



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS
AIRLANGGA MENGGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS**

RAYHAN FARRAS HASAN
NRP 03111540000154

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto, ST., MT., Ph. D.

Dosen Pembimbing II
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
2019



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS
AIRLANGGA MENGGUNAKAN STRUKTUR
KOMPOSIT BAJA-BETON DENGAN SISTEM
RANGKA BERPENGAKU EKSENTRIS**

RAYHAN FARRAS HASAN
NRP 03111540000154

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto, ST., MT., Ph. D.

Dosen Pembimbing II
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

Departemen Teknik Sipil
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR - RC18-4803

***STRUCTURE MODIFICATION & PLANNING OF
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
BUILDING USING STEEL-CONCRETE
COMPOSITE STRUCTURE AND ECCENTRICALLY
BRACED FRAME***

RAYHAN FARRAS HASAN
NRP 03111540000154

Supervisor I:
Budi Suswanto, ST., MT., Ph. D.

Supervisor II:
Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Faculty of Civil, Enviromental, and Geo Engineering
Surabaya
2019

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
BERPENGAKU EKSENTRIS**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

Rayhan Farras Hasan
NRP: 03111540000154

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, MT., Ph.D. (.....)
2. Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT. (.....)



SURABAYA, JULI 2019

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT
BAJA-BETON DENGAN SISTEM RANGKA
BERPENGAKU EKSENTRIS**

Nama Mahasiswa : Rayhan Farras Hasan
NRP : 03111540000154
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto ST., MT., Ph.D.
: Aniendhita RIzki Amalia ST., MT.

Abstrak

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pergeseran lempeng tektonik yang menciptakan gelombang seismik. Indonesia sendiri berada di jalur gempa teraktif di dunia karena dikelilingi oleh Cincin Api Pasifik.

Diperlukan perancangan bangunan tahan gempa yang mampu mengurangi kerusakan pada bangunan. Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari beberapa material berbeda yang membentuk satu kesatuan sehingga menggabungkan keunggulan dari masing-masing material tersebut. Penggunaan sistem struktur komposit baja-beton dapat dijadikan alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat tahan gempa.

Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) merupakan sistem penahan gaya lateral yang umum digunakan pada bangunan baja tahan gempa. Kelebihan SRBE terletak pada balok link yang berperilaku sebagai penahan gaya lateral. Balok link ini memiliki sifat daktilitas tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku elastis serta penyerapan energi yang baik ketika terjadinya gempa.

Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga merupakan gedung yang terdiri dari 14 lantai yang pada awalnya didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang. Perancangan bangunan ini akan dimodifikasi menggunakan struktur komposit baja-beton tipe Concrete-Filled Steel Tube (CFT) pada kolomnya dan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) sebagai mekanisme penahan gaya gempa. Seluruh perencanaan bangunan ini mengacu pada SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.

Dengan demikian tujuan Tugas Akhir ini adalah merencanakan ulang Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga menggunakan struktur komposit baja-beton dengan sistem rangka berpengaku eksentris yang diharapkan dapat menjadi alternatif untuk perencanaan gedung bertingkat tahan gempa.

Kata Kunci: Gempa Bumi, Bangunan Tahan Gempa, Sistem Rangka Berpengaku Eksentris, Struktur Komposit Baja-Beton

**STRUCTURE MODIFICATION & PLANNING OF
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
BUILDING USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE
STRUCTURE AND ECCENTRICALLY BRACED FRAME**

Student Name : Rayhan Farras Hasan
NRP : 03111540000154
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
: Aniendhita Rizki Amalia ST., MT.

Abstract

Earthquakes are vibrations or shocks that occur on the surface of the earth due to shifting tectonic plates that create seismic waves. Indonesia itself is on the most active earthquake track in the world because it is surrounded by the Pacific Ring of Fire.

Design of earthquake resistant buildings is needed that can reduce damage to buildings. Composite structure is a structure that consists of several different materials that form a single unit that combines the advantages of each of these materials. The use of a steel-concrete composite structure system can be used as an alternative for planning earthquake-resistant buildings.

The Eccentric Bearded Frame System (SRBE) is a lateral force retaining system commonly used in earthquake resistant steel buildings. The advantage of SRBE lies in the link beam that behaves as a lateral force barrier. This link beam has high ductility that ensures the structure has elastic behavior and good absorption of energy when an earthquake occurs.

Faculty of Pharmacy Building Universitas Airlangga is a building consisting of 14 floors which was originally designed using reinforced concrete structures. The design of this building will be modified using the Concrete-Filled Steel Tube (CFT)

type steel-concrete composite structure in the column and the Eccentric Configuration Frame System (SRBE) as an earthquake force retaining mechanism. All of these building plans refer to SNI 1729: 2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726: 2012, SNI 2847: 2013, and SNI 1727: 2013.

Thus, the purpose of this Final Project is to re-plan the Faculty of Pharmacy Building at Airlangga University using a steel-concrete composite structure with an eccentric bearing frame system which is expected to be an alternative for planning earthquake-resistant high rise buildings.

Keywords: Earthquakes, Earthquake Resistant Buildings, Eccentric Adjusted Frame Systems, Steel-Concrete Composite Structures

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadiran Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton Dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris”

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D dan Ibu Aniendhita Rizki Amalia, ST., MT., Ph.D selaku dosen pembimbing tugas akhir yang telah membimbing penyusun dalam proses pengerjaan tugas akhir ini.
2. Rekan – rekan mahasiswa di jurusan teknik sipil yang telah membantu dalam keberlangsungan pengerjaan tugas akhir ini.
3. Orang tua penulis yang selalu memberikan bantuan dari semua aspek
4. Elvira Widya Pangestika selaku orang yang memberikan motivasi dan menemani penulis selama kegiatan perkuliahan.

Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih terdapat kekurangan, maka dari itu kritik dan saran yang membangun sangat diperlukan. Diharapkan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat baik bagi penulis sendiri maupun umum.

Surabaya, Juli 2019

(Penulis)

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	ii
ABSTRACT.....	iv
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.2.1 Permasalahan Utama.....	3
1.2.2 Rincian Permasalahan.....	3
1.3 Tujuan.....	4
1.3.1 Tujuan Utama.....	4
1.3.2 Detail Tujuan.....	4
1.4 Batasan Masalah.....	4
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Struktur Komposit.....	7
2.2.1 Balok Komposit.....	7
2.2.2 Kolom Komposit.....	9
2.3 Struktur Berpengaku Eksentris.....	10
2.3.1 Pengertian.....	10

2.3.2 Gaya Dalam Pada Link	11
2.3.3 Mekanisme Keruntuhan Pada Link.....	12
2.3.4 Besar Sudut Rotasi Pada Link.....	12
2.3.5 Hubungan Pengaku Badan (web stiffner) dan Sudut Rotasi Terhadap Kinerja Link.....	14
2.5 Pondasi.....	15
2.5.1 Pondasi Dangkal	16
2.5.2 Pondasi Dalam	17
3.1 Umum	19
3.2 Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir	19
3.3 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir.....	20
3.3.1 Pengambilan Data dan Studi Literatur	20
3.3.2 Preliminary Design.....	20
3.3.3 Pembebanan	21
3.3.3.1 Beban Mati.....	21
3.3.3.2 Beban Hidup.....	21
3.3.3.3 Beban Angin.....	21
3.3.3.4 Beban Gempa	23
3.3.3.5 Kombinasi Pembebanan.....	39
3.3.4 Permodelan dan Analisis Struktur Primer.....	40
3.3.5 Kontrol Desain	40
3.3.5.1 Kontrol Desain Perencanaan Balok.....	42
3.3.5.2 Kontrol Desain Perencanaan Kolom	50
3.3.5.3 Perencanaan Link	59
3.3.6 Perencanaan Sambungan.....	62

3.3.6.1 Sambungan Baut	62
3.3.6.2 Sambungan Las	65
3.3.6.3 Perencanaan Base Plate	66
3.3.7 Perhitungan Struktur Bawah	67
3.3.7.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	68
3.3.7.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	69
3.3.7.3 Perencanaan Tebal Poer	71
3.3.7.4 Perencanaan Penulangan Lentur	72
3.3.8 Penggambaran Output Desain.....	73
BAB IV PEMBAHASAN.....	75
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder	75
4.1.1 Perencanaan Pelat	75
4.1.1.1 Perencanaan Pelat Atap.....	75
4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai	77
4.1.2 Perencanaan Balok Anak	79
4.1.2.1 Balok Anak Atap.....	79
4.1.2.2 Balok Anak Lantai	84
4.1.4 Perencanaan Balok Lift.....	88
4.1.3 Perencanaan Struktur Tangga	95
4.1.3.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga	96
4.1.3.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga	98
4.1.3.3 Perencanaan Pelat Bordes	102
4.1.3.4 Perencanaan Balok Bordes.....	104

4.1.3.5 Perencanaan Balok Utama Tangga	107
4.1.3.6 Balok Penumpu Tangga	116
4.2 Permodelan Struktur	121
4.2.1 Penjelasan Umum	121
4.2.2 Pembebanan Struktur Utama.....	123
4.2.2.1 Berat Total Bangunan	125
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis	132
4.2.3.1 Arah Pembebanan	132
4.2.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana	132
4.2.3.3 Faktor Reduksi Gempa (R)	134
4.2.3.4 Faktor Keutamaan Bangunan (I).....	134
4.2.3.5 Kategori Desain Seismik.....	134
4.2.4 Kombinasi Pembebanan.....	134
4.2.5 Kontrol Desain	136
4.2.5.1 Kontrol Partisipasi Massa.....	137
4.2.5.2 Kontrol Sistem Ganda	138
4.2.5.3 Kontrol Periode Getar Struktur	138
4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	140
4.2.5.5 Kontrol Batas Simpangan.....	141
4.3 Perencanaan Struktur Primer	144
4.3.1 Perencanaan Link.....	144
4.3.1.1 Link Memanjang	144
4.3.1.2 Link Melintang.....	147
4.3.2 Perencanaan Balok diluar Link	151
4.3.2.1 Balok diluar Link Memanjang	151

4.3.2.2 Balok diluar Link Melintang.....	154
4.3.3 Perencanaan Bresing.....	157
4.3.3.1 Bresing Memanjang.....	157
4.3.3.2 Bresing Melintang.....	160
4.3.4 Perencanaan Balok Induk.....	163
4.3.4.1 Balok Induk Memanjang.....	163
4.3.4.2 Balok Induk Melintang.....	173
4.3.5 Perencanaan Kolom.....	183
4.4 Perencanaan Sambungan.....	188
4.4.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak.....	188
4.4.2 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom.....	193
4.4.3 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Kolom....	197
4.4.4 Perencanaan Sambungan Bresing.....	206
4.4.5 Perencanaan Sambungan Kolom – Base Plate.....	218
4.4.6 Perencanaan Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga.....	226
4.4.7 Perencanaan Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom.....	229
4.5 Perencanaan Struktur Bawah.....	232
4.5.1 Data Tanah.....	232
4.5.2 Perencanaan Pondasi.....	232
4.5.3 Daya Dukung Tanah.....	233
4.5.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok....	234
4.5.3.2 Reptisi Beban diatas Tiang Kelompok.....	235
4.5.3.3 Kontrol Beban 1 Tiang Pancang.....	235

4.5.3.4 Kontrol Beban Tiang Pancang Kelompok...	238
4.5.3.5 Kontrol Kekuatan Tiang.....	239
4.5.3.4 Perencanaan Pile Cap.....	242
4.5.3.5 Perencanaan Kolom Pedestal	249
4.5.3.6 Perencanaan Sloof.....	253
BAB V KESIMPULAN	257
5.1 Kesimpulan	257
5.2 Saran	259
DAFTAR PUSTAKA	260
LAMPIRAN.....	262

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser.....	8
Gambar 2.2 Balok Baja yang Dibungkus Beton	8
Gambar 2.3 Kolom Baja Berselubung Beton.....	9
Gambar 2.4 Kolom Baja Berintikan Beton	9
Gambar 2.5 Konfigurasi Desain EBF	10
Gambar 2.6 Gaya yang Bekerja Pada Link	11
Gambar 2.7 Mekanisme Energi Disipasi.....	13
Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dangkal.....	17
Gambar 2.9 Jenis Pondasi Dalam.....	18
Gambar 3.1 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik.....	27
Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.....	27
Gambar 3.3 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum	38
Gambar 3.4 Penentuan Simpangan Antar Tingkat.....	41
Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud ..	48
Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal	49
Gambar 3.7 <i>Base Plate</i>	67
Gambar 3.8 Penampang Kritis Pada Pondasi.....	71
Gambar 4.1 Pelat Atap yang Direncanakan	75
Gambar 4.2 Pelat Lantai yang Direncanakan.....	77
Gambar 4.3 Balok Anak Atap.....	79
Gambar 4.4 Balok Anak Lantai.....	84

Gambar 4.5 Denah <i>Lift</i>	89
Gambar 4.6 Potongan Melintang <i>Lift</i>	90
Gambar 4.7 Pembebanan pada balok penggantung lift	91
Gambar 4.8 Perencanaan Pelat Anak Tangga	96
Gambar 4.9 Perencanaan Pembebanan Pengaku Anak Tangga	98
Gambar 4.10 Perencanaan Pelat Bordes 12 mm	102
Gambar 4.11 Perencanaan Balok Utama Tangga.....	109
Gambar 4.12 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	117
Gambar 4.13 Struktur 3D gedung Fakultas Farmasi UNAIR	121
Gambar 4.14 Denah Struktur gedung Fakultas Farmasi UNAIR	122
Gambar 4.15 Grafik spektral percepatan gempa wilayah Yogyakarta	132
Gambar 4.16 Kombinasi pembebanan pada ETABS 2013 ..	136
Gambar 4.17 Gaya dalam pada link arah memanjang.....	144
Gambar 4.18 Gaya dalam pada link arah melintang	148
Gambar 4.19 Gaya dalam balok luar link memanjang	151
Gambar 4.20 Gaya dalam balok luar link melintang.....	154
Gambar 4.21 Gaya dalam balok induk arah memanjang sebelum komposit.....	163
Gambar 4.22 Lendutan balok induk arah memanjang	166
Gambar 4.23 Gaya dalam balok induk arah memanjang setelah komposit.....	167
Gambar 4.24 Distribusi tegangan plastis daerah momen positif balok induk memanjang	169

Gambar 4.25 Lendutan balok induk memanjang setelah komposit.....	170
Gambar 4.26 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif balok induk memanjang	171
Gambar 4.27 Gaya dalam balok induk arah melintang sebelum komposit.....	174
Gambar 4.28 Lendutan balok induk arah melintang	176
Gambar 4.29 Gaya dalam balok induk arah melintang setelah komposit.....	177
Gambar 4.30 Distribusi tegangan plastis daerah momen positif balok induk memanjang	179
Gambar 4.31 Lendutan balok induk melintang setelah komposit	180
Gambar 4.32 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif balok induk memanjang	181
Gambar 4.33 Detail Sambungan Balok Induk – Balok Anak	188
Gambar 4.34 Detail Sambungan Balok Anak – Balok Induk	188
Gambar 4.35 Detail sambungan antara kolom-kolom.....	194
Gambar 4.36 Potongan detail sambungan antara kolom-kolom	194
Gambar 4.37 Detail Sambungan Balok Induk - Kolom	197
Gambar 4.38 Potongan Detail Sambungan Balok Induk - Kolom	197
Gambar 4.39 Detail Sambungan Bresing-Balok Induk.....	206
Gambar 4.40 Detail Sambungan Bresing-Kolom.....	207
Gambar 4.41 Detail Sambungan Kolom – Base Plate.....	218

Gambar 4.42 Potongan Detail Sambungan Kolom – Base Plate	219
Gambar 4.43 Detail Sambungan Balok Utama tangga - Kolom	226
Gambar 4.44 Detail Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga.....	229
Gambar 4.40 <i>Grafik Immediate Sttlement of Isolate Footing</i>	240
Gambar 4.41 <i>Grafik Influence value for Laterally Loaded Pile</i>	241
Gambar 4.44 Detail Kolom Pedestal.....	252
Gambar 4.45 Diagram Gaya Dalam Sloof	254
Gambar 4.46 Detail Sloof.....	256

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara (<i>intermediate stiffener</i>).....	14
Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa.....	23
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa.....	26
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs	28
Tabel 3.4 Koefisien situs Fa.....	30
Tabel 3.5 Koefisien situs Fv.....	30
Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek.....	31
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik.....	31
Tabel 3.8 Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	32
Tabel 3.9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan Ct dan x...	34
Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan	35
Tabel 3.11 Simpangan Antar Tingkat Izin (SNI 1726:2018 Tabel 20)	41
Tabel 3.12 Koefisien harga α dan β	69
Tabel 4.1 Perhitungan N rata-rata	125
Tabel 4.2 Perhitungan beban secara manual	126
Tabel 4.3 Hasil perhitungan beban.....	131
Tabel 4.4 Parameter Respon Gempa Wilayah Yogyakarta untuk Kelas Situs D.....	133
Tabel 4.5 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa	134

Tabel 4.6 Partisipasi massa struktur.....	137
Tabel 4.7 Reaksi perletakan dan kontrol gaya geser.....	138
Tabel 4.8 Tabel 15 SNI 1726:2012.....	138
Tabel 4.9 Perioda Struktur.....	139
Tabel 4.10 Kontrol simpangan pada setiap lantai.....	143
Tabel 4.11 Kontrol Momen Tiang Pancang.....	242

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi akibat pelepasan energi dari dalam secara tiba-tiba yang menciptakan gelombang seismik. Gempa bumi bisa disebabkan karena bergesernya lempengan bumi atau meletusnya gunung berapi. Gempa tektonik adalah gempa yang disebabkan karena bergesernya lempengan-lempengan tektonik secara mendadak yang mempunyai kekuatan besar. Lempengan yang bergerak menghasilkan tekanan. Semakin lama tekanan itu kian membesar dan akhirnya mencapai pada keadaan dimana tekanan tersebut tidak dapat ditahan lagi oleh pinggiran lempengan. Pada saat itulah gempa bumi akan terjadi. Indonesia sendiri berada di jalur gempa teraktif di dunia karena dikelilingi oleh *Ring of Fire* atau Cincin Api Pasifik dan berada pada pertemuan tiga lempeng tektonik dunia, yaitu Indo-Australia dari sebelah selatan, Eurasia dari utara, dan Pasifik dari timur.

Melihat kondisi geografis Indonesia yang rawan gempa tersebut diperlukan perancangan bangunan tahan gempa yang akan dibangun di Indonesia agar dapat menahan gempa bumi yang terjadi, yaitu dimana jika bangunan terkena gempa tidak akan mengalami kehancuran struktural yang dapat merobohkan bangunan tersebut. Untuk menahan gaya gempa yang bekerja pada sistem bangunan maka diperlukan struktur bangunan yang direncanakan berdasarkan peraturan-peraturan untuk perencanaan tahan gempa. Peraturan ini menganut falsafah atau prinsip dasar bahwa struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan ringan, jika terjadi gempa bumi berkekuatan sedang atau menengah kerusakan struktur boleh terjadi terbatas pada kerusakan ringan dan dapat diperbaiki, dan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan besar bangunan tidak boleh roboh meskipun sudah

mengalami kerusakan yang parah agar korban jiwa manusia dikurangi meskipun terjadi kerusakan dan kerugian material (M. Ade Kurnia, 2015).

Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga berada di kota Surabaya yang berfungsi sebagai gedung perkuliahan, pada awalnya gedung tersebut menggunakan material beton bertulang konvensional pada strukturnya dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Sebagai bahan studi perencanaan, gedung tersebut akan didesain di kota Yogyakarta dan akan dilakukan modifikasi menggunakan struktur komposit baja-beton tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) pada bagian kolomnya dan menggunakan *Eccentrically Braced Frame* (EBF) tipe *Inverted V-Braced* sebagai sistem penahan lateralnya.

Struktur komposit adalah perpaduan antara baja profil dengan beton yang digabung bersama untuk memikul beban tekan dan lentur (Salmon, 1991). Pada beberapa dekade terakhir penggunaan material baja-beton komposit sebagai unsur gedung bertingkat tinggi sudah umum digunakan. Kombinasi antara portal baja dengan kolom komposit sudah menjadi bentuk umum pada konstruksi struktur komposit. Kombinasi tersebut memiliki karakteristik ringan dan memiliki daktilitas tinggi dari portal baja dengan penambahan kekakuan dari kolom komposit baja-beton untuk mengontrol pergeseran gedung. Salah satu tipe dari kolom komposit adalah *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT). Kolom komposit ini memiliki keunggulan, yaitu: tabung baja yang berfungsi sebagai bekisting untuk beton dan memberikan tempat isolasi untuk proses *curing* beton. Dengan mengisolasi beton di dalam CFT, peningkatan dari kuat tekan beton bisa diperoleh dan juga mencegah beton retak jika terjadi pembebanan berlebih. Selain itu, beton yang berada di dalam tabung baja juga berperan untuk menahan tekuk lokal pada tabung baja tersebut (Ricles, 2004).

Eccentrically Braced Frame (EBF) merupakan sistem penahan gaya lateral yang umum digunakan pada bangunan baja tahan gempa. Kelebihan EBF terletak pada balok link yang berperilaku sebagai sekering. Balok link ini memiliki sifat daktilitas tinggi yang memastikan struktur memiliki perilaku inelastis serta penyerapan energi yang bagus ketika terjadinya gempa (Hague, 2013).

Dengan meninjau pemaparan diatas, pada Tugas Akhir ini akan dilakukan perencanaan ulang gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga dengan menggunakan kolom komposit baja tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) dan menggunakan sistem penahan lateral *Eccentrically Braced Frame* (EBF) tipe *Inverted V-Braced* yang diharapkan dapat mempercepat proses pelaksanaan konstruksi bangunan dan juga mampu menahan gaya gempa yang akan terjadi di kota Yogyakarta.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga menggunakan struktur baja komposit tipe CFT (*Concrete-Filled Steel Tube*) dengan menggunakan sistem pengaku rangka EBF (*Eccentrically Braced Frame*)?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak dan tangga?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu?
4. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk, kolom, bresing eksentris, dan link?
5. Bagaimana merencanakan sambungan struktur?

6. Bagaimana merencanakan pondasi sesuai dengan beban dan kondisi tanah yang ada?
7. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah agar mampu merencanakan gedung *Fakultas Farmasi Universitas Airlangga* menggunakan struktur baja komposit tipe CFT (*Concrete-Filled Steel Tube*) dengan sistem rangka bresing berpengaku eksentris tipe *Inverted V-Braced*.

1.3.2 Detail Tujuan

1. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, dan tangga.
2. Menghitung pembebanan yang terjadi pada struktur.
3. Memodelkan dan menganalisis struktur dengan program bantu ETABS.
4. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk, kolom, bresing eksentrik, dan link.
5. Merencanakan sambungan pada struktur.
6. Merencanakan pondasi sesuai dengan beban dan kondisi tanah.
7. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Tidak menghitung analisa biaya dan waktu.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.

3. Tidak mempertimbangan sistem *sanitary, mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

1.5 Manfaat

Manfaat dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Menambah wawasan dan mengaplikasikan teori yang telah diperoleh selama masa perkuliahan.
2. Memberikan alternatif penggunaan struktur baja komposit tipe CFT dan penggunaan bresing tipe EBF model *Inverted V-Braced* pada gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga selain struktur beton bertulang.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Struktur baja komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menggabungkan keunggulan dari dua atau lebih material tersebut. Umumnya struktur komposit berupa, kolom baja terbungkus beton atau balok baja terbungkus beton, kolom baja berisi beton atau tiang pancang, balok baja yang menahan pelat beton.

Eccentrically Braced Frame (EBF) biasa digunakan dalam pembangunan bangunan tahan gempa karena sifat EBF yang dapat menjaga kondisi stabil dan sifat inelastis ketika bangunan mengalami beban lateral secara siklik. Dengan perencanaan desain yang tepat, EBF dapat memberikan sifat daktilitas dan disipasi energi yang baik terhadap bangunan (Engelhardt dan Popov, 1989).

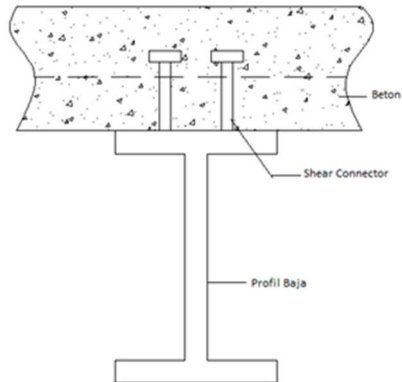
2.2 Struktur Komposit

Struktur komposit merupakan suatu struktur yang terdiri dari dua atau lebih elemen struktur dengan bahan material yang berbeda dan bekerja bersama-sama membentuk suatu kesatuan, dimana masing-masing material tersebut mempunyai keunggulan masing-masing. Perpaduan antara material baja dan beton akan membentuk material komposit yang lebih efisien akibat perpaduan keunggulan dari masing-masing material tersebut.

2.2.1 Balok Komposit

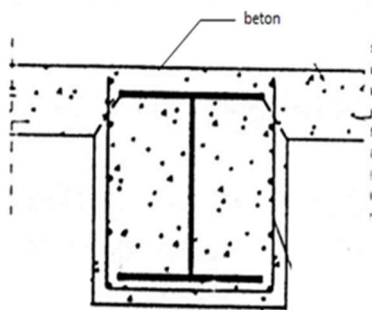
Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis diantara dua atau lebih bahan.

- Jenis balok komposit:
 - a) Balok komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.1).



Gambar 2.1 Balok Komposit dengan Penghubung Geser
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

- b) Balok baja yang dibungkus beton (Gambar 2.2).

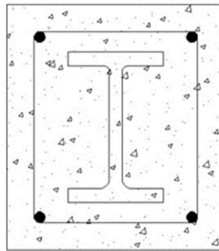


Gambar 2.2 Balok Baja yang Dibungkus Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

2.2.2 Kolom Komposit

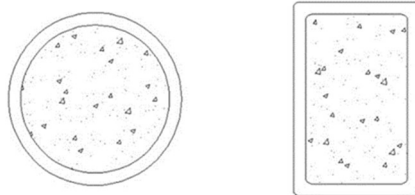
Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total seluruh struktur.

- Jenis Kolom Komposit:
 - a) Kolom baja berselubung beton (Gambar 2.3).



Gambar 2.3 Kolom Baja Berselubung Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

- b) Kolom baja berintikan beton (Gambar 2.4).

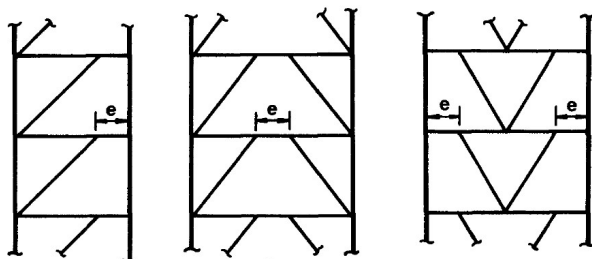


Gambar 2.4 Kolom Baja Berintikan Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

2.3 Struktur Berpengaku Eksentris

2.3.1 Pengertian

Pada dasarnya prinsip pada desain *Eccentrically Braced Frame* (EBF) adalah kombinasi antara sifat kekakuan elastis yang ada pada desain *Concentrically Braced Frame* (CBF) dengan daktilitas dan disipasi energi yang ada pada desain *Moment Resisting Frame* (MRF). Karakteristik dari desain *Eccentrically Braced Frame* (EBF) yaitu terdapat suatu segmen pada balok yang disebut *link* dimana *link* tersebut terhubung oleh setidaknya salah satu ujung dari bresing. Pada ilustrasi konfigurasi desain *Eccentrically Braced Frame* (EBF) (Gambar 2.5), terdapat simbol e yang melambangkan panjang *link* tersebut. Pada desain *Eccentrically Braced Frame* (EBF), kondisi inelastis yang terjadi akibat beban lateral siklik hanya diperbolehkan terjadi pada *link* tersebut, *link* ini di desain secara spesifik untuk menahan deformasi inelastis yang besar tanpa kehilangan kekuatannya dan membatasi gaya yang tersalurkan menuju bresing sehingga bagian-bagian portal lainnya tetap berada pada kondisi elastis ketika terjadi gempa bumi (Engelhardt, 1989).



Gambar 2.5 Konfigurasi Desain EBF
(Sumber: Engelhardt, 1989)

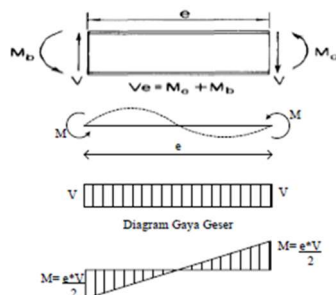
2.3.2 Gaya Dalam Pada *Link*

Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian link ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung link dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung link dengan besar dan arah yang sama, sehingga didapatkan persamaan $V_e = 2M$. Pada kasus ini link diasumsikan hanya dalam keadaan plastis biasa, tidak pada saat keadaan *strain hardening* dan tidak ada interaksi antara momen dan geser (Engelhardt, 1989). Dalam keadaan tersebut, maka dapat dirumuskan sebagai berikut:

$$e = \frac{2M_p}{V_p} \quad (2.1)$$

Keterangan:

- e = Panjang link
- M_p = Momen plastis ($Z_x \cdot f_y$)
- V_p = Geser plastis ($0.6 \cdot f_y \cdot d \cdot t_w$)



Gambar 2.6 Gaya yang Bekerja Pada Link
(Sumber: Engelhardt dan Popov, 1988)

2.3.3 Mekanisme Keruntuhan Pada *Link*

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Kelelahan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk link yang sangat pendek gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis $V_p = 0.6 f_y d t_w$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_p = Z_x \cdot f_y$, dan link leleh akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktil dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan *buckling* terjadi pada *web* (Engelhardt, 1989).

Untuk link yang lebih panjang, momen ujung mencapai M_p membentuk sendi-sendi lentur sebelum terjadinya kelelahan geser. Mekanisme keruntuhan yang terjadi pada link panjang disebabkan karena deformasi lentur yang menyebabkan terjadinya kegagalan yang merupakan kombinasi dari terjadinya tekuk pada sayap (flens), *compression buckling* pada badan (*web*) dan/atau lateral *torsional buckling*. Sebagai tambahan, akibat regangan yang sangat besar pada kedua ujung link maka besar kemungkinan terjadinya *fracture* pada sambungan las ujung pada saat terjadi mode keruntuhan batas (Engelhardt, 1989).

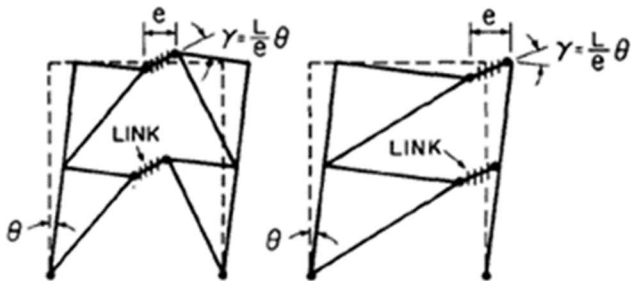
2.3.4 Besar Sudut Rotasi Pada *Link*

Pada desain struktur penahan gempa dengan EBF perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme kehancuran). Gambar 2.7 menunjukkan mekanisme kehancuran dari EBF. Pada setiap kasus θ merupakan besar penyimpangan yang terjadi pada rangka, besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok juga disimbolkan θ . Untuk EBF, besar dari kebutuhan rotasi *link* (γ) harus lebih besar dari θ , dengan perumusan:

$$\gamma = \frac{L}{e} \theta \quad (2.2)$$

Keterangan:

- γ = Rotasi *link*
- L = Panjang balok
- e = Panjang *link*
- θ = Besar penyimpangan struktur



Gambar 2.7 Mekanisme Energi Disipasi
(Sumber: Engelhardt dan Popov, 1988)

2.3.5 Hubungan Pengaku Badan (*web stiffner*) dan Sudut Rotasi Terhadap Kinerja *Link*

Berdasarkan sudut rotasi yang terjadi pada *link*, kebutuhan pengaku badan (*web stiffener*) pada *link* dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 2.1 Klasifikasi Jarak Pengaku Badan Antara (*intermediate stiffener*)

Jenis <i>Link</i>	Syarat <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum	Keterangan
Geser murni	$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$	0,08	30.tw – d/5	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser penuh
Dominan geser	$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5M_p}{V_p}$	0,02	1,5 bf dari tiap ujung <i>link</i>	Leleh pada <i>link</i> didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5M_p}{V_p}$		Tidak Memerlukan	Leleh pada <i>link</i> disebabkan oleh lentur

2.5 Pondasi

Pondasi merupakan struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban di atasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (solid). Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi:

2.5.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Berberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

1. Pondasi Memanjang

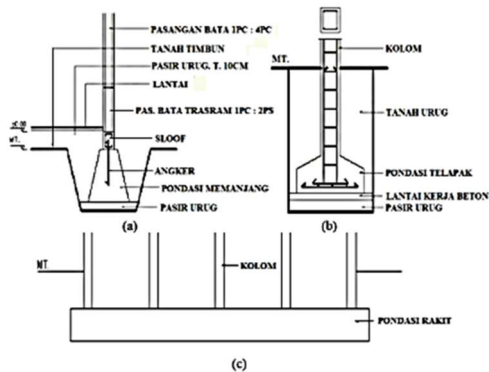
Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya (Gambar 2.8a).

2. Pondasi Telapak

Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah (Gambar 2.8b).

3. Pondasi Rakit (*Raft Foundation*)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi-sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.8c).



Gambar 2.8 Jenis Pondasi Dangkal
(Sumber: Sostrodarsono dan Nakazawa.1984)

2.5.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti:

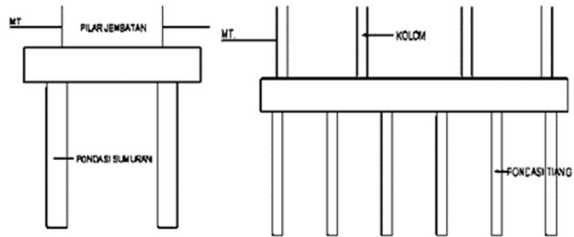
1. Pondasi Sumuran (*Pier Foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$ (Gambar 2.9a).

2. Pondasi Tiang (*Pile Foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang umumnya berdiameter

lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar2.9b)



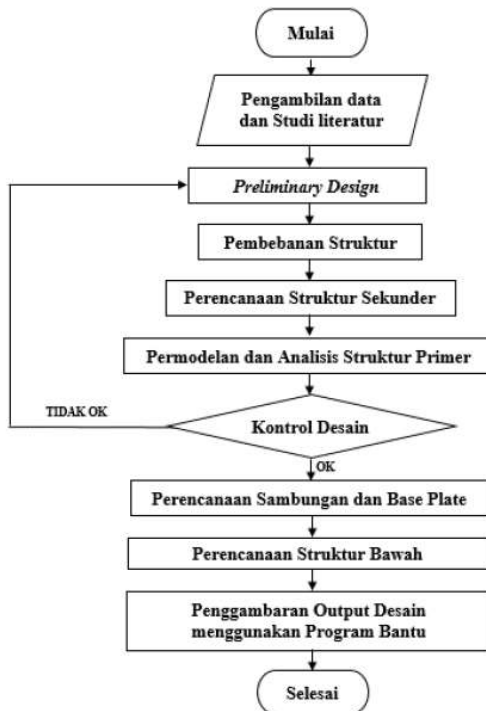
Gambar 2.9 Jenis Pondasi Dalam
(Sumber: Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Perencanaan Modifikasi Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga dengan menggunakan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) tentu memiliki susunan pengerjaan sesuai urutan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

3.2 Bagan Alir Pengerjaan Tugas Akhir



3.3 Metodologi Pengerjaan Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alir di atas dapat dijelaskan sebagai berikut:

3.3.1 Pengambilan Data dan Studi Literatur

Untuk menunjang pengerjaan Tugas Akhir ini, akan dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit menggunakan rangka bresing eksentrik. Data umum bangunan dan data tanah gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga:

1. Nama Gedung : Gedung *Fakultas Farmasi Universitas Airlangga*
2. Lokasi Gedung : Surabaya
3. Fungsi Gedung : Gedung Perkuliahan
4. Tinggi Gedung : 68.05 m
5. Jumlah Lantai : 14 lantai
6. Material Struktur : Beton Bertulang
7. Sistem Struktur : SRPM

3.3.2 Preliminary Design

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaan menggunakan material baja dengan data berikut:

1. Nama Gedung : Gedung *Fakultas Farmasi Universitas Airlangga*
2. Lokasi Gedung : Yogyakarta
3. Fungsi Gedung : Gedung Perkuliahan
4. Tinggi Gedung : 68.35 m
5. Jumlah Lantai : 14 lantai
6. Material Struktur
 - Kolom : Baja-Beton Komposit (CFT)
 - Balok Induk : Baja-Beton Komposit (Menggunakan *Shear Connector*)
 - Balok Anak : Baja Biasa

- | | |
|--------------------|--------------------------------------|
| 7. Sistem Struktur | : Sistem Rangka Berpengaku Eksentris |
| 8. Mutu Baja | : BJ 41 |
| 9. Mutu Beton | : f'_c 40 MPa |
| 10. Pondasi | : Tiang Pancang |

3.3.3 Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan, dibutuhkan perhatian pada beban-beban yang akan diterima pada bangunan tersebut. Berikut adalah jenis beban yang akan diterima oleh struktur bangunan tersebut.

3.3.3.1 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*, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Untuk detail pembebanan beban mati akan mengacu pada SNI 1727:2013 pasal 3.1.1.

3.3.3.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013, Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lainnya harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan dalam tabel 4.1. Beban hidup diatur SNI 1727:2013 pasal 4.

3.3.3.3 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 dengan persamaan berikut:

$$p = qG C_p - q_i(G C_{pi}) \left(\frac{lb}{ft^2} \right) \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3. 1)$$

Keterangan:

- q = qz untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian z diatas permukaan tanah
- q = qh untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian h
- qi = qh untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian
- qi = qz 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 atau dilindungi dengan penutup tahan impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh)
- G = faktor efek-tiupan angin
- C_p = koefisien tekanan eksternal
- (GC_{pi}) = koefisien tekanan internal

3.3.3.4 Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh gerakan tanah akibat beban gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya yg beban terjadi di dalam struktur tersebut terjadi akibat gerakan tanah akibat gempa tersebut. Gempa rencana ditetapkan berdasarkan respon spektrum desain SNI 1726-2018 dimana langkah langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Menentukan Kategori Resiko Bangunan (SNI-1726-2018 Pasal 4.1.2)

Tabel 3.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan 	II

<ul style="list-style-type: none"> - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV,</p>	III

<p>(termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana 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 struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan 	IV

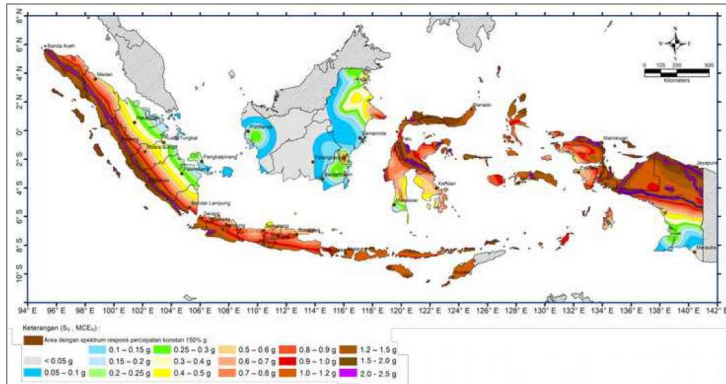
<p>bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat</p> <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV</p>	
---	--

2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI-1726-2018 Pasal 4.1.2)

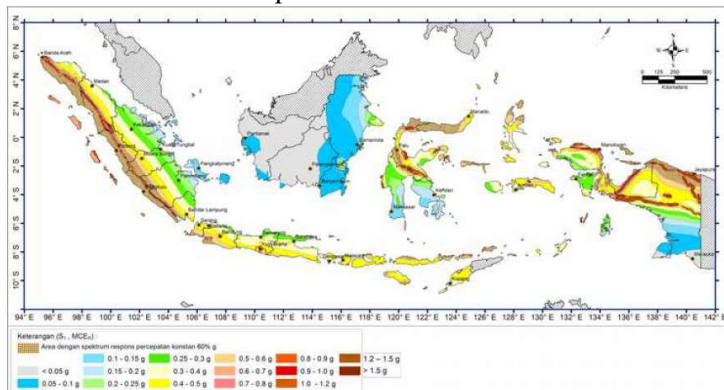
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1.0
III	1.25
IV	1.50

3. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s , S_1) (SNI-1726-2018 Pasal 4.1.2)



Gambar 3.1 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik



Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik

4. Menentukan Klasifikasi situs (SA-SF) (SNI-1726-2018 Pasal 5.3)

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

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

	- Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)
	- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa

5. Menentukan faktor koefisien situs (F_a , F_v) (SNI-1726-2018 Pasal 6.2) Untuk penentuan respon spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0.2 detik dan perioda 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait (f_v). Parameter respon spektrum percepatan pada periode pendek (SMS) dan perioda 1 detik (SM1) ditentukan dengan perumusan berikut:

$$SMS = F_a \cdot S_s \quad (3. 2)$$

$$SM1 = F_v \cdot S1 \quad (3. 3)$$

Keterangan:

S_s = Parameter respon spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek

$S1$ = Parameter respon spektrum percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik

Tabel 3.4 Koefisien situs Fa

Klasifikasi Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa MCE_R pada periode pendek				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	Lihat ketentuan pasal 6.10.1				
Catatan : Gunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai antara S_s					

Tabel 3.5 Koefisien situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
SD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
SE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
SF	SS^B					

6. Menentukan kategori seismik (SNI-1726-2018 Pasal 6.5)

Tabel 3.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda Pendek

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

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Perioda 1 Detik

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

7. Memilih faktor Koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (C_d) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI-1726-2018 Pasal 7.2.2).

Tabel 3.8 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	T B	T B	T B	T B	T B
Rangka baja dengan bresing kosentris	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	T B	T B	T B	T B	T B
Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2^{1/2}$	$5^{1/2}$	T B	T B	T B	T B	T B

Dinding geser beton bertulang biasa	6	2 ^{1/2}	5	T B	T B	TI	TI	TI
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2 ^{1/2}	4	T B	T B	T B	T B	T B
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing kosentris khusus	6	2 ^{1/2}	5	T B	T B	T B	T B	T B

8. Melakukan analisis statik ekivalen

- Menentukan periode fundamental perkiraan, T_a , (SNI-1726-2018 pasal 7.8.2.1).

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.4)$$

Keterangan:

C_t , dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)

h_n = tinggi struktur

Dalam tugas akhir menggunakan yaitu analisis statik ekivalen dan analisis modal respon spektrum.

Tabel 3.9 Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t dan x

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

- Menentukan batas periode struktur

$$T \leq C_u \times T_a \quad (3.5)$$

Keterangan:

T_a = periode fundamental perkiraan

C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (Tabel 3.10)

Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1 s, 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

- Mengitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3. 6)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2018)

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3. 7)$$

Keterangan:

S_{DS} = percepatan spektrum respon desain dalam periode pendek

R = faktor modifikasi respon dalam (Tabel 3.8)

I_e = faktor keutamaan hunian sesuai (Tabel 3.2)

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi:

Untuk $T \leq T_L$:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3. 8)$$

Untuk $T > T_L$:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3. 9)$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3. 10)$$

Untuk struktur berlokasi dimana $S_1 \geq 0.6$ g, maka C_s harus tidak kurang dari:

$$C_s = \frac{0.5S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad (3. 11)$$

Keterangan:

S_{D1} = percepatan spektrum respon desain dalam periode 1,0 detik

T = periode struktur dasar (detik)

S_1 = percepatan spektrum respon maksimum

- Menghitung distribusi vertikal gaya gempa

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3. 12)$$

Keterangan:

- C_{vx} = faktor distribusi vertikal
- V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)
- w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x
- h_i dan h_x = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x
- k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :
- untuk struktur dengan periode $\leq 0,5$ s, $k=1$
 - untuk struktur dengan periode $\geq 2,5$ s, $k=2$
 - untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, $k=2$ atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2

- Menghitung distribusi horizontal gaya di tiap lantai (SNI 1726-2018 pasal 7.8.4)(kN) harus ditentukan dari persamaan berikut:

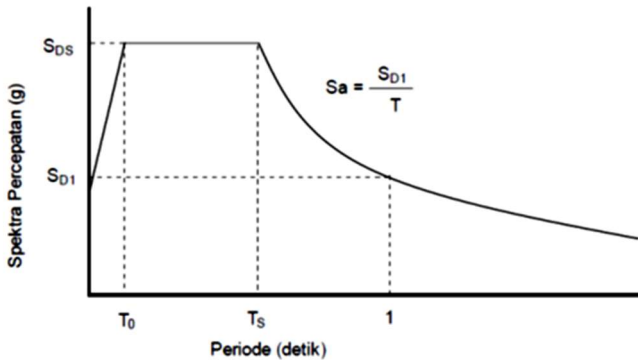
$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3. 13)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang terjadi pada tingkat i

9. Melakukan analisis modal respon spektrum

Analisis modal respon spektrum dilakukan menggambar grafik respon spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respon spektrum dijelaskan pada Gambar 3. 3.



