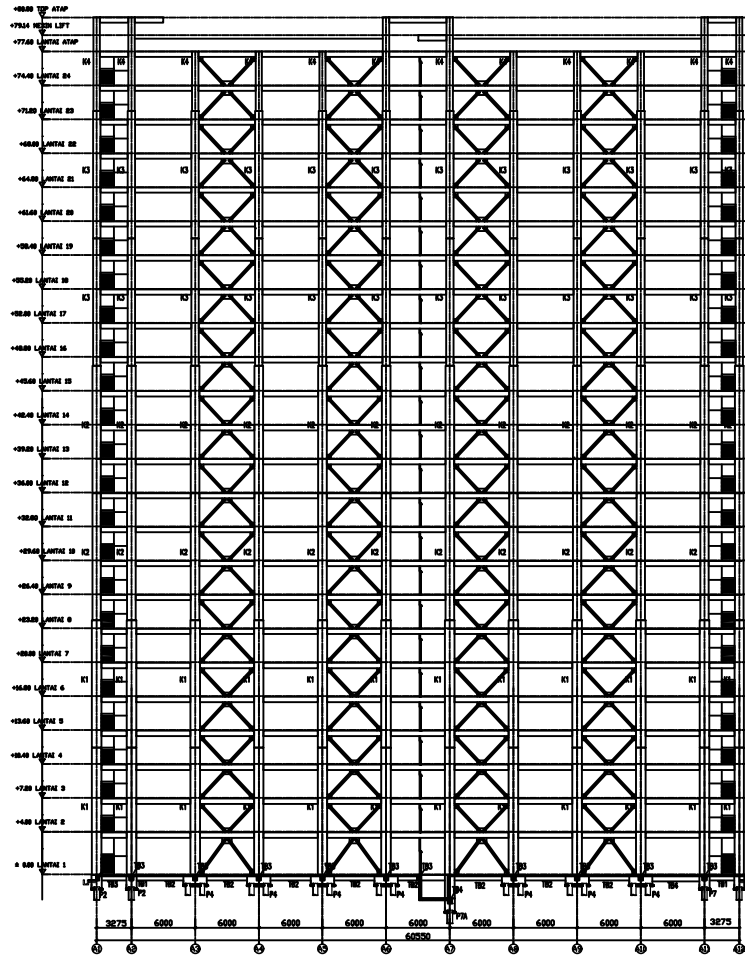


Piles Foundation for Building




Piles Foundation for Bridges

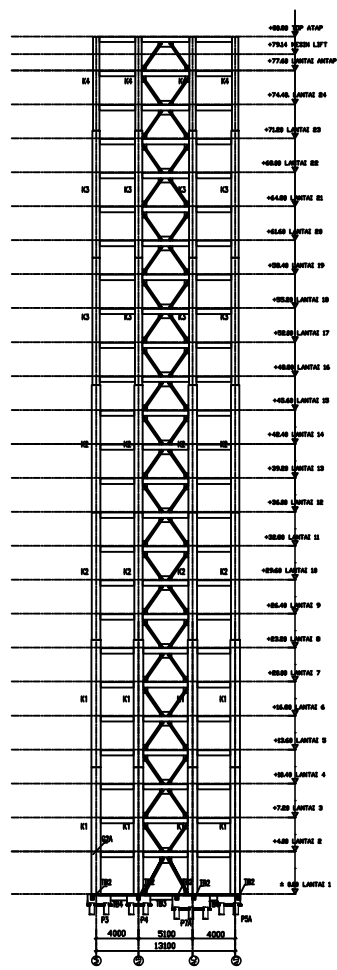




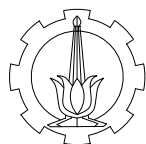

POTONGAN A-A
 SKALA 1:500



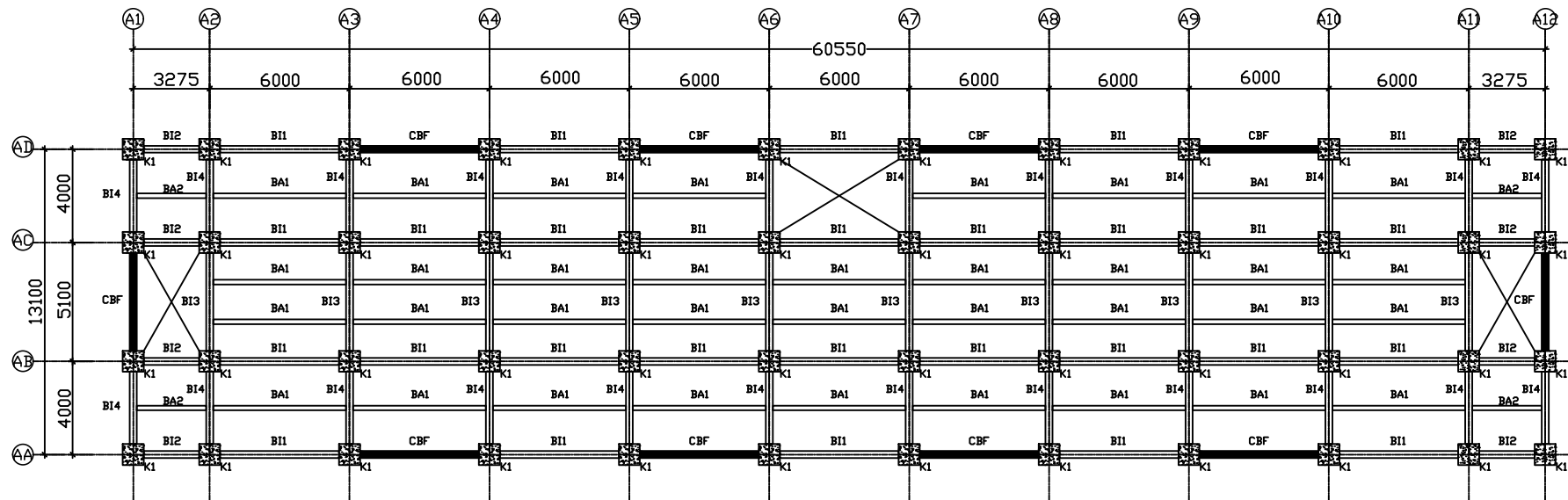
	JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
	MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	Potongan A-A	1 : 500	1	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
				JMLH		
17						



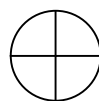

POTONGAN B-B
 SKALA 1:500



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	Potongan B-B	1 : 500	2	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

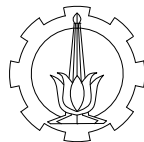


KETERANGAN	
BI1	WF 500.200.11.19
BI2	WF 500.200.11.19
BI3	WF 600.300.12.20
BI4	WF 600.300.12.20
BA1	WF 200.200.8.12
BA2	WF 200.200.8.12
CBF	CONCENTRICALLY BRACED FRAME
K1	CFT 700.700.22