Gambar 3.3 Ketentuan Penggambaran Grafik Respon Spektrum

- Pada periode $T < T_0$, respon spektra percepatan :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.14)$$

- Pada periode $T_0 \leq T \leq T_s$, respon spektra percepatan :

$$S_A = S_{DS} \quad (3.15)$$

- Pada $T > T_s$, respon spektra percepatan :

$$S_a = \frac{S_{DI}}{T} \quad (3.16)$$

Dengan:

$$T_0 = \frac{0,2S_{DI}}{S_{DS}} \quad (3.17)$$

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (3.18)$$

3.3.3.5 Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1726:2018 pasal 4.2.2):

- 1) $1,4D$
- 2) $1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- 3) $1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- 4) $1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- 5) $0,9D + 1,0W$
- 6) $1,2D + 1,0E_v + 1,0E_h + L$
- 7) $0,9D - 1,0 E_v + 1,0E_h$

Keterangan:

- D = beban mati
- L = beban hidup
- L_r = beban hidup atap
- S = beban salju
- R = beban hujan
- W = beban angin
- E = beban gempa

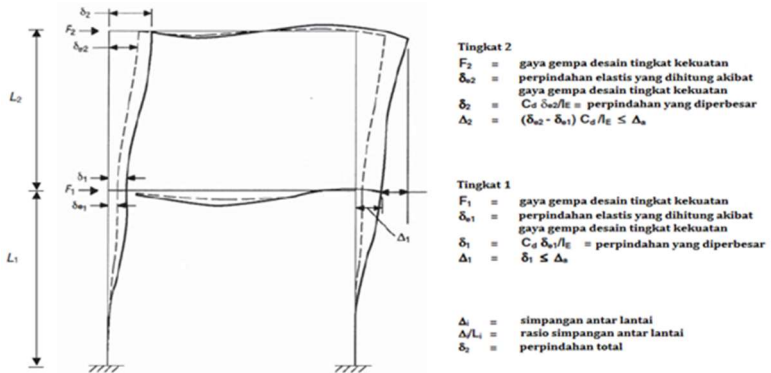
3.3.4 Permodelan dan Analisis Struktur Primer

Permodelan dan analisis struktur dilakukan menggunakan program bantu ETABS secara tiga dimensi yang bertujuan untuk memperoleh gaya-gaya dalam pada struktur bangunan

3.3.5 Kontrol Desain

- 1) Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 100% (SNI 1726:2018 pasal 7.9.1).
- 2) Nilai gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum, V_t , sebaiknya lebih kecil dari 100% dari gaya geser dasar hasil analisis statik ekivalen, V (SNI 1726:2018 pasal 7.9.1.4).
- 3) 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 (3.20) (SNI 1726:2018 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, h_{sx} , pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.19)$$



Gambar 3.4 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Tabel 3.11 Simpangan Antar Tingkat Izin (SNI 1726:2018 Tabel 20)

Struktur	Kategori Resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dari dasar, dengan dinding interior, partisi, langit-langit, dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

3.3.5.1 Kontrol Desain Perencanaan Balok

Sebuah balok yang memikul beban lentur murni terfaktor Mu harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan:

$$Mu \leq \phi Mn \quad (3. 20)$$

Dimana:

Mu = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor reduksi = 0.9

Mn = kuat nominal dari momen lentur penampang

1) Kontrol Penampang

Untuk Sayap (*flange*):

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 21)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 22)$$

Untuk Badan (*web*):

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 23)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 24)$$

Keterangan:

- bf = Lebar sayap
- tf = Tebal sayap
- h = Tinggi profil
- tw = Tebal pelat badan
- fy = Kuat leleh profil baja
- fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

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

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y \quad (3. 25)$$

- b. Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3. 26)$$

- c. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3. 27)$$

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: $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 28)$$

$$M_n = M_p$$

- b. Bentang menengah: $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3. 29)$$

- c. Bentang panjang : $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3. 30)$$

4) Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

Kekuatan lentur balok komposit dengan penghubung geser (shear connector) dibagi menjadi dua, 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 keadaan batas leleh sebagai berikut:

$$\phi b = 0.9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3. 31)$$

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

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3. 32)$$

M_n harus ditentukan dari superposisi tegangan elastis dengan memperhitungkan efek penopangan untuk keadaan 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

Plat badan tak diperkaku yang memikul gaya geser terfaktor perlu (V_n) harus memenuhi:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.33)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan = 0,90

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

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

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.34)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut:

- a. Bila $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{E/f_y}$
Maka, $C_v = 1.0$ (3.35)

$$\text{b. Bila } 1.10 \sqrt{k_v E / f_y} < h / t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / f_y}$$

$$\text{Maka, } C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / f_y}}{h / t_w} \quad (3.36)$$

$$\text{c. Bila } h / t_w > 1.37 \sqrt{k_v E / f_y}$$

$$\text{Maka, } C_v = \frac{1.51 \sqrt{k_v E}}{(h / t_w)^2 f_y} \quad (3.37)$$

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

$$h / t_w < 260 \quad (3.38)$$

Maka nilai $k_v = 50$

Keterangan:

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

t_w = 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

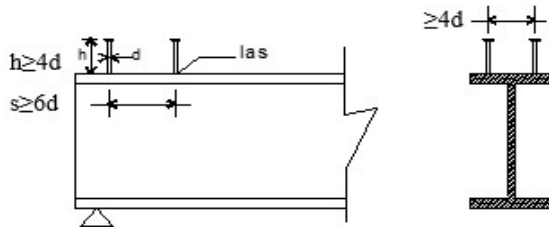
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c'$ → merata
 - Tegangan pada baja = f_y → tarik atau tekan: merata

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0
 - Tegangan tarik pada tulangan = f_{yr}
 - Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau tarik: merata.
- Distribusi tegangan elastis \rightarrow distribusi linear
 - Tegangan maximum tekan pada beton = $0,85 f_c'$
 - Tegangan maximum pada baja = $f_y \rightarrow$ tekan atau tarik

7) *Shear Connector*

- a. Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0.5A_{sc}(\sqrt{f'_c E_c})r_s \leq A_w f_u \quad (3. 39)$$



Gambar 3.5 Potongan Balok dengan Penghujung Geser Stud

Keterangan:

r_s = 1,00 untuk pelat beton biasa

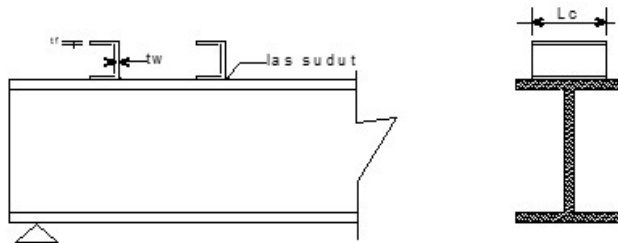
r_s \leq 1,00 untuk dek baja gelombang

A_{sc} = luas penampang *Shear-Connector* ($\frac{\pi}{4} D^2$)

E_c = Modulus elastisitas beton

b. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (3.40)$$



Gambar 3.6 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Baja Kanal

c. Jumlah *Shear-Connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.41)$$

Keterangan:

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

Gaya Geser Horizontal Total (=V_h) → 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) $0,85 f'_c \cdot A_c \rightarrow$ beton

- 2) $A_s \cdot f_y \rightarrow$ profil baja
- 3) $\Sigma Q_n \rightarrow$ *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

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

- 1) $A_r \cdot f_{yr}$
- 2) ΣQ_n

Dimana:

- A_r = tulangan tarik pada pelat beton
 f_{yr} = tegangan leleh tulangan.

Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total V_h ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja. Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal V_h ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (nilai ΣQ_n).

3.3.5.2 Kontrol Desain Perencanaan Kolom Komposit

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor. Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis *Concrete Filled Steel Tube* (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

1) Kriteria untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.42)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{fy}{3e}} \quad (3.43)$$

2) Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

Batasan rasio lebar terhadap ketebalan untuk elemen baja tekan harus ditentukan sesuai dengan jenis profilnya yaitu:

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.44)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3.45)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.46)$$

$$\lambda_r = 5 \sqrt{\frac{E}{fy}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.47)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.48)$$

Dengan

$$P_p = fyAs + C2f'c(Ac + Asr \frac{Es}{Ec}) \quad (3.49)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3. 50)$$

Dengan

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f' c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3. 51)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} A_s + 0,7 f' c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3. 52)$$

- Penampang Terisi Beton

$$f_{cr} = \frac{9 E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3. 53)$$

3) Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut:

$$M_r = B1 M_{nt} + B2 M_{lt} \quad (3. 54)$$

$$P_r = P_{nt} + B2 P_{lt} \quad (3. 55)$$

Keterangan:

- B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ ,
ditentukan untuk setiap komponen struktur
yang menahan tekan dan lentur.
- B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ ,
ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur
- M_{1t} = Momen orde pertama menggunakan
kombinasi beban DFBK
- M_{1n} = Momen orde pertama menggunakan
kombinasi beban DFBK
- M_r = Momen lentur orde kedua yang diperlukan
menggunakan kombinasi beban DFBK
- P_{1t} = Gaya aksial orde pertama menggunakan
kombinasi beban DFBK
- P_{1n} = Gaya aksial orde pertama menggunakan
kombinasi beban DFBK
- P_r = Kekuatan aksial orde kedua yang diperlukan
menggunakan kombinasi beban DFBK

- Pengali B_1 untuk efek P- δ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3. 56)$$

Keterangan:

- α = 1 (DFBK)
- C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi
lateral dari portal yang ditentukan dengan

Formula:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (3. 57)$$

Dengan $M1$ dan $M2$ dihitung dari analisis orde pertama, adalah momen terkecil dan terbesar pada ujung-ujung bagian komponen.

$Pe1$ = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur.

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K1L)^2} \quad (3. 58)$$

Keterangan:

EI = kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0,8\tau cEI$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan τc 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

$K1$ = Faktor panjang efektif dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi translasi lateral pada ujung- ujung komponen struktur.

- Pengali $B2$ untuk efek $P-\delta$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{Story}}{P_{e Story}}\right)} \quad (3. 59)$$

Keterangan:

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

$$P_{e \text{ story}} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3. 60)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left(\frac{Pmf}{P_{\text{story}}} \right) \quad (3. 61)$$

Keterangan:

- L = Tinggi tingkat, mm
 P_{mf} = 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

4) Momen Nominal

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3. 62)$$

Dimana:

- M_n = Momen nominal kolom
 M_u = Momen ultimate yang terjadi
 ϕ = Faktor tahanan = 0.9

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3. 63)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3. 64)$$

$$\lambda r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (3. 65)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$Mn = Mp = fy \cdot Z \quad (3. 66)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$Mn = Mp - (Mp - fyS) \left[3,57 \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{fy}{E}} - 4 \right] \quad (3. 67)$$

$$\leq Mu$$

- Untuk Penampang Langsing

$$Mn = fySe \quad (3. 68)$$

Keterangan:

Se = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif be , dari sayap yang diambil sebesar:

$$be = 1.92 \cdot tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{tf}} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right) \leq b \quad (3. 69)$$

5) Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

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

- Bila $\frac{Pr}{Pc} \geq 0,2$, maka

$$\frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3.70)$$

- Bila $\frac{Pr}{Pc} < 0,2$, maka

$$\frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy} \right) \leq 1 \quad (3.71)$$

Keterangan:

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 = 0.90

ϕ_b = Faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

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

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

3.3.5.3 Perencanaan Link

1) Kuat Elemen Link Beam

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3. 72)$$

$$= 0,6f_y(h - 2t_f)t_w \quad (3. 73)$$

Keterangan:

M_p	= Momen plastis penampang
Z_x	= Modulus plastis penampang
f_y	= Tegangan leleh penampang
V_p	= Gaya geser plastis penampang
H	= Tinggi penampang
t_f	= Tebal flens
t_w	= Tebal web

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n	= Kuat geser nominal <i>Link</i> , diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$
V_p	= $0.6 f_y (h - 2.t_f) t_w$
ϕ	= 0.9
e	= Panjang <i>link</i>

Sehingga nilainya menjadi

$$\phi_v V_n = 0,6\phi f_y (h - 2t_f)t_w \quad (3. 74)$$

$$M_n = M_p$$

$$\phi M_n = M_u$$

$$\phi V_n = V_u$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana *link*

M_u = Momen lentur perlu

Φ = faktor reduksi lentur 0.9

2) Panjang Elemen Link

Panjang *link* (e) tidak boleh melebihi dari ketentuan sebagai berikut:

- untuk $\rho'(A_w/A_g) \geq 0,3$:

$$[1,15 - 0,5\rho'(A_w/A_g)]1,6M_p/ \quad (3. 75)$$

- untuk $\rho'(A_w/A_g) < 0,3$

$$1.6 M_p/V_p \quad (3. 76)$$

Keterangan:

A_w = $(db - 2tf) tw$

ρ' = Nu/V_u

3) Sudut Rotasi Link Beam

Sudut Rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antar lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, ΔM . Sudut Rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$ (3. 77)

- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$ (3. 78)

- Interpolasi linier antara 0,08 - 0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

4) Balok dan Bresing Diluar Link

Kuat kombinasi-aksial-dan-lentur perlu batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari link sebesar $1,25.R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Butir 11, harus lebih besar daripada kuat perlu yang disebutkan di atas.

Balok di luar *link* harus direncanakan memenuhi ketentuan sebagai berikut:

1. Kuat perlu balok yang terletak di luar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan oleh paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y ;
2. Bila diperlukan, balok di luar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y b_y t_f$.

Pada sambungan antara batang bresing dan balok diujung *link*, pertemuan as batang bresing dan as balok harus terletak di ujung *link* atau di dalam *link*. Kuat perlu sambungan batang bresing-ke-balok, pada ujung *link* dari batang bresing, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing seperti yang ditentukan pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh

melampaui panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3.3.6 Perencanaan Sambungan

Melakukan perencanaan terhadap sambungan. Dalam perencanaan sambungan harus disesuaikan dengan bentuk struktur agar perilaku yang timbul tidak menimbulkan pengaruh yang buruk terhadap bagian struktur lain yang direncanakan. Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 1729-2015 BAB J:

3.3.6.1 Sambungan Baut

- Kekuatan Tarik dan Geser dari Baut dan Bagian-Bagian Berulir

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3. 79)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3. 80)$$

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

Keterangan:

Ab = Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm²)

F_{nv} = tegangan tarik nominal, F_{nt}, atau tegangan geser, F_{nv} dari SNI Tabel J3.2 (MPa)

- Kombinasi Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3. 81)$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} \quad (3. 82)$$

Keterangan:

Fnt = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2

Fnv = Tegangan geser dari tabel J3.2

Frv = Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (3.83)$$

- Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban, $\emptyset = 1$
- Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban, $\emptyset = 0,85$
- Untuk lubang slot panjang, $\emptyset = 0,70$

Keterangan:

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.

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv}; \phi = 1 \quad (3.84)$$

A_{gv} adalah luas bruto yang menahan geser (mm^2)

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_u A_{nv}; \phi = 0,75 \quad (3.85)$$

A_{nv} adalah luas netto yang menahan geser (mm^2)

- Kekuatan Geser Blok

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

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0,60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (3.86)$$

Dimana:

Bila tegangan tarik adalah merata, $U_{bs} = 1$; bila tegangan tarik tidak merata, $U_{bs} = 0.5$.

- Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi minimum} = 1,5 \text{ db} \quad (3.87)$$

$$\text{Jarak tepi maksimum} = (4tp + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak minimum antar baut} = 3 \text{ db} \quad (3. 88)$$

$$\text{Jarak maksimum antar baut} = 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan pelat:

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,75 \times 0,6 \times A_n v & (3. 89) \\ \phi P_n &> V_n \end{aligned}$$

3.3.6.2 Sambungan Las

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

$$R_n = F_{nBW} A_{BM} \quad (3. 90)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3. 91)$$

Keterangan:

F_{nBM} = 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)

Untuk las sudut, kekuatan yang diizinkan adalah sebagai berikut.

- Untuk kelompok las linier, dibebani melalui titik berat

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3. 92)$$

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} (1,0 + 0,50 \sin^{1,5} \theta) \quad (3. 93)$$

Keterangan:

F_{EXX} = kekuatan klasifikasi logam pengisi (MPa)

Θ = sudut pembebanan yang diukur dari sumbu longitudinal las, derajat

- Untuk elemen las dalam suatu kelompok las

$$R_{nx} = \sum F_{nwx} A_{wei} \quad (3. 94)$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwy} A_{wei} \quad (3. 95)$$

$$M_n = \sum [F_{nwy} A_{wei} - F_{nwx} A_{wei}] \quad (3. 96)$$

- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$R_n = R_{nwi} + R_{nwt} \quad (3. 97)$$

atau

$$R_n = 0,85R_{nwi} + 1,5R_{nwt} \quad (3. 98)$$

Keterangan:

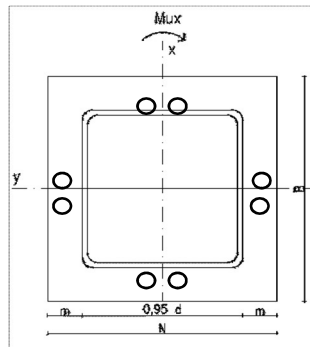
R_{nwi} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani longitudinal

R_{nwt} = kekuatan nominal total dari las sudut yang dibebani transversal

3.3.6.3 Perencanaan *Base Plate*

Perencanaan base plate dapat dihitung dengan menggunakan

$$e = \frac{Mux}{Pu} \quad (3. 99)$$



Gambar 3.7 Base Plate

Akibat beban P_u
$$fpa = \frac{P_u}{B N} \quad (3.100)$$

Akibat beban M_{ux}
$$fpb = \frac{6 M_{ux}}{B N^2} \quad (3.101)$$

Tekanan Maksimal
$$fp(max) = fpa + fpb \quad (3.102)$$

Menentukan M_{upl}
$$m = \frac{(N - 0,95 D)}{2} \quad (3.103)$$

$$M_{upl} = \left(fp(max) - 2 fpb \frac{m}{N} \right) x \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 fpb \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

Menentukan tebal base plate
$$t = \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{\phi f_y}} \quad (3.104)$$

3.3.7 Perhitungan Struktur Bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang

dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (Standart Penetration Test). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu:

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok

3.3.7.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah data SPT (*Standard Penetration Test*). Untuk perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal, terdapat dua keadaan yang menentukan yaitu kekuatan bahan yang berdasarkan brosur dari tiang pancang WIKA, dan kekuatan tanah yang memakai metode Luciano Decourt (1982, 1996):

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3. 105)$$

Keterangan:

- Q_L = Daya dukung tanah maksimum pada pondasi
 Q_P = Daya dukung pada dasar pondasi
 Q_S = Daya dukung akibat lekatan lateral

$$\begin{aligned} Q_P &= \alpha \cdot qp \cdot A_P \\ &= \alpha(N_p \cdot K) \cdot A_P \end{aligned} \quad (3. 106)$$

Keterangan:

- N_p = Harga rata-rata SPT disekitar 4B atas hingga 4B bawah dasar tiang pondasi (B = diameter pondasi)
 K = Koefisien karakteristik tanah:
- 12 t/m², untuk lempung
 - 20 t/m², untuk lanau berlempung
 - 25 t/m², untuk lanau berpasir

- 40 t/m², untuk pasir
- A_P = Luas penampang dasar tiang
- q_p = Tegangan diujung tiang
- α = *Base Coefficient*

$$Q_S = \beta \times q_s \times A_S = \beta \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_S \quad (3.107)$$

Keterangan:

- Q_S = Tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m²
- N_s = Harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$
- A_P = Luas selimut tiang
- β = *Shaft Coefficient*

Tabel 3.12 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

3.3.7.2 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut dengan koefisien efisiensi (C_e).

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L(\text{1 tiang})} \times n \times C_e \quad (3.108)$$

Keterangan:

- n = jumlah tiang dalam grup
- C_e = koefisien efisiensi
- $Q_{L(\text{group})}$ = daya dukung tiang pancang kelompok

Q_L (1 tiang) = daya dukung 1 tiang pancang

Untuk menghitung koefisien efisiensi C_e , digunakan cara *Converse-Labarre*:

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3. 109)$$

Keterangan:

- ϕ = diameter tiang pondasi
- s = jarak as ke as antar tiang dalam group
- m = jumlah baris tiang dalam group
- n = daya dukung tiang pancang kelompok
- C_e = daya dukung 1 tiang pancang

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekuivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x}{\sum x^2} \pm \frac{M_y}{\sum y^2} \quad (3. 110)$$

Keterangan:

- P_y = Beban vertikal ekuivalen
- V = Beban vertikal dari kolom
- N = Banyaknya tiang dalam group
- M_x = Momen terhadap sumbu x
- M_y = Momen terhadap sumbu y
- x_{\max} = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max}	=	Ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
$\sum X^2$	=	Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
$\sum y^2$	=	Jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

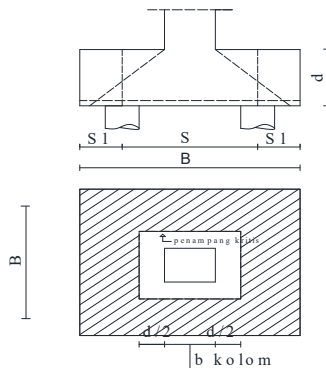
3.3.7.3 Perencanaan Tebal *Poer*

Untuk merencanakan tebal *poer* harus memenuhi syarat yaitu kuat geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil dari persamaan:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.111)$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.112)$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \quad (3.113)$$



Gambar 3.8 Penampang Kritis Pada Pondasi

Keterangan:

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_o = keliling dari penampang kritis

Untuk memenuhi syarat akan kebutuhan tebal poer dapat dirumuskan sebagai berikut

$$\phi V_c > V_u \quad (3.114)$$

Keterangan:

ϕ = 0.75

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.3.7.4 Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.115)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.116)$$

$$\rho_{pertu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.117)$$

$$A_s = \rho b d \quad (3.118)$$

3.3.8 Penggambaran *Output* Desain Menggunakan Program Bantu

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam kasus ini dengan menggunakan program AutoCAD 2019.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB IV PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

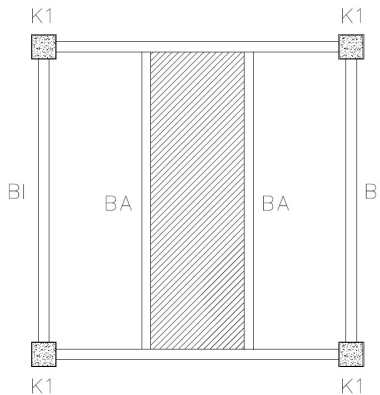
4.1.1 Perencanaan Pelat

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck* Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondex dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Bondex dengan satu baris penyangga.

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Atap

Denah pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.1



Gambar 4.1 Pelat Atap yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat atap ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati (PPIUG1983)
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m²
 - Berat Aspal 2 cm = 28 kg/m²
 - Berat Plafon + Penggantung = 18 kg/m²
 - Berat MEP = 25 kg/m²
 - Waterproofing = 5 kg/m²
 - Total (q_D) = 97 kg/m²

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
 - Lantai atap = 97.893 kg/m²
 - Total (q_L) = 97.893 kg/m²

- Beban Berguna
 - q_U = q_D + q_L
 - = 97 + 97,893
 - = 194.89 kg/m²
 - ≈ 200 kg/m²

- Data-data perencanaan pelat bondek
 - Bentang = 2,867 m
 - Beban berguna = 200 kg/m²
 - Tulangan Negatif = 2.51 cm²/m
 - Digunakan Tulangan = 0.5 cm

Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

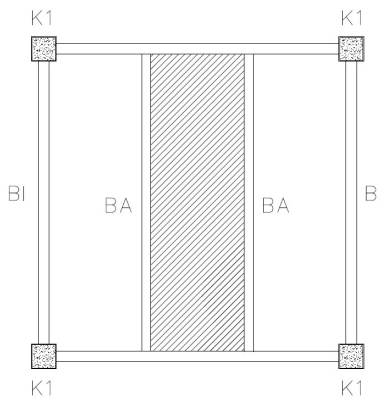
- n = Luas yang dibutuhkan Luas tulangan dipasang
- n = $\frac{\text{Luas tulangan yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
- n = $\frac{2.51 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d} = \frac{2.51 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8} = 4.99 \approx 5$ buah

$$- \text{ Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{n+1} = \frac{1000}{6+1} = 166 \text{ mm}$$

Maka, untuk pelat lantai atap dipasang wiremesh M8-166 mm

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai

Denah pelat lantai dapat dilihat pada gambar 4.2



Gambar 4.2 Pelat Lantai yang Direncanakan

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai dasar - 12 ini menggunakan SNI 1727-2013.

- **Beban Mati (PPIUG1983)**
- Berat spesi 2 cm = 42 kg/m²
- Berat Keramik 1 cm = 24 kg/m²
- Berat Plafon + Penggantung = 18 kg/m²
- Berat MEP = 25 kg/m²
- Total (q_D)** **= 109 kg/m²**

- Beban Hidup (SNI 1727-2013)
 - Lantai atap = 195.785 kg/m²
 - Total (q_L) = 195.785 kg/m²

- Beban Berguna
 - q_U = q_D + q_L
 - = 109 + 195,785
 - = 304.785 kg/m²
 - ≈ 400 kg/m²

- Data-data perencanaan pelat bondek
 - Bentang = 2,867 m
 - Beban berguna = 400 kg/m²
 - Tulangan Negatif = 3.25 cm²/m
 - Tebal Pelat Beton = 0.1 m
 - Digunakan Tulangan = 0.8 cm

Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

$$\begin{aligned}
 - n &= \text{Luas yang dibutuhkan} / \text{Luas tulangan dipasang} \\
 n &= \frac{\text{Luas tulangan yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}} \\
 n &= \frac{3.25 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d} = \frac{3.25 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0.8} = 6.46 \approx 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{n+1} = \frac{1000}{7+1} = 125 \text{ mm}$$

Maka, untuk pelat lantai Dasar-12 dipasang wiremesh M8-125 mm

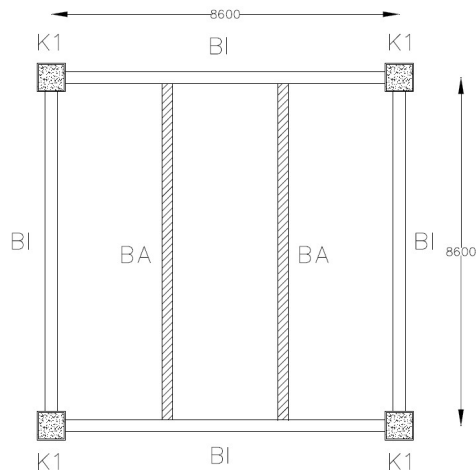
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

Balok anak berfungsi sebagai penyalur beban yang dipikul oleh pelat menuju balok induk. Karena balok anak merupakan struktur sekunder, balok anak tidak menerima beban lateral yang diberikan oleh gempa.

4.1.2.1 Balok Anak Atap

Balok anak atap menggunakan balok baja dengan profil WF 400 x 200 x 8 x 13.

W	= 66 kg/m	Z _x	= 1286 cm ³	F _y	= 250 Mpa
A	= 84.12 cm ²	Z _y	= 266 cm ³	F _u	= 410 Mpa
tw	= 8 mm	I _x	= 23700 cm ⁴	L _p	= 230 cm
tf	= 13 mm	I _y	= 1740 cm ⁴	L _r	= 683 cm
d	= 400 mm	i _x	= 16.8 cm		
bf	= 200 mm	i _y	= 4.54 cm		
h	= 342 mm	S _x	= 1190 cm ³		
r	= 16 mm	S _y	= 174 cm ³		



Gambar 4.3 Balok Anak Atap

a. Pembebanan pada balok anak atap

• Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat Bondex	= 10.1 x 2.87	= 28.95 kg/m
- Berat Spesi 1 cm	= 21 x 2.87	= 60.2 kg/m
- Berat Beton 10 cm	= 240 x 2.87	= 688 kg/m
- Berat Plafon	= 18 x 2.87	= 51.6 kg/m
- Aspal 2 cm	= 25 x 2.87	= 71.67 kg/m
- Waterproofing	= 5 x 2.87	= 14.33 kg/m
- Berat MEP	= 25 x 2.87	= 71.67 kg/m
- Berat Profil		= 66 kg/m
Total		= 1052 kg/m
- Sambungan (10%)		= 105.2 kg/m
Total (q_D)		= 1157 kg/m

• Beban Hidup

- Lantai Atap	= 97.89 x 2.87	= 280.6 kg/m
Total (q_L)		= 280.6 kg/m

• Beban Berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1.2 q_D + 1.6 q_L \\
 &= 1.2 (1157.662) + 1.6 (280.618) \\
 &= 1838.183 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak atap

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1838 \times 8.6^2 \\
 &= 16994 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \quad V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 1838 \times 8.6 \\
 &= 7904 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 13} = 7.69$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($8.92 \leq 10.75$), Penampang Kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($31.4 \leq 106.25$), Penampang Kompak

- Penampang Kompak ($M_n = M_p$)

$$\begin{aligned} M_n &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \times 1286 \\ &= 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 32150 \text{ kgm} &\geq 16994 \text{ kgm} \\ 28935 \text{ kgm} &\geq 16994 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

- $L_b = 860 \text{ cm}$
 $L_p = 369.87 \text{ cm}$
 $L_r = 1179.73 \text{ cm}$
 $L_p < L_b < L_r$, Bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka:

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

- $M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2$
 $= \frac{1}{4} \times 7904 \times 8.6 - \frac{1}{2} \times 1838 \times \left(\frac{1}{4} \times 8.6 \right)^2$
 $= 12745 \text{ kgcm}$
- $M_B = 1699400 \text{ kgcm} = M_{\text{maks}}$
- $M_C = 12745 \text{ kgcm} = M_A$
- $M_P = f_y \times Z_x$
 $= 2500 \times 1286$
 $= 3215000 \text{ kgcm}$
- $C_b = \frac{12,5M_{\text{maks}}}{2,5M_{\text{maks}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$
 $= \frac{12,5 \times 1699400}{2,5 \times 1699400 + 3 \times 12745 + 4 \times 1699400 + 3 \times 12745}$
 $= 1.909 < 2.3$
- $M_n = 5531306 \text{ kgcm}$
 Karena $M_n > M_p$, Maka $M_n = M_p$
 $M_n = 3215000 \text{ kgcm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 32150 \text{ kgm} \geq 22170 \text{ kgm}$$

$$28935 \text{ kgm} \geq 1699400 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

- e. Kontrol penampang terhadap gaya geser

- Kontrol Pelat Sayap

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{8} = 42.75$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$ ($31.4 \leq 69.57$), Penampang Plastis

- Karena penampang plastis, maka:

$$\begin{aligned}
 - A_w &= d \times t_w \\
 &= 40 \times 0.8 \\
 &= 32 \text{ cm}^2 \\
 - V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 32 \\
 &= 48000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$0.9 \times 48000 \text{ kg} \geq 7904 \text{ kg}$$

$$43200 \text{ kg} \geq 7904 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

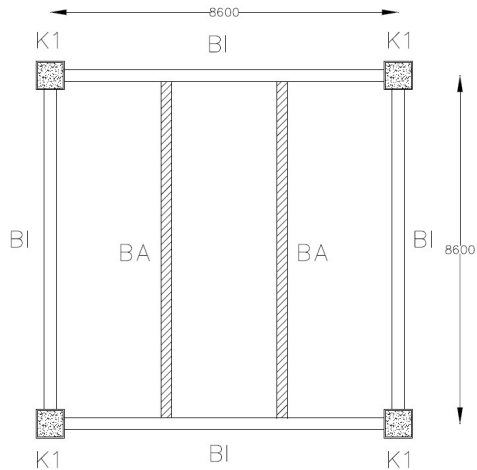
f. Kontrol Lendutan

- $L = 860 \text{ cm}$
- $f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{860}{240} = 3.58 \text{ cm}$
- $f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11.5 + 2.8) \times 8.6^4}{20000000 \times 23700}$
 $f_0 = 2.65 \text{ cm}$
- $f_{ijin} > f_0$
 $3.58 \text{ cm} > 2.16 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$

4.1.2.2 Balok Anak Lantai

Balok anak lantai menggunakan balok baja dengan profil WF 400 x 200 x 8 x 13.

W = 66 kg/m	Z _x = 1286 cm ³	F _y = 250 Mpa
A = 84.12 cm ²	Z _y = 266 cm ³	F _u = 410 Mpa
tw = 8 mm	I _x = 23700 cm ⁴	L _p = 230 cm
tf = 13 mm	I _y = 1740 cm ⁴	L _r = 683 cm
d = 400 mm	i _x = 16.8 cm	
bf = 200 mm	i _y = 4.54 cm	
h = 342 mm	S _x = 1190 cm ³	
r = 16 mm	S _y = 174 cm ³	



Gambar 4.4 Balok Anak Lantai

a. Pembebanan pada balok anak lantai

• Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat Bondex = 10.1 x 2.87 = 28.95 kg/m
- Berat Spesi 2 cm = 42 x 2.87 = 60.2 kg/m
- Berat Beton 10 cm = 240 x 2.87 = 688 kg/m

- Berat Plafon/Pegantung = $18 \times 2.87 = 51.6 \text{ kg/m}$
 - Berat Keramik = $24 \times 2.87 = 68.8 \text{ kg/m}$
 - Berat MEP = $25 \times 2.87 = 71.67 \text{ kg/m}$
 - Berat Profil = 66 kg/m
 - Total = 1095 kg/m
 - Sambungan (10%) = 109.5 kg/m
 - Total (q_D) = 1204 kg/m
- Beban Hidup
 - Lantai = $195.78 \times 2.87 = 561.2 \text{ kg/m}$
 - Total (q_L) = 561.2 kg/m

- Beban Berfaktor
- $q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L$
- $= 1.2 (1204.96) + 1.6 (561.25)$
- $= 2343.955 \text{ kg/m}^2$

b. Gaya dalam pada balok anak atap

- $M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2$
- $= \frac{1}{8} \times 2343.955 \times 8.6^2$
- $= 21669.86 \text{ kgm}$
- $V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L$
- $= \frac{1}{2} \times 2343.955 \times 8.6$
- $= 10079.01 \text{ kg}$

c. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap
- $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 13} = 7.69$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10.75$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($8.92 \leq 10.75$), Penampang Kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106.25$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($31.4 \leq 106.25$), Penampang Kompak

- Penampang Kompak ($M_n = M_p$)

$$\begin{aligned} M_n &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \times 1286 \\ &= 3215000 \text{ kgcm} \\ &= 32150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 32150 \text{ kgm} &\geq 21669 \text{ kgm} \\ 28935 \text{ kgm} &\geq 21669 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

- d. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

- $L_b = 860 \text{ cm}$
 $L_p = 369.87 \text{ cm}$
 $L_r = 1179.73 \text{ cm}$
 $L_p < L_b < L_r$, Bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka:

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

$$\begin{aligned}
 - M_A &= \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L\right)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 10079 \times 8.6 - \frac{1}{2} \times 2343 \times \left(\frac{1}{4} \times 8.6\right)^2 \\
 &= 16252 \text{ kgcm} \\
 - M_B &= 2166986 \text{ kgcm} = M_{\text{maks}} \\
 - M_C &= 16252 \text{ kgcm} = M_A \\
 - M_P &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \times 1286 \\
 &= 3215000 \text{ kgcm} \\
 - C_b &= \frac{12,5M_{\text{maks}}}{2,5M_{\text{maks}}+3M_a+4M_b+3M_c} \\
 &= \frac{12,5 \times 2166986}{2,5 \times 2166986 + 3 \times 16252 + 4 \times 2166986 + 3 \times 16252} \\
 &= 1.909 < 2.3 \\
 - M_n &= 5531306 \text{ kgcm} \\
 &\text{Karena } M_n > M_p, \text{ Maka } M_n = M_p \\
 M_n &= 3215000 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \times M_n \geq M_u$
 $0.9 \times 32150 \text{ kgm} \geq 22170 \text{ kgm}$
 $28935 \text{ kgm} \geq 22170 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$

e. Kontrol penampang terhadap gaya geser

- Kontrol Pelat Sayap

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{t_w} &= \frac{314}{8} = 42.75 \\
 \frac{1100}{\sqrt{f_y}} &= \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69.57
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$ ($42.75 \leq 69.57$), Penampang Plastis

- Karena penampang plastis, maka:

$$\begin{aligned}
 - A_w &= d \times t_w \\
 &= 40 \times 0.8 \\
 &= 32 \text{ cm}^2 \\
 - V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 32 \\
 &= 48000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \times V_n &\geq V_u \\
 0.9 \times 48000 \text{ kg} &\geq 10079 \text{ kg} \\
 43200 \text{ kg} &\geq 10079 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

f. Kontrol Lendutan

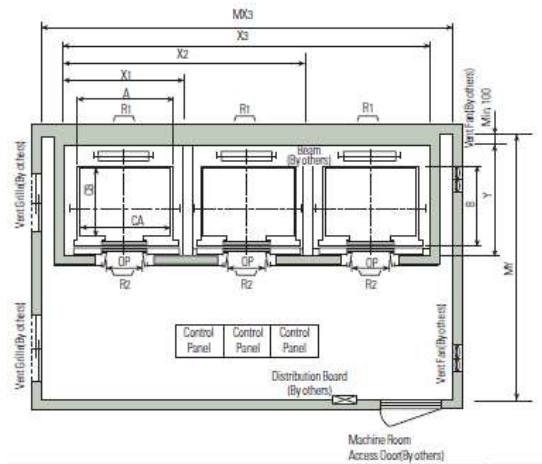
- $L = 860 \text{ cm}$
- $f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{860}{240} = 3.58 \text{ cm}$
- $f_0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(12 + 5.61) \times 8.6^4}{2000000 \times 23700}$
 $f_0 = 2.65 \text{ cm}$
- $f_{ijin} > f_0$
 $3.58 \text{ cm} > 2.65 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$

4.1.4 Perencanaan Balok Lift

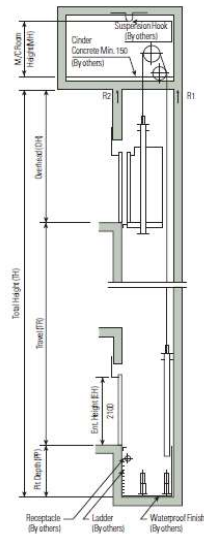
Perencanaan balok pada lift meliputi balok-balok yang berada di sekitar ruang mesin lift. Pada kasus ini terdapat balok penumpu lift dan balok penggantung lift. Pada gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga ini lift yang akan di gunakan berfungsi sebagai lift penumpang. Adapun data-data teknis pada lift sebagai berikut:

- Tipe Lift : *Passenger Elevator*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 15 orang / 1000 kg

- Lebar Pintu : 1000 mm
- Dimensi Ruang Luncur : 7550 x 2150 mm²
- Dimensi Sangkar Internal : 1800 x 1300 mm²
- Dimensi Sangkar Eksternal : 1900 x 1470 mm²
- Dimensi Ruang Mesin : 8400 x 4900 mm²
- Beban Reaksi Ruang Mesin : $R_1 = 12810 \text{ kg}$
 $R_2 = 7800 \text{ kg}$



Gambar 4.5 Denah Lift



Gambar 4.6 Potongan Melintang Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 12 x 20

W	= 151 kg/m	Zx	= 4309 cm ³	Fy	= 250 Mpa
A	= 192.5 cm ²	Zy	= 920 cm ³	Fu	= 410 Mpa
tw	= 12 mm	Ix	= 118000 cm ⁴	Lp	= 348 cm
tf	= 20 mm	Iy	= 9020 cm ⁴	Lr	= 1043 cm
d	= 588 mm	ix	= 24.8 cm		
bf	= 300 mm	iy	= 6.85 cm		
h	= 492 mm	Sx	= 4020 cm ³		
r	= 28 mm	Sy	= 601 cm ³		

a. Pembebanan pada balok anak lantai

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat Profil = 151 kg/m
 - Sambungan (10%) = 15.1 kg/m
 - Total (q_D) = 166.1 kg/m

- Beban Hidup
 - Beban *Maintenance* = 100 kg/m
 - Total (q_L) = 100 kg/m

- Beban Berfaktor
 - q_U = $1.2 q_D + 1.6 q_L$
 - = $1.2 (166.1) + 1.6 (100)$
 - = 359.32 kg/m^2

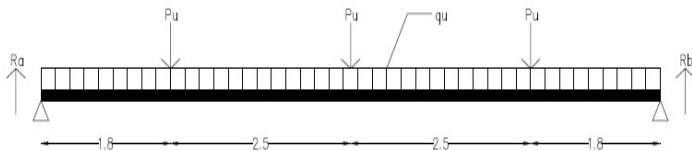
- Beban Terpusat Lift

Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 dijelaskan bahwa semua beban dari mesin yang bergerak pada perencanaan gedung atau struktur lain harus ditingkatkan sebesar 50%.

$$P_{U1} = R_2 \times (1 + 50\%) = 12810 \times (1 + 50\%) = 19215 \text{ kg}$$

$$P_{U2} = R_2 \times (1 + 50\%) = 7800 \times (1 + 50\%) = 11700 \text{ kg}$$

b. Gaya dalam pada balok penggantung lift



Gambar 4.7 Pembebanan pada balok penggantung lift

- V_U = $\frac{1}{2} (3P_u + q_u L)$
- = $\frac{1}{2} (2 \times 19215 + 359.32 \times 8.6)$
- = 30367.58 kg

- $$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{2} R_A L - \frac{1}{8} q_u L^2 - P_u \left(\frac{L}{2} - a \right) \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 30367.58 \times 8.6 \right) - \left(\frac{1}{8} \times 359.32 \times 8.6^2 \right) - \left[19215 \left(\frac{8.6}{2} - 1.8 \right) \right] \\
 &= 79221.16 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 20} = 7.5$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10.97$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($7.5 \leq 10.97$), Penampang Kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108.44$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($41 \leq 108.44$), Penampang Kompak

- Penampang Kompak ($M_n = M_p$)

$$\begin{aligned}
 M_n &= f_y \times Z_x \\
 &= 2400 \times 2116 \\
 &= 5078400 \text{ kgcm} \\
 &= 50784 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \times M_n &\geq M_u \\
 0.9 \times 103416 \text{ kgm} &\geq 79221 \text{ kgm} \\
 93074 \text{ kgm} &\geq 79221 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

- Lb = 860 cm
- Lp = 348.027 cm
- Lr = 1043.612 cm
- Lp < Lb < Lr, Bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka:

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

- $M_A = \frac{1}{4} \times V_u \times L - \frac{1}{32} \times q_u \times L^2$
 $= \frac{1}{4} \times 30367 \times 8,6 - \frac{1}{32} \times 359,32 \times 8,6^2$
 $= 644,59 \text{ kgm}$
- $M_B = 79221,16 \text{ kgm} = M_{maks}$
- $M_C = 644,59 \text{ kgm} = M_A$
- $M_P = f_y \times Z_x$
 $= 2400 \times 4309$
 $= 10341600 \text{ kgcm}$
 $= 103416 \text{ kgm}$
- $C_b = \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$
 $= \frac{12,5 \times 79221,16}{2,5 \times 79221,16 + 3 \times 644,59 + 4 \times 79221,16 + 3 \times 644,59}$
 $= 1,908 < 2,3$
- $M_n = 9488097,4 \text{ kgcm}$
 Karena $M_n > M_p$, Maka $M_n = M_p$
 $M_n = 94880,97 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$0,9 \times 94880,97 \text{ kgm} \geq 79221,16 \text{ kgm}$$

$$8539,88 \text{ kgm} \geq 79221,16 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

e. Kontrol penampang terhadap gaya geser

- Kontrol Pelat Sayap

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{12} = 41$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71$$

Karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$ ($41 \leq 71$), Penampang Plastis

- Karena penampang plastis, maka:

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\ &= 0.6 \times 2400 \times 59.04 \\ &= 85017.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times V_n &\geq V_u \\ 0.9 \times 85017.6 \text{ kg} &\geq 30367.58 \text{ kg} \\ 76515.84 \text{ kg} &\geq 30367.58 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

f. Kontrol Lentutan

- $L = 860 \text{ cm}$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{860}{360} = 2.388 \text{ cm}$$

$$f_0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_x} \right]$$

$$f_0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(1.66+1) \times 860^4}{200000 \times 118000} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{19215 \times 860^3}{200000 \times 118000} \right]$$

$$f_0 = 1.159 \text{ cm}$$

- $f_{ijin} > f_0$

$$2.388 \text{ cm} > 1.159 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

4.1.3 Perencanaan Struktur Tangga

Tangga merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai akses penghubung secara vertikal antara lantai-lantai pada bangunan bertingkat. Pada modifikasi gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga ini, struktur tangga yang digunakan direncanakan menggunakan konstruksi baja.

- Data teknis tangga :
 - Tinggi antar lantai = 440 cm
 - Panjang bordes = 380 cm
 - Tinggi bordes = 220 cm
 - Lebar bordes = 180 cm
 - Lebar tangga = 180 cm
 - Panjang tangga = 450 cm
 - Lebar injakan (i) = 30 cm
 - Tinggi injakan (t) = 15 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga:
 - Tinggi injakan (t) = 15 cm
 - Jumlah tanjakan = $\frac{(440/2)}{14} = 16$ buah
 - Jumlah injakan (n) = $\frac{(450)}{30} = 15$ buah

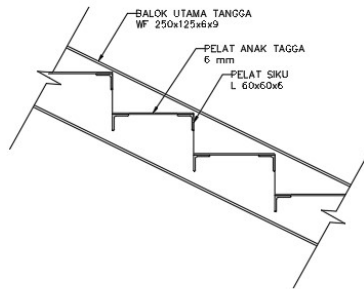
- Perhitungan jumlah injakan tangga
 - Tinggi injakan (t) = 15 cm
 - Jumlah tanjakan = $\frac{(440/2)}{14} = 16$ buah
 - Jumlah injakan (n) = $\frac{(450)}{30} = 15$ buah

- Persyaratan dimensi injakan tangga
 - $60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$
 - $60 \text{ cm} \leq (2 \times 15 + 30) \leq 65 \text{ cm}$
 - $60 \text{ cm} \leq (60) \leq 65 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$

- Persyaratan sudut kemiringan tangga
 $25^\circ < a < 40^\circ$
 $a = \text{arc tg} \left(\frac{220}{360} \right) = 26^\circ$
 $25^\circ < 26^\circ < 40^\circ \dots (\text{OK!})$

4.1.3.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Perencanaan pelat anak tangga bisa dilihat pada gambar berikut



Gambar 4.8 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Direncanakan:

Tebal pelat tangga (t) = 5 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m^3
 Mutu baja BJ 41 (fy) = 2500 kg/m^3

a. Beban mati

Berat pelat ($0,005 \times 1,8 \times 7850$) = 70.65 kg/m
 Berat sambungan, (10%) = 7.065 kg/m
 $q_D = 77.715 \text{ kg/m}$

b. Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

Beban hidup merata tangga = 488.444 kg/m^2

$$q_L = 1.8 \text{ m} \times 488.444 \text{ kg/m}^2 = 879.185 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat tangga

$$P_L = 135.62 \text{ kg}$$

c. Perhitungan Momen

$$M_D = 1/8 q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 77,715 \text{ kg/m} \times (0.3 \text{ m})^2$$

$$= 0.87 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/8 q_L \times L^2$$

$$= 1/8 \times 879,185 \text{ kg/m} \times (0.3 \text{ m})^2$$

$$= 5,495 \text{ kgm}$$

$$M_L = 1/4 P_L \times L$$

$$= 1/4 \times 135.62 \text{ kg} \times 0,3 \text{ m}$$

$$= 10,172 \text{ kgm (menentukan)}$$

d. Momen Kombinasi

$$M_U = 1.4 M_D$$

$$= 1.4 \times 0.87 \text{ kgm}$$

$$= 1,224 \text{ kgm}$$

$$M_U = 1.2 M_D + 1.6 M_L$$

$$= (1.2 \times 0.87 \text{ kgm}) + (1.6 \times 10.172 \text{ kgm})$$

$$= 17,324 \text{ kgm}$$

e. Persyaratan Desain

$$Z_x = 1/4 b h^2$$

$$= 1/4 \times 180 \text{ cm} \times (0,5 \text{ cm})^2$$

$$= 11,25 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 11,25 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 28125 \text{ kgcm} = 281,25 \text{ kgm}$$

$$M_U < \phi M_n$$

$$17,324 \text{ kgm} < 0,9 \times 281,25 \text{ kgm}$$

$$17,324 \text{ kgm} < 253,125 \text{ kgm (OK)}$$

f. Kontrol lendutan

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

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{300} = \frac{30}{300} = 0,1 \text{ cm}$$

$$I_x = 1/12 b h^3$$

$$= 1/12 \times 180 \text{ cm} \times (0,5 \text{ cm})^3$$

$$= 1,875 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{qD \times L^4}{E.I_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{P_u \times L^3}{E.I_x} \right)$$

$$= \left(\frac{5}{384} \times \frac{0,77715 \times 30^4}{2 \times 10^6 \times 1,875} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{135,62 \times 30^3}{2 \times 10^6 \times 1,875} \right)$$

$$= 0,023 \text{ cm}$$

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

$$0,023 \text{ cm} < 0,1 \text{ cm (OK)}$$

4.1.3.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

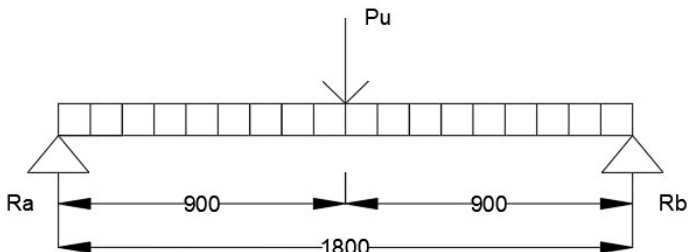
Pengaku anak tangga direncanakan menggunakan profil siku L 60 x 60 x 6 dengan data sebagai berikut :

$$W = 5,42 \text{ kg/m} \quad I_x = 22,8 \text{ cm}^4$$

$$A = 6,91 \text{ cm}^2 \quad I_y = 22,8 \text{ cm}^4$$

$$t = 6 \text{ mm} \quad i_x = 1,82 \text{ cm}$$

$$d = 60 \text{ mm} \quad i_y = 1,82 \text{ cm}$$



Gambar 4.9 Perencanaan Pembebanan Pengaku Anak Tangga

a. Pembebanan pada pengaku anak tangga :

- Beban mati (1/2 lebar injakan)
 - Berat pelat (0,5 x 0,005 x 0,3 x 7850) = 5,888 kg/m
 - Berat profil pengaku = 5,42 kg/m
 - = 11,308 kg/m
 - Berat sambungan, dll(10%) = 1,131 kg/m
 - $q_D = 12,438 \text{ kg/m}$
- Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
 - Beban hidup merata tangga = 488,444 kg/m²
 - $q_L = 0,5 \times 0,3 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 73,267 \text{ kg/m}$
- Beban hidup terpusat tangga (P_L) = 135,6 kg

b. Perhitungan Momen dan Geser

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 q_D \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 12,438 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 5,04 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/8 q_L \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 73,267 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 29,673 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/3 P_L \times L \text{ (2 orang pejalan kaki)} \\
 &= 1/3 \times 135,62 \text{ kg} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 81,372 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/2 P_L \times L \text{ (1 orang pejalan kaki)} \\
 &= 1/2 \times 135,62 \text{ kg} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 122,058 \text{ kgm (menentukan)} \\
 V_D &= 1/2 q_D \times L \\
 &= 1/2 \times 12,438 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 11,194 \text{ kg} \\
 V_L &= 1/2 q_L \times L \\
 &= 1/2 \times 73,267 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 65,939 \text{ kg} \\
 V_L &= 1/2 P_L
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 135,62 \text{ kg} \\
 &= 67,81 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

c. Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= (1,2 \times 5,04 \text{ kgm}) + (1,6 \times 122,058 \text{ kgm}) \\
 &= 201,34 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

d. Geser Ultimate

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_L \\
 &= (1,2 \times 11,194 \text{ kg}) + (1,6 \times 67,81 \text{ kg}) \\
 &= 230,43 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{60}{6} = 10$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 15,274$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10 < 15,274 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 11,77 \text{ cm}^3 \\
 &= 29430 \text{ kgcm} = 294,3 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &< \emptyset M_n \\
 201,34 \text{ kgm} &< 0,9 \times 294,3 \text{ kgm} \\
 201,34 \text{ kgm} &< 265 \text{ kgm} \dots \text{(OK!)}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan Geser Nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

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

Nilai C_v dihitung dengan $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h_w}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{60}{6} = 10 ;$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 10 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 6 \times 0,6 \times 1 \\ &= 5400 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} \phi \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 5400 \text{ kg} &\geq 230,43 \text{ kg} \\ 4860 \text{ kg} &> 230,43 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

g. Kontrol lendutan

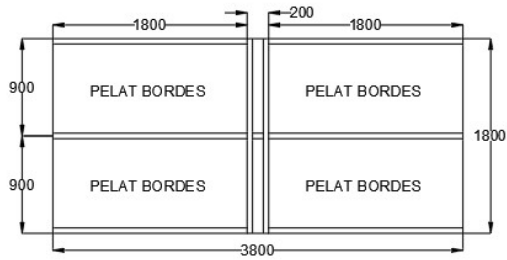
Balok pengaku anak tangga diasumsikan termasuk balok biasa dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{300}$ perhitungan sebagai berikut:

$$L = 180 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{300} = \frac{180}{300} = 0,6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{qD \times L^4}{E.I_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{Pu \times L^4}{E.I_x} \right) \\
 &= \frac{5}{384} \times \frac{0,12438 \times 180^4}{2 \times 10^6 \times 22,8} + \left(\frac{1}{48} \times \frac{135,6 \times 180^3}{2 \times 10^6 \times 22,8} \right) \\
 &= 0,109 \text{ cm} \\
 f^0 &< f_{ijin} \rightarrow 0,33 \text{ cm} < 0,389 \text{ cm (OK)}
 \end{aligned}$$

4.1.3.3 Perencanaan Pelat Bordes



Gambar 4.10 Perencanaan Pelat Bordes 12 mm

Direncanakan:

Tebal pelat bordes (t) = 12 mm
 Berat jenis baja = 7850 kg/m³
 Mutu baja BJ 41 (fy) = 25000 kg/m²

- a. Beban mati
- | | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Berat pelat (0,012 x 1,8 x 7850) | = 169,56 kg/m |
| Berat sambungan (10%) | = 16,956 kg/m |
| q_D | = 186,516 kg/m |
- b. Beban hidup
- | | |
|--|-----------------------------|
| Beban hidup merata tangga | = 488,444 kg/m ² |
| q_L = 1,8 m x 488,444 kg/m ² | = 879,185 kg/m |

c. Perhitungan Momen

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 q_D \times L^2 \\ &= 1/8 \times 186,516 \text{ kg/m} \times (1/2 \times 1,8 \text{ m})^2 \\ &= 18,88 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 q_L \times L^2 \\ &= 1/8 \times 879,185 \text{ kg/m} \times (1/2 \times 1,8 \text{ m})^2 \\ &= 89,02 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Momen Kombinasi

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= (1,2 \times 18,88 \text{ kgm}) + (1,6 \times 89,02 \text{ kgm}) \\ &= 165,09 \text{ kgm} \end{aligned}$$

e. Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} Z_x &= 1/4 b h^2 \\ &= 1/4 \times 180 \text{ cm} \times (1,2 \text{ cm})^2 \\ &= 64,8 \text{ cm}^3 \\ M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 64,8 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 162000 \text{ kgcm} = 1620 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &< \phi M_n \\ 89,02 \text{ kgm} &< 0,9 \times 1620 \text{ kgm} \\ 89,02 \text{ kgm} &< 1458 \text{ kgm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

f. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned} L &= 90 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{90}{360} = 0,25 \text{ cm} \\ I_x &= 1/12 b h^3 \\ &= 1/12 \times 180 \text{ cm} \times (1,2 \text{ cm})^3 \\ &= 25,92 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f^p &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \cdot I_x} \right) \\
 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(1,86516 + 8,79185) \times (0,9)^4}{2 \times 10^6 \times 25,92} \right) \\
 &= 0,11 \text{ cm} \\
 f^p &< f_{\text{ijin}} \\
 0,11 \text{ cm} &< 0,125 \text{ cm} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

4.1.3.4 Perencanaan Balok Bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100x50x5x7 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 W &= 9,3 \text{ kg/m} & tw = 5 \text{ mm} & ix = 3,98 \text{ cm} \\
 A &= 11,85 \text{ cm}^2 & tf = 7 \text{ mm} & iy = 1,12 \text{ cm} \\
 d &= 100 \text{ mm} & I_x = 187 \text{ cm}^4 & Z_x = 41,8 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 50 \text{ mm} & r = 8 \text{ mm} & h = 70 \text{ mm}
 \end{array}$$

a. Pembebanan pada balok bordes :

- Beban mati
 - Berat pelat (0,012 x 1,8/2 x 7850) = 84,78 kg/m
 - Berat profil balok bordes = 9,3 kg/m
 - = 94,08 kg/m
 - Berat sambungan, dll(10%) = 9,408 kg/m
 - $q_D = 103,488 \text{ kg/m}$
- Beban hidup
 - Beban hidup merata tangga = 488,444 kg/m²
 - $q_L = 0,9 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 439,593 \text{ kg/m}$

b. Perhitungan Momen dan Geser

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 q_D \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 103,488 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 41,913 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/8 q_L \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 439,539 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 178,035 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_D &= \frac{1}{2} q_D \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 103,488 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 93,139 \text{ kg} \\
 V_L &= \frac{1}{2} q_L \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 439,593 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 395,633 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Momen Ultimate

$$\begin{aligned}
 M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\
 &= (1,2 \times 41,913 \text{ kgm}) + (1,6 \times 178,035 \text{ kgm}) \\
 &= 335,151 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

d. Geser Ultimate

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_L \\
 &= (1,2 \times 93,139 \text{ kg}) + (1,6 \times 395,633 \text{ kg}) \\
 &= 744,780 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,748$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 3,571 < 10,75 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{70}{5} = 14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 14 < 106,35 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \times Z_x$
 $= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 41,8 \text{ cm}^3$
 $= 104487,5 \text{ kgcm} = 1044,875 \text{ kgm}$
- Persyaratan Desain
 $M_u < \phi M_n$
 $335,151 \text{ kgm} < 0,9 \times 1044,875 \text{ kgm}$
 $335,151 \text{ kgm} < 940,388 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan Geser Nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

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

Nilai C_v dihitung dengan $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h_w}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut:

berikut:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{70}{15} = 14 ;$$

$$1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 14 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 10 \times 0,5 \times 1 \\ &= 7500 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain
 $\phi \times V_n \geq V_u$
 $0,9 \times 7500 \text{ kg} \geq 744,78 \text{ kg}$
 $6750 \text{ kg} > 744,78 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$

g. Kontrol lendutan

Balok bordes diasumsikan termasuk balok biasa dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{360}$ perhitungan sebagai berikut:

$$L = 180 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{180}{360} = 0,5 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \cdot I_x} \right)$$

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(1,03488 + 4,39593) 180^4}{2 \times 10^6 \times 187}$$

$$= 0,198 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0,198 \text{ cm} < 0,5 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

4.1.3.5 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga direncanakan dengan asumsi terletak di atas dua tumpuan. Beban yang diterima meliputi berat sendiri, beban anak tangga, beban bordes. Balok utama direncanakan dengan profil WF 250 x 125 x 6 x 9, dengan spesifikasi sebagai berikut:

Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil WF 250 x 125 x 5 x 9 dengan data sebagai berikut:

$W = 29,6 \text{ kg/m}$	$tw = 6 \text{ mm}$	$ix = 10,4 \text{ cm}$
$A = 37,66 \text{ cm}^2$	$tf = 9 \text{ mm}$	$iy = 2,79 \text{ cm}$
$d = 250 \text{ mm}$	$I_x = 450 \text{ cm}^4$	$Z_x = 351,9 \text{ cm}^3$
$bf = 125 \text{ mm}$	$r = 12 \text{ mm}$	$h = 208 \text{ mm}$

a. Pembebanan akibat anak tangga :

- Beban mati merata

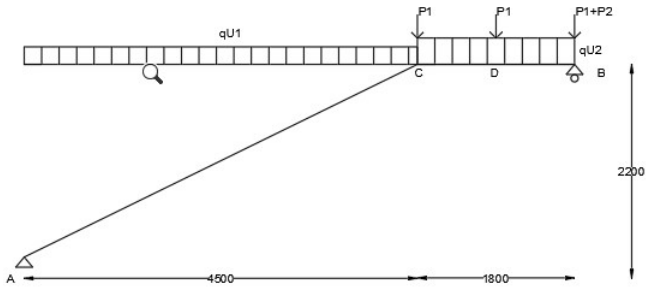
Berat pelat (0,005 x 0,9 x 7850)	= 35,325 kg/m
Berat pengaku anak tangga (5,42 x 2 x 0,9 x 15 : 4,5)	= 32.52 kg/m

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok utama (29,6/cos(26^\circ))} &= 32.948 \text{ kg/m} \\ &= 100.79 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan (10\%)} &= 10,079 \text{ kg/m} \\ q_D &= 110,87 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
 - Beban hidup merata tangga = 488,444 kg/m²
 - $q_L = 0,9 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 439,593 \text{ kg/m}$
 - $q_{U1} = 1.2 q_D + 1.6 q_L$
 - $= 1.2 \times 110,872 \text{ kg/m} + 1.6 \times 439,593 \text{ kg/m}$
 - $= 836,395 \text{ kg/m}$

b. Pembebanan akibat bordes :

- Beban mati merata
 - Berat pelat
 - $\{0,012 \times (1,8/2) \times 7850\} = 84.78 \text{ kg/m}$
 - Berat profil balok utama tangga = 29.6 kg/m
 - $= 114.38 \text{ kg/m}$
 - Berat sambungan, (10%) = 11.438 kg/m
 - $q_{D2} = 125.818 \text{ kg/m}$
- Beban hidup
 - Beban hidup merata tangga = 488,444 kg/m²
 - $q_{L2} = (1,8/2) \times 488,444 = 439,593 \text{ kg/m}$
 - $q_{U2} = 1.2 q_{D2} + 1.6 q_{L2}$
 - $= 1.2 \times 125,818 \text{ kg/m} + 1.6 \times 439,593 \text{ kg/m}$
 - $= 854,33 \text{ kg/m}$
- Beban mati terpusat akibat balok bordes
 - Berat profil balok bordes (P₁)
 - $9,3 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m}/2) = 8,37 \text{ kg}$
- Beban mati terpusat akibat dinding
 - Berat dinding bata ringan (P₂) = 74,38 kg/m²
 - $74,38 \text{ kg/m}^2 : 2 \times 2,2 \text{ m} \times 1,4 \text{ m}/2 = 73,64 \text{ kg}$



Gambar 4.11 Perencanaan Balok Utama Tangga

c. Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 \\ (q_{U1} \times 4,5 \times \frac{1}{2} \times 4,5) + (P_1 \times 4,5) + \{P_1 \times [(\frac{1}{2} \times 1,8) + 4,5]\} + \\ [P_1 \times (1,8 + 4,5)] + [P_2 \times (1,8 + 4,5)] + \{q_{U2} \times 1,8 \times [(\frac{1}{2} \times 1,8) \\ + 4,5]\} - [R_B \times (4,5 + 1,8)] = 0 \end{aligned}$$

$$R_B = \frac{(8469,5 + 37,665 + 45,198 + 52,731 + 463,932 + 8304,088) \text{ kgm}}{6,3 \text{ m}}$$

$$R_B = 2757,474 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 \\ - \{q_{U1} \times 4,5 \times [(\frac{1}{2} \times 4,5) + 1,8]\} - (P_1 \times 1,8) - (P_1 \times \frac{1}{2} \times 1,8) \\ - (P_1 \times 0) - (P_2 \times 0) - (q_{U2} \times 1,8 \times \frac{1}{2} \times 1,8) + [R_A \times (4,5 + \\ 1,8)] = 0 \end{aligned}$$

$$R_A = \frac{(15243,39 + 15,066 + 7,533 + 1384,015) \text{ kgm}}{6,3 \text{ m}}$$

$$R_A = 2642,843 \text{ kg}$$

$$R_A \text{ dari perhitungan SAP} = 2757 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$R_B \text{ dari perhitungan SAP} = 2790 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned}\sum V &= 0 \\ R_A + R_B - (q_{U1} \times 4,5 \text{ m}) - (q_{U2} \times 1,8 \text{ m}) - (3 \times P_1) - P_2 &= 0 \\ 2642,843 + 2757,474 - 3763,8 - 1537,794 - 25,11 - 73,64 &= 0\end{aligned}$$

- Bidang M

a - c

$$\begin{aligned}M_X &= R_A \times X - \frac{1}{2} q_{U1} \cdot X^2 \\ &= (2642,843 \text{ kg} \times X) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \text{ kg/m} \times (X^2)]\end{aligned}$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$M_A = 0 \text{ kgm}$$

$$M_A \text{ dari perhitungan SAP} = 0 \text{ kgm}$$

$$\text{Selisih} = 0 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$X = 4,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_C &= (2642,843 \times 4,5) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \times (4,5)^2] \\ &= 3424,2953 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$M_C \text{ dari perhitungan SAP} = 3516 \text{ kgm}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$\text{Momen maksimum terjadi apabila } \frac{d M_x}{d x} = 0$$

$$\frac{d M_x}{d x} = 2642,843 \text{ kg} - 836,395 \text{ kg/m} \times X = 0$$

$$X_{\max} = 3,16 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= (2642,843 \times X_{\max}) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \times (X_{\max}^2)] \\ &= (2642,843 \times 3,16) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \times (3,16^2)] \\ &= 4175,432 \text{ kgm}\end{aligned}$$

$$M_{\max} \text{ dari perhitungan SAP} = 3992 \text{ kgm}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

b - c

$$\begin{aligned}M_X &= R_B \times X - \frac{1}{2} q_{U2} \cdot X^2 - P_L \\ &= (2575,474 \text{ kg} \times X) - [\frac{1}{2} \times 854,33 \text{ kg/m} \times (X^2)] - \\ &\quad (P_L \times X)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X &= 0 \text{ m} \\
 M_B &= 0 \text{ kgm} \\
 M_B \text{ dari perhitungan SAP} &= 0 \text{ kgm} \\
 \text{Selisih} &= 0 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X &= 0,9 \text{ m} \\
 M_D &= (2575,474 \text{ kg} \times 0,9) - [\frac{1}{2} \times 854,33 \text{ kg/m} \times (0,9^2)] \\
 &\quad - (8,37 \times 0,9) \\
 &= 2128,19 \text{ kgm} \\
 M_D \text{ dari perhitungan SAP} &= 2092 \text{ kgm} \\
 \text{Selisih} &= 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X &= 1,8 \text{ m} \\
 M_C &= (2575,474 \text{ kg} \times 1,8) - [\frac{1}{2} \times 854,33 \text{ kg/m} \times (1,8^2)] \\
 &\quad - (8,37 \times 1,8) - (73,64 \times 1,8) - (8,37 \times 0,9) \\
 &= 3424,3 \text{ kgm} \\
 M_C \text{ dari perhitungan SAP} &= 3516 \text{ kgm} \\
 \text{Selisih} &= 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Bidang D

a - c

$$\begin{aligned}
 D_X &= (R_A \cos \alpha) - (q_{U1} \times X \times \cos \alpha) \\
 &= (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times X \times \cos 26^\circ)
 \end{aligned}$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{A(ka)} &= (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times 0 \times \cos 26^\circ) \\
 &= 2374,289 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_A \text{ dari perhitungan SAP} &= 2486 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$X = 4,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{C(ki)} &= (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times 4,5 \times \cos 26^\circ) \\
 &= -1007,03 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_C \text{ dari perhitungan SAP} &= -1082 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

b – d

$$D_X = -R_B + (q_{U2} \times X) + P_1 + P_2$$

$$= -2757,474 + (854,33 \times X) + 8,37 + 73,64$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_{B(ki)} = -2757,474 + (854,33 \times 0) + 8,37 + 73,64$$

$$= -2749,104 \text{ kg}$$

$$D_B \text{ dari perhitungan SAP} = 2790,5 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$X = 0,9 \text{ m}$$

$$D_{D(ka)} = -2757,474 + (854,33 \times 0,9) + 8,37 + 73,64$$

$$= -1980,207 \text{ kg}$$

$$D_C \text{ dari perhitungan SAP} = -1958 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

d – c

$$D_X = -R_B + [q_{U2} \times (X+0,6)] + 2P_1 + P_2$$

$$= -2757,474 + [854,33 \times (X+0,9)] + 16,74 + 73,64$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$D_{D(ki)} = -2757,474 + [854,33 \times (0+0,9)] + 16,74 + 73,64$$

$$= -1898,2 \text{ kg}$$

$$D_D \text{ dari perhitungan SAP} = -1958 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 1 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

$$X = 0,9 \text{ m}$$

$$D_{D(ka)} = -2757,474 + [854,33 \times (0,9+0,9)] + 16,74 + 73,64$$

$$= -1129,304 \text{ kg}$$

$$D_C \text{ dari perhitungan SAP} = 1251,2 \text{ kg}$$

$$\text{Selisih} = 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}$$

- Bidang N

a – c

$$N_X = -(R_A \sin \alpha) + (q_{U1} \times X \times \sin \alpha)$$

$$= -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times X \times \sin 26^\circ)$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$N_{A(ka)} = -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times 0 \times \sin 26^\circ)$$

$$= -1160,76 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 N_A \text{ dari perhitungan SAP} &= -1215 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)} \\
 X &= 4,5 \text{ m} \\
 N_{C(ki)} &= -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times 0 \times \sin 26^\circ) \\
 &= 492,326 \text{ kg} \\
 D_C \text{ dari perhitungan SAP} &= 592 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{125}{2 \times 9} = 6,944$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,748$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,944 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{208}{6} = 34,667$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,667 < 106,35 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= fy \times Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 351,9 \text{ cm}^3 \\
 &= 879652,5 \text{ kgcm} = 8796,525 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi M_n \\
 4175,43 \text{ kgm} &< 0,9 \times 8796,525 \text{ kgm} \\
 4175,43 \text{ kgm} &< 7916,873 \text{ kgm (OK)}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + \sqrt{15^2}} = 33,54 \text{ cm}$$

$$L_p = 138,887 \text{ cm}$$

$$L_r = 428,221 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek, sehingga perhitungan nilai $M_n = M_p$.

- Persyaratan Desain

$$M_u < \phi M_n$$

$$4175,43 \text{ kgm} < 0,9 \times 8796,525 \text{ kgm}$$

$$4175,43 \text{ kgm} < 7916,873 \text{ kgm (OK)}$$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan Geser Nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

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

Nilai C_v dihitung dengan $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h_w}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai

berikut:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{250}{6} = 41,667 ;$$

$$1.10 \sqrt{kv \frac{E}{fy}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{kv \frac{E}{fy}} \rightarrow 41,667 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 25 \times 0,6 \times 1$$

$$= 22500 \text{ kg}$$

- Persyaratan Desain

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

$$0,9 \times 22500 \text{ kg} \geq 2757,474 \text{ kg}$$

$$20250 \text{ kg} > 2757,474 \text{ kg (OK)}$$

g. Kontrol Interaksi Tekan dan Lentur

$$L = \sqrt{450^2 + \sqrt{180^2}} = 501 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,70$$

$$\begin{aligned} f_e &= \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{r \text{ min}}\right)^2} \\ &= \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{0,7 \times 501}{2,79}\right)^2} \\ &= 1249,803 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500 \text{ kg/cm}^2}{1249,803 \text{ kg/cm}^2} = 2$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 2 < 2,25$ maka f_{cr} ditentukan dengan :

$$\begin{aligned} f_{cr} &= \left(0,658^{\frac{f_y}{f_e}}\right) \times f_y \\ &= 0,658^2 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 1082,27 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= f_{cr} \times A_g \\ &= 1082,27 \text{ kg/cm}^2 \times 37,66 \text{ cm}^2 \\ &= 40758,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,9 \times 40758,17 \text{ kg} \\ &= 36682,353 \text{ kg} = P_c \end{aligned}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1160,76 \text{ kg}}{36682,353 \text{ kg}} = 0,032 < 0,2$$

maka digunakan rumus interaksi 1 sebagai berikut :

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

$$0,032 + \frac{8}{9} \left(\frac{4175,43 \text{ kgm}}{7916,87 \text{ kgm}} + \frac{0}{0} \right) < 1$$

$$0,5 < 1 \dots (\text{OK!})$$

h. Kontrol Lendutan

Balok utama diasumsikan termasuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{360}$ perhitungan sebagai berikut :

$$L = 501 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{501 \text{ cm}}{360} = 1,39 \text{ cm}$$

$$f^o = 0,125 \text{ cm (didapatkan dari hasil SAP2000)}$$

$$f^o < f_{\text{ijin}}$$

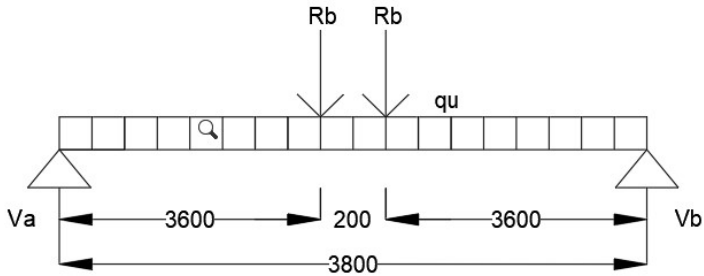
$$0,125 \text{ cm} < 1.39 \text{ cm (OK)}$$

4.1.3.6 Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 300 x 200 x 8 x 12

W	= 56,8 kg/m	tw = 8 mm	ix = 12,5 cm
A	= 72,38 cm ²	tf = 12 mm	iy = 4,71 cm
d	= 294 mm	Ix = 11300 cm ⁴	Zx = 822,6 cm ³
bf	= 200 mm	r = 18 mm	h = 234 mm

Pembebanan pada balok penumpu tangga didapatkan dari gaya reaksi (Rb) yang berada pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P. Selain beban terpusat, terdapat beban merata berasal dari berat profil sendiri. Sketsa bisa dilihat pada



Gambar 4.12 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$R_B = 2757,47$ kg (dari hasil perhitungan balok utama tangga)

- Beban merata

Berat profil = 56,8 kg/m

Berat sambungan, dll(10%) = 5,68 kg/m

$q_D = 62,48$ kg/m

a. Reaksi Perletakan

$$\sum M_A = 0$$

$$(-R_{VB} \times 3,8) + [R_B \times (0,2 + 1,8)] + (R_B \times 1,8) + (q_D \times 1,9 \times 3,8) = 0$$

$$R_{VB} = \frac{(2757,47 \times 2) + (2757,47 \times 1,8) + (56,8 \times 1,9 \times 3,8) \text{ kgm}}{3,8 \text{ m}}$$

$$R_{VB} = 2876,186 \text{ kg}$$

$$\sum M_B = 0$$

$$(-R_{VA} \times 3,8) + [R_B \times (0,2 + 1,8)] + (R_B \times 1,8) + (q_D \times 1,9 \times 3,8) = 0$$

$$R_{VA} = \frac{(2757,47 \times 2) + (2757,47 \times 1,8) + (56,8 \times 1,9 \times 3,8) \text{ kgm}}{3,8 \text{ m}}$$

$$R_{VA} = 2876,186 \text{ kg}$$

$$\sum V = R_{VA} + R_{VB} - R_B - R_B - (q_D \times L)$$

$$= 2876,186 + 2876,186 - (2 \times 2757,47) - (56,8 \times 3,8)$$

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

$$M_{\max} = R_{VA} \times \frac{1}{2} \times 3,8 \text{ m} - R_B \times \frac{1}{2} \times 0,2 \text{ m} - 0,5 \text{ q}_D L^2$$

$$= 5464,754 \text{ kgm} - 275,747 \text{ kgm} - 451,106 \text{ kgm}$$

$$= 4737,901 \text{ kgm}$$

$$V_u = -2876,186 \text{ kg}$$

b. Kontrol terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

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

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,748$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,33 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{8} = 29,25$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 29,25 < 106,35 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = fy \times Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 822,6 \text{ cm}^3$$

$$= 2056500 \text{ kgcm} = 20565 \text{ kgm}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

$$L_b = 180 \text{ cm}$$

$$L_p = 234,465 \text{ cm}$$

$$L_r = 742,89 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek, sehingga perhitungan nilai $M_n = M_p$.

- Persyaratan Desain

$$M_u < \phi M_n$$

$$4737,90 \text{ kgm} < 0,9 \times 20565 \text{ kgm}$$

$$4737,90 \text{ kgm} < 18508,5 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kekuatan Geser Nominal (V_n) untuk badan yang tidak diperkaku atau diperkaku menggunakan perumusan sebagai berikut :

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

Nilai C_v dihitung dengan $K_v = 5$ untuk badan tanpa pengaku transversal dan $\frac{h_w}{t_w} < 260$, dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{294}{8} = 36,75 ;$$

$$1.10 \sqrt{kv \frac{E}{f_y}} = 1.10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{kv \frac{E}{f_y}} \rightarrow 36,75 < 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 294 \times 8 \times 1 \\ &= 35280 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

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

$$0,9 \times 35280 \text{ kg} \geq 2876,186 \text{ kg}$$

$$31752 \text{ kg} > 2876,186 \text{ kg} (\text{OK})$$

e. Kontrol lendutan

Balok penumpu tangga diasumsikan termasuk balok pemikul dinding atau finishing yang getas dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{360}$ perhitungan sebagai berikut :

$$L = 380 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{380 \text{ cm}}{360} = 1,06 \text{ cm}$$

$$f^p = \left(\frac{5}{384} \times \frac{qU \times L^4}{E \cdot I_x} \right) + \frac{(R_{VB} \times a) \times ((3 \times L^2) - (4 \times a^2))}{24 \times E \times I_x}$$

$$= \left(\frac{5 \times 0,6248 \times 380^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 11300} \right) +$$

$$\frac{(2876,186 \times 180) \times ((3 \times 380^2) - (4 \times 180^2))}{24 \times 2 \times 10^6 \times 11300}$$

$$f^p = 0,013 \text{ cm}$$

$$f^p < f_{\text{ijin}}$$

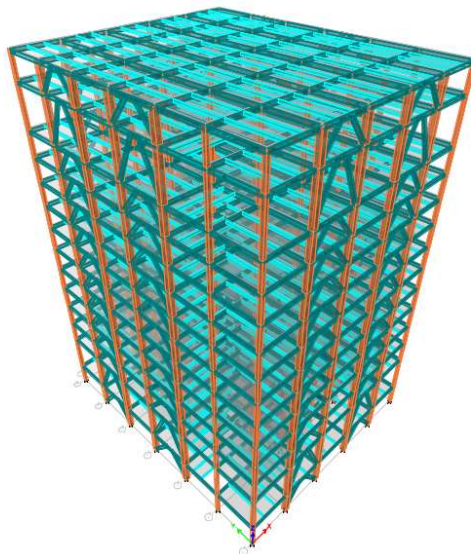
$$0,013 \text{ cm} < 1,06 \text{ cm (OK)}$$

4.2 Permodelan Struktur

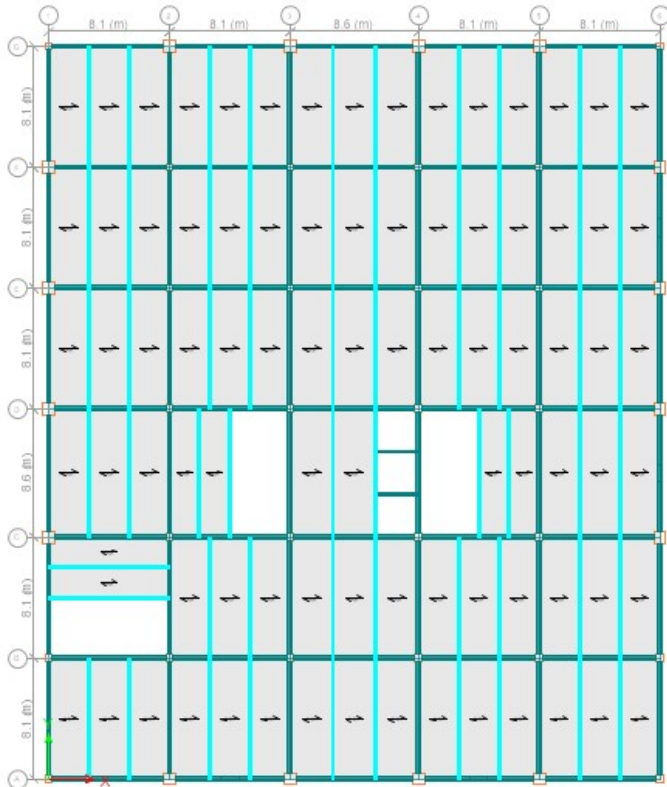
4.2.1 Penjelasan Umum

Pada tugas akhir ini permodelan struktur akan menggunakan sistem rangka berpengaku eksentris (SRBE) dengan konfigurasi *inverted V braced* sebagai penahan gaya lateral dari gedung tersebut. Struktur bangunan gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga akan digunakan sebagai gedung perkuliahan yang terdiri dari 13 lantai perkuliahan dan 1 lantai atap dengan total tinggi bangunan setinggi 68.35 meter.

Permodelan pada struktur gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga akan menggunakan program bantu ETABS 2013 untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang terjadi pada struktur tersebut. Permodelan struktur gedung akan dimodelkan sesuai kondisi nyata dan juga sesuai dengan persyaratan yang tercantum pada SNI 1726:2012 dan SNI 1729:2015.



Gambar 4.13 Struktur 3D gedung Fakultas Farmasi UNAIR



Gambar 4.14 Denah Struktur gedung Fakultas Farmasi
UNAIR

4.2.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada acuan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan penjelasan sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3 yang sudah menjadi satu dengan beban sendiri bondek.
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata ringan sebesar 100 kg/m^2
- Berat spesi sebesar 21 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat *ducting* dan *plumbing* sebesar 10 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2

Beban mati yang pada struktur gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga adalah sebagai berikut:

- | | |
|--|------------------------|
| a. Pelat Lantai 1-13 (Ruang Perkuliahan) | |
| Berat plafon & penggantung | = 18 kg/m^2 |
| Berat spesi 2cm | = 42 kg/m^2 |
| Berat keramik | = 24 kg/m^2 |
| Berat <i>ducting plumbing</i> | = 25 kg/m^2 |
| | = 109 kg/m^2 |
| b. Pelat Lantai 14 (Atap) | |
| Berat plafon & penggantung | = 18 kg/m^2 |
| Berat spesi 1cm | = 21 kg/m^2 |

Berat Aspal 2cm	= 28 kg/m ²
Berat <i>waterproofing</i>	= 5 kg/m ²
Berat <i>ducting plumbing</i>	= 25 kg/m ²
	= 97 kg/m ²

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang bekerja pada gedung perkuliahan adalah sebagai berikut:

- Lantai 1-13 (Ruang Perkuliahan) = 195.7 kg/m²
- Lantai 14 (Atap) = 97.9 kg/m²

3. Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik pada kota Yogyakarta dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia yaitu pada website puskim.pu.go.id.

4. Data Tanah

Penentuan jenis tanah merupakan salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan. Salah satu cara untuk menentukan jenis tanah adalah dengan melakukan tes penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan penentuan jenis tanah:

$\tilde{N} \geq 50$ = Tanah Keras

$15 \geq \tilde{N} \geq 50$ = Tanah Sedang

$\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 4.1 Perhitungan N rata-rata

Lapisan	Tebal	Kedalaman	N	Tebal/N
1	0	0	0	0
2	3	3	1	0
3	3	6	1	3
4	3	9	1	3
5	3	12	1	3
6	3	15	4	0.75
7	3	18	22	0.136364
8	3	21	47	0.06383
9	3	24	60	0.05
10	3	27	60	0.05
11	3	30	60	0.05
TOTAL				10.10019

$$\tilde{N} = \frac{30}{10.10019} = 2.97$$

Dari perhitungan nilai N rata-rata di atas diperoleh jenis tanah kategori tanah lunak (Kelas Situs E).

4.2.2.1 Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari

analisis menggunakan program ETABS 2013 untuk kombinasi 1D+1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

Perhitungan beban mati dan beban hidup secara manual dapat dilihat pada tabel berikut:

Tabel 4.2 Perhitungan beban secara manual

Pelat Bondex					
Keterangan	Beban Pelat	Beban Hidup	Beban Mati	Luas	Total
	Kg/m ²	Kg/m ²	Kg/m ²	m ²	Kg
Lantai 1	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 2	250	109	195.785	1772.581	983401.4
Lantai 3	250	109	195.785	1772.581	983401.4
Lantai 4	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 5	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 6	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 7	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 8	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 9	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 10	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 11	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 12	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai 13	250	109	195.785	1885.981	1046314
Lantai Atap	250	97	97.89	2013.1	895608.1
TOTAL					15809051

Dinding Bata				
Keterangan	Berat Bata	Tinggi Dinding	Panjang Dinding	Total
	Kg/m ²	m	m	Kg
Lantai 1	150	7.6	180.2	205428
Lantai 2	150	4.4	180.2	118932
Lantai 3	150	4.4	180.2	118932
Lantai 4	150	4.4	180.2	118932
Lantai 5	150	4.4	180.2	118932
Lantai 6	150	4.4	180.2	118932
Lantai 7	150	4.4	180.2	118932
Lantai 8	150	4.4	180.2	118932
Lantai 9	150	4.4	180.2	118932
Lantai 10	150	4.4	180.2	118932
Lantai 11	150	4.4	180.2	118932
Lantai 12	150	7.6	180.2	205428
Lantai 13	150	4.4	180.2	118932
Lantai Atap	150	0	0	0
TOTAL				1891019

Balok Induk WF 600x300x14x23 (NON LINK)						
Keterangan	Berat Profil	Jumlah		Panjang		Total
	Kg/m	n (8.1 m)	n (8.6 m)	m		Kg
Lantai 1	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 2	175	50	11	8.1	8.6	87430
Lantai 3	175	50	11	8.1	8.6	87430
Lantai 4	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 5	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 6	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 7	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 8	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 9	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 10	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 11	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 12	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai 13	175	52	11	8.1	8.6	90265
Lantai Atap	175	52	11	8.1	8.6	90265
TOTAL						1383844

Balok Induk WF 600x300x14x23 (LINK)						
Keterangan	Berat Profil	Jumlah		Panjang		Total
	Kg/m	n (8.1 m)	n (8.6 m)	m		
Lantai 1	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 2	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 3	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 4	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 5	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 6	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 7	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 8	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 9	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 10	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 11	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 12	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai 13	175	6	2	6.5	7	9275
Lantai Atap	175	6	2	6.5	7	9275
TOTAL						142835

Balok Link WF 600x300x12x20				
Keterangan	Berat Profil	Jumlah	Panjang	Total
	Kg/m	n	m	
Lantai 1	175	8	1.6	2240
Lantai 2	175	8	1.6	2240
Lantai 3	175	8	1.6	2240
Lantai 4	175	8	1.6	2240
Lantai 5	175	8	1.6	2240
Lantai 6	175	8	1.6	2240
Lantai 7	175	8	1.6	2240
Lantai 8	175	8	1.6	2240
Lantai 9	175	8	1.6	2240
Lantai 10	175	8	1.6	2240
Lantai 11	175	8	1.6	2240
Lantai 12	175	8	1.6	2240
Lantai 13	175	8	1.6	2240
Lantai Atap	175	8	1.6	2240
TOTAL				31360

Balok Anak WF 400x200x8x13						
Keterangan	Berat Profil	Jumlah		Panjang		Total
	Kg/m	n (8.1 m)	n (8.6 m)	m		Kg
Lantai 1	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 2	66	50	8.666667	8.1	8.6	31649
Lantai 3	66	50	8.666667	8.1	8.6	31649
Lantai 4	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 5	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 6	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 7	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 8	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 9	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 10	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 11	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 12	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai 13	66	50	10.666667	8.1	8.6	32784
Lantai Atap	66	50	10	8.1	8.6	32406
TOTAL						501966

Kolom CFT EBF				
Keterangan	Berat Profil	Tinggi Lantai	Jumlah	Total
	Kg/m	m	n	Kg
Lantai 1	2503.92	4.4	16	176275.968
Lantai 2	2503.92	7.6	16	304476.672
Lantai 3	2503.92	4.4	16	176275.968
Lantai 4	2503.92	4.4	16	176275.968
Lantai 5	2503.92	4.4	16	176275.968
Lantai 6	2252.52	4.4	16	158577.408
Lantai 7	2252.52	4.4	16	158577.408
Lantai 8	2252.52	4.4	16	158577.408
Lantai 9	2252.52	4.4	16	158577.408
Lantai 10	2252.52	4.4	16	158577.408
Lantai 11	2013.12	4.4	16	141723.648
Lantai 12	2013.12	4.4	16	141723.648
Lantai 13	2013.12	7.6	16	244795.392
Lantai Atap	2013.12	4.4	16	141723.648
TOTAL				2719677.312

Kolom CFT SRPM				
Keterangan	Berat Profil	Tinggi Lantai	Jumlah	Total
	Kg/m	m	n	Kg
Lantai 1	1012.125	4.4	26	115787.1
Lantai 2	1012.125	7.6	26	199995.9
Lantai 3	1012.125	4.4	26	115787.1
Lantai 4	1012.125	4.4	26	115787.1
Lantai 5	1012.125	4.4	26	115787.1
Lantai 6	858.875	4.4	26	98255.3
Lantai 7	858.875	4.4	26	98255.3
Lantai 8	858.875	4.4	26	98255.3
Lantai 9	858.875	4.4	26	98255.3
Lantai 10	717.625	4.4	26	82096.3
Lantai 11	717.625	4.4	26	82096.3
Lantai 12	717.625	4.4	26	82096.3
Lantai 13	717.625	7.6	26	141802.7
Lantai Atap	717.625	4.4	26	82096.3
TOTAL				1678989

Bracing WF 600x300x14x23 (8.1 m)				
Keterangan	Berat Profil	Panjang Bracing	Jumlah	Total
	Kg/m	m	n	Kg
Lantai 1	175	5.47	12	11487
Lantai 2	175	8.26	12	17346
Lantai 3	175	5.47	12	11487
Lantai 4	175	5.47	12	11487
Lantai 5	175	5.47	12	11487
Lantai 6	175	5.47	12	11487
Lantai 7	175	5.47	12	11487
Lantai 8	175	5.47	12	11487
Lantai 9	175	5.47	12	11487
Lantai 10	175	5.47	12	11487
Lantai 11	175	5.47	12	11487
Lantai 12	175	5.47	12	11487
Lantai 13	175	8.26	12	17346
Lantai Atap	175	5.47	12	11487
TOTAL				189789.6

Bracing WF 600x300x14x23 (8.6 m)				
Keterangan	Berat Profil	Panjang Bracing	Jumlah	Total
	Kg/m	m	n	Kg
Lantai 1	175	5.62	4	3934
Lantai 2	175	8.36	4	5852
Lantai 3	175	5.62	4	3934
Lantai 4	175	5.62	4	3934
Lantai 5	175	5.62	4	3934
Lantai 6	175	5.62	4	3934
Lantai 7	175	5.62	4	3934
Lantai 8	175	5.62	4	3934
Lantai 9	175	5.62	4	3934
Lantai 10	175	5.62	4	3934
Lantai 11	175	5.62	4	3934
Lantai 12	175	5.62	4	3934
Lantai 13	175	8.36	4	5852
Lantai Atap	175	5.62	4	3934
TOTAL				58912

Dari perhitungan manual diatas dan analisis pembebanan yang diperoleh oleh ETABS didapatkan nilai sebesar:

Tabel 4.3 Hasil perhitungan beban

Perhitungan	Kg
Hasil ETABS	25010806.86
Perhitungan Manual	24407442.39
Selisih Perhitungan	603364.467
Rasio	2.41%

Sehingga dapat disimpulkan selisih antara kedua perhitungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai.