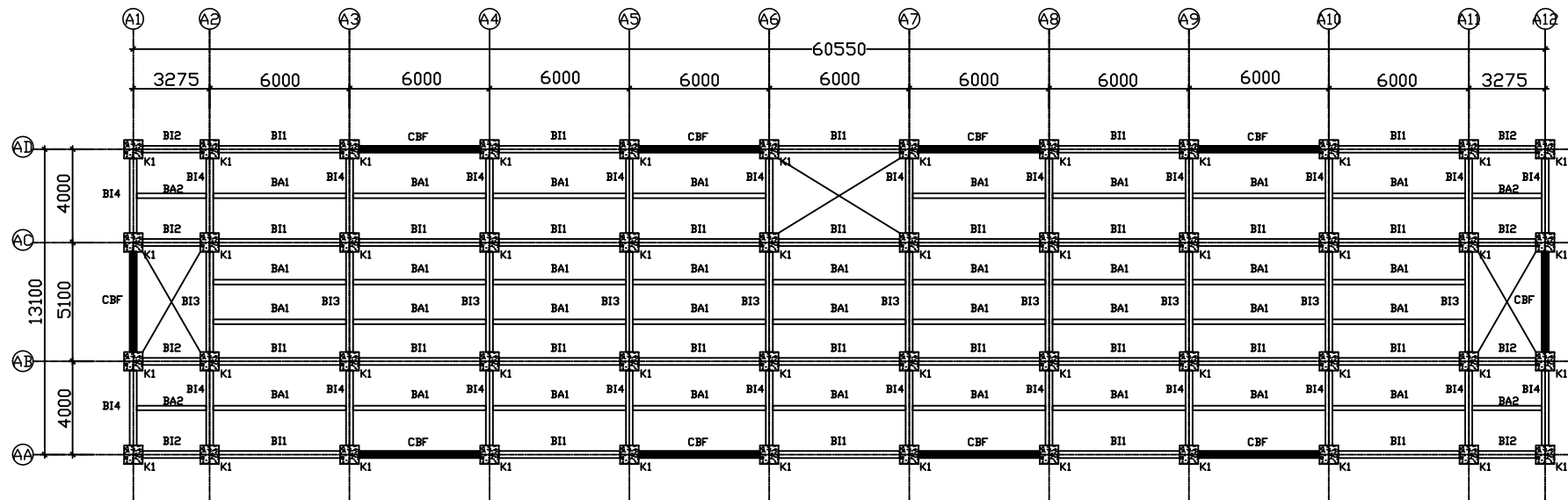


DENAH LANTAI 1-8

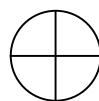
SKALA 1:200



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH LANTAI 1-8	1 : 200	3	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



KETERANGAN	
BI1	WF 500.200.11.19
BI2	WF 500.200.11.19
BI3	WF 600.300.12.20
BI4	WF 600.300.12.20
BA1	WF 200.200.8.12
BA2	WF 200.200.8.12
CBF	CONCENTRICALLY BRACED FRAME
K2	CFT 500.500.22

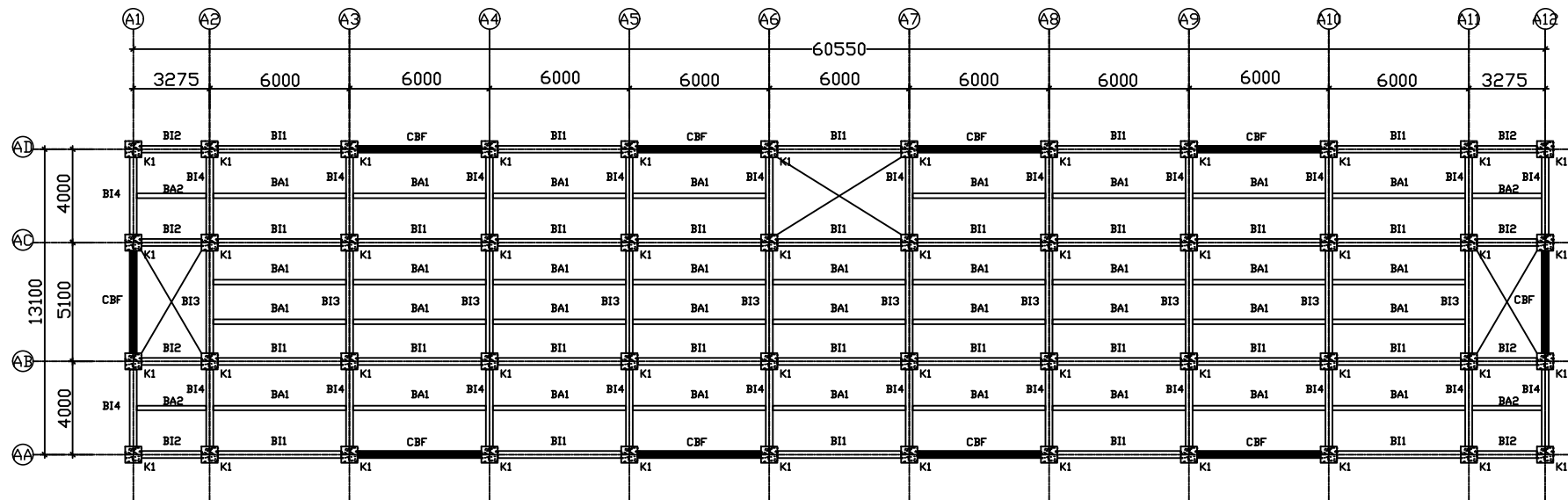


DENAH LANTAI 9-15

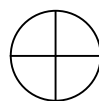
SKALA 1:200



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH LANTAI 9-15	1 : 200	4	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

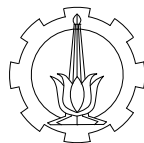


KETERANGAN	
BI1	WF 500.200.11.19
BI2	WF 500.200.11.19
BI3	WF 600.300.12.20
BI4	WF 600.300.12.20
BA1	WF 200.200.8.12
BA2	WF 200.200.8.12
CBF	CONCENTRICALLY BRACED FRAME
K3	CFT 400.400.22

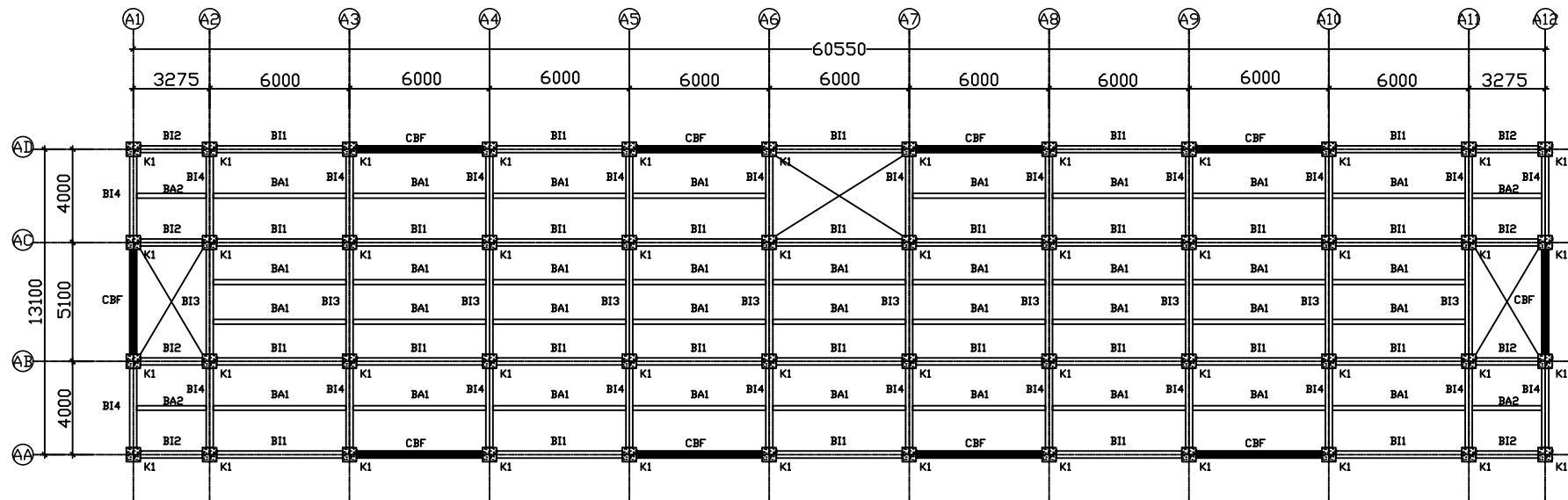


DENAH LANTAI 16-23

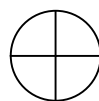
SKALA 1:200



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH LANTAI 16-23	1 : 200	5	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

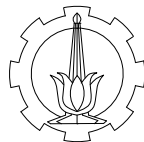


KETERANGAN	
BI1	WF 500.200.11.19
BI2	WF 500.200.11.19
BI3	WF 600.300.12.20
BI4	WF 600.300.12.20
BA1	WF 200.200.8.12
BA2	WF 200.200.8.12
CBF	CONCENTRICALLY BRACED FRAME
K4	CFT 300.300.16