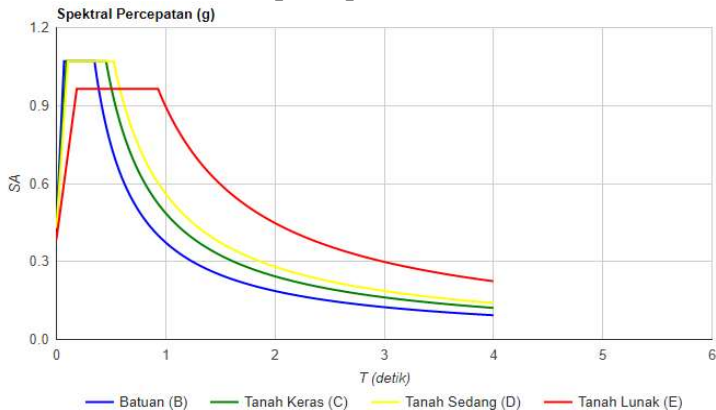
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.3.1 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

4.2.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana



Gambar 4.15 Grafik spektral percepatan gempa wilayah Yogyakarta

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 1726:2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang (kelas situs D).

Tabel 4.4 Parameter Respon Gempa Wilayah Yogyakarta untuk Kelas Situs E

Variabel	Nilai
PGA (g)	0.658
S_S (g)	1.607
S_I (g)	0.56
C_{RS}	0.877
C_{R1}	0
F_{PGA}	1
F_A	1
F_V	1.5
PSA (g)	0.658
S_{MS} (g)	1.607
S_{M1} (g)	0.84
S_{DS} (g)	1.071
S_{D1} (g)	0.56
T_0 (detik)	0.105
T_S (detik)	0.523

4.2.3.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung fasilitas pendidikan direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 4.5 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

4.2.3.4 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keamanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada tabel 1 SNI 1726:2012, bangunan ini termasuk kategori IV sehingga didapat nilai $I_e = 1.5$.

4.2.3.5 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik yang digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa ini adalah sistem rangka bangunan dengan rangka bresing eksentris. Dengan S_{DS} sebesar 1.071, S_{D1} sebesar 0.56 dan kategori resiko IV maka dimasukan situs D maka digunakan sistem rangka pemikul momen khusus dengan bresing eksentris.

4.2.4 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 1726:2012 sebagai berikut:

- $1,4 D$
- $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
- $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2 D + 1,0W + L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
- $1,2 D + 1,0 E + 1/0,5 L$
- $0,9 D + 1,0 W$
- $0,9 D + 1,0 E$

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

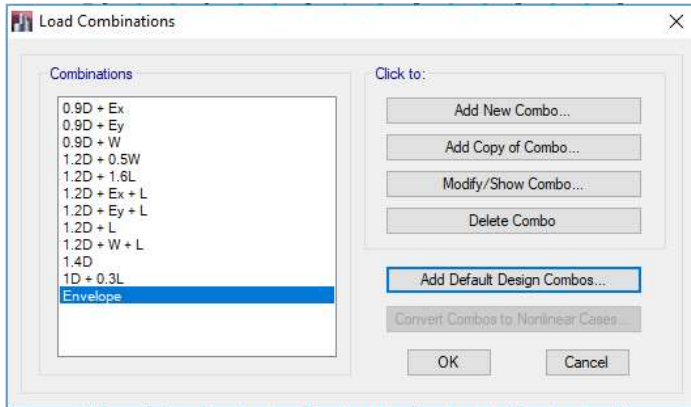
S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

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 setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.



Gambar 4.16 Kombinasi pembebanan pada ETABS 2013

4.2.5 Kontrol Desain

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

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

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

4.2.5.1 Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar sesuai menurut SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah.

Tabel 4.6 Partisipasi massa struktur

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.7839	5.00E-04
Modal	2	0.7843	0.7887
Modal	3	0.7859	0.789
Modal	4	0.8883	0.789
Modal	5	0.8883	0.8893
Modal	6	0.8886	0.8894
Modal	7	0.9176	0.8894
Modal	8	0.9176	0.9178
Modal	9	0.9333	0.9179
Modal	10	0.9333	0.9321
Modal	11	0.9333	0.9334
Modal	12	0.9429	0.9334

Dari tabel diatas, didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 0,9176 pada moda ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 0,9178 pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisa struktur telah memenuhi SNI 1726:2012 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.5.2 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4.7 Reaksi perletakan dan presentasi control gaya geser

Pemikul Gaya Geser	Gempa Arah X		Gempa Arah Y	
	Kg	%	Kg	%
EBF	860105.4	73.15	852765.9	73.15
SRPM	315315.3	26.85	313299.3	26.85
Total	1175421	100	1166065	100

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 sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

4.2.5.3 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 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

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

(nilai C_t dan h_n^x diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012)

Tabel 4.8 Tabel 15 SNI 1726:2012

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

$$C_t = 0,0731$$

$$X = 0,75$$

$$H_n = 68.35 \text{ m}$$

maka:

$$T_a = 0,0731 \times 68.35^{0,75} = 1,73 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,56$, maka $C_u = 1,4$ (SNI 1726 :2016), sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \times C_u = 1,73 \times 1,4 = 2,432 \text{ detik.}$$

Tabel 4.9 Periode Struktur

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1.738
Modal	2	1.708
Modal	3	0.997
Modal	4	0.584
Modal	5	0.574
Modal	6	0.347
Modal	7	0.325
Modal	8	0.32
Modal	9	0.207
Modal	10	0.205
Modal	11	0.201
Modal	12	0.141

Dari Tabel 4.11, didapat $T_c = 1.738$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2

4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Berdasarkan SNI 1726:2019 pasal 7.9.4.1, nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 100% nilai respons statik. Rumus gaya geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W$$

Dimana:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{1.071}{8/1.5} = 0.2008$$

Nilai C_s tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.56}{2.43 \cdot \left(\frac{8}{1.5}\right)} = 0.0431$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$C_{s \min} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 = 0.044 \times 1.071 \times 1.5 = 0.0706$$

Maka diambil nilai $C_s = 0.0431$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur sebesar

$$\text{Maka: } V_{\text{statik}} = C_s \cdot W = 0.0431 \times 25005864 = 1079274 \text{ Kg}$$

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

Combo	F _x (Kg)	F _y (Kg)
Gempa X	1234890	378310
Gempa Y	370545	1260662

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-X :

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$1234890 \text{ Kg} \geq 1079274 \text{ Kg (OK)}$$

- Arah-Y :

$$V_{\text{dinamik}} \geq V_{\text{statik}}$$

$$1260663 \text{ Kg} \geq 1079274 \text{ Kg (OK)}$$

4.2.5.5 Kontrol Batas Simpangan

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

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

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_{i1} = C_d \cdot \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_{i2} = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

- δ_{e1} = Simpangan akibat beban gempa tingkat 1
 δ_{e2} = Simpangan akibat beban gempa tingkat 2
 C_d = Faktor pembesaran defleksi
 I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 4$ dan dari tabel 2 SNI 1726:2012 didapat nilai $I = 1.5$. Dari tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

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

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 4.4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\begin{aligned} \Delta_a &= 0,020 \times 4.4 \\ &= 0,088 \text{ m} \\ &= 88 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berikut adalah hasil perhitungan simpangan izin pada setiap lantai dan hasil simpangan yang terjadi akibat beban gempa arah X dan gempa arah Y pada bangunan yang didapatkan dari program ETABS 2013.

Tabel 4.10 Kontrol simpangan pada setiap lantai

Story	Displacement (X)	Tinggi Lantai	δx	Pembesaran	δ_{ijin}	Kontrol
	mm	m	mm		(mm)	
LT.14 (ATAP)	104.9	4.4	3.4	13.6	44	OK
LT.13	101.5	7.6	7.9	31.6	76	OK
LT.12	93.6	4.4	5.2	20.8	44	OK
LT.11	88.4	4.4	5.7	22.8	44	OK
LT.10	82.7	4.4	6.2	24.8	44	OK
LT.9	76.5	4.4	6.9	27.6	44	OK
LT.8	69.6	4.4	7.5	30	44	OK
LT.7	62.1	4.4	8	32	44	OK
LT.6	54.1	4.4	8.4	33.6	44	OK
LT.5	45.7	4.4	8.6	34.4	44	OK
LT.4	37.1	4.4	9	36	44	OK
LT.3	28.1	4.4	9.5	38	44	OK
LT.2	18.6	7.6	15.3	61.2	76	OK
LT.1	3.3	4.4	3.3	13.2	44	OK
LT.DASAR	0	0	0	0	0	OK

Story	Displacement (Y)	Tinggi Lantai	δx	Pembesaran	δ_{ijin}	Kontrol
	mm	m	mm		(mm)	
LT.14 (ATAP)	99.2	4.4	3.1	12.4	44	OK
LT.13	96.1	7.6	7.3	29.2	76	OK
LT.12	88.8	4.4	4.9	19.6	44	OK
LT.11	83.9	4.4	5.2	20.8	44	OK
LT.10	78.7	4.4	5.8	23.2	44	OK
LT.9	72.9	4.4	6.5	26	44	OK
LT.8	66.4	4.4	6.9	27.6	44	OK
LT.7	59.5	4.4	7.5	30	44	OK
LT.6	52	4.4	7.9	31.6	44	OK
LT.5	44.1	4.4	8.1	32.4	44	OK
LT.4	36	4.4	8.6	34.4	44	OK
LT.3	27.4	4.4	9	36	44	OK
LT.2	18.4	7.6	15.2	60.8	76	OK
LT.1	3.2	4.4	3.2	12.8	44	OK
LT.DASAR	0	0	0	0	0	OK

Dari hasil kontrol pada Tabel 4.10 simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

4.3 Perencanaan Struktur Primer

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

4.3.1 Perencanaan Link

4.3.1.1 Link Memanjang

Link arah memanjang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

W = 175 kg/m	Z _x = 5017 cm ³	F _y = 250 Mpa
A = 222.4 cm ²	Z _y = 1076 cm ³	F _u = 410 Mpa
tw = 14 mm	I _x = 137000 cm ⁴	L _p = 343 cm
tf = 23 mm	I _y = 10600 cm ⁴	L _r = 1076 cm
d = 594 mm	i _x = 24.9 cm	
bf = 302 mm	i _y = 6.9 cm	
h = 492 mm	S _x = 4620 cm ³	
r = 28 mm	S _y = 701 cm ³	



Gambar 4.17 Gaya dalam pada link arah memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 100251 \text{ kg}$$

$$M_u = 76734 \text{ kgm}$$

a. Penentuan Jenis Link

- $M_p = Z_x \cdot f_y$
 $= 5017 \times 2500$
 $= 12542500 \text{ kgcm}$
 $= 125425 \text{ kgm}$
- $V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$
 $= 0.6 \times 2500 \times (59.4 - 2 \times 2.3) \times 1.4$
 $= 115080 \text{ kg}$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 125425}{115080} = 1.743 \text{ m}$$

$$e = \frac{2,6 \times M_p}{V_p} = \frac{2,6 \times 125425}{115080} = 2.833 \text{ m}$$

$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p} = \frac{5 \times 125425}{115080} = 5.44 \text{ m}$$

Pada analisa yang akan dilakukan, digunakan link dengan tipe *Short Link* dengan panjang 1.6 m.

b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{49.2}{14} = 35.14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 222.4 \times 2500 \\ &= 556000 \text{ kg} \\ 0.15 N_y &= 0.15 \times 556000 \\ &= 83400 \text{ kg} \\ 0.15 N_y &> N_u \\ 83400 \text{ kg} &> 0 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $0.15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 1729:2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 1729:2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$.

- $V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 115080 \text{ kg}$
- $V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 125425}{1.6} = 156781.3 \text{ kg}$
- $V_n = 115080 \text{ kg}$

- Cek kapasitas penampang
 $V_u \leq \phi V_n$
 $100251 \text{ kg} \leq 0.9 \times 115080$
 $100251 \text{ kg} \leq 103572 \text{ kg (OK)}$

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1.6 \times M_p}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.02 radian.

- $\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{810}{160}\right) \cdot \frac{1.58}{760} = 0.01$

- $\alpha < \alpha_{maks}$
0.002 < 0.08 radian (OK)
- e. Pengaku Link
 - Untuk $\alpha = 0,08$ radian
 $S = 30 tw - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 30.12 \text{ cm}$
 - Untuk $\alpha = 0,02$ radian
 $S = 52 tw - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 60.92 \text{ cm}$
 - Untuk $\alpha = 0,034$ radian, maka harus diinterpolasi
 $S = 60.92 - \left(\frac{0.01 - 0,002}{0,08 - 0,002} \right) \cdot (60.92 - 30.12) = 69.84 \text{ cm}$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 40 cm. Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x14= 10.5 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 11 mm.

4.3.1.2 Link Melintang

Link arah melintang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

W	=	175 kg/m	Z _x	=	5017 cm ³	F _y	=	250 Mpa
A	=	222.4 cm ²	Z _y	=	1076 cm ³	F _u	=	410 Mpa
tw	=	14 mm	I _x	=	137000 cm ⁴	L _p	=	343 cm
tf	=	23 mm	I _y	=	10600 cm ⁴	L _r	=	1076 cm
d	=	594 mm	i _x	=	24.9 cm			
bf	=	302 mm	i _y	=	6.9 cm			
h	=	492 mm	S _x	=	4620 cm ³			
r	=	28 mm	S _y	=	701 cm ³			



Gambar 4.18 Gaya dalam pada link arah melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 103003 \text{ kg}$$

$$M_u = 86413 \text{ kgm}$$

a. Penentuan Jenis Link

- $M_p = Z_x \cdot f_y$
 $= 5017 \times 2500$
 $= 12542500 \text{ kgcm}$
 $= 125425 \text{ kgm}$
- $V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$
 $= 0.6 \times 2500 \times (59.4 - 2 \times 2.3) \times 1.4$
 $= 115080 \text{ kg}$

$$e = \frac{1.6 \times M_p}{V_p} = \frac{1.6 \times 125425}{115080} = 1.743 \text{ m}$$

$$e = \frac{2.6 \times M_p}{V_p} = \frac{2.6 \times 125425}{115080} = 2.833 \text{ m}$$

$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p} = \frac{5 \times 125425}{115080} = 5.44 \text{ m}$$

Pada analisa yang akan dilakukan, digunakan link dengan tipe *Short Link* dengan panjang 1.6 m.

b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{49.2}{14} = 35.14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 222.4 \times 2500 \\ &= 556000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.15 N_y &= 0.15 \times 556000 \\ &= 83400 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0.15 N_y > N_u$$

$$83400 \text{ kg} > 0 \text{ kg}$$

Karena $0.15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 1729:2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 1729:2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$.

- $V_p = 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2t_f) \cdot t_w = 115080 \text{ kg}$
- $V_p = \frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 125425}{1.6} = 156781.3 \text{ kg}$
- $V_n = 115080 \text{ kg}$

- Cek kapasitas penampang
 $V_u \leq \phi V_n$
 $103003 \text{ kg} \leq 0.9 \times 115080$
 $103003 \text{ kg} \leq 103572 \text{ kg (OK)}$

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.02 radian.

- $\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{860}{160}\right) \cdot \frac{1.53}{760} = 0.01$
- $\alpha < \alpha \text{ maks}$
 $0.003 < 0.08 \text{ radian (OK)}$

e. Pengaku Link

- Untuk $\alpha = 0,08 \text{ radian}$
 $S = 30 t_w - d/5 = 30 \times 1.1 - 48.2/5 = 30.12 \text{ cm}$
- Untuk $\alpha = 0,02 \text{ radian}$
 $S = 52 t_w - d/5 = 52 \times 1.1 - 48.2/5 = 60.92 \text{ cm}$
- Untuk $\alpha = 0,003 \text{ radian}$, maka harus diinterpolasi
 $S = 60.92 - \left(\frac{0.01 - 0.003}{0.08 - 0.003}\right) \cdot (60.92 - 30.12) = 69.33 \text{ cm}$

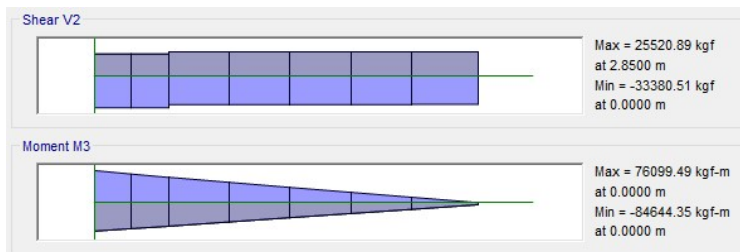
Dipasang pengaku antara dengan jarak 40 cm. Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 t_w ($0,75 \times 14 = 10.5 \text{ mm}$.) dan 10 mm, sehingga digunakan 11 mm.

4.3.2 Perencanaan Balok diluar Link

4.3.2.1 Balok diluar Link Memanjang

Balok diluar link arah memanjang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

W	$= 175 \text{ kg/m}$	Z_x	$= 5017 \text{ cm}^3$	F_y	$= 250 \text{ Mpa}$
A	$= 222.4 \text{ cm}^2$	Z_y	$= 1076 \text{ cm}^3$	F_u	$= 410 \text{ Mpa}$
t_w	$= 14 \text{ mm}$	I_x	$= 137000 \text{ cm}^4$	L_p	$= 343 \text{ cm}$
t_f	$= 23 \text{ mm}$	I_y	$= 10600 \text{ cm}^4$	L_r	$= 1076 \text{ cm}$
d	$= 594 \text{ mm}$	i_x	$= 24.9 \text{ cm}$		
b_f	$= 302 \text{ mm}$	i_y	$= 6.9 \text{ cm}$		
h	$= 492 \text{ mm}$	S_x	$= 4620 \text{ cm}^3$		
r	$= 28 \text{ mm}$	S_y	$= 701 \text{ cm}^3$		



Gambar 4.19 Gaya dalam balok luar link memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 84644 \text{ kgm}$$

$$V_u = 33380 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

V_n adalah Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

- $V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$
 $= 0,6 \times 2500 \times (59,4 - 2 \times 2,3) \times 1,4$
 $= 115080 \text{ kg}$
- $M_p = Z_x \cdot f_y$
 $= 5017 \times 2500$
 $= 125425 \text{ kgm}$
- $V_p = \frac{2 \times M_p}{e}$
 $= \frac{2 \times 125425}{1,6}$
 $= 156781,25 \text{ kg}$
- $V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$
 $= 1,1 \times 1,5 \times 115080$
 $= 215775 \text{ kg}$

a. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23} = 6,56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{49,2}{14} = 35,14$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- $$\begin{aligned}
 M_n &= Z_x \times f_y \\
 &= 5017 \times 2500 \\
 &= 125425 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

b. Kontrol Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

- $$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 49.2 \times 1.4 \times 1 \\
 &= 103320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol Interaksi Gaya Geser dan Lentur

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

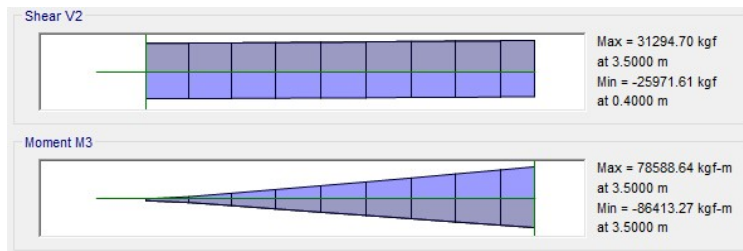
$$\frac{84644}{112882.5} + 0,625 \frac{33380}{92988} \leq 1,375$$

$$0.974 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4.3.2.2 Balok diluar Link Melintang

Balok diluar link arah melintang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

W = 175 kg/m	Z _x = 5017 cm ³	F _y = 250 Mpa
A = 222.4 cm ²	Z _y = 1076 cm ³	F _u = 410 Mpa
tw = 14 mm	I _x = 137000 cm ⁴	L _p = 343 cm
tf = 23 mm	I _y = 10600 cm ⁴	L _r = 1076 cm
d = 594 mm	i _x = 24.9 cm	
bf = 302 mm	i _y = 6.9 cm	
h = 492 mm	S _x = 4620 cm ³	
r = 28 mm	S _y = 701 cm ³	



Gambar 4.20 Gaya dalam balok luar link melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 86413 \text{ kgm}$$

$$V_u = 31294 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

V_n adalah Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

- $V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$
 $= 0,6 \times 2500 \times (59,4 - 2 \times 2,3) \times 1,4$
 $= 115080 \text{ kg}$
- $M_p = Z_x \cdot f_y$
 $= 5017 \times 2500$
 $= 125425 \text{ kgm}$
- $V_p = \frac{2 \times M_p}{e}$
 $= \frac{2 \times 125425}{1,6}$
 $= 156781,25 \text{ kg}$
- $V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$
 $= 1,1 \times 1,5 \times 115080$
 $= 215775 \text{ kg}$

d. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23} = 6,56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{49,2}{14} = 35,14$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

- $$\begin{aligned}
 M_n &= Z_x \times f_y \\
 &= 5017 \times 2500 \\
 &= 125425 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

- $$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 F_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 49.2 \times 1.4 \times 1 \\
 &= 103320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

f. Kontrol Interaksi Gaya Geser dan Lentur

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{86413}{112882.5} + 0,625 \frac{31294}{92988} \leq 1,375$$

$$0.975 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

4.3.3 Perencanaan Bresing

4.3.3.1 Bresing Memanjang

Bresing arah memanjang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

$$\begin{array}{lll}
 W & = & 175 \text{ kg/m} \quad Z_x = 5017 \text{ cm}^3 \quad F_y = 250 \text{ Mpa} \\
 A & = & 222.4 \text{ cm}^2 \quad Z_y = 1076 \text{ cm}^3 \quad F_u = 410 \text{ Mpa} \\
 t_w & = & 14 \text{ mm} \quad I_x = 137000 \text{ cm}^4 \quad L_p = 343 \text{ cm} \\
 t_f & = & 23 \text{ mm} \quad I_y = 10600 \text{ cm}^4 \quad L_r = 1076 \text{ cm} \\
 d & = & 594 \text{ mm} \quad i_x = 24.9 \text{ cm} \\
 b_f & = & 302 \text{ mm} \quad i_y = 6.9 \text{ cm} \\
 h & = & 492 \text{ mm} \quad S_x = 4620 \text{ cm}^3 \\
 r & = & 28 \text{ mm} \quad S_y = 701 \text{ cm}^3
 \end{array}$$

$$\alpha = 66.94^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 826 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1.25 $R_y V_n$. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

- $V_u = 1.25 R_y V_n$
 $= 1.25 \times 1.5 \times 115080$
 $= 215775 \text{ kg}$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 66.94} = 234513 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 66.94} = 234513 \text{ kg}$$

a. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.05$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

b. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{826}{24.9} = 33.17$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{826}{6.9} = 119.71$$

λ pakai = 121.15

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(121.15)^2} = 1378.53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$119.71 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

119.71 \leq 133.219 maka,

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left[0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y \\
 &= \left[0.685 \frac{2500}{1378.53} \right] x 2500 \\
 &= 1258.81 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Bresing tarik

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= R_y \cdot F_y \cdot Ag \\
 &= 1.5 \cdot 2500 \cdot 222.4 \\
 &= 834000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= 0.9 \times 834000 \text{ kg} \\
 &= 750600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &> P_u \\
 750600 &> 234513 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

- Bresing tekan

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= 1.1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} \\
 &= 1.1 \cdot 1.5 \cdot 222.4 \cdot 1258.81 \\
 &= 461934.18 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= 0.85 x 461934.18 \\
 &= 392644 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &> P_u \\
 392644 \text{ kg} &> 234513 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

4.3.3.2 Bresing Melintang

Bresing arah melintang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

$$\begin{array}{llll}
 W & = & 175 \text{ kg/m} & Z_x & = & 5017 \text{ cm}^3 & F_y & = & 250 \text{ Mpa} \\
 A & = & 222.4 \text{ cm}^2 & Z_y & = & 1076 \text{ cm}^3 & F_u & = & 410 \text{ Mpa} \\
 t_w & = & 14 \text{ mm} & I_x & = & 137000 \text{ cm}^4 & L_p & = & 343 \text{ cm} \\
 t_f & = & 23 \text{ mm} & I_y & = & 10600 \text{ cm}^4 & L_r & = & 1076 \text{ cm} \\
 d & = & 594 \text{ mm} & i_x & = & 24.9 \text{ cm} & & & \\
 b_f & = & 302 \text{ mm} & i_y & = & 6.9 \text{ cm} & & & \\
 h & = & 492 \text{ mm} & S_x & = & 4620 \text{ cm}^3 & & & \\
 r & = & 28 \text{ mm} & S_y & = & 701 \text{ cm}^3 & & &
 \end{array}$$

$$\alpha = 65.27^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 836 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1.25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1.25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

- $V_u = 1.25 R_y V_n$
 $= 1.25 \times 1.5 \times 115080$
 $= 215775 \text{ kg}$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 65.27} = 237561 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{215775}{\sin 65.27} = 237561 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15.81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42.05$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

d. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{836}{24.9} = 33.57$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{836}{6.9} = 121.15$$

λ pakai = 121.15

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(121.15)^2} = 1345.751 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$121.15 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

121.15 \leq 133.219 maka,

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left[0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y \\
 &= \left[0.685 \frac{2500}{1345.751} \right] x 2500 \\
 &= 1237.948 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Bresing tarik

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= R_y \cdot F_y \cdot Ag \\
 &= 1.5 \cdot 2500 \cdot 222.4 \\
 &= 834000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= 0.9 \times 834000 \text{ kg} \\
 &= 750600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &> Pu \\
 750600 &> 237561 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

- Bresing tekan

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} \\
 &= 1.1 \cdot 1.5 \cdot 222.4 \cdot 1237.94 \\
 &= 454277.73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &= 0.85 x 454277.73 \\
 &= 386136 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi_c P_n &> Pu \\
 386136 \text{ kg} &> 237561 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

4.3.4 Perencanaan Balok Induk

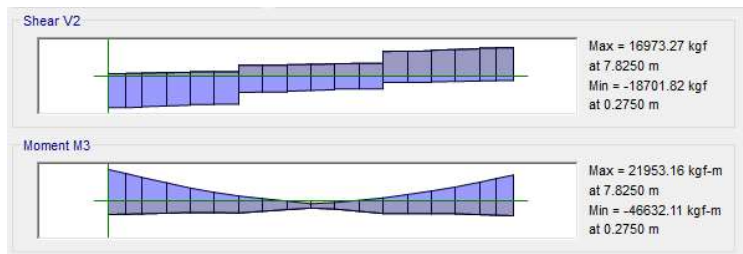
4.3.4.1 Balok Induk Memanjang

Balok induk arah memanjang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

W	$= 175 \text{ kg/m}$	Z_x	$= 5017 \text{ cm}^3$	F_y	$= 250 \text{ Mpa}$
A	$= 222.4 \text{ cm}^2$	Z_y	$= 1076 \text{ cm}^3$	F_u	$= 410 \text{ Mpa}$
t_w	$= 14 \text{ mm}$	I_x	$= 137000 \text{ cm}^4$	L_p	$= 343 \text{ cm}$
t_f	$= 23 \text{ mm}$	I_y	$= 10600 \text{ cm}^4$	L_r	$= 1076 \text{ cm}$
d	$= 594 \text{ mm}$	i_x	$= 24.9 \text{ cm}$		
b_f	$= 302 \text{ mm}$	i_y	$= 6.9 \text{ cm}$		
h	$= 492 \text{ mm}$	S_x	$= 4620 \text{ cm}^3$		
r	$= 28 \text{ mm}$	S_y	$= 701 \text{ cm}^3$		

1. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pekerja. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.21 Gaya dalam balok induk arah memanjang sebelum komposit

M_{max}	: 46632 kgm
V_{max}	: 16973 kg
M_A	: 17203 kgm
M_B	: 10657 kgm
M_C	: 18775 kgm

a. Kontrol Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($6.56 \leq 10.74$), Penampang Kompak

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($42.75 \leq 106.34$), Penampang Kompak

- Penampang Kompak ($M_n = M_p$)

$$\begin{aligned} M_n &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \times 5017 \\ &= 12542500 \text{ kgcm} \\ &= 125425 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 125425 \text{ kgm} &\geq 31446.35 \text{ kgm} \\ 112882.5 \text{ kgm} &\geq 31446.35 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

b. Kontrol Tekuk Lateral

- $L_b = 810 \text{ cm}$
 $L_p = 348.027 \text{ cm}$
 $L_r = 1043.612 \text{ cm}$
 $L_p < L_b < L_r$, Bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka:

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

- $M_{maks} = 31446 \text{ kgm}$
- $M_A = 8353 \text{ kgm}$
- $M_B = 4186 \text{ kgm}$
- $M_C = 1900 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} - C_b &= \frac{12,5M_{maks}}{2,5M_{maks}+3M_a+4M_b+3M_c} \leq 2.3 \\ &= \frac{12,5 \times 46632}{2,5 \times 46632 + 3 \times 17203 + 4 \times 106 + 3 \times 18775} \\ &= 2.18 < 2.3 \\ &= 2.18 \end{aligned}$$

- $M_n = 117165 \text{ kgm}$
 Karena $M_n < M_p$, Maka
 $M_n = 117165 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 117165 \text{ kgm} \geq 46632 \text{ kgm}$$

$$105448 \text{ kgm} \geq 46632 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

- c. Kontrol Gaya Geser

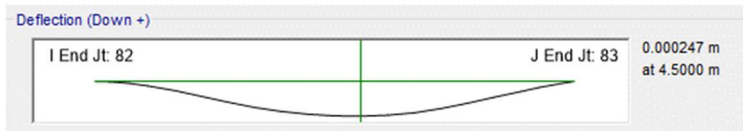
- $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

- $V_n = 0.6 F_y A_W C_v$
 $= 0.6 \cdot 2500 \cdot 49.2 \cdot 1.4 \cdot 1$
 $= 103320 \text{ kg}$
- Cek kemampuan penampang
 $\phi_v \times V_n \geq V_u$
 $0.9 \times 103320 \text{ kg} \geq 16973 \text{ kg}$
 $92988 \text{ kg} \geq 16973 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$

d. Kontrol Lendutan



Gambar 4.22 Lendutan balok induk arah memanjang

$$L = 810 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{860}{360} = 2.25 \text{ cm}$$

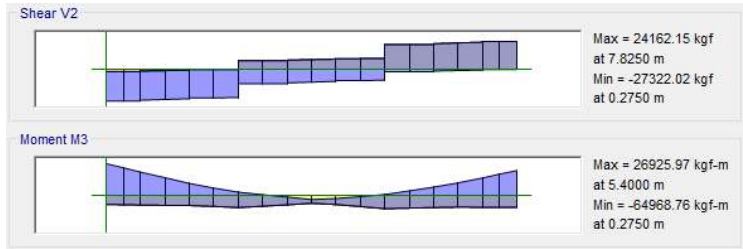
$$f^0 = 0.0247 \text{ cm}$$

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

$$2.25 \text{ cm} > 0.0247 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

2. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.23 Gaya dalam balok induk arah memanjang setelah komposit

$$\begin{aligned} M_{\max} & : 26925 \text{ kgm} \\ M_{\min} & : 64968 \text{ kgm} \\ V_{\max} & : 24162 \text{ kg} \end{aligned}$$

a. Zona Momen Positif

- Lebar efektif $\frac{1}{2}$

$$B_{\text{eff}} \leq \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} 810 = 405 \text{ cm}$$

$$B_{\text{eff}} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 270 = 135 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{\text{eff}} = 101.25 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{594}{14} = 35.14$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$\begin{aligned} C1 &= 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 \times 400 \times 10 \times 135 \\ &= 344250 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C2 &= A_s f_y \\ &= 222.4 \times 2500 \\ &= 556000 \text{ kg} \end{aligned}$$

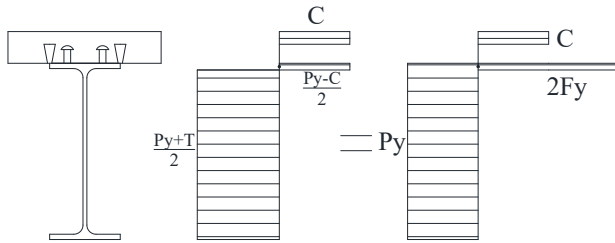
Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada baja

$$\begin{aligned} a &= \frac{c}{0.85 f_c' b_{eff}} \\ &= \frac{344250}{0.85 \times 400 \times 135} \\ &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d1 &= h_r + t_{plat} - a/2 \\ &= 5.4 + 10 - 10/2 \\ &= 10.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d2 &= \frac{\frac{Py - C}{2}}{2 \times F_y \times b_f} \\ &= \frac{\frac{556000 - 344250}{2}}{2 \times 2500 \times 30.2} \\ &= 0.701 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d3 = \frac{D}{2} = \frac{59.4}{2} = 29.7 \text{ cm}$$



Gambar 4.24 Distribusi tegangan plastis daerah momen positif balok induk memanjang

$$\begin{aligned}
 C &= 459000 \text{ kg} \\
 T &= 556000 \text{ kg} \\
 Mn &= C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) \\
 &= 459000 (10.4 + 0.701) + 556000 (29.7 - 0.321) \\
 &= 21255644.37 \text{ kgcm} \\
 &= 212556.44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\phi \cdot Mn \geq Mu$$

$$0.9 \times 212556.44 \text{ kgm} \geq 26925 \text{ kgm}$$

$$191300.79 \text{ kgm} \geq 26925 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{594}{14} = 35.14$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1.00 \text{ dan } C_v = 1.0$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 F_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 68.88 \times 1 \\
 &= 103320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$64968 \text{ kg} \leq 92988 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

- Kontrol lendutan



Gambar 4.25 Lendutan balok induk memanjang setelah komposit

$$L = 810 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{810}{360} = 2.38 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.198 \text{ cm (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.198 \text{ cm} < 2.38 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

- b. Zona Momen negatif

- Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 50.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan}$$

$$= 135/12.5$$

$$= 10.8 = 11 \text{ buah}$$

$$\text{Selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n A_r f_y$$

$$= 11 \times 0.502 \times 2500$$

$$= 13828 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y$$

$$= 222.4 \times 2500$$

$$= 556000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$\begin{aligned} P_f &= b_f t_f f_y \\ &= 30.2 \times 2.3 \times 2500 \\ &= 173650 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya pada badan profil P_w

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= \frac{556000 - 13828}{2} - 173650 \\ &= 97435 \text{ kg} \end{aligned}$$

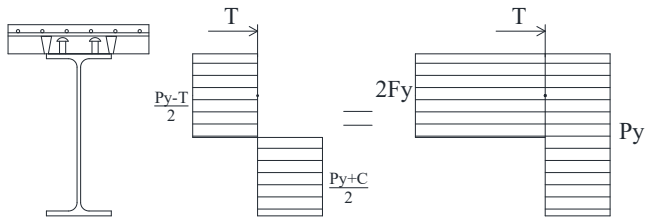
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \times F_y} = \frac{97435}{1.4 \times 2500} = 27.83 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5.4 + 10 - 2 = 13.4 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 \times t_f) + (P_w (t_f + 0.5 \times a_w))}{P_f + P}$$

$$d_2 = \frac{(173650 \times 0.5 \times 1.4) + (97435 (1.4 + 0.5 \times 27.83))}{173650 + 97435} = 6.67 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59.4}{2} = 29.7 \text{ cm}$$



Gambar 4.26 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif balok induk memanjang

$$\begin{aligned} M_n &= T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= 13828 (13.4 + 6.67) + 556000 (29.7 - 6.67) \\ &= 13138412.59 \text{ kgcm} \\ &= 131384.12 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\emptyset.Mn \geq Mu$$

$$0.9 \times 131384 \text{ kgm} \geq 64968 \text{ kgm}$$

$$118245 \text{ kgm} \geq 64968 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

c. Perencanaan Shear Connector

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch). Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja.

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

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

$$R_g = 0,1 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

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

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\ &= 0,5 \times 4,9 \times (400 \times 297254,1)^{0,5} \\ &= 26773,71 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u = 1 \times 0,75 \times 4,9 \times 4100 = 15100 \text{ kg}$$

$$Q_n \geq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \rightarrow Q_n = 15100 \text{ kg}$$

• Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = 15100 \text{ kg}$$

$$V_h = C = 344250 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{344250}{15100} = 11,39 \approx 12$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 16 = 32$ buah. Jarak antar stud menjadi:

$$\frac{L}{N} = \frac{810}{12} = 67,5 \text{ cm}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 15100 \text{ kg}$$

$$V_h = T = 11314 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{11314}{15100} = 0.37 \approx 1$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 1 = 2$ buah. Jarak antar stud menjadi:

$$\frac{L}{N} = \frac{810}{1} = 810 \text{ cm}$$

4.3.4.2 Balok Induk Melintang

Balok induk arah melintang akan direncanakan menggunakan baja profil WF 600 x 300 x 14 x 23

$$W = 175 \text{ kg/m} \quad Z_x = 5017 \text{ cm}^3 \quad F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$A = 222.4 \text{ cm}^2 \quad Z_y = 1076 \text{ cm}^3 \quad F_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 14 \text{ mm} \quad I_x = 137000 \text{ cm}^4 \quad L_p = 343 \text{ cm}$$

$$t_f = 23 \text{ mm} \quad I_y = 10600 \text{ cm}^4 \quad L_r = 1076 \text{ cm}$$

$$d = 594 \text{ mm} \quad i_x = 24.9 \text{ cm}$$

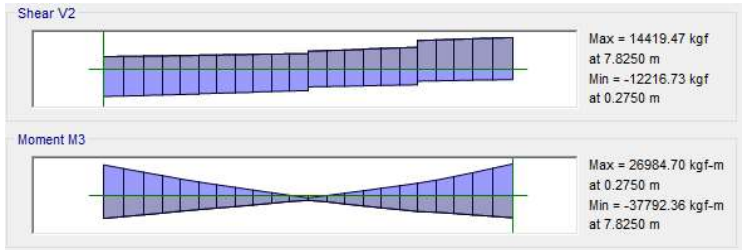
$$b_f = 302 \text{ mm} \quad i_y = 6.9 \text{ cm}$$

$$h = 492 \text{ mm} \quad S_x = 4620 \text{ cm}^3$$

$$r = 28 \text{ mm} \quad S_y = 701 \text{ cm}^3$$

- a. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.27 Gaya dalam balok induk arah melintang sebelum komposit

M_{max}	: 37792 kgm
V_{max}	: 14419 kg
M_A	: 16249 kgm
M_B	: 2494 kgm
M_C	: 14851 kgm

a. Kontrol Tekuk Lokal

• Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 23} = 6.56$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.74$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($6.56 \leq 10.74$), Penampang Kompak

• Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.34$$

Karena $\lambda \leq \lambda_p$ ($42.75 \leq 106.34$), Penampang Kompak

- Penampang Kompak ($M_n = M_p$)

$$\begin{aligned} M_n &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \times 5017 \\ &= 12542500 \text{ kgcm} \\ &= 125425 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 125425 \text{ kgm} &\geq 37792 \text{ kgm} \\ 112882.5 \text{ kgm} &\geq 37792 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

b. Kontrol Tekuk Lateral

- $L_b = 810 \text{ cm}$
 $L_p = 348.027 \text{ cm}$
 $L_r = 1043.612 \text{ cm}$
 $L_p < L_b < L_r$, Bentang Menengah

- Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \times \left[M_p - (M_p - 0.7 \times f_y \times S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

- $M_{\text{maks}} = 37792 \text{ kgm}$
- $M_A = 16249 \text{ kgm}$
- $M_B = 2494 \text{ kgm}$
- $M_C = 14851 \text{ kgm}$

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{12.5 M_{\text{maks}}}{2.5 M_{\text{maks}} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2.3 \\ &= \frac{12.5 \times 37792}{2.5 \times 37792 + 3 \times 16249 + 4 \times 2494 + 3 \times 14851} \\ &= 2.38 < 2.3, C_b = 2.3 \end{aligned}$$

- $M_n = 139037 \text{ kgm}$
 Karena $M_n > M_p$, Maka $M_n = M_p$
 $M_n = 125425 \text{ kgm}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 125425 \text{ kgm} \geq 37792 \text{ kgm}$$

$$112882 \text{ kgm} \geq 37792 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

- c. Kontrol Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{492}{14} = 35.14$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63.35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

- $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$
 $= 0.6 \cdot 2500 \cdot 49.2 \cdot 1.4 \cdot 1$
 $= 103320 \text{ kg}$

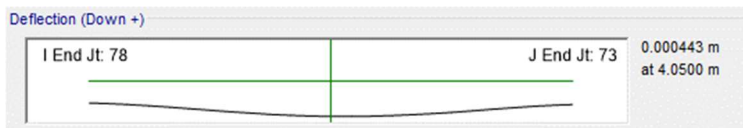
- Cek kemampuan penampang

$$\phi_v \times V_n \geq V_u$$

$$0.9 \times 103320 \text{ kg} \geq 14419 \text{ kg}$$

$$92988 \text{ kg} \geq 14419 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

- d. Kontrol Lendutan



Gambar 4.28 Lendutan balok induk arah melintang

$$L = 810 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{860}{360} = 2.25 \text{ cm}$$

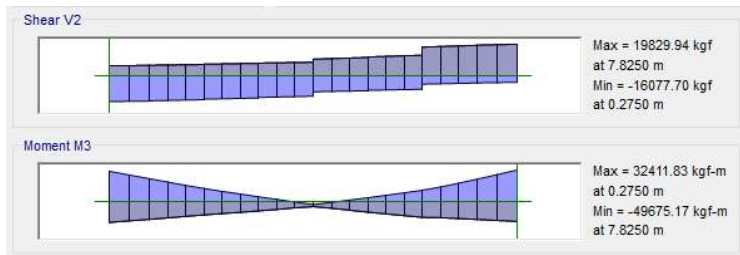
$$f^0 = 0.0443 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} > f_0$$

$$2.25 \text{ cm} > 0.0443 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

b. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:



Gambar 4.29 Gaya dalam balok induk arah melintang setelah komposit

$$M_{\max} : 32411 \text{ kgm}$$

$$M_{\min} : 49675 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} : 19829 \text{ kg}$$

d. Zona Momen Positif

- Lebar efektif $\frac{1}{2} L = \frac{1}{2} 810 = 405 \text{ cm}$

$$B_{\text{eff}} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 270 = 135 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{\text{eff}} = 135 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{594}{14} = 35.14$$

$$\lambda p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$\begin{aligned} C1 &= 0.85 f_c' t_{plat} b_{eff} \\ &= 0.85 \times 400 \times 10 \times 135 \\ &= 459000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C2 &= A_s f_y \\ &= 222.4 \times 2500 \\ &= 556000 \text{ kg} \end{aligned}$$

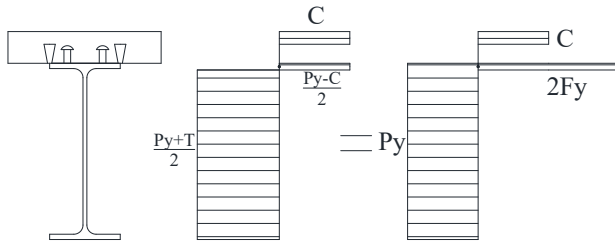
Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada baja

$$\begin{aligned} a &= \frac{c}{0.85 f_c' b_{eff}} \\ &= \frac{459000}{0.85 \times 400 \times 135} \\ &= 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d1 &= h_r + t_{plat} - a/2 \\ &= 5.4 + 10 - 10/2 \\ &= 10.4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d2 &= \frac{P_y - C}{2 \times F_y \times b_f} = \frac{556000 - 459000}{2 \times 2500 \times 30.2} \\ &= 0.321 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d3 = \frac{D}{2} = \frac{59.4}{2} = 29.7 \text{ cm}$$



Gambar 4.30 Distribusi tegangan plastis daerah momen positif balok induk memanjang

$$\begin{aligned}
 C &= 459000 \text{ kg} \\
 T &= 556000 \text{ kg} \\
 Mn &= C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) \\
 &= 459000 (10.4 + 0.701) + 556000 (29.7 - 0.321) \\
 &= 21255644 \text{ kgcm} \\
 &= 212556.44 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\phi \cdot Mn \geq Mu$$

$$0.9 \times 212556.44 \text{ kgm} \geq 32411 \text{ kgm}$$

$$26925 \text{ kgm} \geq 32411 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{594}{14} = 35.14$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1.00 \text{ dan } C_v = 1.0$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 F_y A_w C_v \\
 &= 0.6 \times 2500 \times 68.88 \times 1 \\
 &= 103320 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$49675 \text{ kg} \leq 92988 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

- Kontrol lendutan



Gambar 4.31 Lendutan balok induk melintang setelah komposit

$$L = 810 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{810}{360} = 2.38 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0.0945 \text{ cm} \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0945 \text{ cm} < 2.38 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

- e. Zona Momen negatif

- Data tulangan negatif pelat:

$$\text{Diameter} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Luas Tulangan (Ar)} = 50.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \text{Beff/Jarak tulangan}$$

$$= 101.25/12.5$$

$$= 8.1 = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Selimut beton (c)} = 20 \text{ mm}$$

- Menghitung momen nominal

$$T = n A_r f_y$$

$$= 9 \times 0.502 \times 2500$$

$$= 11314 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y$$

$$= 222.4 \times 2500$$

$$= 556000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$\begin{aligned} P_f &= b_f t_f f_y \\ &= 30.2 \times 2.3 \times 2500 \\ &= 173650 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya pada badan profil P_w

$$\begin{aligned} P_w &= \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f \\ &= \frac{556000 - 11314}{2} - 173650 \\ &= 98692 \text{ kg} \end{aligned}$$

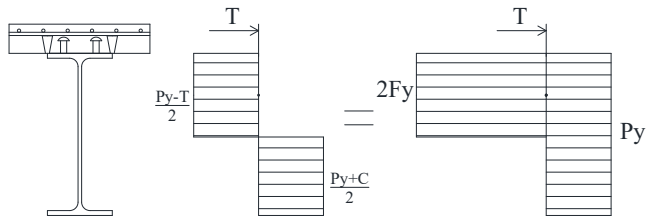
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \times F_y} = \frac{98692}{1.4 \times 2500} = 28.19 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5.4 + 10 - 2 = 13.4 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0.5 \times t_f) + (P_w (t_f + 0.5 \times a_w))}{P_f + P_w}$$

$$d_2 = \frac{(173650 \times 0.5 \times 1.4) + (98692 (1.4 + 0.5 \times 28.19))}{173650 + 98692} = 6.67 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59.4}{2} = 29.7 \text{ cm}$$



Gambar 4.32 Distribusi tegangan plastis daerah momen negatif balok induk memanjang

$$\begin{aligned} M_n &= T (d_1 + d_2) + P_y (d_3 - d_2) \\ &= 11314 (13.4 + 6.67) + 556000 (29.7 - 6.67) \\ &= 13028492 \text{ kgcm} \\ &= 130284.92 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\emptyset.Mn \geq Mu$$

$$0.9 \times 130284 \text{ kgm} \geq 49675 \text{ kgm}$$

$$117256 \text{ kgm} \geq 49675 \text{ kgm} \dots (\text{OK!})$$

f. Perencanaan Shear Connector

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch). Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja.