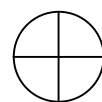
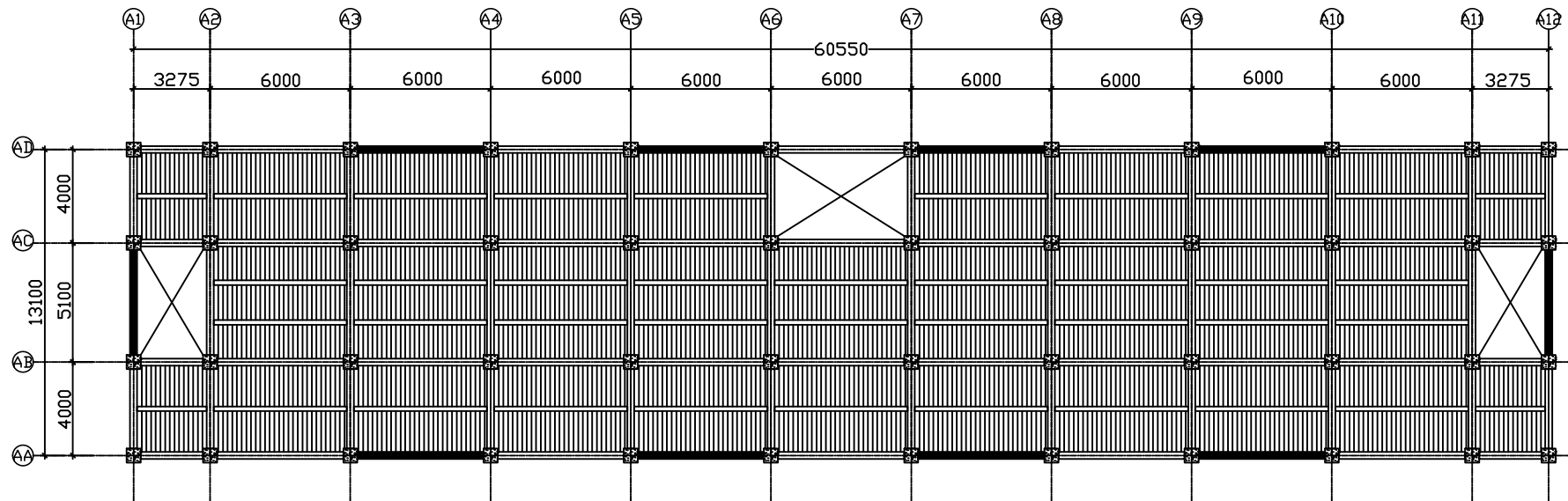


DENAH LANTAI 24-ATAP

SKALA 1:200



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH LANTAI 24-ATAP	1 : 200	6	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

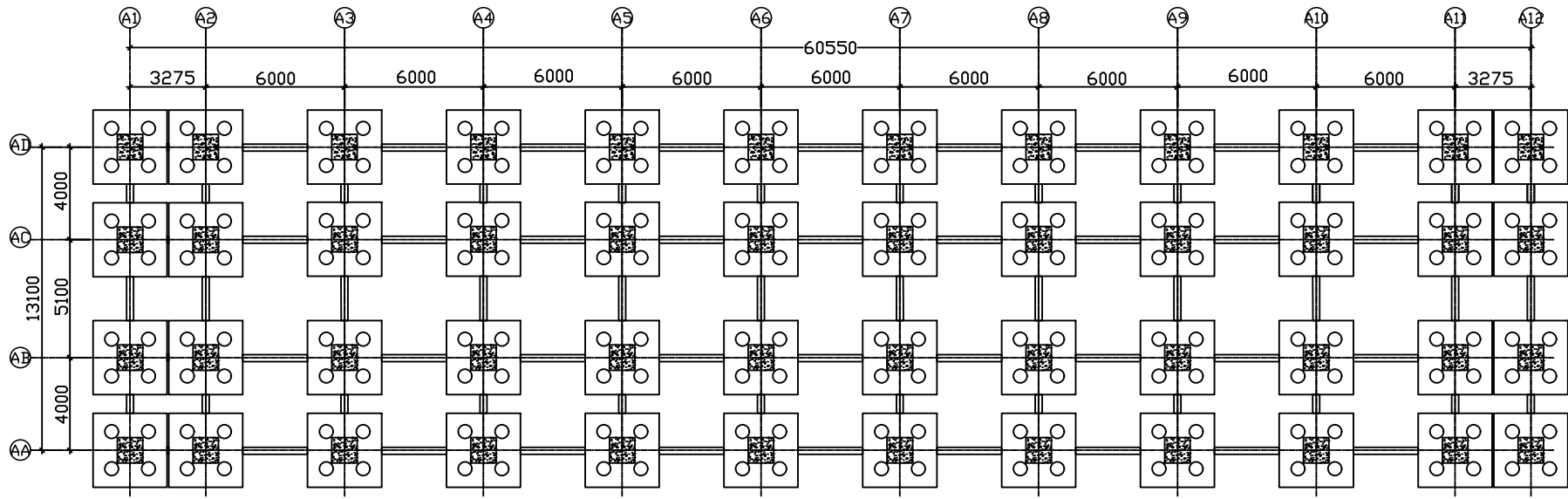


DENAH ARAH PELAT BORDES

SKALA 1:200

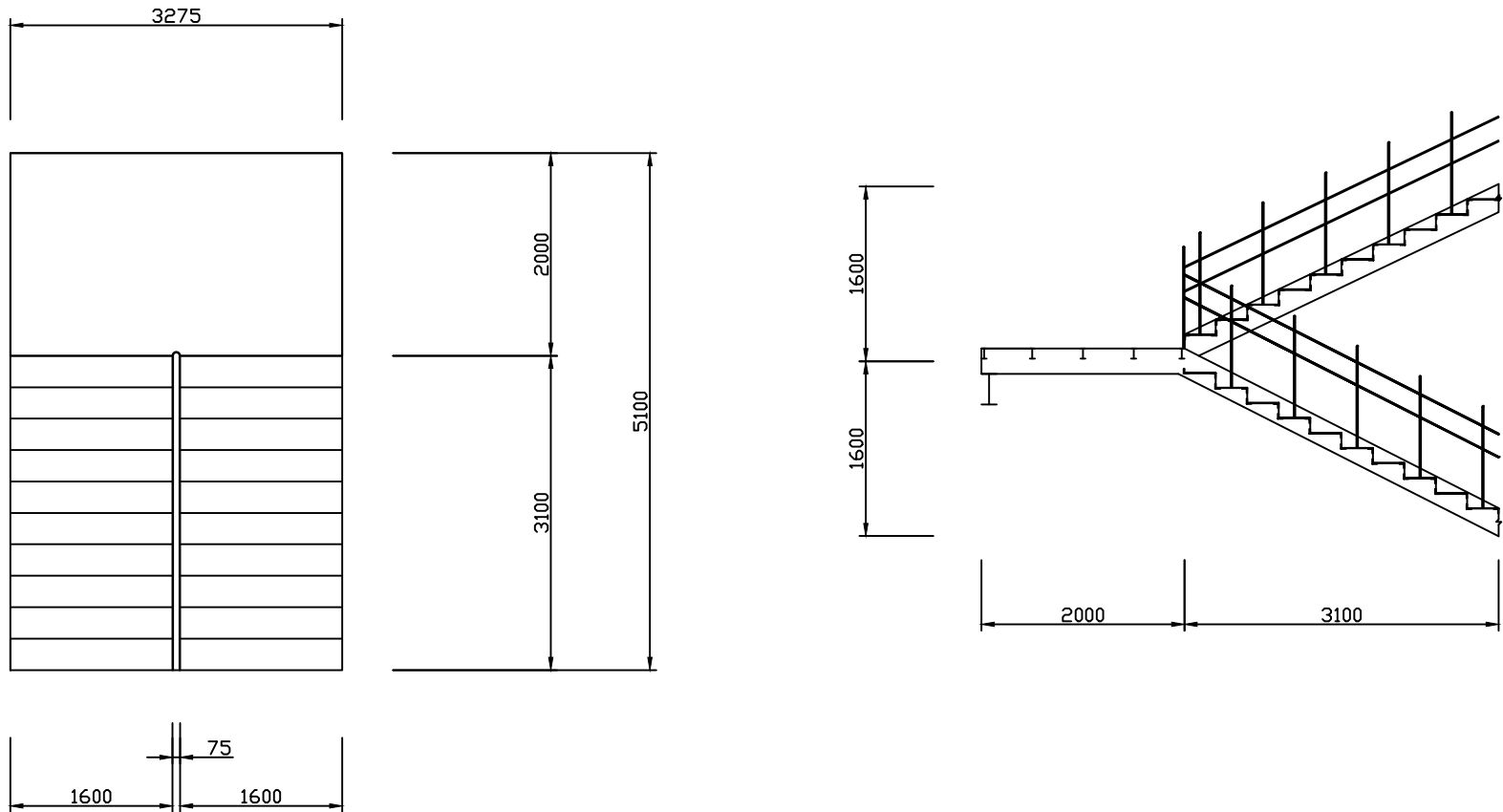



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH ARAH PELAT BORDES	1 : 200	7	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		