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

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

$$R_g = 0,1 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

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

$$\begin{aligned} Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\ &= 0,5 \times 4,9 \times (400 \times 297254,1)^{0,5} \\ &= 26773,71 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u = 1 \times 0,75 \times 4,9 \times 4100 = 15100 \text{ kg}$$

$$Q_n \geq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \rightarrow Q_n = 15100 \text{ kg}$$

- Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = 15100 \text{ kg}$$

$$V_h = C = 344250 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{344250}{15100} = 11,39 \approx 12$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 16 = 32$ buah. Jarak antar stud menjadi:

$$\frac{L}{N} = \frac{810}{12} = 67,5 \text{ cm}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 15100 \text{ kg}$$

$$V_h = T = 11314 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{11314}{15100} = 0.37 \approx 1$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 1 = 2$ buah. Jarak antar stud menjadi:

$$\frac{L}{N} = \frac{810}{1} = 810 \text{ cm}$$

4.3.5 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) dengan memakai profil square hollow section 800.800.25 dari brosur Continental Steel

d	=	800 mm	Z _x	=	37290 cm ³	S _x	=	45790 Mpa
bf	=	800 mm	Z _y	=	37290 cm ³	S _y	=	45790 Mpa
tw	=	60 mm	I _x	=	2521000 cm ⁴			
tf	=	60 mm	I _y	=	2521000 cm ⁴			
As	=	1776 cm ²	i _x	=	31.5 cm			
Ac	=	4624 cm ²	i _y	=	31.5 cm			

Dari hasil analisis ETABS 2013 kolom Story 1 C7 diperoleh gaya dalam yang bekerja sebagai berikut.

$$P_u = 1037495 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 118848 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 113947 \text{ kgm}$$

- Kontrol luas penampang minimum profil baja.

$$\begin{aligned} & \frac{A_s}{A_s + A} \times 100\% \\ &= \frac{775 \text{ cm}^2}{1776 \text{ cm}^2 + 4624 \text{ cm}^2} \times 100\% \\ &= 27.75\% > 4\% \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- b. Kontrol tebal minimum penampang persegi.

$$\begin{aligned} t_{\min} &= b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \\ &= 800 \times \sqrt{\frac{250 \text{ MPa}}{3 \times 200.000 \text{ MPa}}} \\ &= 16.32 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm (OK)} \end{aligned}$$

- c. Cek Mutu Profil Baja

$$\begin{aligned} f_y &< 380 \text{ MPa} \\ 250 \text{ MPa} &< 380 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

- d. Cek Mutu Inti Beton

$$\begin{aligned} 21 \text{ MPa} &< f_c' < 55 \text{ MPa} \\ 21 \text{ MPa} &< 40 \text{ MPa} < 55 \text{ MPa (OK)} \end{aligned}$$

- e. Kontrol Kuat Tekan

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{800}{2 \times (60)} = 6.67 \\ \lambda_p &= 2,26 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63,92 \\ \lambda &< \lambda_p \text{ maka tergolong penampang kompak.} \end{aligned}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan dihitung sebagai berikut.

$$P_{no} = P_p$$

$$\begin{aligned} P_p &= f_y \times A_s + C_2 \times f_c' \left(A_c + \frac{A_{sr} \cdot E_s}{E_c} \right) \\ &= 2500 \times 1776 + 0,85 \times 400 (4624 + 0) \\ &= 6128603 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_p = 6128603 \text{ kg} > P_u = 1203961 \text{ kg} \dots \text{(OK!)}$$

- f. Kontrol Tekuk Lokal

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{800}{2 \times (60)} = 6.67$$

$$\lambda_p = 2.26 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2.26 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63.9$$

$\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= \phi f_y \times Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 37290 \text{ cm}^3 \\ &= 95030581 \text{ kgcm} \\ &= 950305 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times 855275 \text{ kgm} > M_u = 148882 \text{ kgm} \\ &= 855275 \text{ kgm} > M_u = 148882 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

g. Kontrol Tekuk Lateral

Panjang terkekang adalah selisih antara tinggi kolom dan tinggi balok.

$$L_b = 440 \text{ cm} - 60 \text{ cm} = 380 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} L_p &= 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 1,76 \times 31.5 \times \sqrt{\frac{2.000.000 \text{ kg/cm}^2}{2500 \text{ kg/cm}^2}} \\ &= 1568 \text{ cm} \end{aligned}$$

$L_b < L_p$ maka termasuk bentang pendek.

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 37290 \text{ cm}^3 \\ &= 95030581 \text{ kgcm} \\ &= 950305 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times 950305 \text{ kgm} \\ &= 855275 \text{ kgm} > M_u = 148882 \text{ kgm} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

h. Kekuatan Lentur dan Aksial Orde Kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan arah Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$M_r = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \times P_{lt}$$

- M_r dan P_r arah X

Berikut gaya dalam yang didapatkan dari program ETABS:

$$\begin{aligned} P_{ntx} &= 537023 \text{ kg} \\ P_{ltx} &= 139673 \text{ kg} \\ M_{ntx} &= 17418 \text{ kgm} \\ M_{ltx} &= 109941 \text{ kgm} \\ M_1 &= 7617 \text{ kgm} \\ M_2 &= 13810 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \times \left(-\frac{7617}{13810} \right) = 0,82$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 751000}{(1 \times 440)^2} = 78054027 \text{ kg}$$

$$P_{story} = P_{ntx} = 537023 \text{ kg}$$

$$P_{estory} = 23416753 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}} = \frac{1}{1 - \frac{537023}{23416753}} = 1,02 > 1,0$$

$$\begin{aligned} P_{rx} &= P_{nt} + B_2 \times P_{lt} \\ &= 537023 + 1,02 \times 139673 \\ &= 679974 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{rx}}{P_{e1}}} = \frac{0,6}{1 - \frac{1 \times 679974}{78054027}} = 0,827 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$\begin{aligned} M_{rx} &= B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \\ &= 1 \times 17418 + 1,02 \times 109941 \\ &= 129939 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- M_r dan P_r arah Y

Berikut gaya dalam yang didapatkan dari program ETABS:

$$\begin{aligned} P_{nty} &= 537023 \text{ kg} \\ P_{lty} &= 399851 \text{ kg} \\ M_{nty} &= 8375 \text{ kgm} \\ M_{lty} &= 109709 \text{ kgm} \\ M_1 &= 3575 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_2 = 6805 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \times \left(-\frac{3575}{6805} \right) = 0,81$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 751000}{(1 \times 440)^2} = 78054027 \text{ kg}$$

$$P_{\text{story}} = P_{\text{nty}} = 537023 \text{ kg}$$

$$P_{e\text{story}} = 76898461 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e\text{story}}}} = \frac{1}{1 - \frac{537023}{76898461}} = 1,007 > 1,0$$

$$P_{\text{ry}} = P_{\text{nt}} + B_2 \times P_{\text{lt}} = 537023 + 1,0071 \times 399851 = 939686 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{\text{ry}}}{P_{e1}}} = \frac{0,6}{1 - \frac{1 \times 939686}{76898461}} = 0,82 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$M_{\text{ry}} = B_1 \times M_{\text{nty}} + B_2 \times M_{\text{lt}} = 1 \times 8375 + 1,007 \times 109709 = 118855 \text{ kgm}$$

i. Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

$$\frac{P_r}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{939686}{0,85 \times 3924567} + \frac{8}{9} \left(\frac{129939}{0,9 \times 479103} + \frac{118855}{0,9 \times 479103} \right) \leq 1,0$$

$$0,889 \leq 1 \dots (\text{OK!})$$

4.4 Perencanaan Sambungan

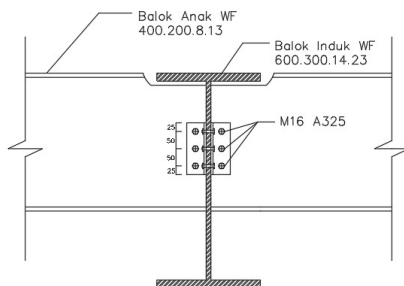
4.4.1 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak. Sambungan yang digunakan pada balok anak dan balok induk yang didesain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak. Pada sambungan ini direncanakan menggunakan baut dengan mutu baut A325.

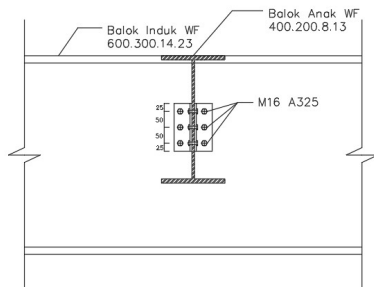
Balok anak = WF 400 x 200 x 8 x 13

Balok induk = WF 600 x 300 x 14 x 23

V_u balok anak = 10079 kg



Gambar 4.33 Detail Sambungan Balok Induk – Balok Anak



Gambar 4.34 Detail Sambungan Balok Anak – Balok Induk

Direncanakan Baut:

Mutu	= A 325
$\varnothing_{\text{baut}}$	= M16 = 1,6 cm
A_{baut}	= 201,06 mm ²
F_{nv}	= 475 MPa
D lubang	= 18 mm
m	= 2
Pelat siku	= L 60 x 60 x 6

a. Jarak baut

- Jarak antar baut (S)

$3d_b$	\leq	S	\leq	24 tp atau 305 mm
$3 \times 16 \text{ mm}$	\leq	S	\leq	$24 \times 6 \text{ mm}$ atau 305 mm
48 mm	$<$	50 mm	$<$	144 mm
- Jarak baut ke tepi (S_1)

22	\leq	S_1	\leq	12 tp atau 150 mm
22	\leq	S_1	\leq	$12 \times 6 \text{ mm}$ atau 150 mm
22 mm	$<$	25 mm	$<$	72 mm

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 50 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 25 \text{ mm}$.

b. Sambungan baut dengan siku pada balok anak

- Kuat Geser Baut

$\varnothing R_n$	= $\varnothing (F_{\text{nv}} \times A_b \times m)$
	= $0,75 \times (4658,51 \text{ kg/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2 \times 2)$
	= 14049,74 kg
- Kuat Tumpu Baut

l_c	= $S_1 - \frac{d}{2}$
	= $25 \text{ mm} - \frac{16+1,5 \text{ mm}}{2}$
	= 16,5 mm
$\varnothing R_{n1}$	= $\varnothing (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \times (1,2 \times 1,65 \times 0,8 \times 4179,41) \\
 &= 4889 \text{ kg} \\
 \text{\textcircled{R}n}_2 &= \text{\textcircled{R}} (2,4 \times d \times t \times f_u) \\
 &= 0,75 \times (2,4 \times 1,6 \times 0,8 \times 4179,41) \\
 &= 9629 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\text{\textcircled{R}n}_1$ dan $\text{\textcircled{R}n}_2$ maka, digunakan nilai kuat tumpu = 4889 kg

- Kuat nominal
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\text{\textcircled{R}n} = 4889 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{\text{jumlah sisi} \times V_u}{\text{\textcircled{R}n}} \\
 &= \frac{2 \times 10079 \text{ kg}}{4889 \text{ kg}} \\
 &= 6 \text{ buah untuk 2 sisi}
 \end{aligned}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak

$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S \\
 &= 2 \times 25 \text{ mm} + \left(\frac{6}{2} - 1\right) \times 50 \text{ mm} \\
 &= 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Untuk pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 150 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\
 &= 900 \text{ mm}^2 \\
 \text{\textcircled{R}n} &= \text{\textcircled{R}} (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times (0,6 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \times 9 \text{ cm}^2) \\
 &= 13761,47 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_u & \leq & \text{\textcircled{R}n} \times \text{jumlah pelat} \\
 10079 \text{ kg} & \leq & 13761,47 \text{ kg} \times 2 \\
 10079 \text{ kg} & < & 27522,94 \text{ kg}
 \end{array}$$

- Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n/2 \times D \text{ lubang}) \\ &= 150 \text{ mm} - (6/2 \times 17.5) \\ &= 97.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 97.5 \times 6 \\ &= 585 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\ &= 1 \times (0,6 \times 4179,41 \times 58.5) \\ &= 11002 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl} V_u & \leq & \text{ØRn} \times \text{jumlah pelat} \\ 10079 \text{ kg} & \leq & 11002 \text{ kg} \times 2 \\ 11079 \text{ kg} & < & 22004 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{array}$$

- c. Sambungan baut dengan siku pada balok induk

- Kuat Geser Baut

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} (F_{nv} \times A_b \times m) \\ &= 0,75 \times (4658,51 \text{ kg/cm}^2 \times 2,01 \text{ cm}^2 \times 2) \\ &= 14049,74 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat Tumpu Baut

$$\begin{aligned} l_c &= S_1 - \frac{d}{2} \\ &= 25 \text{ mm} - \frac{16+1.5 \text{ mm}}{2} \\ &= 16.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ØRn}_1 &= \text{Ø} (1,2 \times l_c \times t \times f_u) \\ &= 0,75 \times (1,2 \times 1,65 \times 1,2 \times 4179,41) \\ &= 7334 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ØRn}_2 &= \text{Ø} (2,4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0,75 \times (2,4 \times 1,6 \times 1.2 \times 4179,41) \\ &= 14444 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara ϕR_{n1} dan ϕR_{n2} maka, digunakan nilai kuat tumpu = 3667 kg

- Kuat nominal
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\phi R_n = 3836,70$ kg

$$\begin{aligned} n &= \frac{\text{jumlah sisi} \times V_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{2 \times 10079 \text{ kg}}{3667 \text{ kg}} \\ &= 6 \text{ buah untuk 2 sisi} \end{aligned}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + \left(\frac{n}{2} - 1\right) \times S \\ &= 2 \times 25 \text{ mm} + \left(\frac{6}{2} - 1\right) \times 50 \text{ mm} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Untuk pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 150 \text{ mm} \times 6 \text{ mm} \\ &= 900 \text{ mm}^2 \\ \phi R_n &= \phi (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\ &= 1 \times (0,6 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \times 9 \text{ cm}^2) \\ &= 13761,47 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\ 10079 \text{ kg} &\leq 13761,47 \text{ kg} \times 2 \\ 10079 \text{ kg} &< 27522,94 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Untuk keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n/2 \times D \text{ lubang}) \\ &= 150 \text{ mm} - (6/2 \times 17,5) \\ &= 97,5 \text{ mm} \\ A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \end{aligned}$$

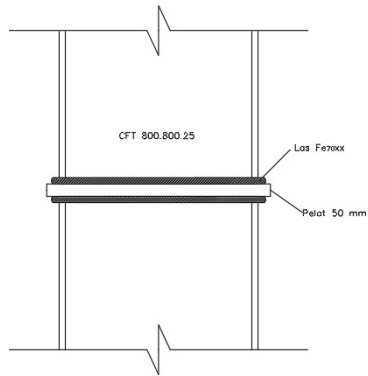
$$\begin{aligned}
 &= 97.5 \times 6 \\
 &= 585 \text{ mm}^2 \\
 \text{\textcircled{R}n} &= \text{\textcircled{O}} (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 1 \times (0,6 \times 4179,41 \times 58.5) \\
 &= 11002 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_u & \leq & \text{\textcircled{R}n} \times \text{jumlah pelat} \\
 10079 \text{ kg} & \leq & 11002 \text{ kg} \times 2 \\
 11079 \text{ kg} & < & 22004 \text{ kg}
 \end{array}$$

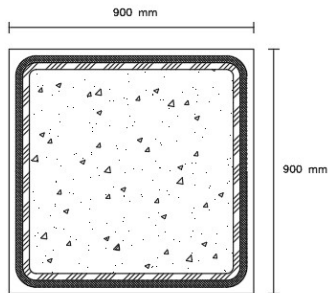
4.4.2 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom

Sambungan antara dua kolom CFT 800 x 800 x 25 yang bertindihan direncanakan menggunakan las penetrasi penuh dengan mutu F_{E70XX} . Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah gaya akibat beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal. Sambungan ditempatkan pada posisi tengah dari ketinggian lantai.

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Kolom atas} & = & \text{CFT } 800 \times 800 \times 60 \\
 \text{Kolom bawah} & = & \text{CFT } 800 \times 800 \times 60 \\
 I_x & = & 477900 \text{ cm}^4 \\
 I_y & = & 477900 \text{ cm}^4 \\
 M_{ux} & = & 118848 \text{ kgm} \\
 M_{uy} & = & 113947 \text{ kgm} \\
 P_u & = & 1037495 \text{ kg} \\
 V_{ux} & = & 20330 \text{ kg} \\
 V_{uy} & = & 22720 \text{ kg}
 \end{array}$$



Gambar 4.35 Detail sambungan antara kolom-kolom



Gambar 4.36 Potongan detail sambungan antara kolom-kolom

Direncanakan :

Las = tumpul penetrasi penuh

Mutu las = F_{70XX}

F_{yw} = $70 \times 70.33 \text{ kg/cm}^2$
 = 4923 kg/cm^2

Tebal pelat = 50 mm

t kolom = 25 mm

t las pakai = 2,5 cm (sesuai tebal kolom)

$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= \text{keliling kolom} \\
 &= 4 \times 80 \text{ cm} \\
 &= 320 \text{ cm} \\
 A &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{las pakai}} \\
 &= 320 \text{ cm} \times 2,5 \text{ cm} \\
 &= 800 \text{ cm}^2 \\
 S_x = S_y &= \frac{b \times d^3 - (b - 2(t_f + r)) \times h^3}{6d} \\
 &= \frac{80 \times 80^3 - (80 - 2(2.5 + 2.5)) \times 70^3}{6 \times 80} \\
 &= 35312 \text{ cm}^3 \\
 f_u \text{ las} &= \emptyset (0.6 \times f_{yw}) \\
 &= 0.75 (0.6 \times 4923) \\
 &= 2215 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u \text{ baja} &= \emptyset (0.9 \times f_u) \\
 &= 0,75 (0,9 \times 4100) \\
 &= 2821 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u \text{ minimum} &= 2215 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

a. Gaya akibat Pu

$$\begin{aligned}
 F_v &= \frac{P_u}{A_{\text{las}}} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y} \\
 &= \frac{1037495}{800} + \frac{118848}{35312.5} + \frac{1139477}{35312.5} \\
 &= 1956.11 \text{ kg/cm}^2 < 2215 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

b. Gaya akibat Vu

$$\begin{aligned}
 F_{hx} &= \frac{V_{ux}}{A_{\text{las}}} = \frac{20330}{800} \\
 &= 25.41 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$F_{hy} = \frac{V_{uy}}{A_{las}} = \frac{22720}{800}$$

$$= 28.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{h \text{ total}} = \sqrt{f_{hx}^2 + f_{hy}^2}$$

$$= \sqrt{25.41^2 + 28.4^2}$$

$$= 38.1 \text{ kg/cm}^2 < 2215 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{OK!})$$

c. Cek kemampuan las

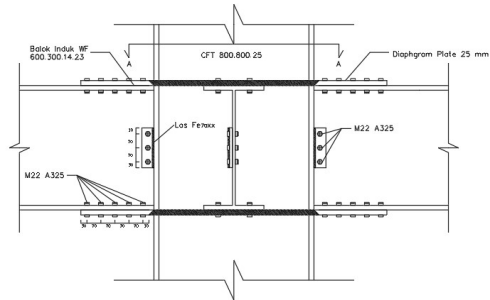
$$\frac{F_v}{\emptyset \times f_{yw}} + \frac{f_{total}}{f_{u \text{ las}}} \leq 1$$

$$\frac{1956.11}{0,75 \times 4923.1} + \frac{38.1}{2215.39} \leq 1$$

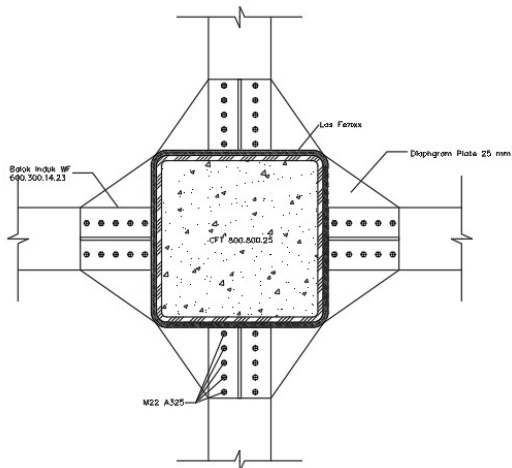
$$0.56 \leq 1 \dots (\text{OK!})$$

4.4.3 Perencanaan Sambungan Balok Induk – Kolom

Sambungan pada kolom dengan balok induk direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku. Sambungan menggunakan las pada konsol ke kolom, baut dan pelat siku sebagai pelat penyambung.



Gambar 4.37 Detail Sambungan Balok Induk - Kolom



Gambar 4.38 Potongan Detail Sambungan Balok Induk - Kolom

Kolom CFT atas	= CFT 800 x 800 x 25
H kolom	= 7.6 m
Balok Induk	= WF 600 x 300 x 14 x 23
d balok	= 594 mm
Z_x	= 5017 cm ³
L balok	= 8.6 m
M_u	= 62458 kg.m
V_u	= 30125 kg

Direncanakan :

Mutu	= A 325
$\varnothing_{\text{baut}}$	= M22
A_{baut}	= 380.13 mm ²
F_{nv}	= 372 MPa
D lubang	= 23.5 mm
m	= 1
Las	= Sudut
Mutu las	= F_{E70XX}
f_{yw}	= 2215 kg/cm ²
te	= 8 mm

a. Perhitungan gaya geser pada sambungan

- Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned}
 \mu_u^* &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times f_y \\
 &= 1,1 \times 1,5 \times 5017 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 21095948 \text{ kgcm} \\
 &= 210959 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{2\mu_u^*}{L} \\
 &= \frac{2 \times 210959}{8.6} \\
 &= 49060 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Akibat beban kombinasi 1,2D + 0,5L

Beban Mati

$$\begin{aligned} W_{BI} &= 175 \times 8.6 &= 1505 \text{ kg} \\ q_{d \text{ pelat}} &= 109 \times 8.6 \times 2.86 &= 2687 \text{ kg} \\ 2W_{BA} &= 66 \times 8.6 \times 2 &= 1135 \text{ kg} \\ & &= 5327 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$q_{l \text{ pelat}} = 195 \times 8.6 \times 2.86 = 4807 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1,2 P_d + 0,5 P_l}{2} \\ &= \frac{1,2 \times 5327 + 0,5 \times 4807}{2} \\ &= 4398 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u \text{ kombinasi} + V_u \text{ sambungan} \\ &= 4389 \text{ kg} + 49060 \text{ kg} \\ &= 53458 \text{ kg} \end{aligned}$$

- b. Sambungan geser pada badan balok

- Jarak baut

Jarak antar baut (S)

$$\begin{aligned} 3d_b &\leq S &\leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm} \\ 3 \times 22 \text{ mm} &\leq S &\leq 24 \times 6 \text{ mm atau } 305 \text{ mm} \\ 66 \text{ mm} &< 70 \text{ mm} &< 144 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak baut ke tepi (S_1)

$$\begin{aligned} 28 &\leq S_1 &\leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\ 28 &\leq S_1 &\leq 12 \times 6 \text{ mm atau } 150 \text{ mm} \\ 28 \text{ mm} &< 30 \text{ mm} &< 72 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 70 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 30 \text{ mm}$.

- Sambungan baut dengan pelat tunggal pada balok induk

- Kuat geser baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.6)

$$m = 1$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0,75 \times (4658,51 \text{ kg/cm}^2 \times 5,73 \text{ cm}^2 \times 1)$$

$$= 200004,42 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = S_1 - \frac{d}{2}$$

$$= 30 \text{ mm} - \frac{11,5 \text{ mm}}{2}$$

$$= 18,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times 1,2 \times 1,825 \times 1,5 \times 4100$$

$$= 10297 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 59,4 \times 1,5 \times 4100$$

$$= 23170 \text{ kg}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\emptyset R_{n1}$ dan $\emptyset R_{n2}$ maka, diapakai nilai kuat tumpu = 10297 kg

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\emptyset R_n$ pakai sebesar 10297 kg

- Jumlah baut

$$n = \frac{V_u}{\emptyset R_n}$$

$$= \frac{30125 \text{ kg}}{10297 \text{ kg}}$$

$$= 2,9 \approx 3 \text{ buah}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak
Kuat elemen dalam geser

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n-1) \times S \\ &= 2 \times 30 + (3-1) \times 70 \\ &= 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\ &= 2 \times 30 \\ &= 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_{\text{gv}} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 200 \times 15 \\ &= 3000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0,6 \times f_y \times A_{\text{gv}}) \\ &= 1 \times 0,6 \times 2500 \times 30 \\ &= 45781 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\ 30125 \text{ kg} &\leq 45781 \text{ kg} \times 1 \\ 30125 \text{ kg} &< 45781 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{\text{nv}} &= L_{\text{pelat}} - (n - D \text{ lubang}) \\ &= 200 - (8 \times 23,5) \\ &= 129,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{nv}} &= L_{\text{nv}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 12,95 \times 1,5 \\ &= 19,425 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0,6 \times f_u \times A_{\text{nv}}) \\ &= 1 \times 0,6 \times 4100 \times 19,425 \\ &= 36533 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\ 30125 \text{ kg} &\leq 36533 \text{ kg} \times 1 \\ 30125 \text{ kg} &< 36533 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

- c. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan dengan *single plate* dengan las sudut dengan tebal pelat 10 mm dan panjang 550 mm. Pengelasan dilakukan pada 2 sisi *single plate* dengan las mutu F_{E70XX}.

$$\begin{aligned} A_{\text{las}} &= 2 \times (L_{\text{pelat}} \times t_e) \\ &= 2 \times (20 \times 1) \\ &= 40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- Akibat beban sentris

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A_{\text{las}}} \\ &= \frac{105148}{40} \\ &= 2628 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_u \text{ las} &= \phi (0,6 \times f_{yw} \times l_w \times t_e) \\ &= 0,75 \times (0,6 \times 2215 \times 20 \times t_e) \\ &= 19938 \text{ kg/cm te} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= f_u \text{ las} \\ f_v &= 2628 \text{ kg/cm}^2 \times t_e \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_e &= \frac{2628}{19938} \\ &= 0,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{t_e}{0,707} \\ &= \frac{0,13}{0,707} \\ &= 1,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015, Tabel J2.4, ukutan minimum las sudut ditinjau dari ketebalan material yang tertipis. Sehingga a_{min} untuk material dengan tipis > 19 mm senilai $a_{\text{min}} = 8$ mm. Maka dipakai las sudut dengan tebal 8 mm.

- Sambungan pada diaphragm plate dengan kolom
Direncanakan menggunakan las tumpul penetrasi penuh tebal 25 mm dan tebal *diaphragm plate* 25 mm.
- Gaya tarik akibat Mu

$$\begin{aligned}
 P_u &= \frac{M_u}{d_{\text{balok}}} \\
 &= \frac{62458 \text{ kg.m}}{0,594 \text{ m}} \\
 &= 105148 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kekuatan rencana las tumpul

$$\begin{aligned}
 t_e &= 8 \text{ mm} \\
 t_{\text{pelat}} &= 25 \text{ mm} \\
 f_{yw} &= 2215 \text{ kg/cm}^2 \\
 \emptyset f_{u \text{ las}} &= \emptyset (0,6 f_{yw}) \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 2215 \\
 &= 996 \text{ kg/cm}^2 \\
 \emptyset f_{u \text{ baja}} &= \emptyset (0,6 f_u) \\
 &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \\
 &= 1880 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{u \text{ min}} &= 996 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Luas las tumpul

$$\begin{aligned}
 A_{\text{las}} &= t_e \times b \text{ kolom} \\
 &= 0,8 \times 80 \\
 &= 64 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tegangan yang terjadi akibat beban tarik

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &= \frac{P_u}{A_{\text{las}}} \\
 &= \frac{53458 \text{ kg}}{64 \text{ cm}^2} \\
 &= 835 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Kapasitas las

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &\leq f_{u \text{ min}} \\
 835 \text{ kg/cm}^2 &< 996 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

d. Sambungan geser pada sayap balok

• Jarak baut

Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 22 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 20 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$66 \text{ mm} < 70 \text{ mm} < 480 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi (S_1)

$$28 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$28 \leq S_1 \leq 12 \times 6 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$28 \text{ mm} < 30 \text{ mm} < 72 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 70 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 30 \text{ mm}$.

• Sambungan baut dengan pelat tunggal pada balok induk

- Kuat geser baut

$$m = 1$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\emptyset R_n = \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m)$$

$$= 0,75 \times (3720 \times 3,8 \times 1)$$

$$= 10811 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015, Pasal J3.10)

$$l_c = S_1 - \frac{d}{2}$$

$$= 30 \text{ mm} - \frac{11,5 \text{ mm}}{2}$$

$$= 18,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset R_{n1} = \emptyset (1,2 \times l_c \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times 1,2 \times 1,825 \times 2,5 \times 4100$$

$$= 17161 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_{n2} = \emptyset (2,4 \times d \times t \times f_u)$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 59,4 \times 2,5 \times 4100$$

$$= 38066 \text{ kg}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\emptyset R_{n1}$ dan $\emptyset R_{n2}$ maka, dipakai nilai kuat tumpu = 17161 kg

- Kuat nominal
Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\emptyset R_n$ pakai sebesar 10811 kg

- Jumlah baut

$$\begin{aligned} n &= \frac{V_u}{\emptyset R_n} \\ &= \frac{105148 \text{ kg}}{10811 \text{ kg}} \\ &= 9.7 \approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak
Kuat elemen dalam geser

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n-1) \times S \\ &= 2 \times 30 + (10/2 - 1) \times 70 \\ &= 510 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\ &= 2 \times 30 \\ &= 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned} A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 510 \times 25 \\ &= 12750 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\ &= 1 \times 0,6 \times 2500 \times 127,5 \\ &= 194954 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\ 105148 \text{ kg} &\leq 194954 \text{ kg} \times 1 \\ 105148 \text{ kg} &< 194954 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned} L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n \times D \text{ lubang}) \\ &= 510 - (10/2 \times 23.5) \\ &= 392.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

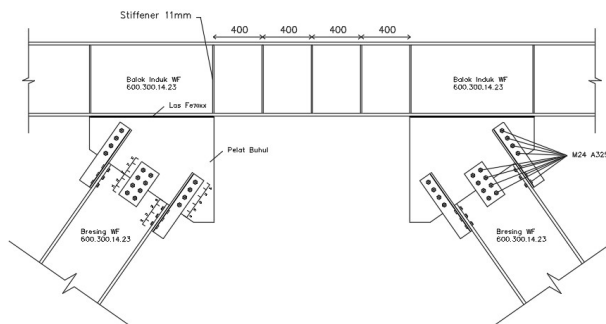
$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\ &= 39.25 \times 2.5 \\ &= 98.125 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0.6 \times f_u \times A_{nv}) \\ &= 1 \times 0.6 \times 4100 \times 98.125 \\ &= 184547 \text{ kg} \end{aligned}$$

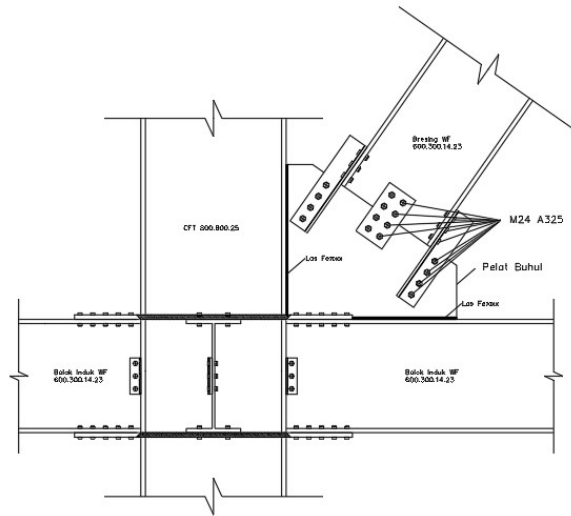
$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\ 105148 \text{ kg} &\leq 184547 \text{ kg} \times 1 \\ 105148 \text{ kg} &< 184547 \text{ kg} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

4.4.4 Perencanaan Sambungan Bresing

Kuat perlu sambungan batang bresing ke balok harus lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1.25 \cdot R_y \cdot V_n$. Dimana V_n adalah kuat geser nominal *link* yang diambil dari nilai terkecil antara V_p dengan $\frac{2M_p}{e}$. Dari perhitungan *link* diperoleh nilai $V_n = 115080 \text{ kg}$. Maka kuat geser perlu (V_u) perumusannya sebagai berikut :



Gambar 4.39 Detail Sambungan Bresing-Balok Induk



Gambar 4.40 Detail Sambungan Bresing-Kolom

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \times R_y \times V_n \\
 &= 1,25 \times 1,5 \times 115080 \text{ kg} \\
 &= 215775 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Diketahui :

Kolom	: CFT 800 x 800 x 25 x 25
H kolom	: 7.6 m
Balok luar link	: WF 600 x 300 x 14 x 23
L balok	: 3.5 m
Bresing	: WF 600 x 300 x 14 x 23
α	: 67°
d_{bresing}	: 594 mm
b_f	: 302 mm
A	: 222.4 cm^2
Tebal pelat	: 12 mm

Direncanakan :

Mutu Baut	= A 325
$\varnothing_{\text{baut}}$	= M24
A_{baut}	= 4.52 cm ²
F_{nv}	= 457 MPa
D lubang	= 25.5 mm
m	= 2
t	= 12 mm
Mutu las	= F_{E70XX}
f_{yw}	= 4923 kg/cm ²
min las	= 8 mm
maks las	= 10 mm
Dipakai te	= 13 mm

a. Gaya pada bresing

- Gaya pada 1 sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \times B_f \times t_f}{A}$$

$$= \frac{215775 \times 30 \times 2.3}{222.4}$$

$$= 67390 \text{ kg}$$

- Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf}$$

$$= 215775 - 2 \times 67390$$

$$= 80993 \text{ kg}$$

b. Sambungan geser pada sayap balok

- Jarak baut

Jarak antar baut (S)

$$3d_b \leq S \leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm}$$

$$3 \times 24 \text{ mm} \leq S \leq 24 \times 15 \text{ mm atau } 305 \text{ mm}$$

$$72 \text{ mm} < 75 \text{ mm} < 360 \text{ mm}$$

Jarak baut ke tepi (S_1)

$$\begin{array}{rcl}
 30 & \leq & S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\
 30 & \leq & S_1 \leq 12 \times 15 \text{ mm atau } 150 \text{ mm} \\
 30 \text{ mm} & < & 50 \text{ mm} < 180 \text{ mm}
 \end{array}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 75 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 50 \text{ mm}$.

- Sambungan baut dengan pelat tunggal pada balok induk

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 m &= 1 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset R_n &= \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m) \\
 &= 0,75 \times (4658 \times 4.52 \times 1) \\
 &= 15805 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}
 l_c &= S_1 - \frac{d}{2} \\
 &= 50 \text{ mm} - \frac{25.5 \text{ mm}}{2} \\
 &= 37.25 \text{ mm} \\
 \emptyset R_{n1} &= \emptyset (1.2 \times l_c \times t \times f_u) \\
 &= 0.75 \times 1.2 \times 3.725 \times 0.6 \times 4100 \\
 &= 21017 \text{ kg} \\
 \emptyset R_{n2} &= \emptyset (2.4 \times d \times t \times f_u) \\
 &= 0.75 \times 2.4 \times 59.4 \times 1.5 \times 4100 \\
 &= 27082 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\emptyset R_{n1}$ dan $\emptyset R_{n2}$ maka, dipakai nilai kuat tumpu = 21017 kg

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\emptyset R_n$ pakai sebesar 15805 kg

- Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{67390 \text{ kg}}{15805 \text{ kg}} \\
 &= 4.26 \approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok

Kuat elemen dalam geser

$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n-1) \times S \\
 &= 2 \times 50 + (6/2 - 1) \times 75 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\
 &= 2 \times 50 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 250 \times 15 \\
 &= 3750 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi (0.6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times 0.6 \times 2500 \times 37.5 \\
 &= 57339 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 67390 \text{ kg} &\leq 57339 \text{ kg} \times 2 \\
 67390 \text{ kg} &< 114678 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n/2 - D \text{ lubang}) \\
 &= 250 - (6/2 \times 25.5) \\
 &= 173.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 173.5 \times 1.5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_n &= 26.025 \text{ cm}^2 \\
 &= \emptyset (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 1 \times 0,6 \times 4100 \times 26.025 \\
 &= 48946 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 67390 \text{ kg} &\leq 48946 \text{ kg} \times 2 \\
 67390 \text{ kg} &< 97892 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

c. Sambungan geser pada pelat buhul

- Jarak baut

Jarak antar baut (S)

$$\begin{aligned}
 3d_b &\leq S &\leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm} \\
 3 \times 24 \text{ mm} &\leq S &\leq 24 \times 14 \text{ mm atau } 305 \text{ mm} \\
 72 \text{ mm} &< 75 \text{ mm} &< 336 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak baut ke tepi (S_1)

$$\begin{aligned}
 30 &\leq S_1 &\leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm} \\
 30 &\leq S_1 &\leq 12 \times 15 \text{ mm atau } 150 \text{ mm} \\
 30 \text{ mm} &< 50 \text{ mm} &< 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 75 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 50 \text{ mm}$.

- Sambungan baut dengan pelat tunggal pada pelat buhul

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 m &= 2 \\
 \emptyset &= 0,75 \\
 \emptyset R_n &= \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m) \\
 &= 0,75 \times (4658 \times 4.52 \times 2) \\
 &= 31611 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$l_c = S_1 - \frac{d}{2}$$

$$= 50 \text{ mm} - \frac{25.5 \text{ mm}}{2}$$

$$= 37.25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n1} &= \phi (1.2 \times l_c \times t \times f_u) \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 37.25 \times 0.6 \times 4100 \\ &= 21017 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_{n2} &= \phi (2.4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 59.4 \times 1.4 \times 4100 \\ &= 25277 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara ϕR_{n1} dan ϕR_{n2} maka, dipakai nilai kuat tumpu = 21017 kg

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga ϕR_n pakai sebesar 21017 kg

- Jumlah baut

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$= \frac{67390 \text{ kg}}{21017 \text{ kg}}$$

$$= 3.2 \approx 4 \text{ buah}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak

Kuat elemen dalam geser

$$\begin{aligned} L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n-1) \times S \\ &= 2 \times 50 + (4 - 1) \times 75 \\ &= 325 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\ &= 2 \times 50 \\ &= 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pelelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 325 \times 15 \\
 &= 4875 \text{ mm}^2 \\
 \text{ØRn} &= \text{Ø} (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times 0,6 \times 2500 \times 48,75 \\
 &= 74541 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \text{ØRn} \times \text{jumlah pelat} \\
 67390 \text{ kg} &\leq 74541 \text{ kg} \times 2 \\
 67390 \text{ kg} &< 149082 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n - D \text{ lubang}) \\
 &= 325 - (4 \times 25,5) \\
 &= 223 \text{ mm} \\
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 22,3 \times 1,5 \\
 &= 33,45 \text{ cm}^2 \\
 \text{ØRn} &= \text{Ø} (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 1 \times 0,6 \times 4100 \times 33,45 \\
 &= 62910 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \text{ØRn} \times \text{jumlah pelat} \\
 67390 \text{ kg} &\leq 62910 \text{ kg} \times 2 \\
 67390 \text{ kg} &< 125821 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

d. Sambungan geser pada badan balok

- Jarak baut

Jarak antar baut (S)

$$\begin{aligned}
 3d_b &\leq S &&\leq 24 \text{ tp atau } 305 \text{ mm} \\
 3 \times 24 \text{ mm} &\leq S &&\leq 24 \times 15 \text{ mm atau } 305 \text{ mm} \\
 72 \text{ mm} &< 75 \text{ mm} &&< 360 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak baut ke tepi (S_1)

$$30 \leq S_1 \leq 12 \text{ tp atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \leq S_1 \leq 12 \times 15 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$$

$$30 \text{ mm} < 50 \text{ mm} < 180 \text{ mm}$$

Maka jarak antar baut yang digunakan adalah $S = 75 \text{ mm}$ dan jarak baut ke tepi $S_1 = 50 \text{ mm}$.

- Sambungan baut dengan pelat tunggal pada balok induk

- Kuat geser baut

$$m = 2$$

$$\emptyset = 0,75$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn &= \emptyset (F_{nv} \times A_b \times m) \\ &= 0,75 \times (4658 \times 4.52 \times 2) \\ &= 31611 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} l_c &= S_1 - \frac{d}{2} \\ &= 50 \text{ mm} - \frac{25.5 \text{ mm}}{2} \\ &= 37.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn_1 &= \emptyset (1.2 \times l_c \times t \times f_u) \\ &= 0.75 \times 1.2 \times 3.725 \times 0.6 \times 4100 \\ &= 21017 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset Rn_2 &= \emptyset (2.4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0.75 \times 2.4 \times 59.4 \times 1.6 \times 4100 \\ &= 30693 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\emptyset Rn_1$ dan $\emptyset Rn_2$ maka, dipakai nilai kuat tumpu = 21017 kg

- Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\emptyset Rn$ pakai sebesar 21017 kg

- Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{V_u}{\phi R_n} \\
 &= \frac{80993 \text{ kg}}{21017 \text{ kg}} \\
 &= 3.85 \approx 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- Kontrol elemen terpengaruh penyambung pada balok anak
Kuat elemen dalam geser

$$\begin{aligned}
 L_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 + (n-1) \times S \\
 &= 2 \times 50 + (4 - 1) \times 75 \\
 &= 325 \text{ mm} \\
 B_{\text{pelat}} &= 2 \times S_1 \\
 &= 2 \times 50 \\
 &= 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Pelehan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= L_{\text{pelat}} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 325 \times 15 \\
 &= 4875 \text{ mm}^2 \\
 \phi R_n &= \phi (0,6 \times f_y \times A_{gv}) \\
 &= 1 \times 0,6 \times 2500 \times 48,75 \\
 &= 74541 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 80993 \text{ kg} &\leq 74541 \text{ kg} \times 2 \\
 80993 \text{ kg} &< 149082 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Keruntuhan geser dari elemen

$$\begin{aligned}
 L_{nv} &= L_{\text{pelat}} - (n - D \text{ lubang}) \\
 &= 325 - (4 \times 25,5) \\
 &= 223 \text{ mm} \\
 A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{pelat}} \\
 &= 22,3 \times 1,5 \\
 &= 33,45 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset R_n &= \emptyset (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\
 &= 1 \times 0,6 \times 4100 \times 33,45 \\
 &= 62910 \text{ kg} \\
 V_u &\leq \emptyset R_n \times \text{jumlah pelat} \\
 80993 \text{ kg} &\leq 62910 \text{ kg} \times 2 \\
 80993 \text{ kg} &< 125821 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

e. Sambungan las sudut pada buhul dan balok

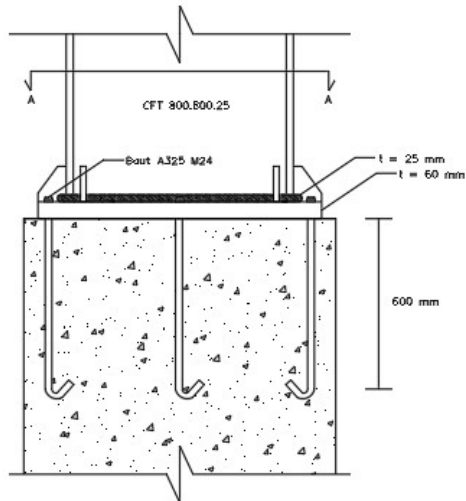
$$\begin{aligned}
 \text{Mutu las} &= F_{E70XX} \\
 &= 70 \times 70,33 \\
 &= 4923 \text{ kg/cm}^2 \\
 \theta &= 0^\circ \\
 F_{nw} &= 0,6 \times F_{E70XX} \times (1+0,5 \sin^{1,5}\theta) \\
 &= 0,6 \times 4923 \times (1+0,5 \sin^{1,5}0) \\
 &= 2953,86 \text{ kg/cm}^2 \\
 l_w \text{ pelat} &= 300 \text{ cm} \\
 \emptyset R_{nw} &= \emptyset (F_{nw} \times l_w) \\
 &= 0,75 \times (2953 \times 300) \\
 &= 664618 \text{ kg/cm} \\
 \alpha &= 67^\circ \\
 P_{uh} &= P_u \times \cos \alpha \\
 &= 115080 \times 0,39 \\
 &= 84310 \text{ kg} \\
 P_{uv} &= P_u \times \sin \alpha \\
 &= 115080 \times 0,92 \\
 &= 198621 \text{ kg} \\
 P \text{ total} &= \sqrt{P_{uh}^2 + P_{uv}^2} \\
 &= \sqrt{84310^2 + 198621^2} = 215775 \text{ kg} \\
 t_e &= \frac{P_{total}}{\emptyset R_{nw}} \\
 &= \frac{215775 \text{ kg}}{664618 \text{ kg/cm}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.45 \text{ cm} \\
 a &= \frac{te}{0.707} \\
 &= \frac{0.45 \text{ cm}}{0.707} \\
 &= 4.59 \text{ mm} \\
 a \text{ min} &= 8 \text{ mm} \\
 \text{dipakai } a &= 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

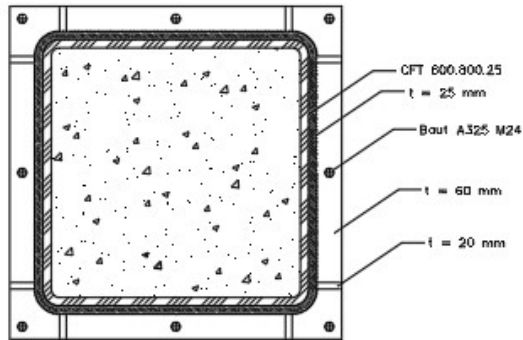
4.4.5 Perencanaan Sambungan Kolom – Base Plate

Perencanaan base plate digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal untuk kemudian beban disalurkan melalui pedestal menuju ke pondasi. Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban mati dan beban seismik akibat komponen vertikal pada kolom lantai dasar. Sambungan yang digunakan adalah tipe las F_{E70XX} .

Kolom CFT	= CFT 800 x 800 x 60 x 60
M_{ux}	= 118848 kg.m
M_{uy}	= 113947 kg.m
P_u	= 1037495 kg
V_u	= 22720 kg



Gambar 4.41 Detail Sambungan Kolom – Base Plate



Gambar 4.42 Potongan Detail Sambungan Kolom – Base Plate

$H_{\text{base plate}}$	= 1000 mm
$B_{\text{base plate}}$	= 1000 mm
$t_{\text{base plate}}$	= 60 mm
Mutu	= A325
$\varnothing_{\text{baut}}$	= M24
A_{baut}	= 4,52 cm ²
F_{nv}	= 475 MPa
D lubang	= 25.5 mm
m	= 1
Mutu las	= F_{E70XX}
F_{yw}	= 4923 kg/cm ²
Tebal pelat	= 30 mm
t kolom	= 25 mm
$t_{\text{las pakai}}$	= 2,5 cm
L_{pelat}	= 4 x 80 cm
	= 320 cm
A_{las}	= 320 cm x 2,5 cm
	= 800 cm ²
$S_x = S_y$	= $\frac{b \times d^3 - (b - 2(t_f + r)) \times h^3}{6d}$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{80 \times 80^3 - (80 - 2(2,5 + 2,5)) \times 80^3}{6 \times 80} \\
 &= 21900 \text{ cm}^3 \\
 f_u \text{ las} &= \emptyset (0,6 \times f_{yw}) \\
 &= 0,75 (0,6 \times 4923) \\
 &= 2215 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u \text{ baja} &= \emptyset (0,9 \times f_u) \\
 &= 0,75 (0,9 \times 4100) \\
 &= 2821 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_u \text{ minimum} &= 2215 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

a. Perencanaan sambungan pada baseplate

• Gaya akibat P_u

$$\begin{aligned}
 F_v &= \frac{P_u}{A_{las}} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y} \\
 &= \frac{1037495}{800} + \frac{118848}{21900} + \frac{113947}{21900} \\
 &= 2359 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_v &\leq f_u \\
 2359 \text{ kg/cm}^2 &< 2821 \text{ kg/cm}^2 \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

• Gaya akibat V_u

$$\begin{aligned}
 F_{hx} &= \frac{V_{ux}}{A_{las}} \\
 &= \frac{20330}{800} \\
 &= 25.4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{hy} &= \frac{V_{uy}}{A_{las}} \\
 &= \frac{22720}{800} \\
 &= 28.4 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{h \text{ total}} &= \sqrt{f_{hx}^2 + f_{hy}^2} \\
 &= \sqrt{25.4^2 + 28.4^2} \\
 &= 38.1 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$F_h \leq f_u$$

$$38.1 \text{ kg/cm}^2 < 2821 \text{ kg/cm}^2$$

- Cek kemampuan las

$$f_{\text{total}} \leq 1$$

$$\frac{F_v}{\phi \times f_{yw}} + \frac{F_y}{f_{u \text{ las}}} \leq 1$$

$$\frac{2359}{0,75 \times 4923} + \frac{38.1}{2215} \leq 1$$

$$0.656 < 1 \dots (\text{OK!})$$

- b. Perhitungan baseplate

- Cek eksentrisitas gaya

$$ex = \frac{M_u}{P_u}$$

$$= \frac{80881,92}{480922,4}$$

$$= 11.45 \text{ cm}$$

$$\frac{H}{6} = \frac{1000}{6}$$

$$= 16.7 \text{ cm}$$

$ex < H/6$, maka tidak terjadi tarik sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

Direncanakan menggunakan angkur diameter 24 mm = 2,4 cm

$$we = \text{jarak baut ke tepi}$$

$$= 2 \times \text{diameter}$$

$$= 2 \times 2,4 \text{ cm}$$

$$= 4,8 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci}$$

$$= 25.5/16 \times \text{diameter}$$

$$= 25.5/16 \times 2.4 \text{ cm}$$

$$= 3.825 \text{ cm}$$

$$h' = we + c_1$$

$$\begin{aligned}
 &= 4,8 \text{ cm} + 3.825 \text{ cm} \\
 &= 8.625 \text{ cm} \\
 h &> H - 0,5h' \\
 &> 1000 - 0,5 \times 86.25 \text{ mm} \\
 &> 956.875 \text{ cm} \\
 B &= 1000 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Dimensi beton

$$H = 1100 \text{ mm}$$

$$B = 1100 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1100 \times 1100}{1000 \times 1000}} = 1.1$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X

- Akibat beban P_u

$$\begin{aligned}
 f_{pa} &= \frac{P_u}{B H} \\
 &= \frac{1037495 \text{ kg}}{1000 \times 1000} \\
 &= 1.03 \text{ kg/mm}^2 = 103 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Akibat M_{ux}

$$\begin{aligned}
 f_{pb} &= \frac{6 M_{ux}}{B H^2} \\
 &= \frac{6 \times 11884800}{100 \times 100^2} \\
 &= 71.3 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tekanan maksimal

$$\begin{aligned}
 f_{pmax} &= f_{pa} + f_{pb} \\
 &= 103 + 71.3 \\
 &= 174.3 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tekanan yang diterima kolom beton

$$\begin{aligned}
 f_{p \text{ avail}} &= \phi \times 0,85 \times f'_c \\
 &= 0,9 \times 0,85 \times 400 \\
 &= 311 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{H-0,95D}{2} \\
 &= \frac{1000-0,95 \times 800}{2} \\
 &= 120 \text{ mm} \\
 &= 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{upl} &= \left(f_p^{(max)} - 2 \times f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right) \\
 &= \left(175 - 2 \times 71 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 71 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right) \\
 &= 12193.46 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Menentukan tebal baseplate

$$\begin{aligned}
 t &= \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{\phi f_y}} \\
 &= \sqrt{\frac{4 \times 12193}{0,9 \times 2500}} \\
 &= 4.61 \text{ cm} \\
 &= 46.1 \text{ mm dipakai } t_p = 60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Perencanaan akibat beban sumbu Y
- Akibat beban P_u

$$\begin{aligned}
 f_{pa} &= \frac{P_u}{B H} \\
 &= \frac{1037495 \text{ kg}}{1000 \times 1000} \\
 &= 1.03 \text{ kg/mm}^2 \\
 &= 103 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Akibat M_{uy}

$$\begin{aligned}
 f_{pb} &= \frac{6 M_{ux}}{B H^2} \\
 &= \frac{6 \times 11394700}{100 \times 100^2} \\
 &= 68.3 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

- Tekanan maksimal

$$\begin{aligned} f_{pmax} &= f_{pa} + f_{pb} \\ &= 103 + 71.3 \\ &= 172.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tekanan yang diterima kolom beton

$$\begin{aligned} f_{p \text{ avail}} &= \emptyset \times 0,85 \times f'_c \\ &= 0,9 \times 0,85 \times 400 \\ &= 311 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{H - 0,95D}{2} \\ &= \frac{1000 - 0,95 \times 800}{2} \\ &= 120 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{upl} &= \left(f_p (max) - 2 \times f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \times f_{pb} \frac{m}{N} \right) \times \left(\frac{m^2}{3} \right) \\ &= \left(175 - 2 \times 68 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \times 68 \times \frac{12}{100} \right) \times \left(\frac{12^2}{3} \right) \\ &= 11998.67 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Menentukan tebal baseplate

$$\begin{aligned} t &= \sqrt{\frac{4 M_{upl}}{\emptyset f_y}} \\ &= \sqrt{\frac{4 \times 11998}{0,9 \times 2500}} \\ &= 4.57 \text{ cm} \\ &= 45.7 \text{ mm dipakai } t_p = 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

- c. Perencanaan pelat pengaku

$$\begin{aligned} t_s &> 0,5 \text{ tpelat} \\ &> 0,5 \times 25 \text{ mm} \\ &> 12,5 \text{ mm} \\ t_s \text{ pakai} &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Perencanaan angkur praktis

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing (F_{nv} \times A_b \times m) \\ &= 0.75 (4570 \times 4.52 \times 1) \\ &= 15805 \text{ kg}\end{aligned}$$

• Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}l_c &= 1000/3 - 0.5 \times 25.5 \\ &= 320.58 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varnothing R_{n1} &= \varnothing (1.2 \times l_c \times t \times f_u) \\ &= 0.75 (1.2 \times 32 \times 6 \times 4100) \\ &= 723518 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varnothing R_{n2} &= \varnothing (2.4 \times d \times t \times f_u) \\ &= 0.75 (2.4 \times 2.55 \times 6 \times 4100) \\ &= 153467 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu pakai adalah yang minimum diantara $\varnothing R_{n1}$ dan $\varnothing R_{n2}$ maka, diapakai nilai kuat tumpu = 153467 kg

• Kuat nominal

Kuat nominal diperoleh dari nilai terkecil antara kuat geser baut dan kuat tumpu baut. Sehingga $\varnothing R_n = 15805 \text{ kg}$

• Jumlah baut

$$\begin{aligned}n &= \frac{V_u}{\varnothing R_n} \\ &= \frac{22720 \text{ kg}}{15805 \text{ kg}} \\ &= 1.43 \approx 3 \text{ buah}\end{aligned}$$

• Panjang baut angkur

$$\alpha = 1$$

$$\beta = 1$$

$$\lambda = 1$$

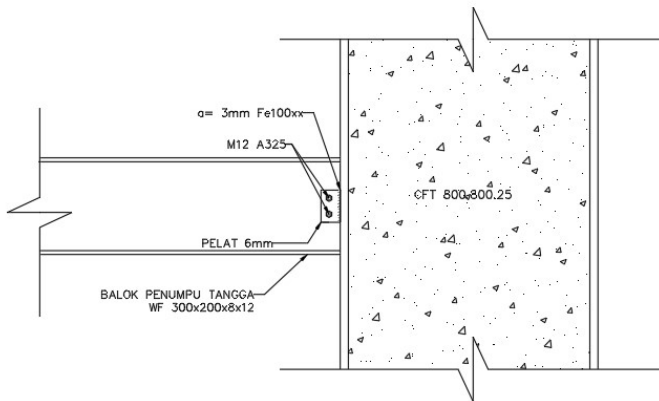
$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3 \times f_y \times \alpha \times \beta \times \lambda}{5 \times \sqrt{f'_c}}$$

$$l_d = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1 \times 24}{5 \times \sqrt{40}} = 569 \text{ mm}$$

$$= 56.9 \text{ cm dipasang } 60 \text{ cm}$$

4.4.6 Perencanaan Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga $V_u = 2757,474 \text{ kg}$. Dimensi balok utama tangga WF 250x125x6x9 dan balok penumpu tangga WF 300x200x8x12. Sambungan direncanakan menggunakan profil siku 60x60x6.



Gambar 4.43 Detail Sambungan Balok Utama tangga - Kolom

- a. Sambungan siku dengan balok utama tangga:
 $\text{Øbaut} = \text{M12} \text{ (} A_b = 1,131 \text{ cm}^2 \text{)}$
 Mutu baut A490 ($f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 2 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 9822,50 \text{ kg}\end{aligned}$$
- Kuat tumpu baut:

$$\begin{aligned}\ell_c &= 2,5 - 0,5 (1,2+0,2) = 1,8 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 0,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 0,72 \times 4100 \\ &= 5313,6 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)} \\ \varnothing.R_n &= 0,75 \times 5313,6 = 3985,20 \text{ kg (menentukan)} \\ n &= V_u / \varnothing R_n = 2757,475 \text{ kg} / 3985,20 \text{ kg} \\ &= 0,7 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12

b. Sambungan siku dengan balok penumpu tangga:

\varnothing baut = M12 ($A_b = 1,131 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A490 ($f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 2 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 9822,50 \text{ kg}\end{aligned}$$
- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 2,5 - 0,5 (1,2+0,2) = 1,8 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 0,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 0,72 \times 4100 \\ &= 5313,6 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)} \\ \varnothing.R_n &= 0,75 \times 5313,6 = 3985,20 \text{ kg (menentukan)} \\ n &= V_u / \varnothing R_n = 2757,475 \text{ kg} / 3985,20 \text{ kg} \\ &= 0,7 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12

c. Kontrol jarak baut

- Jarak antar baut (S_1)

$$1.5d_b \leq S \leq 4t_p + 100 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$1.5 \times 12 \text{ mm} \leq S \leq 24 + 100 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$18 \text{ mm} < 25 \text{ mm} < 148 \text{ mm}$$

- Jarak baut ke tepi (S)

$$3d_b \leq S \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$3 \times 12 \text{ mm} \leq S \leq 15 \times 6 \text{ mm atau } 200 \text{ mm}$$

$$36 \text{ mm} < 50 \text{ mm} < 90 \text{ mm}$$

d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

- Kontrol Runtuh Tarik

$$\emptyset \text{ lubang} = 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$$

- Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (10 - 2 \times 1,4) \times 0,6 = 4,32 \text{ cm}^2$$

- Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_g \times f_y = 0,9 \times 6 \times 2500 = 13500 \text{ kg}$$

- Kuat putus Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_n \times f_u = 0,75 \times 4,32 \times 4100 = 13284 \text{ kg}$$

- Terdapat 2 siku sehingga

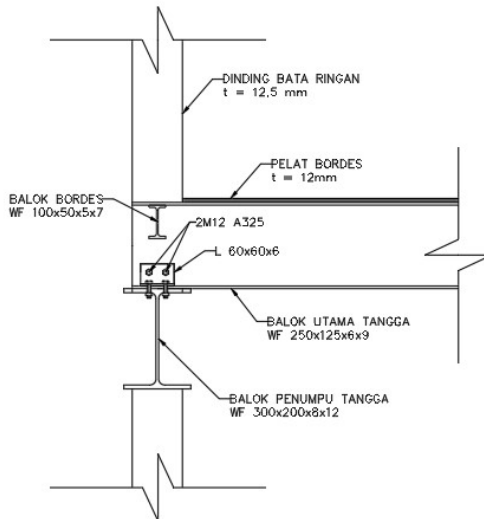
$$2\emptyset P_u = 2 \times 13284 = 26568 \text{ kg}$$

$$V_u \leq 2 \emptyset P_u \rightarrow 2757,474 \text{ kg} < 26568 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

4.4.7 Perencanaan Sambungan Balok Penumpu Tangga – Kolom

Sambungan antara balok penumpu tangga dengan kolom direncanakan hanya menahan beban geser karena analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok penumpu tangga $V_u = 2876.19$ kg. Dimensi balok penumpu tangga WF 300x200x8x12 dan dimensi kolom yaitu RCFT 700x700x28. Sambungan direncanakan menggunakan profil pelat 6 mm.



Gambar 4.44 Detail Sambungan Balok Utama Tangga – Balok Penumpu Tangga

- a. Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga
 Direncanakan :
 $\text{Øbaut} = \text{M12}$ ($A_b = 1,131 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A490 ($f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2$)

- Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\varnothing R_n &= \varnothing \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 1 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 4911,25 \text{ kg}\end{aligned}$$
- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\ell_c &= 2,5 - 0,5 (1,2+0,2) = 1,8 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 0,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 0,72 \times 4100 \\ &= 5313,6 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)} \\ \varnothing.R_n &= 0,75 \times 5313,6 = 3985,20 \text{ kg (menentukan)} \\ n &= V_u / \varnothing R_n = 2876,19 \text{ kg} / 3985,20 \text{ kg} \\ &= 0,7 \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12

b. Kontrol jarak baut

- Jarak antar baut (S_1)

$$\begin{aligned}1.5d_b &\leq S && \leq 4t_p + 100 \text{ mm atau } 200 \text{ mm} \\ 1.5 \times 12 \text{ mm} &\leq S && \leq 24 + 100 \text{ mm atau } 200 \text{ mm} \\ 18 \text{ mm} &< 25 \text{ mm} && < 148 \text{ mm}\end{aligned}$$
- Jarak baut ke tepi (S)

$$\begin{aligned}3d_b &\leq S && \leq 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ 3 \times 12 \text{ mm} &\leq S && \leq 15 \times 6 \text{ mm atau } 200 \text{ mm} \\ 36 \text{ mm} &< 50 \text{ mm} && < 90 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai pelat penyambung 6 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

- Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}\end{aligned}$$
- Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 10 \times 0,6 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (10 - 2 \times 1,4) \times 0,6 = 4,32 \text{ cm}^2$$

- Kuat leleh
 $\emptyset Pu = \emptyset \times A_g \times f_y = 0,9 \times 6 \times 2500 = 13500 \text{ kg}$
- Kuat putus Kuat leleh
 $\emptyset Pu = \emptyset \times A_n \times f_u = 0,75 \times 4,32 \times 4100 = 13284 \text{ kg (Menentukan)}$

$$V_u \leq \emptyset Pu \rightarrow 2876,19 \text{ kg} < 13284 \text{ kg}$$

- d. Kontrol sambungan las kolom dengan pelat

Direncanakan las dengan $t_e = 0,6 \text{ cm}$

Panjang pelat (d pelat) $= 10 \text{ cm}$

Mutu las yang digunakan F_{E100xx}

$$A_{we} = t_e \times (d_{pelat}) = 0,6 \times 10 = 6 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{2876,19}{6} = 479,364 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{479,364}{4218} = 0,11 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,11}{0,707} = 0,16 \text{ cm} < (a_{\min} = 3 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4 ukuran minimum las sudu ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 3 \text{ mm}$. Dipakai las sudut dengan ketebalan 3 mm.

4.5 Perencanaan Struktur Bawah

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban secara merata ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi jenis tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab ini akan membahas beberapa hal diantaranya perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (*pile cap*).

4.5.1 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis tanah dan karakteristik tanah di tempat yang akan dibangun gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah, maka dapat diketahui dan direncanakan kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah kota Yogyakarta yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung apartement ini. Data tanah yang telah tersedia di lapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

4.5.2 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada di bawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung apartement ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk PT. WIKA Beton dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Diameter tiang = 600 mm
- Tebal tiang = 100 mm
- Klasifikasi = C
- *Croncrete cross section* = 1570 cm²
- Berat = 393 kg/m
- Panjang = 6 – 16 m
- *Blending moment crack* = 29 tm
- *Blending moment ultimate* = 58 tm
- *Allowable axial load* = 229.5 tm

4.5.3 Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah pondasi tiang pancang ditentukan berdasarkan dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total tanah merupakan penjumlahan dari keduanya.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Selain memperhitungkan daya dukung akibat kekuatan tanah dimana pondasi tiang tersebut ditanam, perhitungan daya dukung juga harus meninjau kekuatan bahan yang dapat dibagi menjadi dua jenis perhitungan yaitu perhitungan daya dukung tiang tunggal dan daya dukung tiang kelompok.

Data SPT yang digunakan sebagai dasar perhitungan daya dukung tanah tidak dapat langsung digunakan. Melainkan harus diolah terlebih dahulu dengan cara melakukan beberapa koreksi terhadap nilai N_{SPT} . Koreksi yang dilakukan antara lain:

- a. Koreksi terhadap muka air
Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - $N_1 = 15 + \frac{1}{2} (N-15)$
 - $N_1 = 0,6 N$
 Dari kedua nilai N_1 di atas, dipilih nilai yang terkecil.

b. Koreksi terhadap *Overburden*

Nilai N_1 yang digunakan, dikoreksi kembali untuk pengaruh tekanan tanah vertikal.

$$N_2 = \frac{4 N_1}{1+0,4 P_o} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4 N_1}{3,25+0,1 P_o} \text{ untuk } P_o > 7,5 \text{ ton}$$

4.5.3.1 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e

$$Q_{L(\text{group})} = Q_{L \text{ tiang}} \times n \times C_e$$

Dimana :

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e menggunakan perumusan Converse – Laberre sebagai berikut :

$$E_k = 1 - \theta \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup

θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

Dari konfigurasi di atas, diketahui data-data sebagai berikut :

$$D = 0.6 \text{ m}$$

$$S_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$m = 3$$

$$n = 3$$

Maka, besarnya nilai efisiensi kelompok tiang pancang adalah :

$$C_e = 1 - \theta \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 1 - \text{arc tg } (D/S_1)/90 \left(2 - \frac{1}{m} \frac{1}{n}\right) \\
 &= 1 - \text{arc tg } (0.6/1.2)/90 \left(2 - \frac{1}{3} \frac{1}{3}\right) \\
 &= 0.608
 \end{aligned}$$

4.5.3.2 Repetisi Beban diatas Tiang Kelompok

Bila di atas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalensi yang bekerja adalah :

$$P_V = \frac{P}{n} + \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_V = beban vertikal ekivalen

V = beban vertikal dari kolom

n = jumlah tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu X
 $= M_x \text{ kolom} + H_y \times t_{poer}$

M_y = momen terhadap sumbu Y
 $= M_y \text{ kolom} + H_x \times t_{poer}$

X_{max} = absis terjauh terhadap titil berat kelompok tiang

Y_{max} = ordinat terjauh terhadap titil berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

4.5.3.3 Kontrol Beban 1 Tiang Pancang

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Sebelumnya, terlebih dahulu ditentukan jumlah tiang pancang dalam group dengan cara mencoba-coba dan sesuai dengan besar pile cap. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) pada kedalaman 18 m.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = q_p \times A_p = C_n \times A_{ujung}$$

Dimana :

$$q_p = \text{tegangan ujung tiang}$$

$$C_n = 40 \bar{N}$$

$$\bar{N} = \text{Harga rata-rata } N_2 \text{ di sekitar } 8D \text{ di atas hingga } 4D \text{ di bawah dasar tiang pondasi (terlampir)}$$

$$= \frac{1.9+2.8+3.7+9.1+8.6+11.6+18.2+24.6+30.3}{9}$$

$$= 12.36$$

$$C_n = 40 \bar{N}$$

$$= 40 \times 12.36$$

$$= 494.4$$

$$A_p = \text{Luas penampang dasar tiang}$$

$$= \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times (0.6 \text{ m})^2$$

$$= 0.503 \text{ m}^2$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung}$$

$$= 494.4 \times 0.503$$

$$= 248.6 \text{ ton}$$

$$Q_s = q_s \times A_s$$

$$= \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

$$q_s = \text{tegangan akibat tekanan lateral (ton/m}^2\text{)}$$

$$C_{li} = \text{hambatan geser selimut tiang pada segmen } i$$

$$C_{li} = f_{si}$$

$$= N/5 \text{ ton/m}^2 \text{ untuk tanah pasir}$$

$$= \frac{11.68}{5}$$

$$= 2.33$$

$$A_{si} = \text{luas selimut tiang pada segmen } i = O_i \times h_i$$

$$\begin{aligned} A_{si} &= \pi \times D \times L \\ &= \pi \times 0.6 \text{ m} \\ &= 2.513 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \sum C_{li} \times A_{si} \\ &= 5.87 \text{ ton} \end{aligned}$$

Maka, daya dukung 1 tiang pancang :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 248.6 \text{ ton} + 5.87 \text{ ton} \\ &= 285.65 \text{ ton} \end{aligned}$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana :

$$SF = \text{Safety factor} = 3$$

$$N = \text{harga SPT}$$

Maka,

$$\begin{aligned} P_{1 \text{ tiang}} &= \frac{285.65 \text{ ton}}{3} \\ &= 95.21 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Efisiensi} = 0.583$$

$$P_{ijin} = 95.21 \text{ ton}$$

$$P = 706130 \text{ kg}$$

$$n = 9 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} M_x &= M_x + (H_y \times t_{poer}) \\ &= 60 \text{ kg.m} + (21.9 \text{ kg} \times 1 \text{ m}) \\ &= 81.9 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_y + (H_x \times t_{poer}) \\ &= 804 \text{ kg.m} + (568 \text{ kg} \times 1 \text{ m}) \\ &= 1372 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$X_{max} = 1.2 \text{ m}$$

$$\sum x^2 = 4.32 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 4.32 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Y_{\max} &= 1.6 \text{ m} \\
 P_V &= \frac{P}{n} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\Sigma y^2} \\
 P_V &= \frac{706130}{9} + \frac{1372 \times 1.2}{4.32} + \frac{81.9 \times 1.2}{4.32} \\
 &= 78.86 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 P_V &< P_{\text{ijin}} \\
 78.86 \text{ ton} &< 95.22 \text{ ton} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

4.5.3.4 Kontrol Beban Tiang Pancang Kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Tebal poer direncanakan 1 meter. Untuk daya dukung diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan

Dari tabel spesifikasi tiang pancang WIKA diperoleh daya dukung bahan tiang pancang sebesar :

$$P_{1 \text{ tiang}} = 229.5 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah

Dari perhitungan daya dukung tanah berdasarkan nilai N_{SPT} diperoleh daya dukung tanah sebesar :

$$P_{1 \text{ tiang}} = 95.21 \text{ ton}$$

Maka, daya dukung 1 tiang pondasi adalah 95.22 ton.

Perhitungan jarak tiang :

- Jarak antar tiang (S_1)

$$2D \leq S_1 \leq 2,5D$$

$$120 < S_1 \leq 180 \quad \text{dipakai } S_1 = 160 \text{ cm}$$

- Jarak tiang ke tepi (S_2)

$$1D \leq S_2 \leq 1,5D$$

$$60 < S_2 \leq 90 \quad \text{dipakai } S_2 = 80 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{group}} &= Q_{1 \text{ tiang}} \times n_{\text{tiang}} \\
 &= 78.86 \text{ ton} \times 9 \text{ tiang} \\
 &= 709.76 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{L \text{ group}} &= Q_{L \text{ 1tiang}} \times n_{\text{tiang}} \times \eta \\
 &= 95.22 \text{ ton} \times 9 \times 0.608 \\
 &= 872.37 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{group}} &< Q_{L \text{ group}} \\
 709.76 \text{ ton} &< 872.37 \text{ ton} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

4.5.3.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Direncanakan tiang pancang beton dengan spesifikasi :

- Diameter tiang = 600 mm
- Tebal tiang = 100 mm
- Klasifikasi = C
- *Blending moment crack* = 29 tm
- *Blending moment ultimate* = 58 tm
- *Allowable axial load* = 229.5 tm

a. Kontrol kekuatan tiang terhadap gaya lateral

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang. Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \times \left(\frac{P \times T^3}{EI} \right)$$

Keterangan :

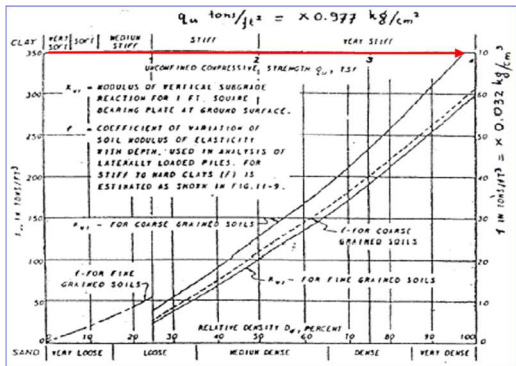
δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = gaya lateral 1 tiang

T = *relative stiffnes factor*

Jumlah tiang = 9 tiang
 H_{\max} = 60 ton
 H_{\max} 1 tiang = 6.67 ton
 Cu = 1.71 kg/cm²
 qu = $2 \times Cu = 2 \times \frac{1.71}{0.977}$
 = $3.5 \frac{t}{ft^3}$
 E = $4700 \sqrt{f^c}$
 = $4700 \times \sqrt{40}$
 = 297254.1 kg/cm²
 I = $\frac{\pi \times (d_2 - (d_2 - 2d_1))^4}{64}$
 = $\frac{\pi \times (600 - (600 - 100))^4}{64}$
 = 7853 cm⁴



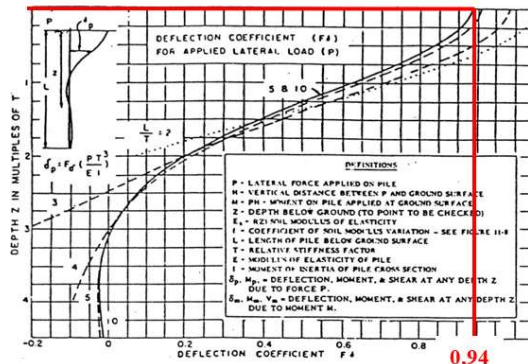
Gambar 4.40 Grafik Immediate Sttlement of Isolate Footing

Dari grafik grafik tersebut maka didapatkan
 $f = 10 \text{ t/ft}^3 = 0.32 \text{ kg/cm}^3$
 $T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{297254 \times 7853}{0.32}\right)^{\frac{1}{5}} = 93.88 \text{ cm}$

F_d (deflection coefficient)

$L = 18 \text{ m} = 1800 \text{ cm}$ (kedalaman tiang pancang)

$T = 93.88 \text{ cm}$



Gambar 4.41 Grafik Influence value for Laterally Loaded Pile

$L/T = 19.17$

Dari grafik tersebut didapatkan:

$F_d = 0.94$

$$\delta = F_d \left(\frac{H_{max} T^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.94 \left(\frac{6.67 \times 93^3}{297254 \times 7853} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,0000433 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \dots (\text{OK!})$$

b. Kontrol Momen

Dari grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile maka didapatkan $F_m = 0.88$

$$M = F_m(PT) \leq M_{banding \text{ crack}}$$

$$M = 0.88 \times (0,13 \times 93) \leq 29 \text{ tm}$$

$$M = 0.0632 \text{ tm} \dots (\text{OK!})$$

$$\begin{aligned}
 M &= 0.0632 \times R/3,5 \\
 &= 0.0632 \times 8/3,5 \\
 &= 0.014 \text{ tm} < 65 \text{ tm} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Kontrol Momen Tiang Pancang

Kombinasi Beban	Hx (ton)	Hy (ton)	H max (ton)	e	f (m)	Mmax (t.m)	Mcr (t.m)	Mmax < Mcr
ID+1L	0.0632	0.0219	0.01	0	0.00008	0.014	14.5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSX	6.9465	6.369	0.771833	0	0.0084	1.595	14.5	OK
1 D + 0,75 L + 0,525 RSY	5.3962	1.4735	0.599578	0	0.0065	1.238	14.5	OK
1 D + 0,75 L	1.978	4.784	0.531556	0	0.0058	1.097	14.5	OK
1 D + 0,7 RSX	0.5468	0.021	0.060756	0	0.0007	0.125	14.5	OK
1 D + 0,7 RSY	6.9465	1.955	0.771833	0	0.0084	1.595	14.5	OK
1D	2.3889	6.369	0.707667	0	0.0077	1.462	14.5	OK
0,6 D + 0,7 RSX	0.4806	0.0183	0.0534	0	0.0006	0.110	14.5	OK
0,6 D + 0,7 RSY	6.7542	1.9477	0.750467	0	0.0081	1.551	14.5	OK

4.5.3.4 Perencanaan Pile Cap

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds [ada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data perencanaan poer :

- P_u = 706130 kg
- P_{\max} 1 tiang = 78860 kg
- Jumlah tiang = 9 tiang
- Dimensi poer = 3.6 x 3.6 x 1
- Mutu beton, f'_c = 40 MPa
- Mutu baja, f_y = 410 MPa
- Diameter tulangan = 29 mm
- Selimut beton = 60 mm
- $\lambda_{\text{beton normal}}$ = 1
- $\alpha_{\text{Skolom eksterior}}$ = 20
- tebal efektif d_x = $1000 - 60 - \frac{1}{2} \times 29$
= 925.5 mm
- tebal efektif d_y = 925.5 - 29
= 896.5 mm

a. Kontrol Geser Pons

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{b_{poer}}{h_{poer}} = \frac{3600}{3600} = 1$$

b_o = keliling penampang kritis

$$\begin{aligned} &= 2 \times (b_{kolom} + d_x) + 2 \times (h_{kolom} + d_y) \\ &= 2 \times (1100 + 925.5) + 2 \times (1100 + 896.5) \\ &= 8044 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang nilai V_c ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned} V_{C1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 8044 \times 925.5 \\ &= 24013124 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{C2} &= 0,333 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\ &= 0,333 \times \sqrt{40} \times 8044 \times 925.5 \\ &= 15679157 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{C3} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d_x}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\ &= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 925.5}{8004} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 8044 \times 925.5 \\ &= 16808753 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_c = 15679157 \text{ N}$$

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Kontrol} & : & \\
 P_u - P/n & & \leq \phi V_c \\
 706130 - 78860 & & \leq 0.75 \times 1567916 \\
 627260 \text{ kg} & & < 1176000 \text{ kg}
 \end{array}$$

b. Akibat pancang

$$\begin{aligned}
 \beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
 &= \frac{b_{poer}}{h_{poer}} \\
 &= \frac{3600}{3600} = 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{keliling penampang kritis} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (D_{tiang} + d_x) \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (600 + 925.5) \\
 &= 1198 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk pondasi tapak non-prategang nilai V_c ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut :

$$\begin{aligned}
 V_{C1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1198 \times 925.5 \\
 &= 3576668 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{C2} &= 0,333 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\
 &= 0,333 \times \sqrt{40} \times 1198 \times 925.5 \\
 &= 2335354 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{C3} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d_x}{b_o} + 2\right) \times \lambda \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d_x \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 925.5}{8044} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1198 \times 925.5 \\
 &= 2335354 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_c = 2335354 \text{ N}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Kontrol} & : \\
 P_{u \text{ max}} & \leq \phi V_c \\
 78860 \text{ kg} & \leq 0.75 \times 233535 \text{ kg} \\
 78860 \text{ kg} & < 175172 \text{ kg}
 \end{array}$$

c. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

- Penulangan arah X

$$\begin{array}{ll}
 P_{\text{max}} & = 78.86 \text{ ton} \\
 P_{1 \text{ sisi}} & = 3 \times P_{\text{max}} \\
 & = 3 \times 78.86 \text{ ton} \\
 & = 236.58 \text{ ton} \\
 \text{Jarak P} & = 1.2 \text{ m} \\
 \text{Beban merata} & \\
 q_d & = B_j \text{ beton} \times t_{\text{poer}} \times L \\
 & = 2.4 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 3.6 \text{ m} \\
 & = 8.64 \text{ t/m} \\
 q_u & = 1.2 q_d \\
 & = 1.2 \times 8.64 \text{ t/m} \\
 & = 10.36 \text{ t/m} \\
 L q_u & = 1.25 \text{ m}
 \end{array}$$

Momen yang bekerja:

$$\begin{array}{ll}
 M_u & = P \times \text{jarak} - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2 \\
 & = 236.58 \times 1.2 - \frac{1}{2} \times 10.36 \times 1.25^2 \\
 & = 279.85 \text{ ton.m} \\
 & = 2798558600 \text{ Nmm}
 \end{array}$$

- Mencari ρ min

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{410} = 0.0038$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,0034$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c} = \frac{410}{0,85 \cdot 40} = 12.05$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{2798558600}{3600 \times 925,5^2} = 1.13$$

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

$$= \frac{1}{12.05} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.05 \times 1.13}{410}} \right) = 0.0028$$

$$\rho > \rho_{\min}, \rho = 0.0028$$

- Tulangan tarik yang dibutuhkan:

$$A_s = \rho \times b \times d_x$$

$$= 0.0028 \times 1000 \times 925.5 = 3569.13 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660.7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3569.13}{660.7857} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{6} = 166 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tarik D29 – 150 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150}$$

$$= 4405 \text{ mm}^2 > 3569 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK!})$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.0028 \times 1000 \times 925.5 = 1784.56 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380.2857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1784.56}{380.2857} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22 – 150 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150}$$

$$= 2535.23 \text{ mm}^2 > 1784.56 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK!})$$

- Penulangan Arah Y

$$P_{\max} = 78.86 \text{ ton}$$

$$P_1 \text{ sisi} = 3 \times P_{\max}$$

$$= 3 \times 78.86 \text{ ton}$$

$$= 236.58 \text{ ton}$$

$$\text{Jarak P} = 1.2 \text{ m}$$

Beban merata

$$q_d = B_j \text{ beton} \times t_{\text{poer}} \times L$$

$$= 2.4 \text{ t/m}^3 \times 1 \text{ m} \times 3.6 \text{ m}$$

$$= 8.64 \text{ t/m}$$

$$q_u = 1.2 q_d$$

$$= 1.2 \times 8.64 \text{ t/m}$$

$$= 10.36 \text{ t/m}$$

$$L q_u = 1.25 \text{ m}$$

Momen yang bekerja:

$$M_u = P \times \text{jarak} - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2$$

$$= 236.58 \times 1.2 - \frac{1}{2} \times 10.36 \times 1.25^2$$

$$= 279.85 \text{ ton.m}$$

$$= 2798558600 \text{ Nmm}$$

- Mencari ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{410} = 0,0038$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{410} = 0,0034$$

$$\rho_{\min} = 0,0038$$

- Menentukan Harga m

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{410}{0,85 \cdot 40} = 12.05$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2798558600}{3600 \times 925,5^2} = 1.13$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{12.05} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.05 \times 1.13}{410}} \right) = 0.0028$$

$$\rho > \rho_{\min}, \rho = 0.0028$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.0028 \times 1000 \times 925.5 = 1784.56 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D29 ($A_s = 660.7857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1784.56}{660.7857} = 3 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D29 – 300 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{300}$$

$$= 2202.69 \text{ mm}^2 > 1784.56 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK!})$$

- Tulangan tekan yang dibutuhkan:

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.0028 \times 1000 \times 925.5 = 1784.56 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380.2857 \text{ mm}^2$)

$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{1784.56}{380.2857} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan D22 – 150 mm

$$A_s = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150}$$

$$= 2535.23 \text{ mm}^2 > 1784.56 \text{ mm}^2 \dots (\text{OK!})$$

4.5.3.5 Perencanaan Kolom Pedestal

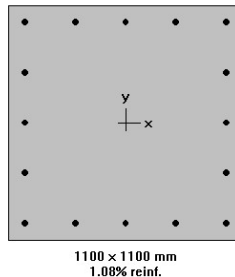
Besarnya gaya-gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisa menggunakan program bantu ETABS sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_u &= 1037495 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 118848 \text{ kgm} \\ M_{uy} &= 113947 \text{ kgm} \\ V_u &= 22720 \text{ kg} \end{aligned}$$

Data perencanaan kolom pedestal :

$$\begin{aligned} b &= 1100 \text{ mm} \\ h &= 1100 \text{ mm} \\ A_g &= 1210000 \text{ mm}^2 \\ f_c &= 40 \text{ MPa} \\ f_y &= 410 \text{ MPa} \\ c &= 50 \text{ mm} \\ \text{Tulangan sengkang} &= D13 \\ \text{Tulangan utama} &= D32, A_s = 804,25 \text{ mm}^2 \\ d &= h - \text{selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} D_{\text{utama}} \\ &= 1100 - 50 - 13 - \frac{1}{2} \times 32 \\ &= 1021 \text{ mm} \end{aligned}$$

Penulangan kolom pedestal dengan cara memasukkan hasil output ETABS yang telah diperoleh ke dalam program bantu SPCOL. Dari SPCOL diperoleh nilai $\rho = 1.08\%$



Gambar 4.42 Output Rasio Tulangan Kolom Pedestal

a. Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal

$$0,01 A_g = 0,01 \times 1210000 \text{ mm}^2 \\ = 12100 \text{ mm}^2$$

$$0,06 A_g = 0,06 \times 1210000 \text{ mm}^2 \\ = 72600 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan 20 D32, dengan A_{st} sebagai berikut :

$$A_{st} = n_{\text{tulangan}} \times A_{st} \\ = 16 \times 804,25 \text{ mm}^2 \\ = 12868 \text{ mm}^2$$

$$0,01 A_g \leq A_s \leq 0,06 A_g \\ 12100 \text{ mm}^2 \leq 12868 \text{ mm}^2 \leq 72600 \text{ mm}^2$$

b. Kontrol Kapasitas Beban Aksial

$$\phi P_n = 0,8 \times \phi \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st})$$

$$P_u = 1037495 \text{ kg}$$

$$\phi = 0,65$$

$$A_g = 12100 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 128,68 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 400 \times (12100 - 128,68) \\ + 4100 \times 128,68) \\ = 2390875 \text{ kg}$$

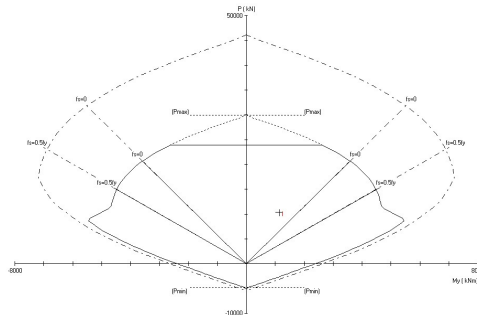
$$P_u \leq \phi P_n \\ 1037495 \text{ kg} < 2151787 \text{ kg} \dots (\text{OK!})$$

c. Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

$$F_s = 1,25 \times f_y \\ = 1,25 \times 250 \\ = 512,5 \text{ MPa}$$

$$L_n = \text{Panjang kolom pedestal} \\ = 1500 \text{ mm}$$

Dengan mengganti nilai f_y dengan nilai f_s , dan mengganti nilai $\emptyset = 1$, maka pada program bantu SPCOL diperoleh nilai $M_{pr} = 4999.2 \text{ kNm}$.