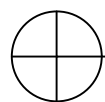
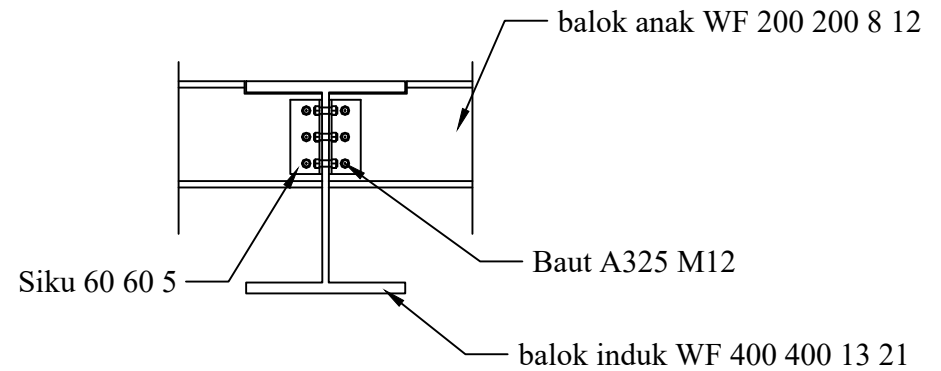
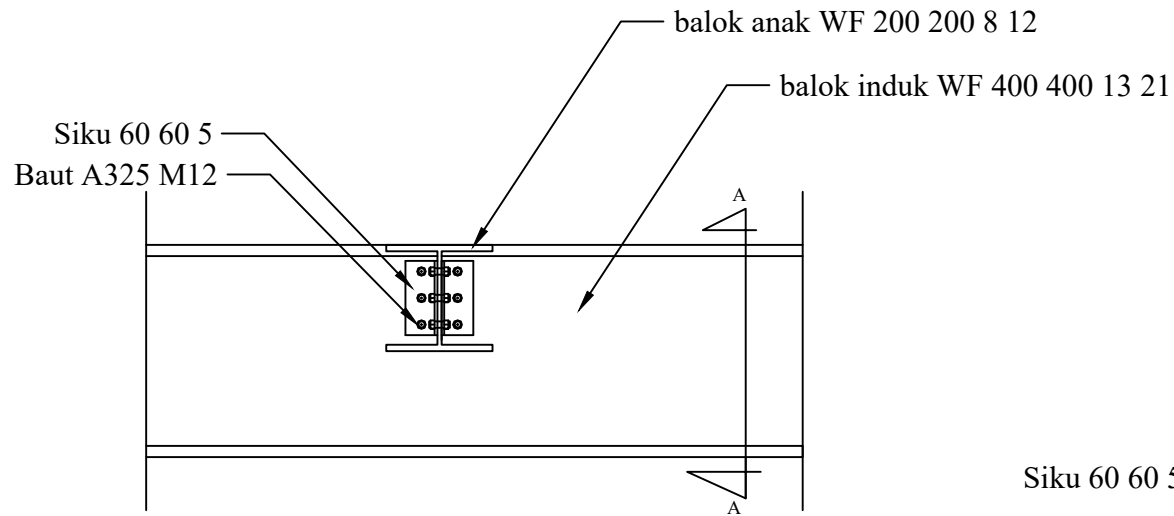

DENAH PONDASI
 SKALA 1:200

	JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
	MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	DENAH PONDASI	1 : 200	8	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
				JMLH		




DENAH DAN POTONGAN TANGGA
 SKALA 1:50

	JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
	MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	Perencanaan Tangga	1 : 50	9	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
				JMLH		
			17			

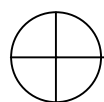
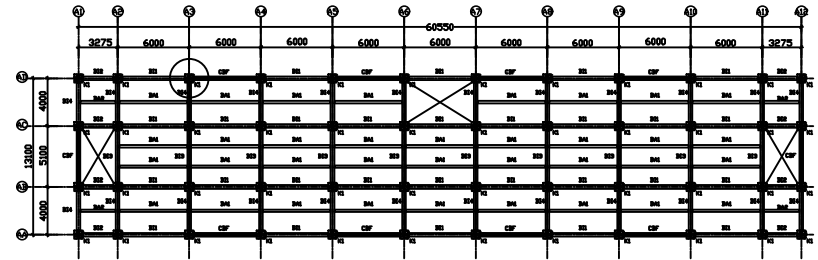
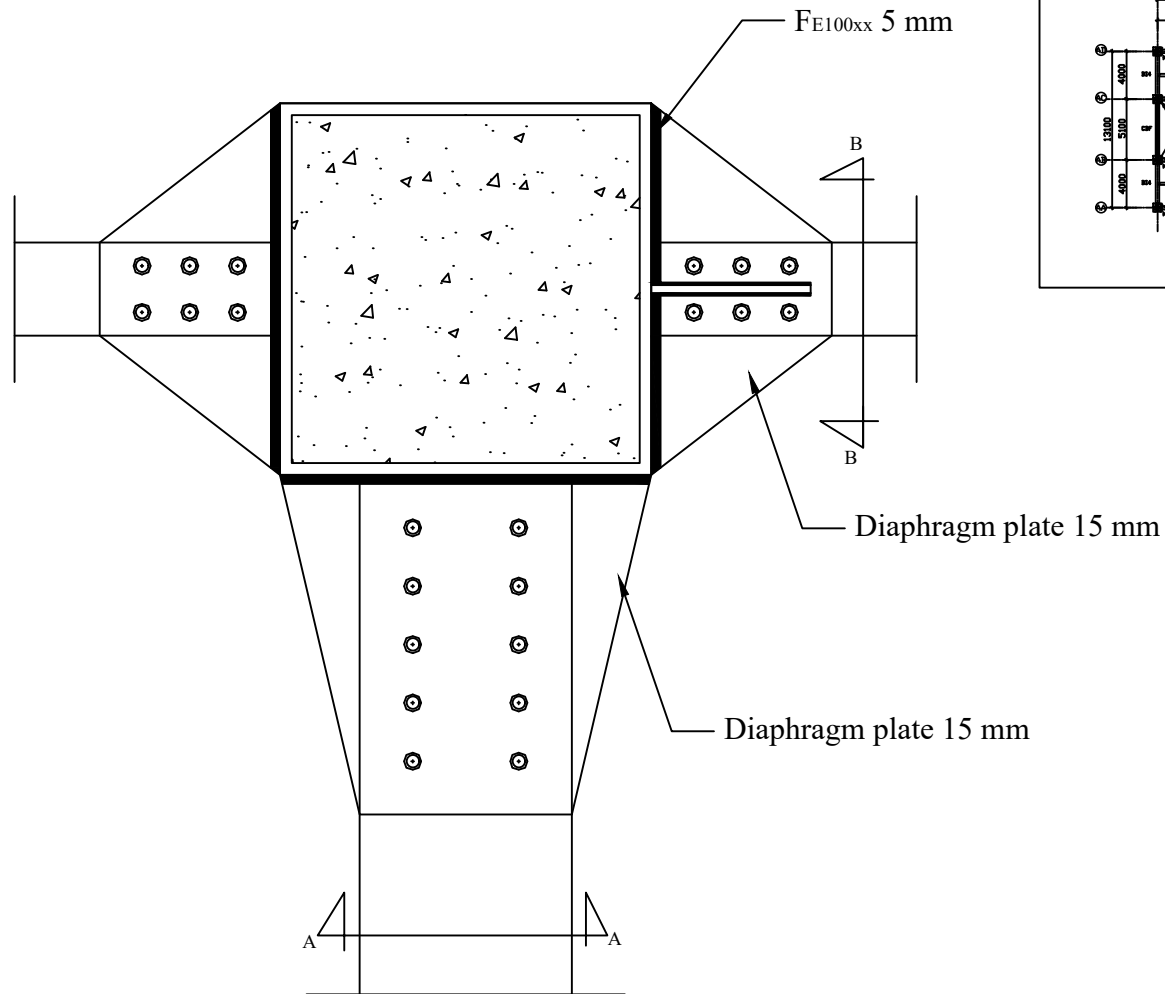