Gambar 4.43 Diagram Gaya Dalam Kolom Pedestal

$$M_{pr} = 4999.2 \text{ kNm} \\ = 4999200 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{M_{pr}}{L_n} \\ = \frac{4999200 \text{ kNmm}}{1500 \text{ mm}} \\ = 3332.8 \text{ kN}$$

$$V_u \leq V_{ex} \\ 227.2 \text{ kN} < 3332.8 \text{ kN} \dots (\text{OK!})$$

Penulangan geser kolom pedestal

$$V_u = 22720 \text{ kg}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

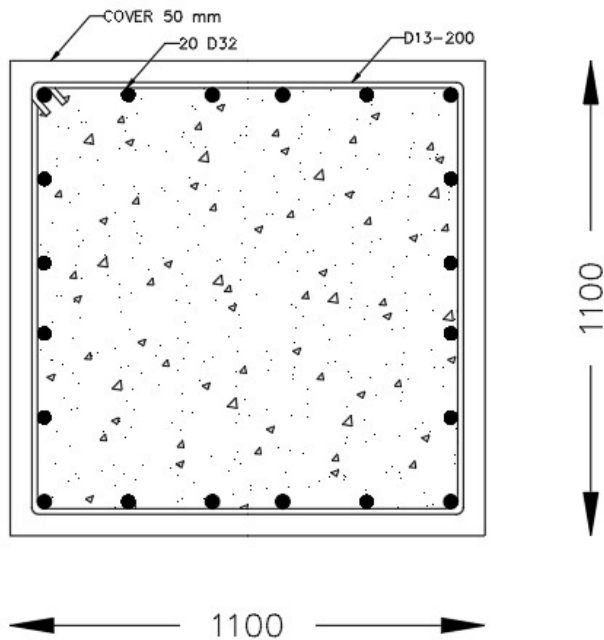
$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ = \left(1 + \frac{1037495}{14 \times 12100}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{400} \times 110 \times 102.1$$

$$\begin{aligned}
 &= 266718 \text{ kg} \\
 \emptyset V_c &= 0,5 \times 0,75 \times 266718 \text{ kg} \\
 &= 100019 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol geser :

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset V_c \\
 22720 \text{ kg} &< 100019 \text{ kg} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u < \emptyset V_c$ maka tidak perlu tulangan geser, sehingga dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 13-200$, sengkang 2 kaki.



Gambar 4.44 Detail Kolom Pedestal

4.5.3.6 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersama pada pondasi atau sebagai pangaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan pondasi yang lain. Adapun beban-beban yang dipikul oleh sloof meliputi berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Dimensi Sloof	= 450 x 650 mm
A_g	= 300000 mm ²
f_c	= 40 MPa
f_y	= 410 MPa
c	= 50 mm
Tulangan sengkang	= D13
Tulangan utama	= D19
d	= $h - \text{selimut beton} - D_{\text{sengkang}} - \frac{1}{2} D_{\text{utama}}$ = 650 - 50 - 13 - $\frac{1}{2}$ x 19 = 577.5 mm
P_u akibat kolom	= 10% x 10374.95 kN = 1037.5 kN

$$\begin{aligned} \text{Tegangan ijin tarik beton, } f_{ijin} &= 0,7 \times \sqrt{f_c} \\ &= 0,7 \times \sqrt{40} \\ &= 4.42 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tarik yang terjadi, } f &= \frac{P_u}{\phi b h} \\ &= \frac{1037.5 \times 1000}{0,8 \times 450 \times 650} \\ &= 4.34 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{terjadi}} &\leq f_{\text{ijin}} \\ 4.34 \text{ MPa} &< 4.42 \text{ MPa} \dots (\text{OK!}) \end{aligned}$$

Perhitungan berat sendiri sloof:

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri} &= A_g \times B_j \text{ beton} \\ &= 0.2925 \text{ m}^2 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 702 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

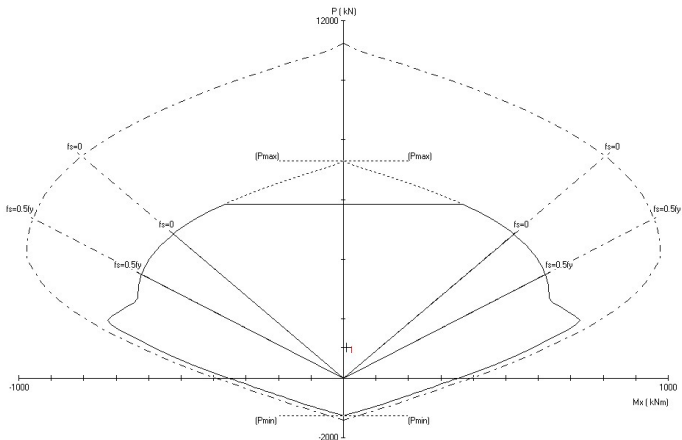
$$\text{Panjang sloof} = 5.6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}q_u &= 1.2 q_d \\ &= 1.2 \times 702 \text{ kg/m} \\ &= 842.4 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 842.4 \times (5.6)^2 \\ &= 2201.5 \text{ kg.m} \\ &= 22 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$P_{u \text{ sloof}} = 1037500 \text{ N}$$

Direncanakan menggunakan tulangan utama 12D19 dan tulangan sengkang D13, maka pada program bantu SPACOL diperoleh nilai $\rho = 1.16\%$



Gambar 4.45 Diagram Gaya Dalam Sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Lebar minimum yang diperlukan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 2 \times \text{selimut beton} &= 2 \times 50 \text{ mm} &= 100 \text{ mm} \\
 2 \times \emptyset_{\text{senggang}} &= 2 \times 13 \text{ mm} &= 26 \text{ mm} \\
 n \times D_{\text{utama}} &= 3 \times 19 \text{ mm} &= 57 \text{ mm} \\
 n-1 \times \text{jarak minimum} &= 2 \times 25 \text{ mm} &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Lebar minimum} &&= 233 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lebar minimum < lebar balok = 500 mm sehingga cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

Penulangan geser sloof

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 842 \times 5.6 \\
 &= 2357.6 \text{ kg} \\
 &= 23576 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

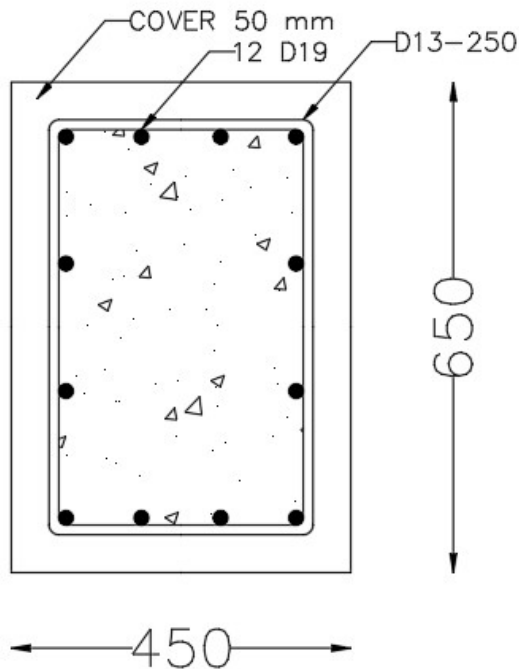
$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \left(1 + \frac{1037500}{14 \times 300000}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 450 \times 577,5 \\
 &= 341599.4 \text{ N} \\
 \emptyset V_c &= 0.5 \times 0.75 \times 341599.4 \\
 &= 128099 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \emptyset V_c \\
 23576 \text{ N} &< 128099 \text{ N} \dots (\text{OK!})
 \end{aligned}$$

Dikarenakan $V_u < \phi V_c$ maka tidak perlu tulangan geser, sehingga dipasang tulangan geser praktis. Berdasarkan SNI 2847:2012 Pasal 21.12.3 jarak antar tulangan transversal pada sloof tidak boleh lebih dari berikut ini :

$$300 \text{ mm atau } \frac{d}{2} = \frac{577.5 \text{ mm}}{2} = 288.75 \text{ mm}$$

sehingga dipasang tulangan geser praktis $\phi 13-250$, sengkang 2 kaki.



Gambar 4.46 Detail Sloof

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan struktur sekunder :
 - Pelat Lantai :
 - Pelat Lantai Perkuliahan : $t = 100$ mm
 - Pelat Lantai Atap : $t = 90$ mm
 - Balok Anak :
 - Balok Anak Lantai WF 400 x 200 x 8 x 13
 - Balok Anak Atap WF 400 x 200 x 8 x 13
 - Balok Tangga :
 - Balok Utama Tangga WF 250 x 125 x 6 x 9
 - Balok Penumpu Tangga WF 300 x 200 x 8 x 12
 - Balok Penumpu Bordes WF 100 x 50 x 5 x 7
 - Balok lift :
 - Balok Penggantung Lift WF 600 x 300 x 12 x 20
2. Perhitungan Pembebanan yang terjadi pada struktur mengacu dengan peraturan yang tercantum pada SNI 1727-2013 dan PPIUG 1983, dan dapat dilihat pada pembahasan.
3. Analisa ETABS 2013 telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spektrum, kontrol simpangan dan kontrol sistem ganda.

4. Hasil perhitungan struktur primer :

- Balok Induk:
 - Arah X WF 600 x 300 x 14 x 23
 - Arah Y WF 600 x 300 x 14 x 23
- Balok Luar Link :
 - Arah X WF 600 x 300 x 14 x 23
 - Arah Y WF 600 x 300 x 14 x 23
- Kolom :
 - Kolom Portal EBF CFT 800 x 800 x 25 x 25,
(Lantai 1 – 5)
 - Kolom Portal SRPM CFT 550 x 550 x 25 x 25,
(Lantai 1 – 5)
 - Kolom Portal EBF CFT 750 x 750 x 25 x 25,
(Lantai 6 - 10)
 - Kolom Portal SRPM CFT 500 x 500 x 25 x 25,
(Lantai 6 – 10)
 - Kolom Portal EBF CFT 700 x 700 x 25 x 25,
(Lantai 11 - Atap)
 - Kolom Portal SRPM CFT 450 x 450 x 25 x 25,
(Lantai 11 – Atap)
- Link :
 - Arah X WF 600 x 300 x 14 x 23 (1.6 m)
 - Arah Y WF 600 x 300 x 14 x 23 (1.6 m)
- Bresing :
 - Arah X WF 600 x 300 x 14 x 23
 - Arah Y WF 600 x 300 x 14 x 23

5. Hasil perhitungan sambungan
Perencanaan sambungan di desain menggunakan kombinasi beban ultimate yang didapat dari output ETABS 2013. Dalam perencanaan ini, sambungan yang digunakan adalah sambungan las & baut.
6. Hasil perhitungan struktur bawah
Pondasi struktur menggunakan Tiang Pancang $D = 60$ cm pada Pile Cap Tipe P1 dengan kedalaman 18 m pada portal SRPM dan $D = 60$ cm pada Pile Cap Tipe P2 dengan kedalaman 18 m pada portal EBF berdasarkan hasil penyelidikan tanah SPT (*Standard Penetration Test*).
7. Hasil dari perencanaan struktur dapat dilihat pada lampiran gambar berupa gambar teknik menggunakan program bantu AutoCad 2013.

5.2 Saran

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur bangunan baja – beton komposit dengan bresing eksentris lebih lanjut dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomi, dan arsitektural. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional . 2015. **SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2015. **SNI 2847-2013 : Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung**. Jakarta. Badan Standardisasi Nasional
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung : Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- G. Salmon, Charles & E. Johnson, Jhon. 1991. **”Struktur Baja desain dan Perilaku Jilid 2 Edisi Kedua”**. Jakarta: Erlangga

- Hague, Samuel D., 2013. **Eccentrically Braced Steel Frames As A Seismic Force resisting System**. USA : Kansas State University
- Marwan, Isdarmanu, 2006. **Buku Ajar : STRUKTUR BAJA I**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Nidiasari dan Budiono, 2010. **Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik**. Seminar dan Pameran HAKI.
- Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. **Seismic Eccentrically Braced Frames**. J. Construct. Steel Research.
- Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1989. **On Design of Eccentrically Braced Frames**. J. Construct. Steel Research.
- Ricles, J. M., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2004). **Seismic Behavior of Composite Concrete Filled Steel Tube Column-Wide Flange Beam Moment Connections**. Journal of Structural Engineering
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta : PT Pradnya

LAMPIRAN

1. Gambar Teknik
2. Data Tanah
3. Brosur Wire Mesh
4. Brosur Superfloor Deck
5. Brosur Lift Hyundai
6. Brosur Kolom Concrete Filled Steel Tube
7. Brosur Tiang Pancang

BIODATA



Rayhan Farras Hasan dilahirkan di Jakarta, 13 Oktober 1996. Anak pertama dari tiga bersaudara ini telah menempuh pendidikan formal di SMA Negeri 81 Jakarta. Setelah menyelesaikan sekolah menengah atas, penulis melanjutkan pendidikan tinggi di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil Lingkungan dan Kebumihan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember dan terdaftar dengan NRP

03111540000154. Selama berkuliah penulis menjabat sebagai Staff Departemen Khusus HMS FTSP ITS tahun 2016-2017 dan Kabiro Departemen Khusus HMS FTSP ITS tahun 2017-2018. Penulis Juga pernah menjabat sebagai Wakil Ketua Lomba Civil Expo ITS 2017 dan sebagai Ketua Lomba Civil Expo ITS 2018. Selama berkuliah penulis juga pernah bekerja sebagai *Internship Student* di berbagai perusahaan, diantaranya melaksanakan *Internship* di Departemen Luar Negeri Wijaya Karya pada tahun 2017 dan magang di perusahaan Adhi Persada Gedung pada tahun 2018. DI jurusan Teknik Sipil ini, penulis mengambil tugas akhir pada bidang struktur dengan judul “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris”.



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN

JURUSAN TEKNIK SIPIL

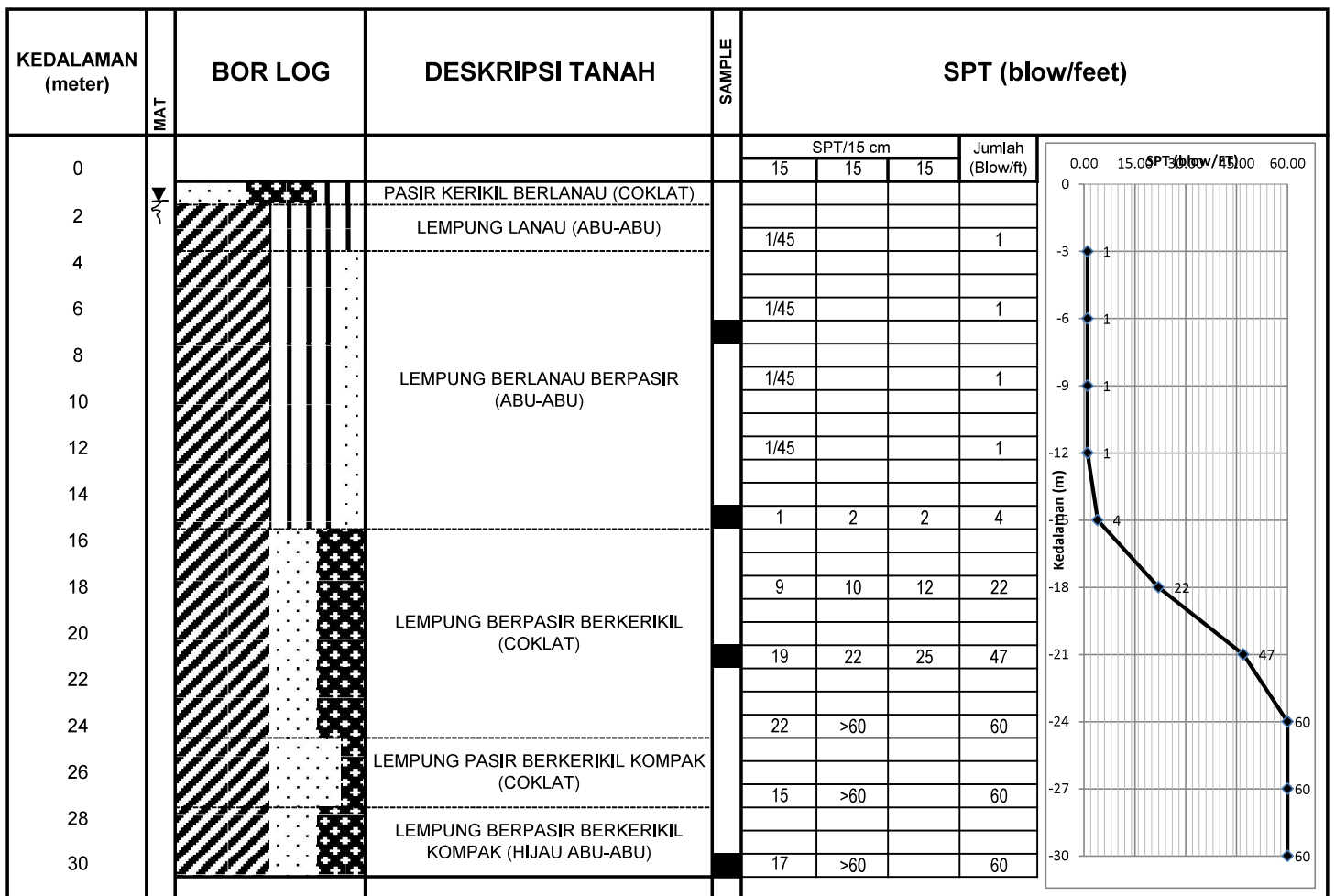
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS

Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111, Telp. 031 5994251-55 Psw 1140 Telp/Fax 031 592 8601, e-mail : tanah.its@gmail.com

LEGEND	PASIR	LEMPUNG	LANAU	KERIKIL	BATU BARA	UNDISTURBED SAMPLE	MAT

KLIEN : PT. KOPEL LAHAN ANDALAN
PROYEK : PEMBANGUNAN APARTEMEN
LOKASI : JL. KENJERAN 504 SURABAYA
TITIK BOR No. : BH - 2

TANGGAL : 19 - 20 Agustus 2016
MASTER BOR : Ropii Cs
ELEVASI : ±0.00 m - MT
MAT : - 1,15 m



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'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

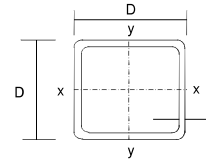
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

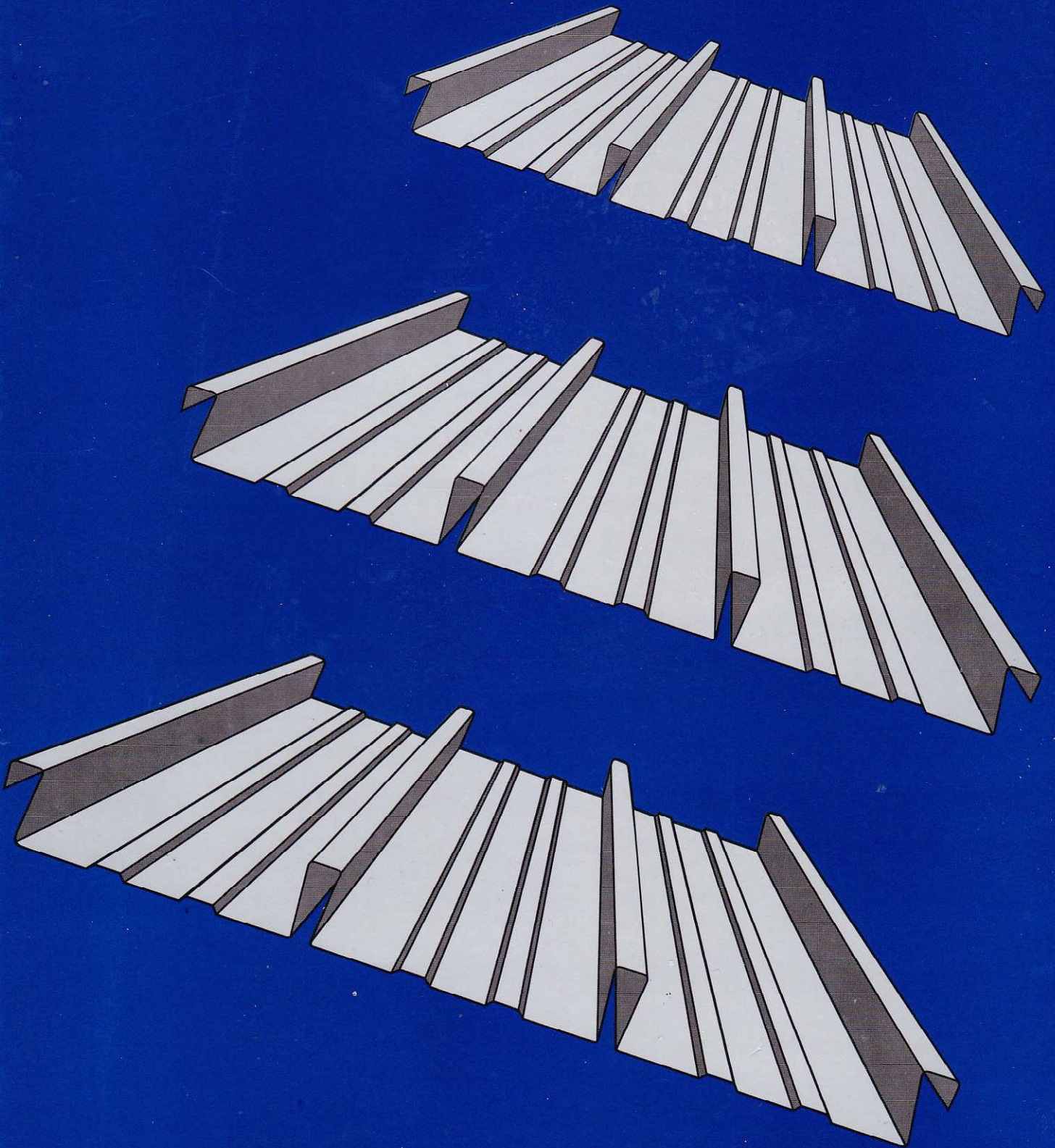
Diameter Kawat Ø Wire Diameter (mm)	Luas Kawat Ø Wire Area (cm ²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm ² /m') Menurut Spasinya Setiap Arah Total Wire Area (cm ² /m') According to Spacing Each Direction											
		Spasi / Spacing (mm)											
		50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325
4.0	0.126	2.51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

SUPER HOT COLUMNS

Super Hot Columns**Submerged arc welded steel tubes**

Designation	Mass	Area	Second	Radius	Elastic	Plastic	Torsional		Surface	
Size	Per	Of	Moment	Of	Modulus	Modulus	Constant		Area	
D	Thickness	Section	Of Inertia	Gyration	Z	S	J	C	Per Metre	
D	t	A	I	r	Z	S	J	C	m ² /m	
mm	mm	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99

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.

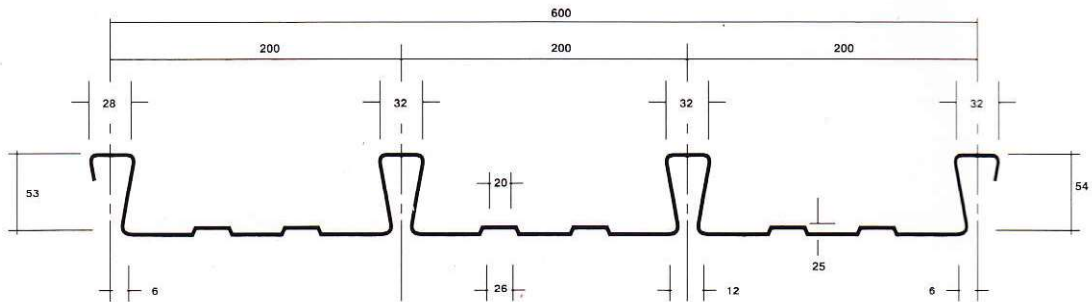
Super Floor Deck® dapat dipesan sesuai panjang yang dibutuhkan. Untuk memudahkan dalam pemasangan dan pengangkutan, dianjurkan panjang maximum 12 meter.

KEUNGGULAN-KEUNGGULAN **Super Floor Deck**®

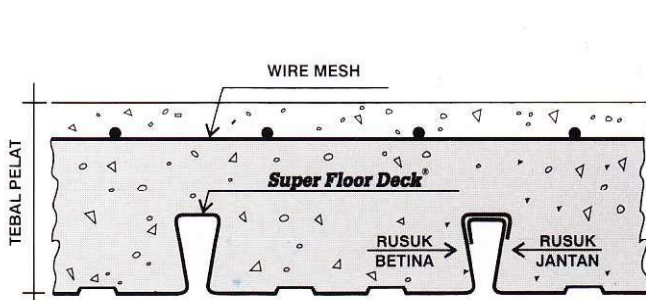
- pemasangan yang cepat dan mudah.
- Sebagai pengganti tulangan positif searah.
- Ketahanannya terhadap kebakaran lebih baik.
- Dapat difinishing dengan cat sebagai plafond.
- Baja berkekuatan tinggi yang memberikan platform kerja yang lebih aman.

SPESIFIKASI

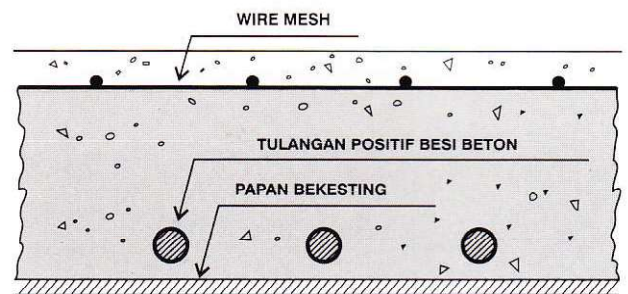
Bentuk gelombang dan ukuran **Super Floor Deck**®



Berat per satuan luas : 10,10 Kg/M² untuk ketebalan 0,75 mm
 Berat per satuan panjang : 6,06 Kg/M²



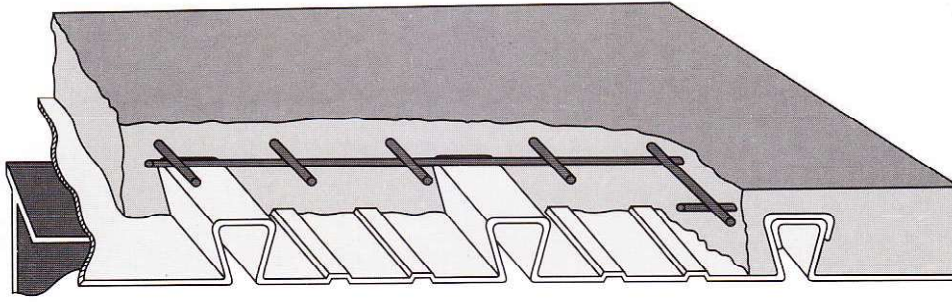
SUPER KOMPOSIT PELAT BETON



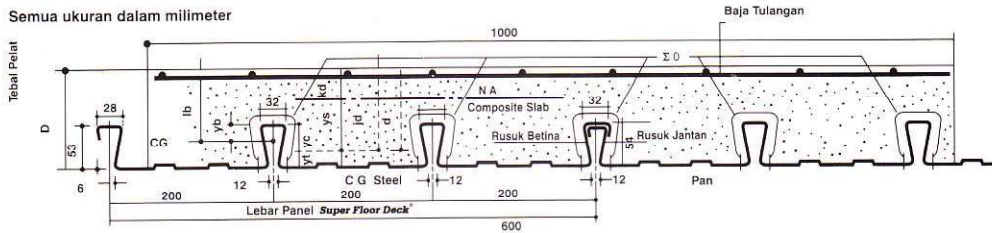
KONVESIONAL PELAT BETON

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: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck®** PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah			
			Yc	Yt	I _p	Z _{pc}	Z _{pt}	I _n	Z _{nc}	Z _{nt}		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm O' Bearing KN	Pertambahan per 10 mm	Max	
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ² x mm ³	10 ² x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 ² x mm ³	10 ² x mm ³	10 ⁸ x mm ⁴	3.76	10 mm O' Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	max KN	10 mm O' Bearing KN	Increment, Per 10 mm KN	Max KN
0.75	10.1	1241	38.6	16.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19	

Catatan : I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Notes

I_n = idem untuk daerah momen negatif

Z_{nt} = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{nc} = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Z_{pc} = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

Z_{pt} = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

I_p = I_p (1.26 - 0.26 I_p/I)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION 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																				
	BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000														
TIANG PENYANGGA PROPONG	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM														
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65
	2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75		
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12		
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17				
	4.50								13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53							13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95						
	5.00								15	6.20	15	7.27	15	8.90									15	4.90	15	5.73	15	6.58								

- Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEAN 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 konstruksi baja selesai dipasang dan balok-balok (beam) nya sudah dilot water pas, lembaran **Super Floor Deck**® segera dipasang. Biasanya pada konstruksi 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 celulose 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.



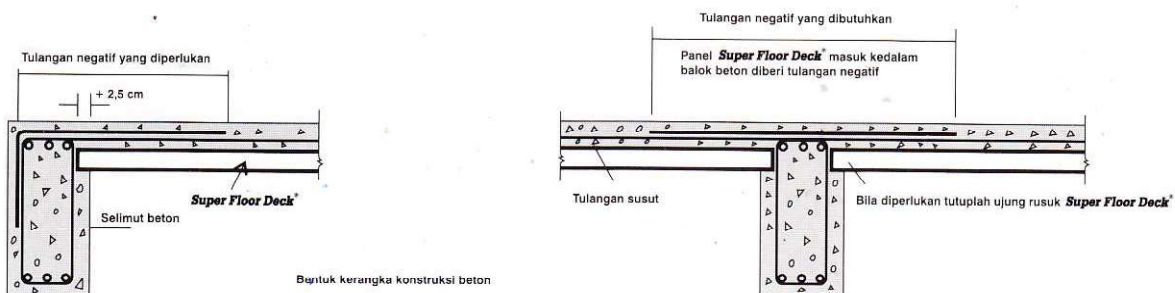
CARA PEMASANGAN PADA KONSTRUKSI BETON

Memasang lembaran **Super Floor Deck**® di atas konstruksi 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

1. 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.

2. 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 dilubangi sesuai dengan jarak angkur-angkur atau stek besi tersebut. Setelah angkur-angkur/stek besi dibengkokkan, selanjutnya pengecoran dilaksanakan.

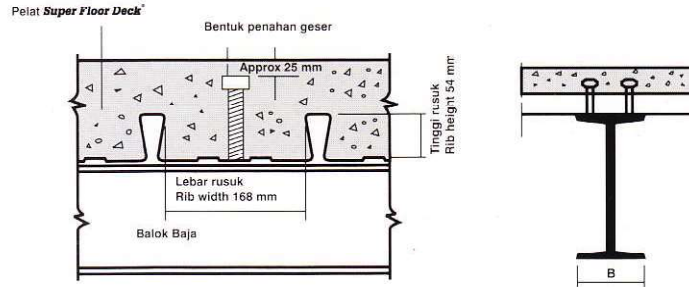


TIANG PENYANGGA SEMENTARA

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 seeara khusus. Tinggi maksimum di bawah permukaan akhir plat beton 2 cm. Adapun jaraknya harus dihitung berdasarkan diagram gaya lintang balok.



TULANGAN SUSUT

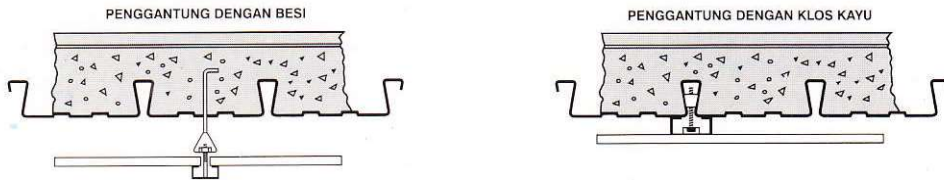
Disarankan memakai Tulangan Susut yang berfungsi selain untuk mengatasi keretakan lantai beton akibat perubahan temperatur dan juga menyebarkan pembebanan. Untuk plat tebal antara 9-12 cm, bisa digunakan jaring kawat berdiameter 5 mm dan 6 mm untuk tebal antara 13-16 cm

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, vermikulit, bisa langsung disemprotkan kepermukaan bagian bawah **Super Floor Deck**

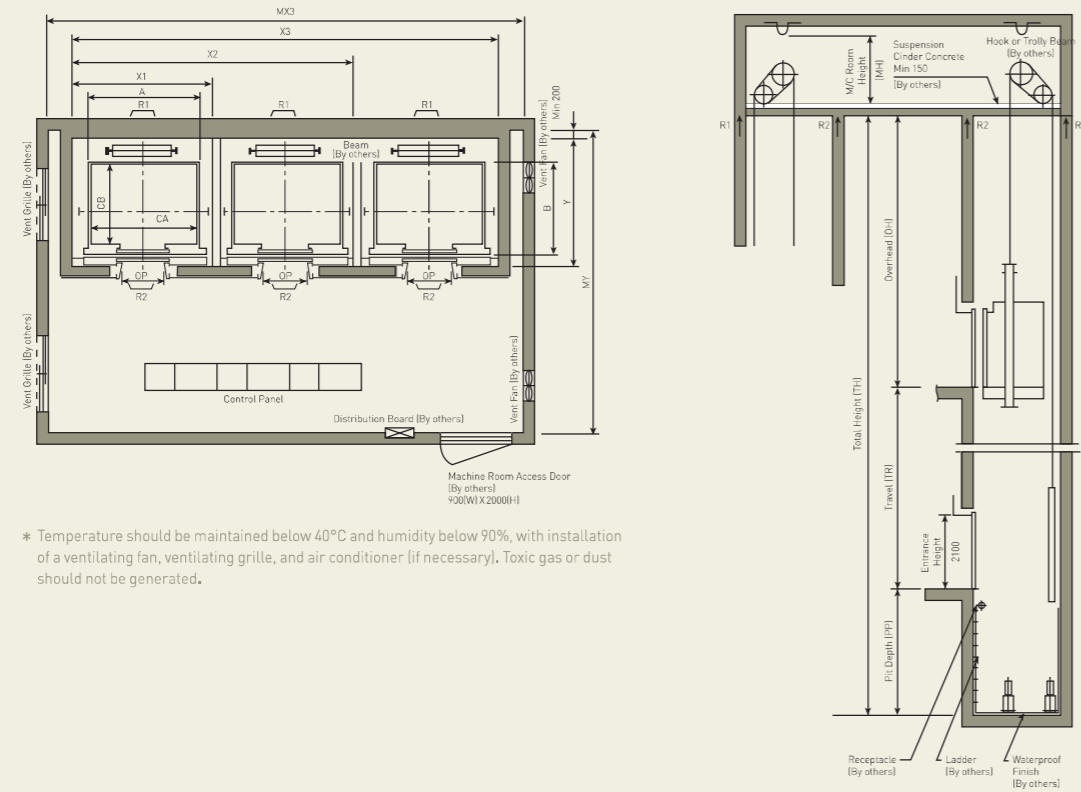


INSTALLATION LAYOUT PLAN & STANDARD DIMENSIONS



The hoistways of the i-XEL occupy a minimum of space. They are the result of joint research and design by Hyundai Elevator's top engineers and designers. In addition to offering outstanding technologies, the hoistways have a high-class design, enabling building owners to use building space to maximum effect and passengers to enjoy a comfortable, beautiful space.

Plan of Hoistway & Machine Room (In-Line Arrangement of 3 Units) / Section of Hoistway



* Temperature should be maintained below 40°C and humidity below 90%, with installation of a ventilating fan, ventilating grille, and air conditioner (if necessary). Toxic gas or dust should not be generated.

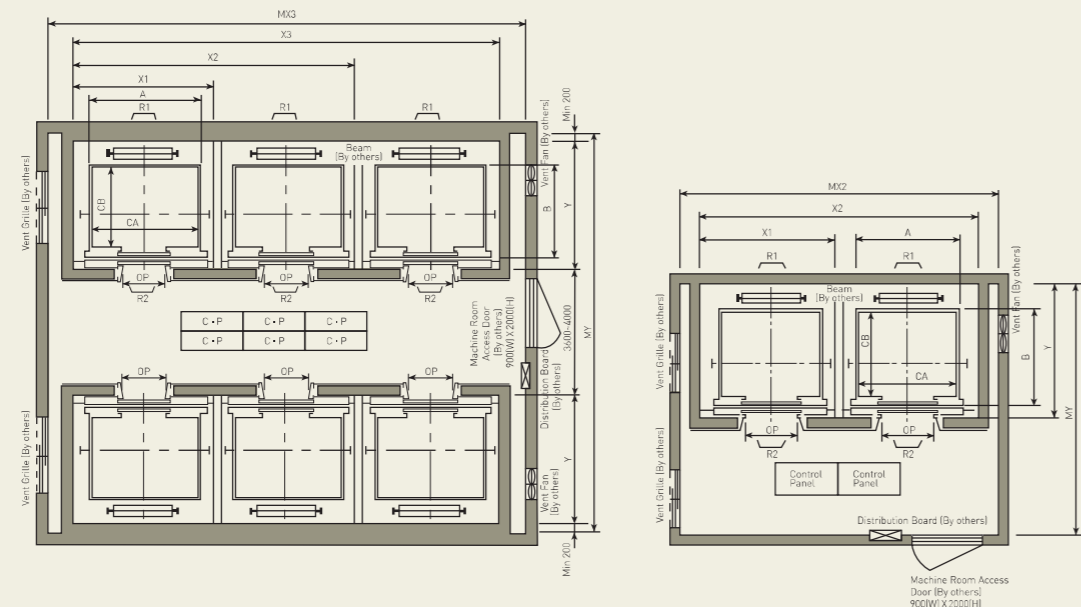
Standard Dimensions & Reactions

(Unit : mm)

Speed (M/Min)	Persons/Capacity		Clear Opening OP	Car		Hoistway				M/C Room				M/C Room Reaction(kg)	
	persons	[kg]		Internal	External	1Car	2Cars	3Cars	Depth Y	1Car	2Cars	3Cars	Depth MY	R1	R2
				CA x CB	A x B										
180	13	900	900	1600x1350	1700x1520	2300	4550	6900	2150	2800	5500	7900	4500	12030	6630
				1600x1500	1700x1670										
	15	1000	900	1800x1500	1900x1670	2500	4950	7500	2350	3000	6100	8800	4700	13080	7130
				2000x1350	2100x1520										
	20	1350	1000	1800x1700	1900x1870	2500	4950	7500	2550	3000	6100	8900	5000	14360	7650
				2000x1500	2100x1670										
24	1600	1100	2000x1750	2100x1920	2700	5350	8100	2600	3200	6250	9100	5000	15090	8080	
			2150x1600	2250x1770											
210 240	15	1000	900	1600x1500	1700x1670	4600	6950	2350	5600	8200	4900	12810	7800		
				1800x1300	1900x1470										
	17	1150	1000	1800x1500	1900x1670	5000	7550	2350	6100	8900	4900	14100	8000		
				2000x1350	2100x1520										
	20	1350	1000	1800x1700	1900x1870	5000	7550	2550	6100	8800	5000	15100	8050		
				2000x1500	2100x1670										
24	1600	1100	2000x1750	2100x1920	5400	8150	2600	6400	9000	5000	15700	8100			
			2150x1600	2250x1770											

1. The minimum hoistway dimensions are shown in the above table. Some allowances should be made in consideration of the sloping of the hoistways.
2. The above dimensions assume use of cars with center opening doors. Consult Hyundai for dimensions with side opening doors.
3. For elevators with capacity of more than 1800kg consult Hyundai.
4. When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
5. The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81=75kg/person)

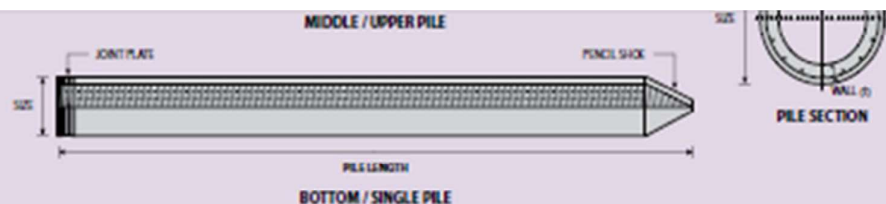
Face-to-Face Arrangement



(Unit : mm)

Speed (M/Min)	Overhead (OH)	Top Clearance (TC)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
180	6000	2300	2700	2500
210	6400	2700	3200	2800
240	7100	3350	3850	2800

1. The above table shows minimum figures. Therefore, some allowances should be made considering errors that may occur during construction.
2. Above dimensions are applied in case car height is 2800 mm. In case car height is over 2800 mm, overhead should be applied above dimension plus additional height.