SAMBUNGAN BALOK ANAK - BALOK INDUK DAN POTONGAN A-A

SKALA 1:10



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	Potongan A-A	1 : 10	10	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

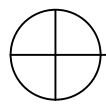
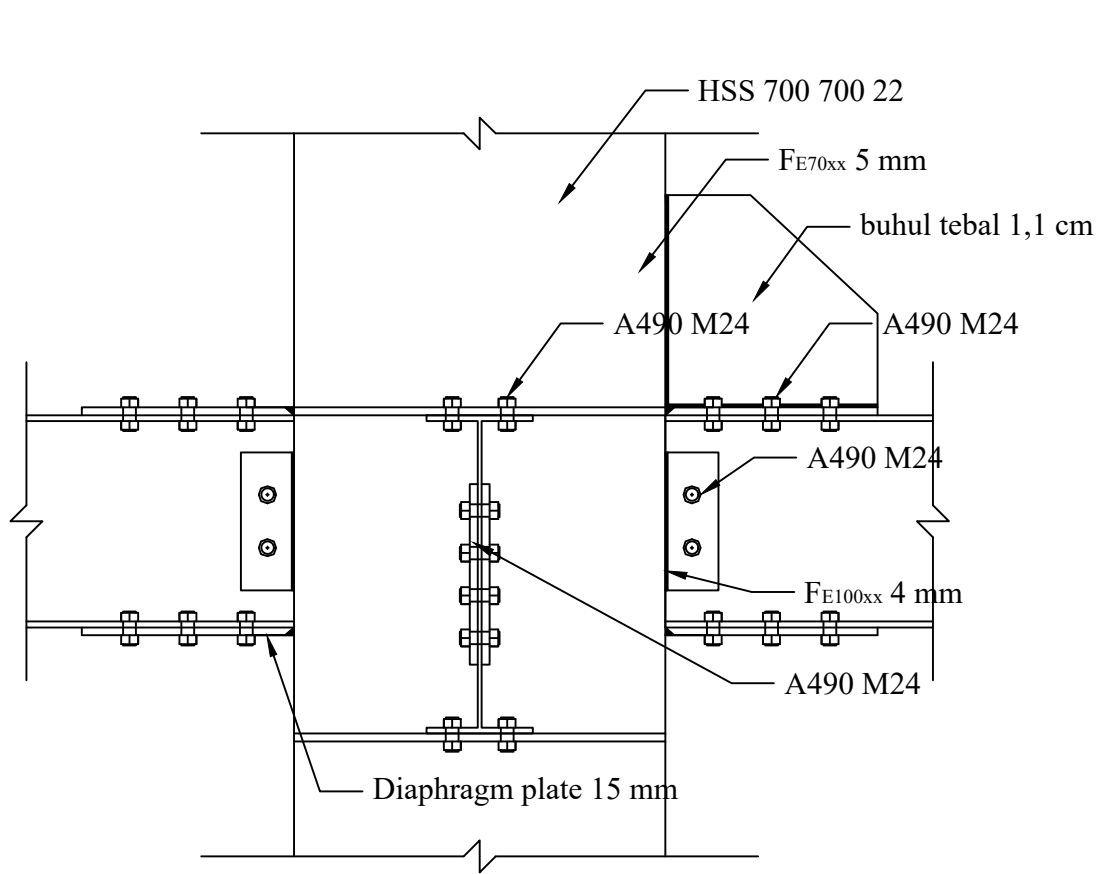


SAMBUNGAN BALOK INDUK - KOLOM

SKALA 1: 10

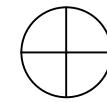
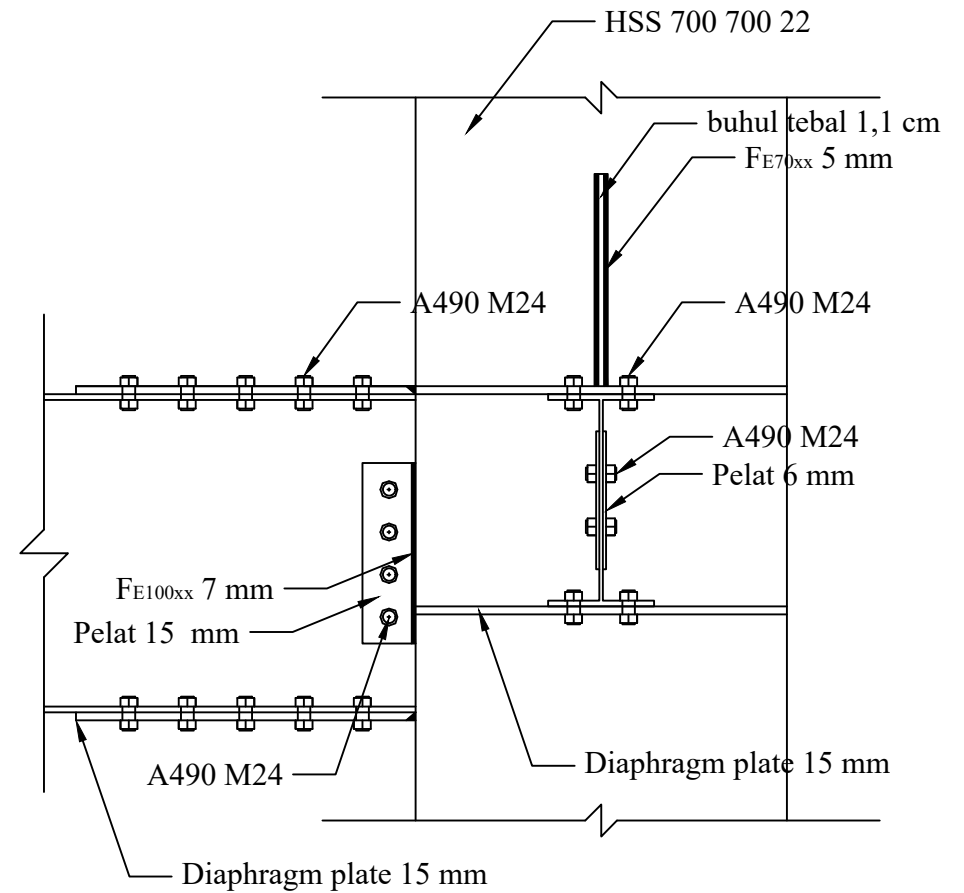


JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	SAMBUNGAN BALOK KOLOM	1 : 10	11	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



POTONGAN A - A

SKALA 1: 10



POTONGAN B - B

SKALA 1: 10



JUDUL PROPOSAL
 MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG
 RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN
 KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA
 TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR
 BAJA DENGAN SISTEM
 CONCENTRICALLY BRACED FRAME
 (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING

JUDUL GAMBAR

Potongan A-A dan B-B

SKALA

1 : 10

NO

12

JMLH

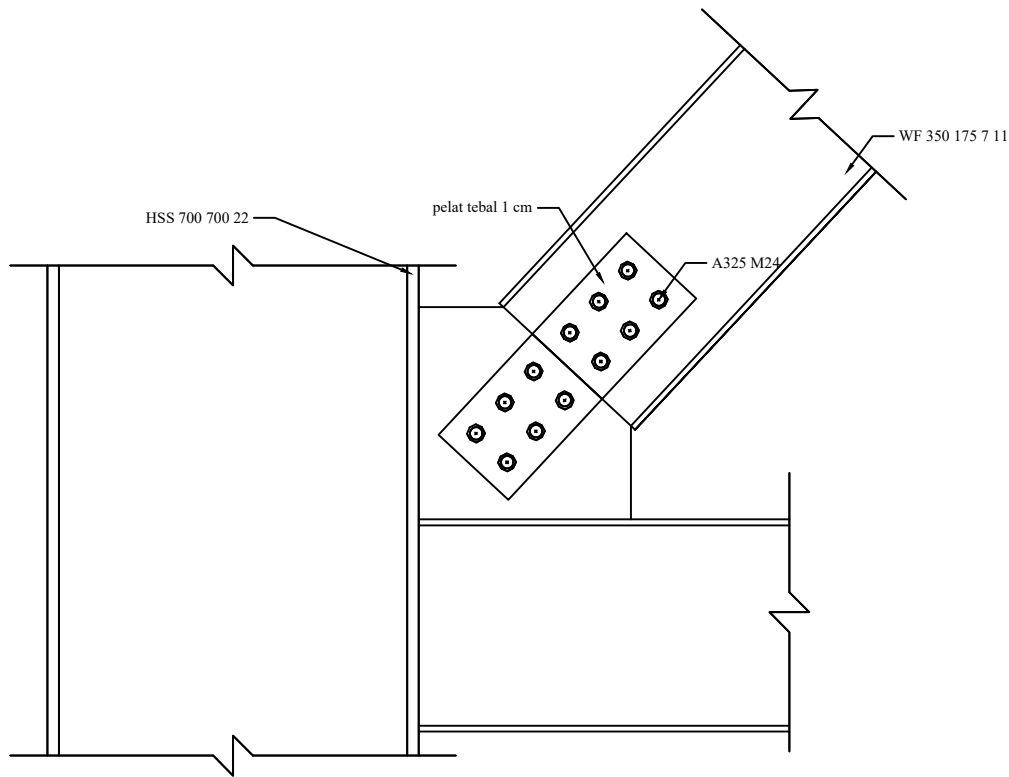
17

DOSEN PEMBIMBING

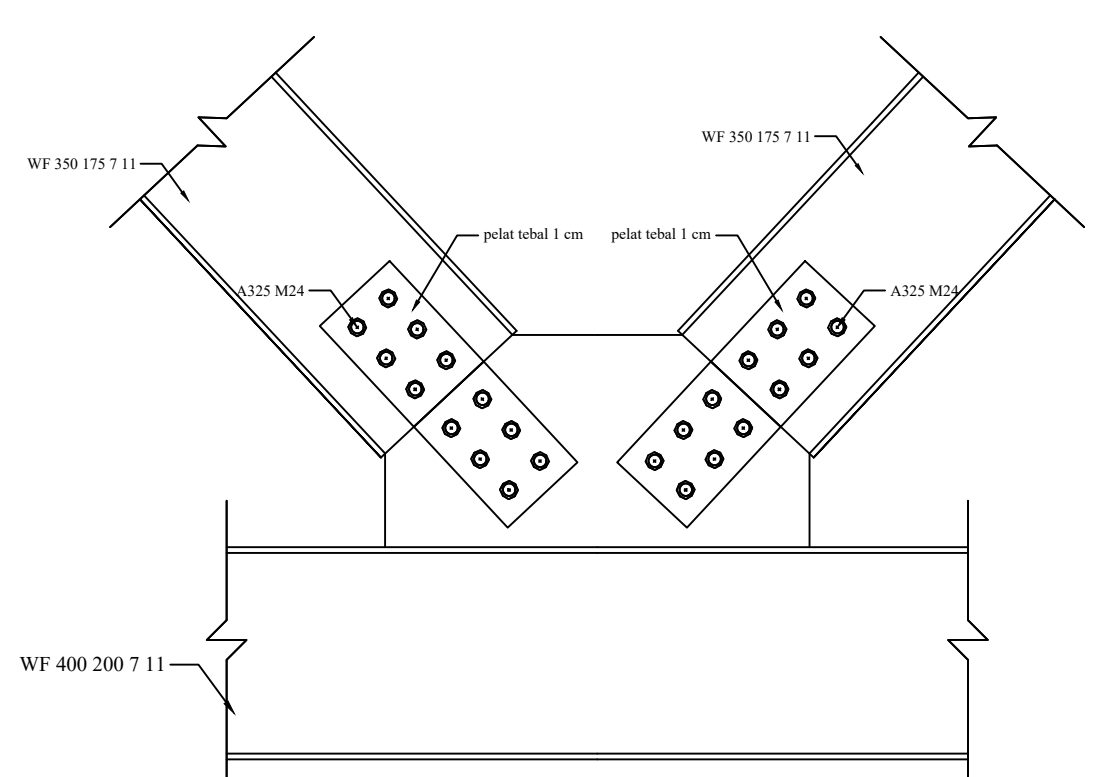
Budi Suswanto ST, MT, Ph.D

MAHASISWA

Ansachul Balaya
 NRP. 03111740000135



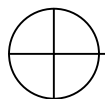
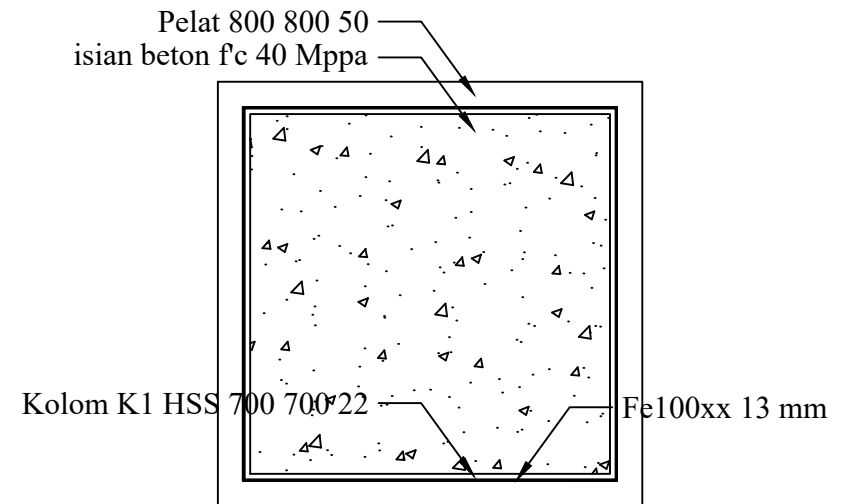
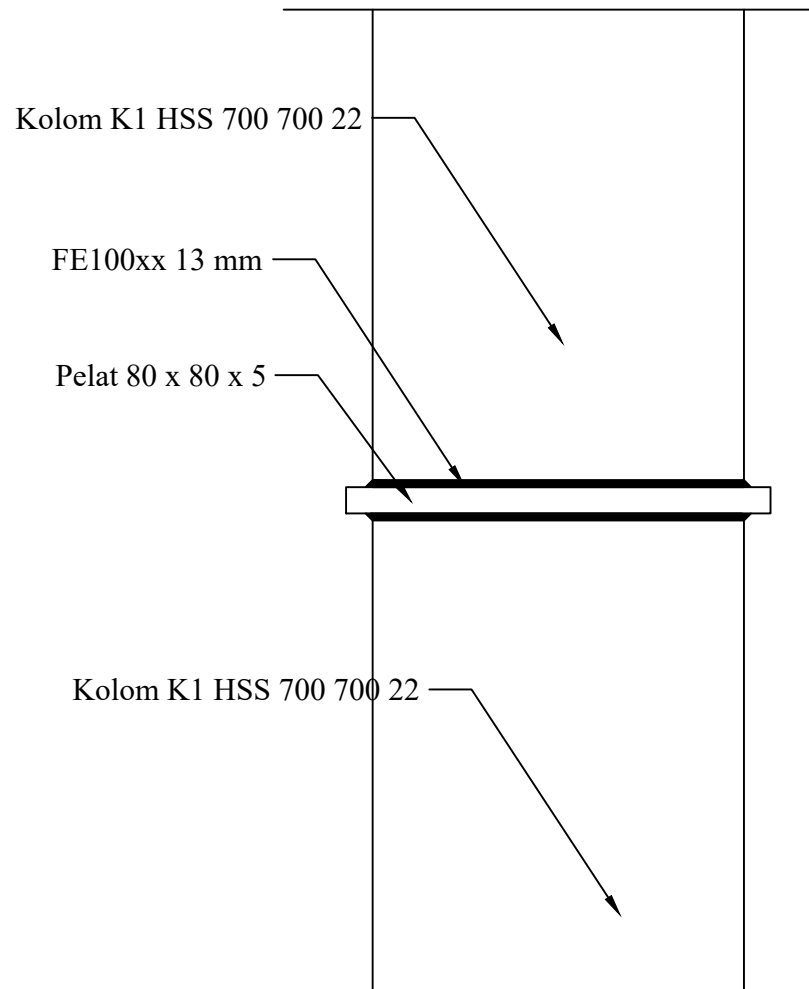
⊕ **SAMBUNGAN BRESING X KE BALOK KOLOM**
SKALA 1: 10



⊕ **SAMBUNGAN BRESING X KE BALOK MEMANJANG**
SKALA 1: 10



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	SAMBUNGAN BRESING KE KOLOM	1 : 20	13	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		

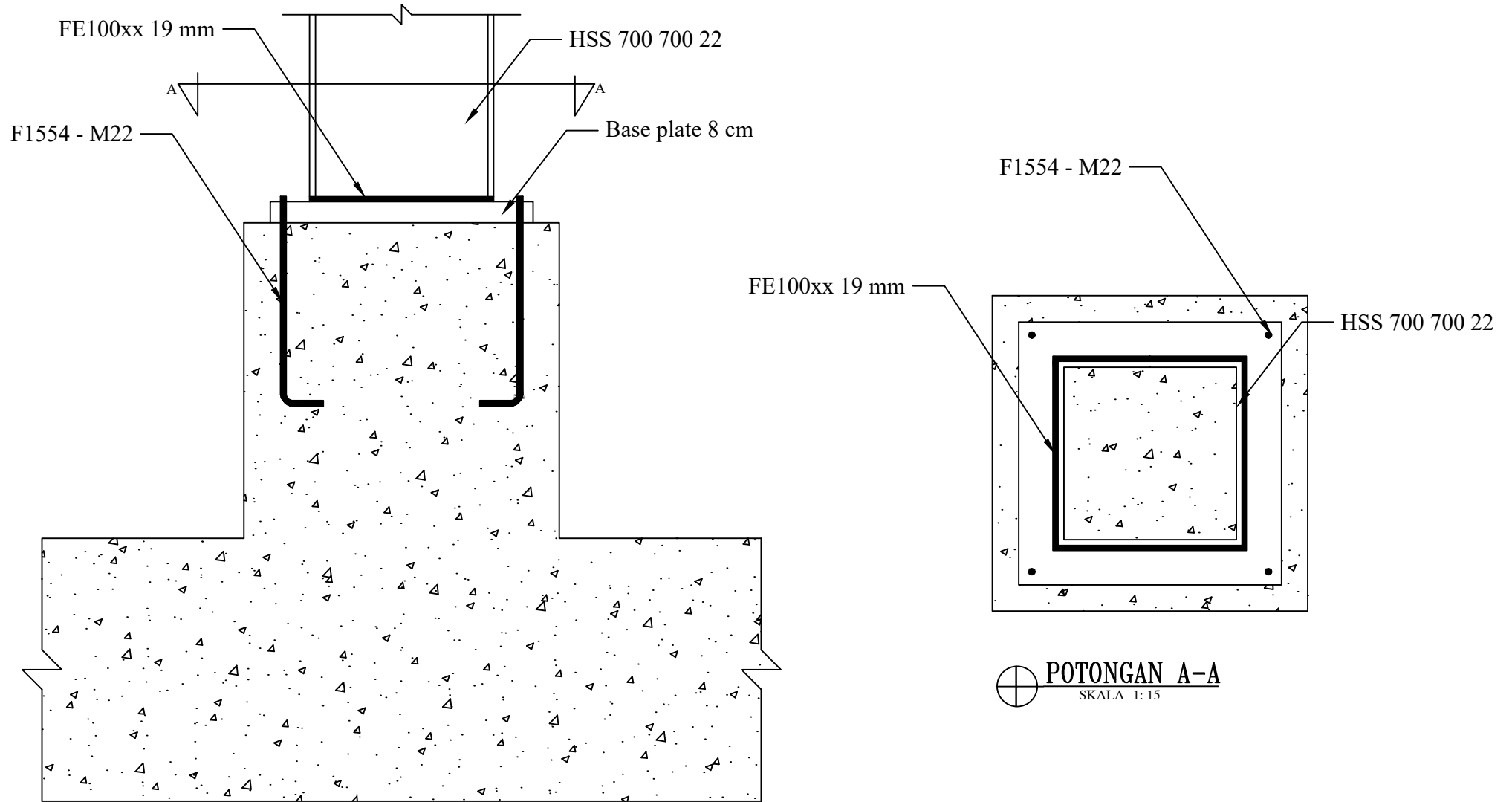


SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

SKALA 1:10



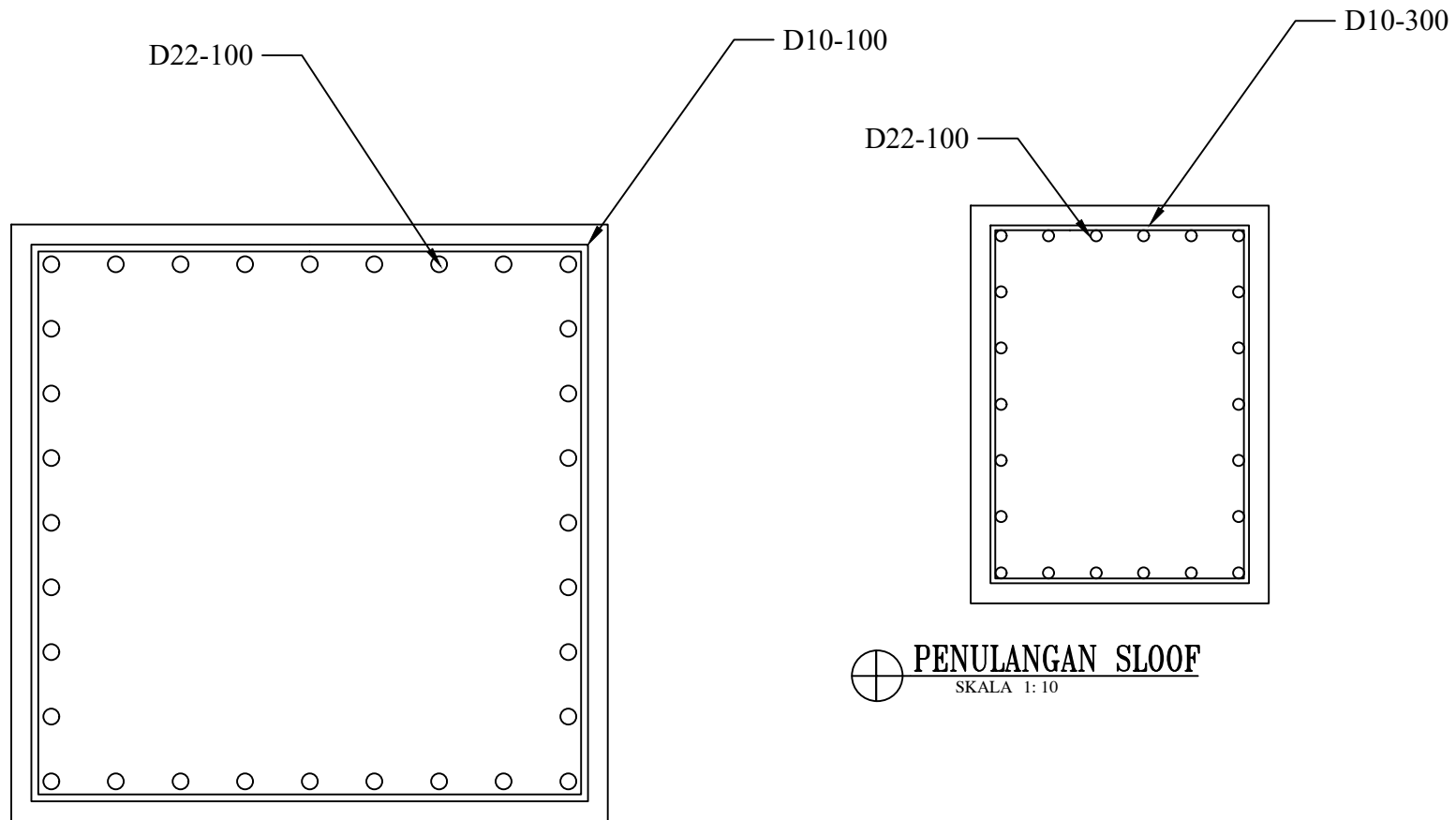
JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	SAMBUNGAN BRESING	1 : 20	14	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



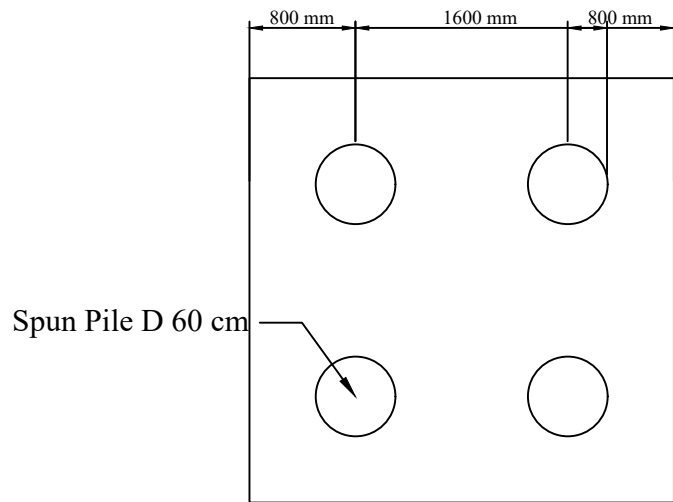
SAMBUNGAN BASE PLATE
SKALA 1:15



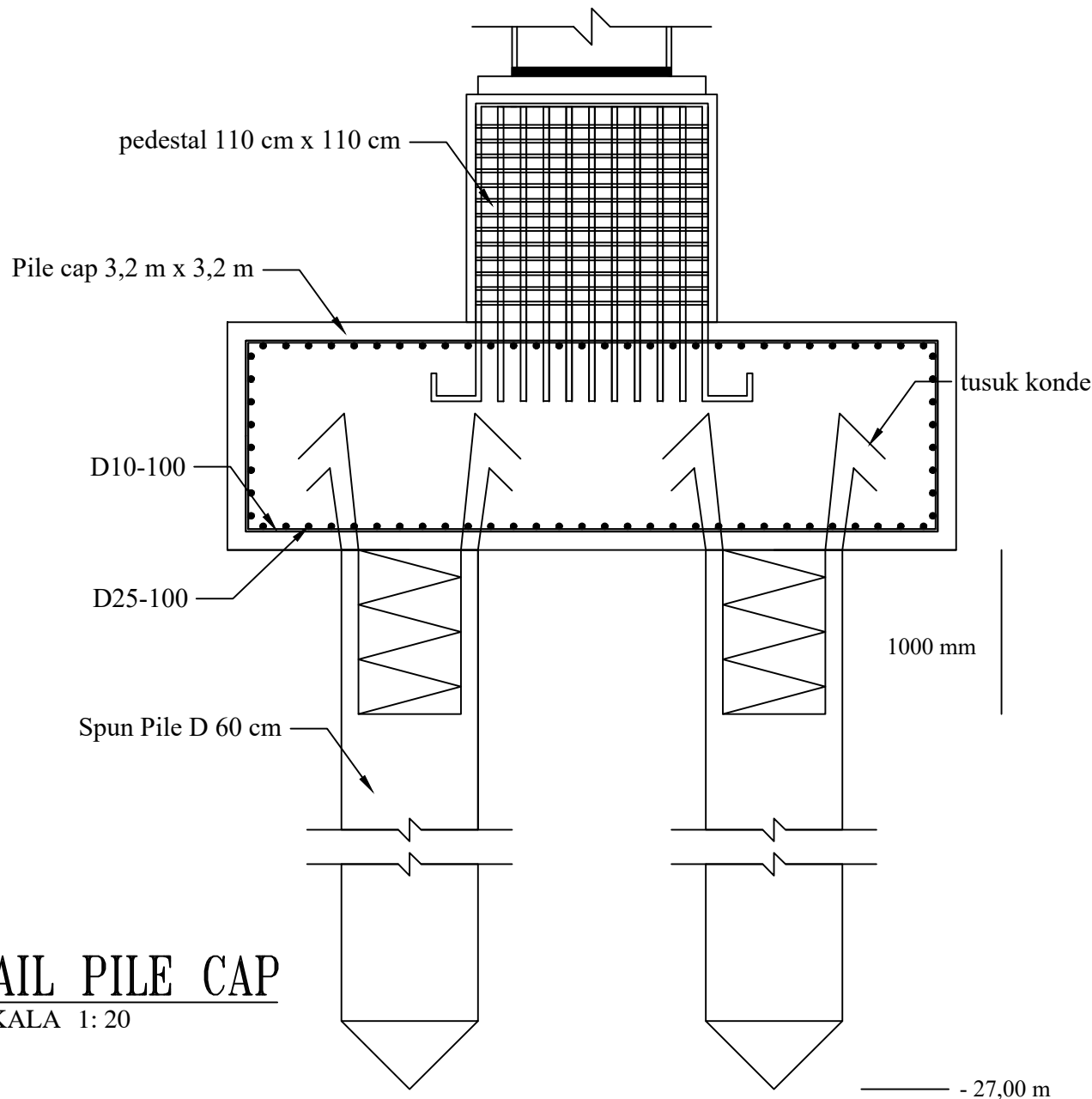
JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	SAMBUNGAN ANTAR KOLOM	1 : 10	15	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	SAMBUNGAN BASE PLATE	1 : 15	16	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



 **DETAIL PONDASI**
SKALA 1:40



 **DETAIL PILE CAP**
SKALA 1:20



JUDUL PROPOSAL	JUDUL GAMBAR	SKALA	NO	DOSEN PEMBIMBING	MAHASISWA
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SUSUN BALAI LATIHAN KERJA (BLK) PASAR REBO JAKARTA TIMUR MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA DENGAN SISTEM CONCENTRICALLY BRACED FRAME (CBF) TIPE TWO STORY X-BRACING	PENULANGAN PEDESTAL DAN SLOOF	1 : 10	17	Budi Suswanto ST, MT, Ph.D	Ansachul Balaya NRP. 03111740000135
			JMLH		
			17		



Ansachul Balaya,

Penulis dilahirkan di Bojonegoro 3 September 1998, merupakan anak kelima dari 5 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di RA Perwanida (Bojonegoro), MIN 1 Bojonegoro (Bojonegoro), SMP Plus Ar rahmat (Bojonegoro), SMA Plus Ar rahmat (Bojonegoro). Setelah lulus dari SMA Plus

Ar rahmat tahun 2017, Penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSPK-ITS pada tahun 2017 dan terdaftar dengan NRP 03111740000135. Di Jurusan Teknik Sipil ini Penulis mengambil bidang studi Struktur Bangunan Baja. Penulis pernah aktif dalam beberapa kegiatan seminar yang diselenggarakan oleh kampus ITS. Selain itu penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Jika pembaca ingin diskusi dengan penulis, dapat menghubungi penulis melalui email: gus.aan.cakep@gmail.com