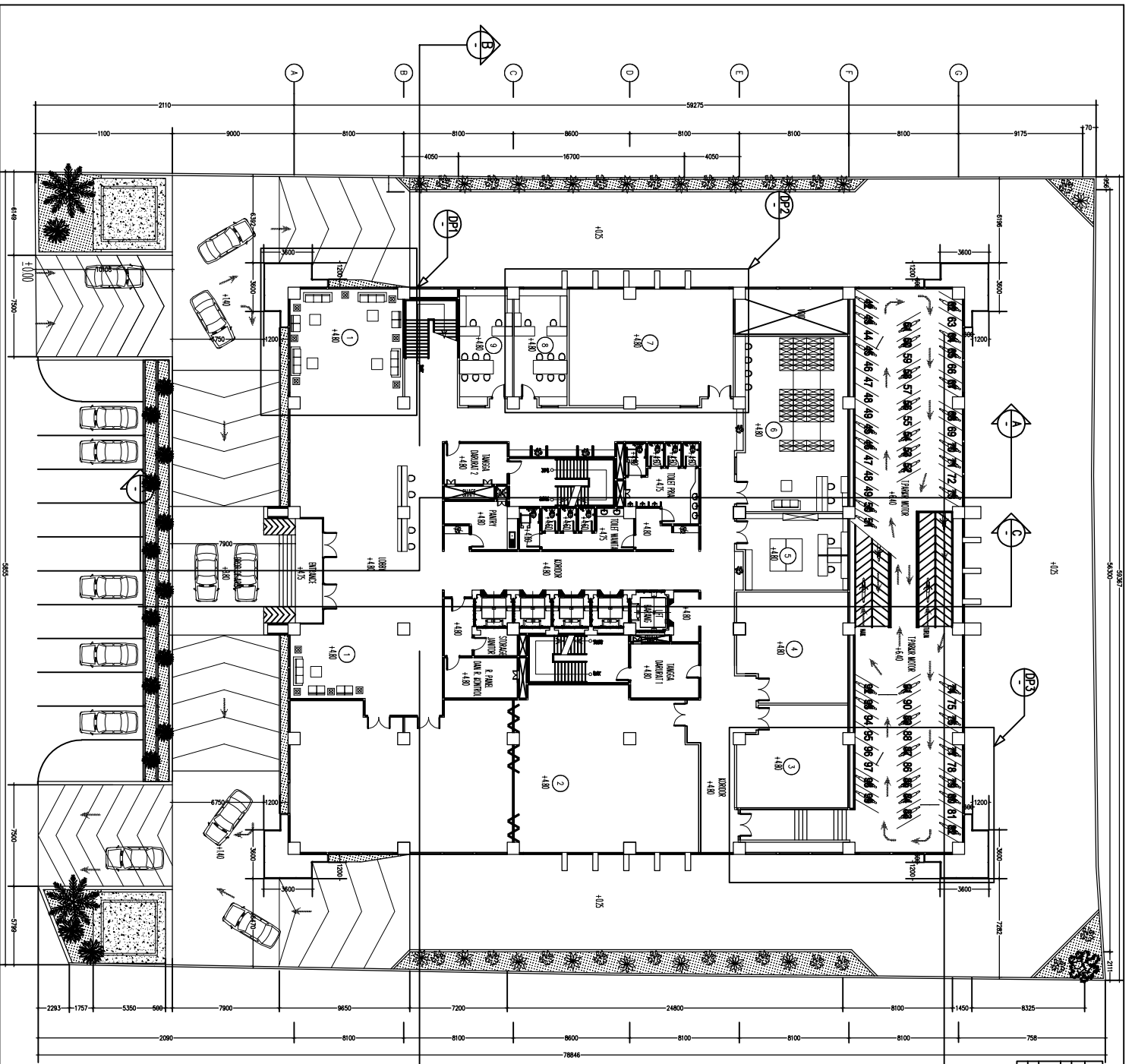
PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6-14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6-15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6-16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6-17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6-16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
800	120	2,563.54	1,527,869.60	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
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6-24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6-24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

Note : * Crack Moment Break on BS 4433:1987 (Prestress of Spun Concrete Piles)



PELAKSANAAN TAHUN ANGGARAN 2017		
KIS	LEKASIS	JENIS PERAKAAN
1	LANTAI BERSAR - 9	SELURUH PERAKAAN BERKAWAN
2	LANTAI 4 - ATAP	ROOF AND EXTERIOR FINISH, PLASTERING
3	FAKAD	SELURUH PERAKAAN FAKAD GEDUNG BERKAWAN

- KETERANGAN :
- 1 = AREA RUANG TUNGGU
 - 2 = RUANG SERBAGUNA
 - 3 = RUANG GUDANG BASAH
 - 4 = RUANG GUDANG KERING
 - 5 = RUANG PENGELOLAAN SURAT / EKSPEDISI
 - 6 = RUANG ANSIP
 - 7 = RUANG BISNIS
 - 8 = RUANG SOSIAL
 - 9 = AREA INTERNATIONAL OFFICE / HUMAS

DENAH LANTAI 1
SKALA 1 : 300

DOKUMEN INI TIDAK BOLEH DIPRODUKSI,
DIDUKA ATAU DICATUK BUKA SEKALIAN
MAJU INKUESI DAN DOKUMEN INI HARUS
DIPERUNTUK DARI KANTOR INI TANPA PERSETUJUAN
TERTULIS DAN KONSULTASI PERAKAAN

REVISI

NO	REVISI	TANGGAL	REVISI



UNIVERSITAS AIRLANGGA
SURABAYA

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
GEDUNG TAMPIL III
FAKULTAS FARMASI

UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C

JALAN MALAYOGRA SIBOLLO SURABAYA
JAWA TIMUR 60132

PERAKAAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

ANGGARAN WILAYAH, S.T. M. Hal. Kem
NIP. : 80000200 01000

Wakil Dewan Perwakilan Rakyat
UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

D. DINI SETYAWATI
NIP. : 811111 1989 1003
KONSULTAN PERENCANAAN



PT. PANDU PERSADA
SURABAYA
JALAN ...

PENANGGUNG JAWAB BANGUNAN	
JAWABAN	TUGAS TANGGAPAN
DIREKTOR UTAMA	PAULI HARDOLO, ST. MT.
TEKNIK LEBER	E. ROBERTA M. WATIA, MT. IN.
KOROS AGENTIS	K. PRISMANA, ST. IN.
KOROS STRUKTUR	E. HESSE HESSE HANIKAH
KOROS Mekanik	E. JALANG BERTHUS
KOROS ELEKTRIK	E. ANTONIO ANTONIO
	ALDI GUSMAN

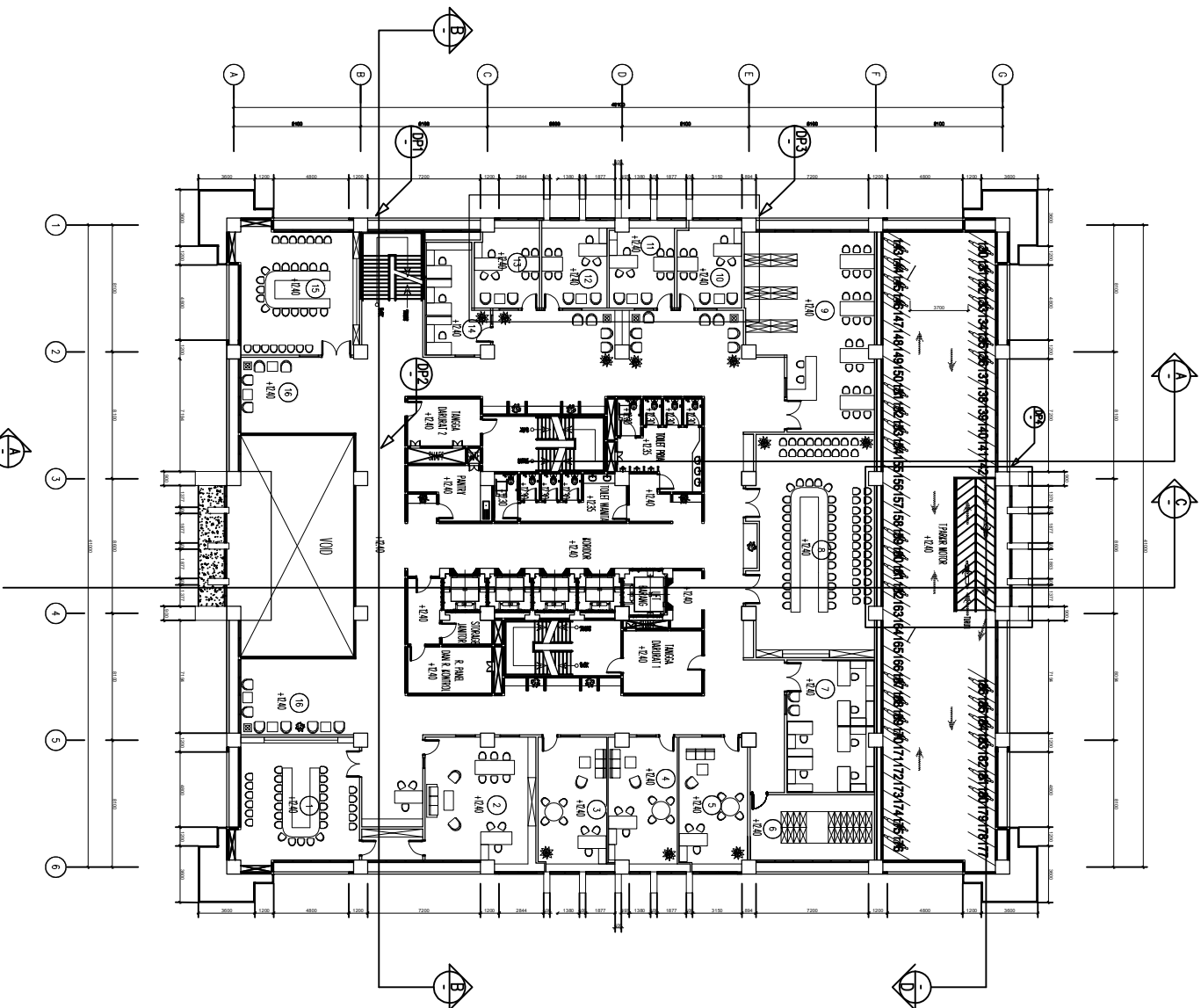
DENAH LANTAI 1

SKALA	KONTAK TERBARU	JAMUAN TERBARU
SKALA 1:300	1	27

PELAKSANAAN TAMBAH ANGGARAN 2017	
NO	LOKASI
1.	LANTAI DEKAT - 3
2.	LANTAI 4 - ATAP
3.	FASADE
	JENIS PEKERJAAN
	1. SELURUH PERENCANAAN DERAJATAN
	2. PERENCANAAN PERENCANAAN BANGUNAN, KONSENTRASI, PERENCANAAN
	PERENCANAAN STRUKTUR, PERENCANAAN LANSI, PERENCANAAN
	3. SELURUH PERENCANAAN FASADE DENGAN DERAJATAN

- KETERANGAN :
- 1 = RUANG RAPAT PIMPINAN FAKULTAS
 - 2 = RUANG DEKAN
 - 3 = RUANG WAKIL DEKAN III
 - 4 = RUANG WAKIL DEKAN II
 - 5 = RUANG WAKIL DEKAN I
 - 6 = STORAGE
 - 7 = RUANG KARYAWAN (8 Org)
 - 8 = RUANG SIDANG I (73 Org)
 - 9 = RUANG BACA (22 Org)
 - 10 = RUANG KAPRODI I
 - 11 = RUANG KAPRODI II
 - 12 = RUANG KAPRODI III
 - 13 = RUANG KAPRODI IV
 - 14 = RUANG BADAN PERTIMBANGAN FAKULTAS
 - 15 = RUANG SIDANG II (32 Org)
 - 16 = RUANG TUNGGU

DENAH LANTAI 2-3
SKALA 1 : 300



DOKUMEN INI TIDAK BOLEH DIPRODUKSI,
DIBAWA ATAU DICONTAKI SIKAP SENGAMBI
MAJU INKUESI/BAHAYAN DALAM BENTUK APAPUN UNTUK
KEPERLUAN DI LUAR NOKTAH DAN TANPA PERSETUJUAN
TERPUS DAN KONSULTAN PERENCANAAN



UNIVERSITAS AIRLANGGA
SURABAYA

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
GEDUNG TAMPAK III
FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C

JUANDA MULIA PEREDA SIMBOLA SURABAYA
JUNTA TIMOR 0175
KEMENTERIAN KEMENTERIAN
PELUANG PELUANG KEMENTERIAN
UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

ANGGA EKA WONGSANA, S.T., M. Eng
NIP. : 19600303 01000

WAKIL DEKAN II FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

D. DIM SETYAWAN
NIP. : 19710109 100
KONSULTAN PERENCANAAN



PT. PANDU PERSADA
SALINGKAS
JALAN
PENUNGGANG JUNG BOWANG
TAMAN TIRANIDA
KAWASAN PERENCANAAN
TEKNIK LANSI
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN
KAWASAN PERENCANAAN

DENAH LANTAI 2-3		
SKALA	NOVEMBER	JULAI
1:300	2	27

NO	LOKASI	PELAKSANAAN TAHUN ANGGARAN 2017
1	LANTAI DASAR - 3	JENIS PERUBAHAN
2	LANTAI 4-11	PERUBAHAN PASANGAN BATA, KUBEN, PESTERAN, HANVA SRI RESISTEN & ANEKA KELENGKAPAN
3	FAKASDE	SELURUH PERUBAHAN FASADE GEDUNG DIBERUBAHKAN

DOKUMEN INI TIDAK BOLEH DIPRODUKSI
 DAN/DIA AMAL/DIANTAR TANPA SEDIKIAN
 HAKIPERSEKUTUBAN DARI BENTUK APAPUN UNTUK
 KEPERLUAN DI LUAR HOKUS NI TANPA PERSETUJUAN
 TERTULIS DARI KONSULTAN PERENCANA



UNIVERSITAS AIRLANGGA
 SURABAYA

REVISI	TANGGAL	REVISI

PERENCANAAN PEMBANGUNAN
 GEDUNG TAJEM III
 FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C

JUMLAH PERSEGI SIKELD SURABAYA
 ANTA TANPA STIS
 MENENTUKAN JENJELUR:
 PERALTA PERALTA KONSULTAN
 UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

ANGKA SKALA MENCAMUKA, ST. AL. KAM. 10m
 NPT : 1:3000 2017 2:1000

MENENTUKAN:
 WAKU DENAH FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA SURABAYA

DI DESAIN OLEH
 NPT : RINTIS BIRU 088
 KONSULTAN PERENCANA



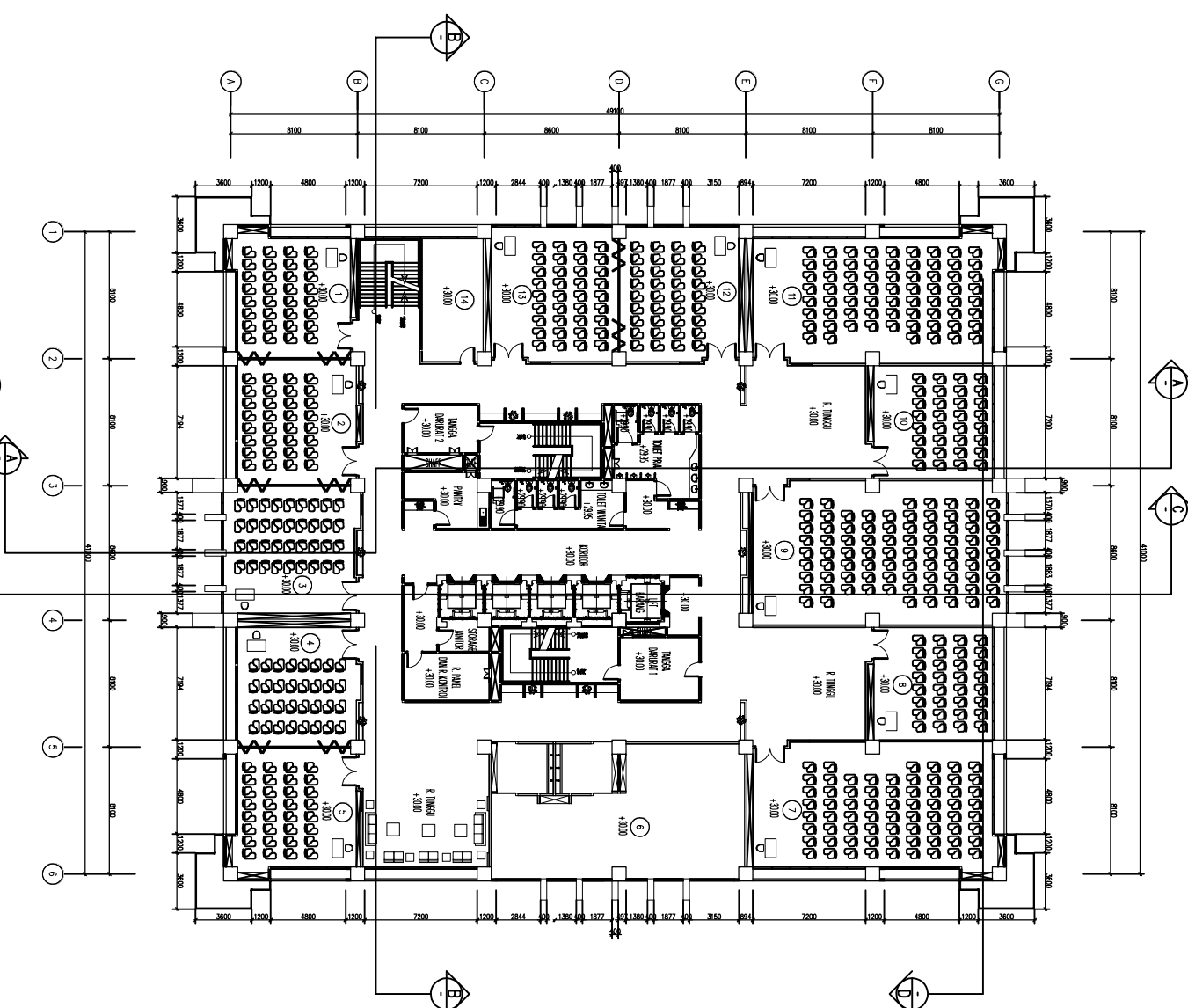
JUMLAH	PERENCANAAN JAWAB BOWING	TAMBAH TANGKAP
DESAIN LEBER	PAULI HUDA, ST. MT	
KOROR ANSITER	K. MOGAS R. NANTA, MT, MT	
KOROR ANSITER	K. FERMANITA, MT	
KOROR ANSITER	K. ESTER FERDINANDI	
KOROR BERANAK	K. SUDARMAHARTO	
KOROR ELEKTRIKAL	K. ARYONO DIMANUSADO	

DENAH LANTAI 4-11

SKALA	NOVOR DENAH	JUMLAH DENAH
1 : 300	3	27

DENAH LANTAI 4-11

SKALA 1 : 300



- KETERANGAN:
- 1 = RUANG TUTOR (22 Orj)
 - 2 = RUANG TUTOR (32 Orj)
 - 3 = RUANG TUTOR (36 Orj)
 - 4 = RUANG TUTOR (32 Orj)
 - 5 = RUANG TUTOR (32 Orj)
 - 6 = MUSHOLA
 - 7 = RUANG TUTOR (89 Orj)
 - 8 = RUANG TUTOR (32 Orj)
 - 9 = RUANG TUTOR (84 Orj)
 - 10 = RUANG TUTOR (32 Orj)
 - 11 = RUANG TUTOR (89 Orj)
 - 12 = RUANG TUTOR (36 Orj)
 - 13 = RUANG TUTOR (36 Orj)
 - 14 = STORAGE



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

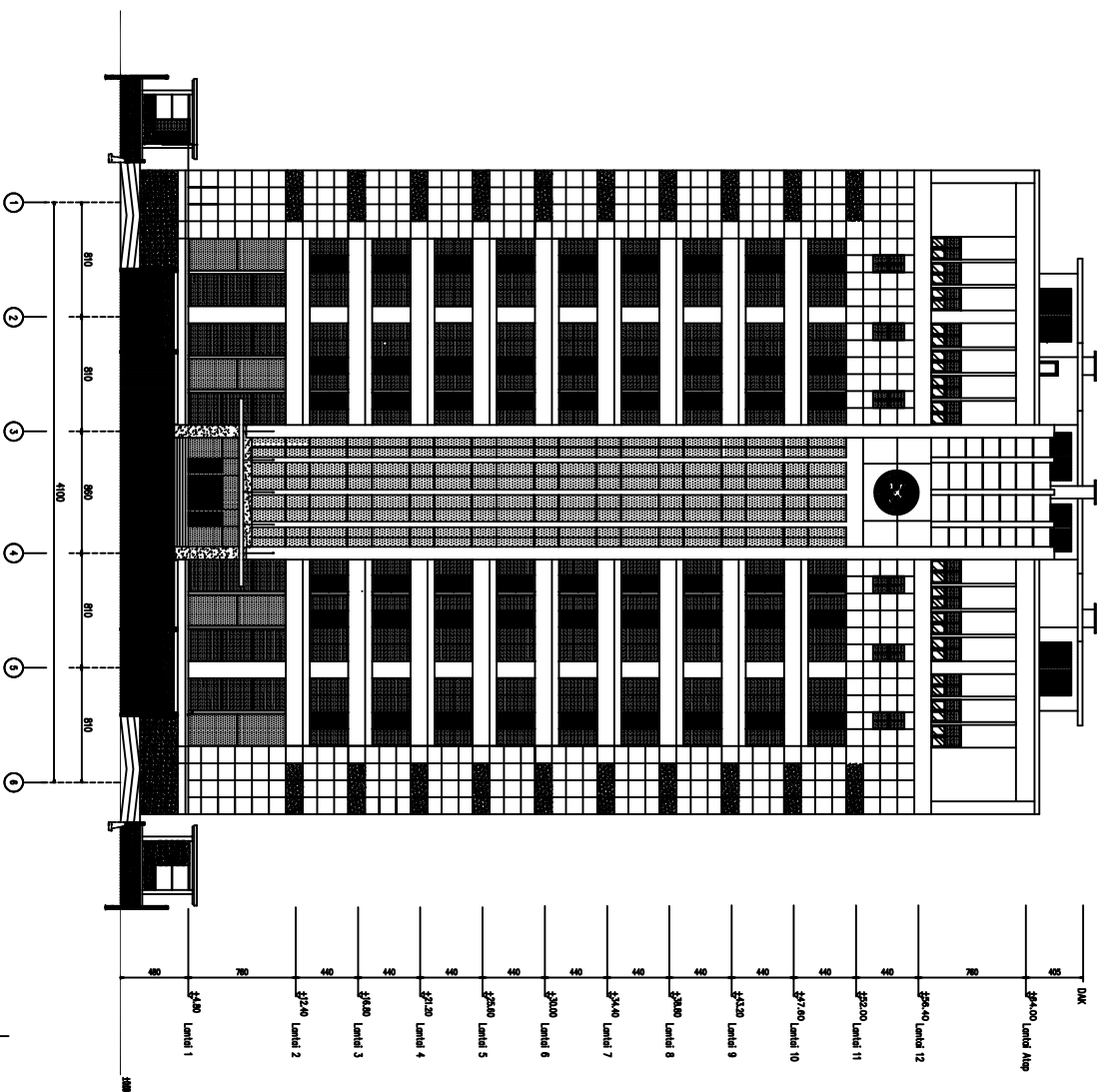
TAMPAK DEPAN

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

4 27





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

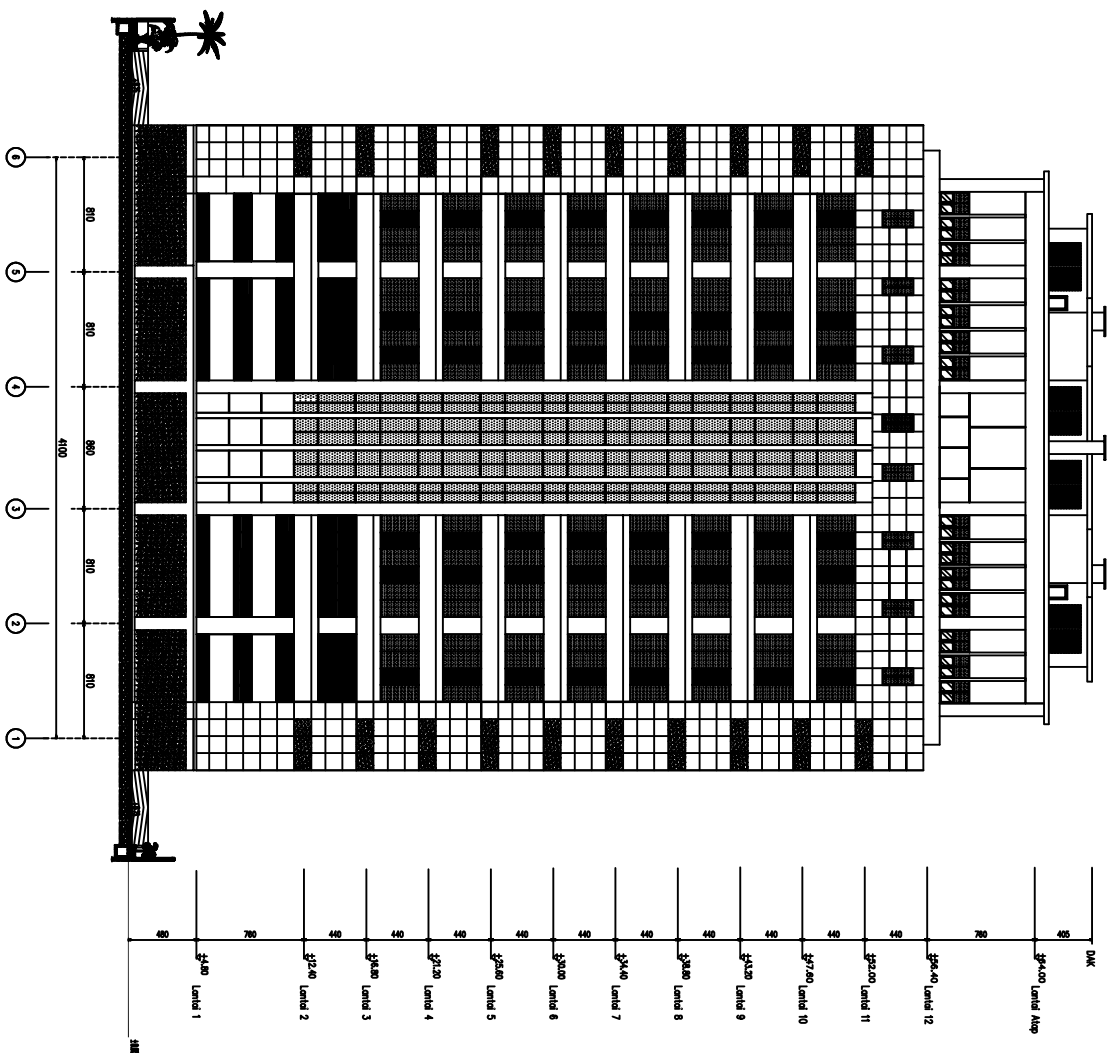
TAMPAK BELAKANG

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

5 27





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amalia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

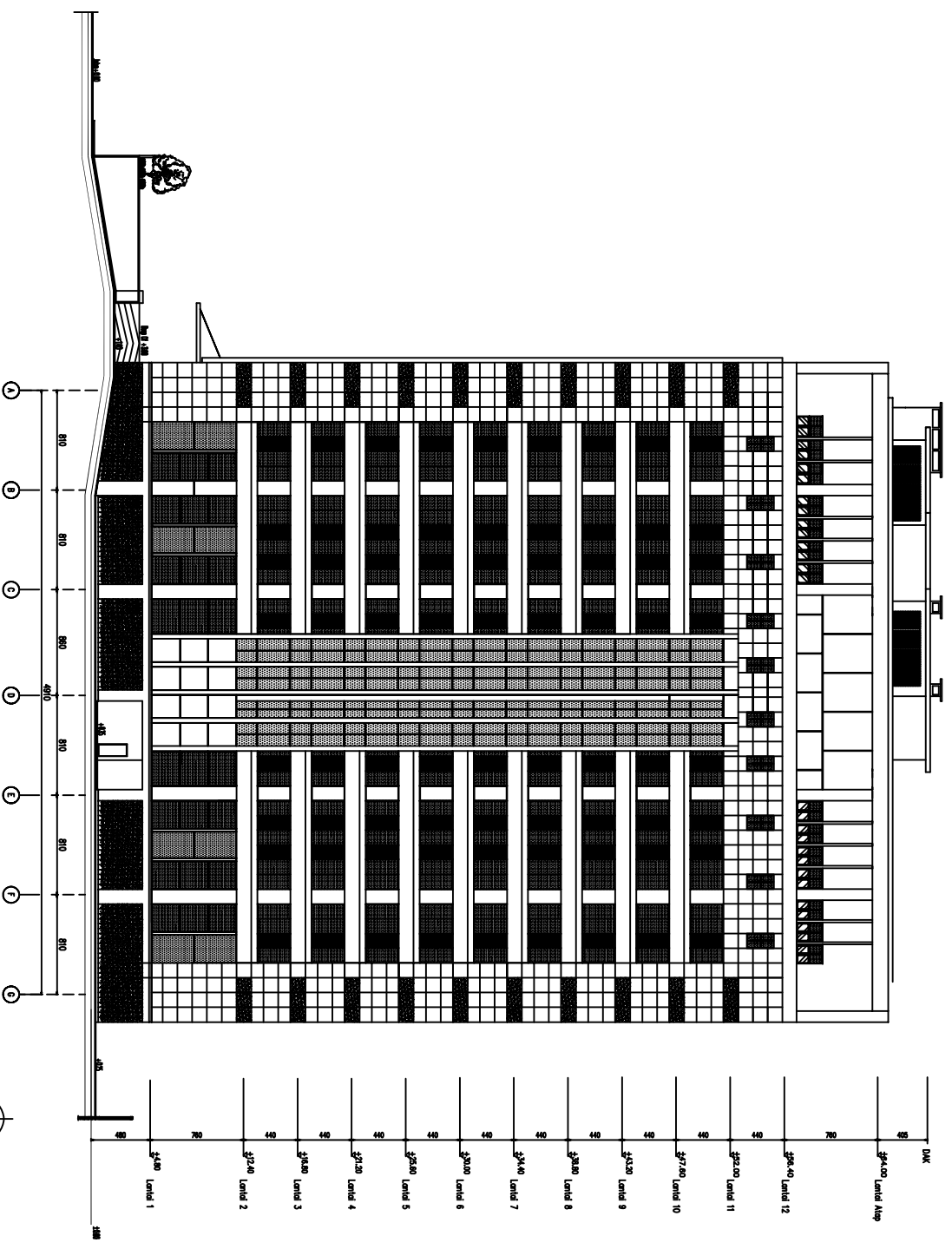
TAMPAK KANAN

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

6 27





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

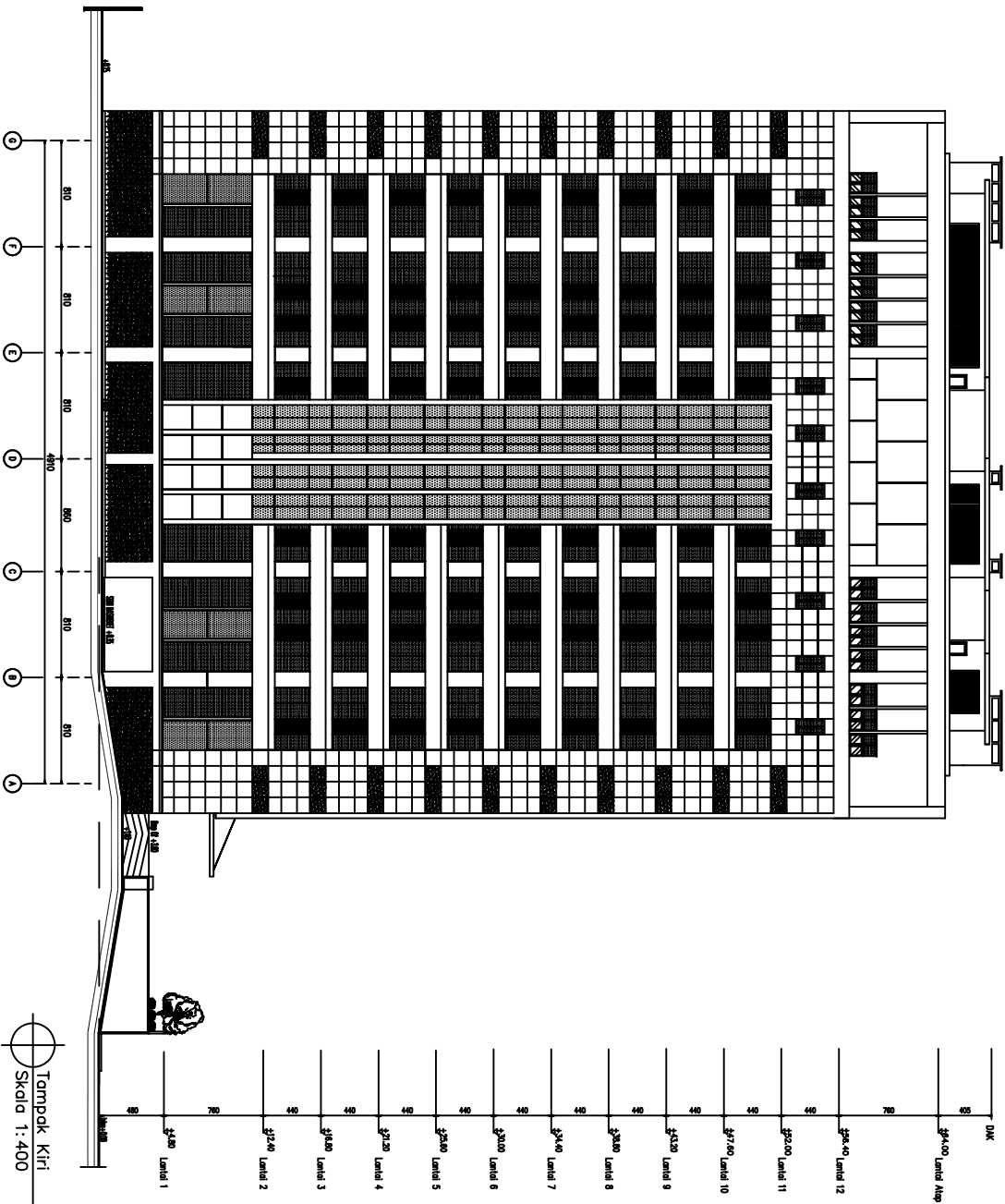
TAMPAK KIRI

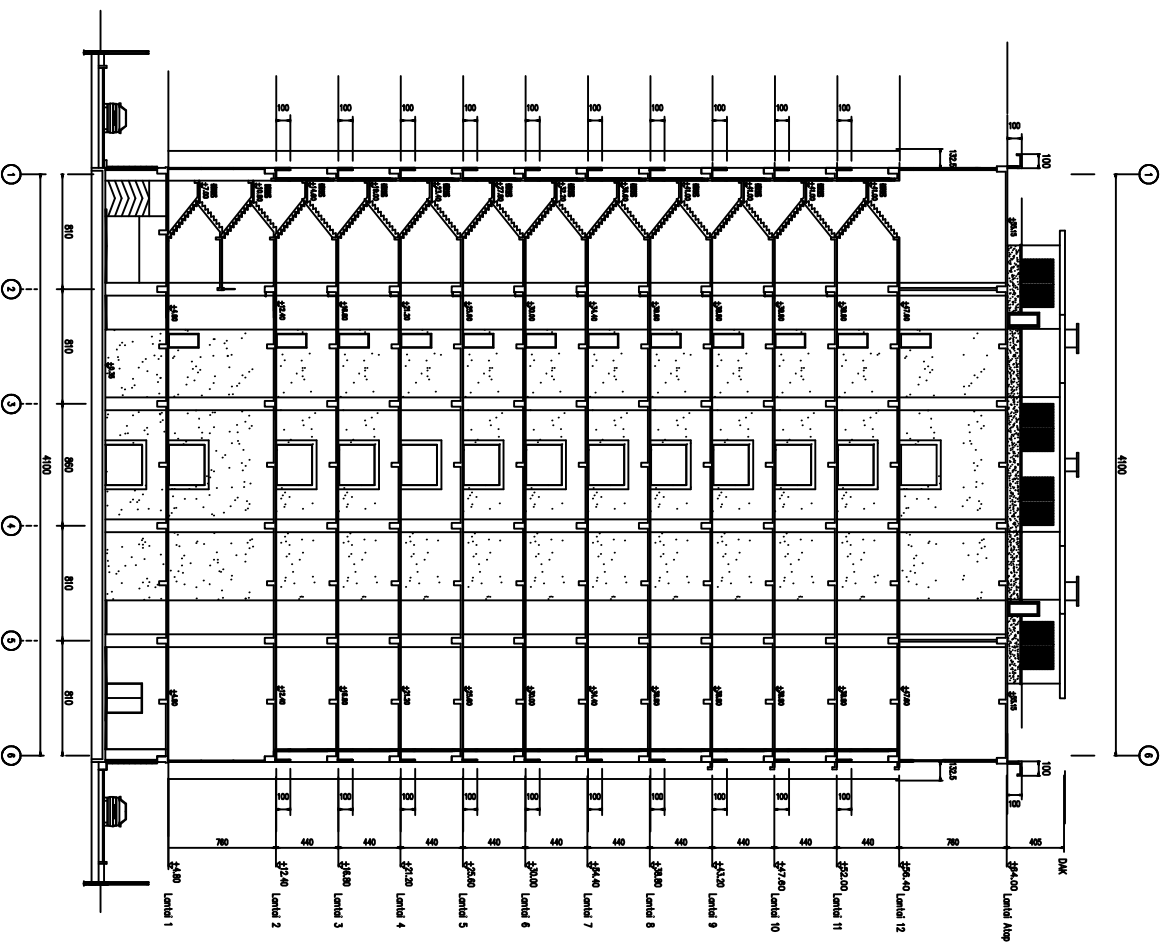
SKALA

1: 400

NO. GAMBAR

7 27





Potongan A-A
Skala 1:400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

POTONGAN A-A

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

8 27



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

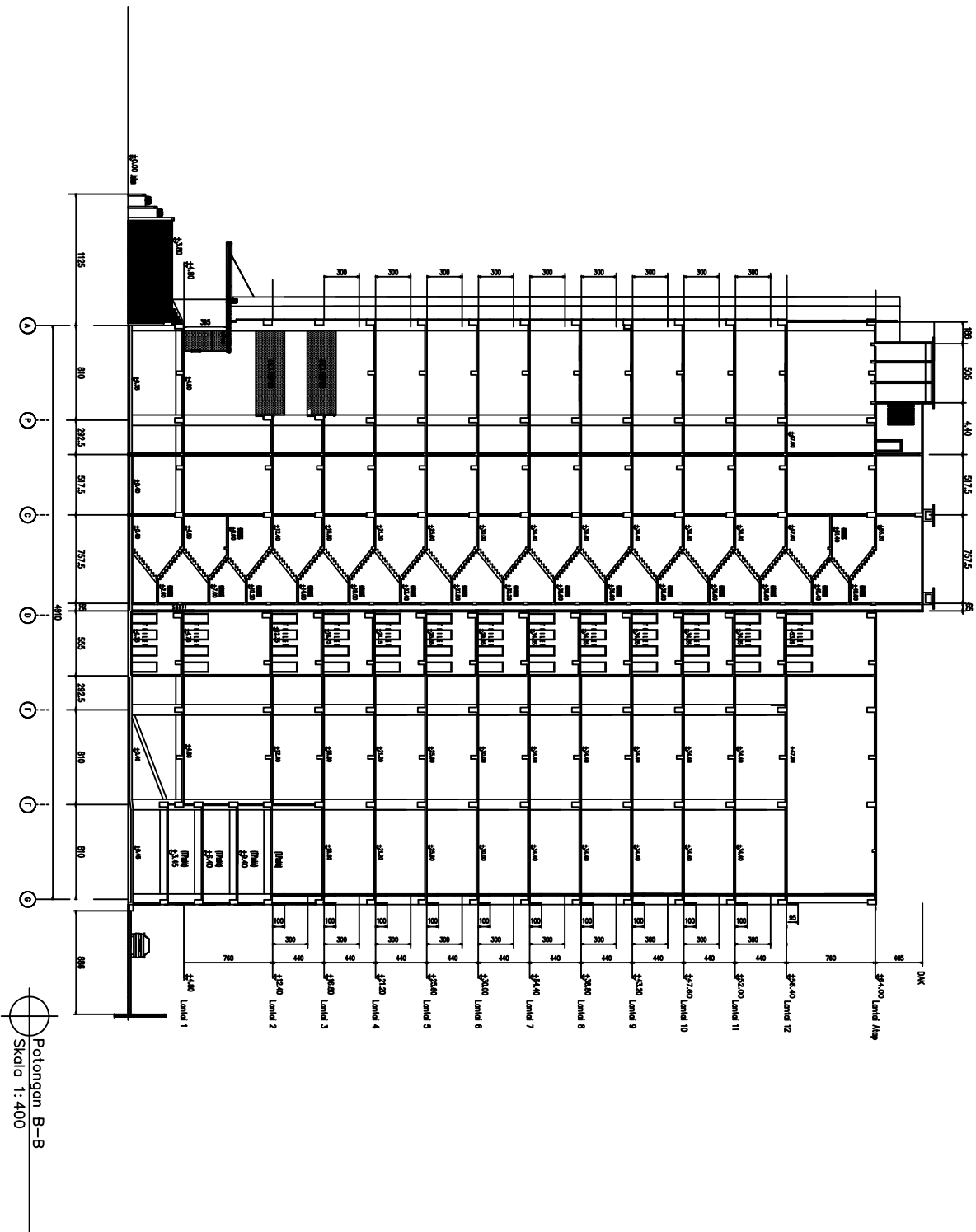
POTONGAN B-B

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

9 27





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

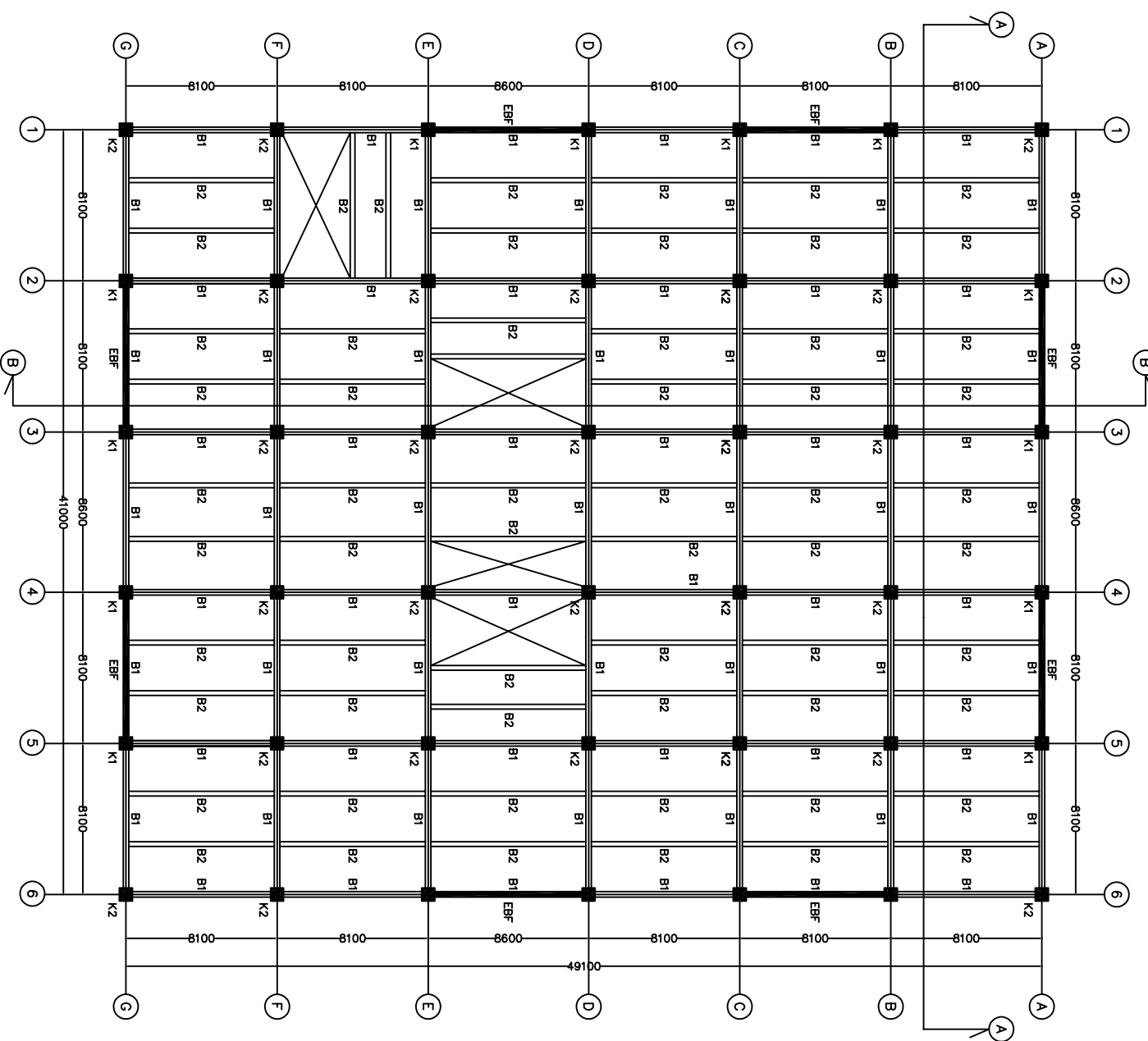
DENAH LANTAI 1, 4-13

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

10 27



Denah Lantai 1, 4-13
Skala 1:250

- K1 = Kolom CFT 800.800.25
- K2 = Kolom CFT 600.600.25
- B1 = Balok WF 600.300.14.23
- B2 = Balok Anak WF 400.200.8.13
- EBF = Eccentrically Braced Frame



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

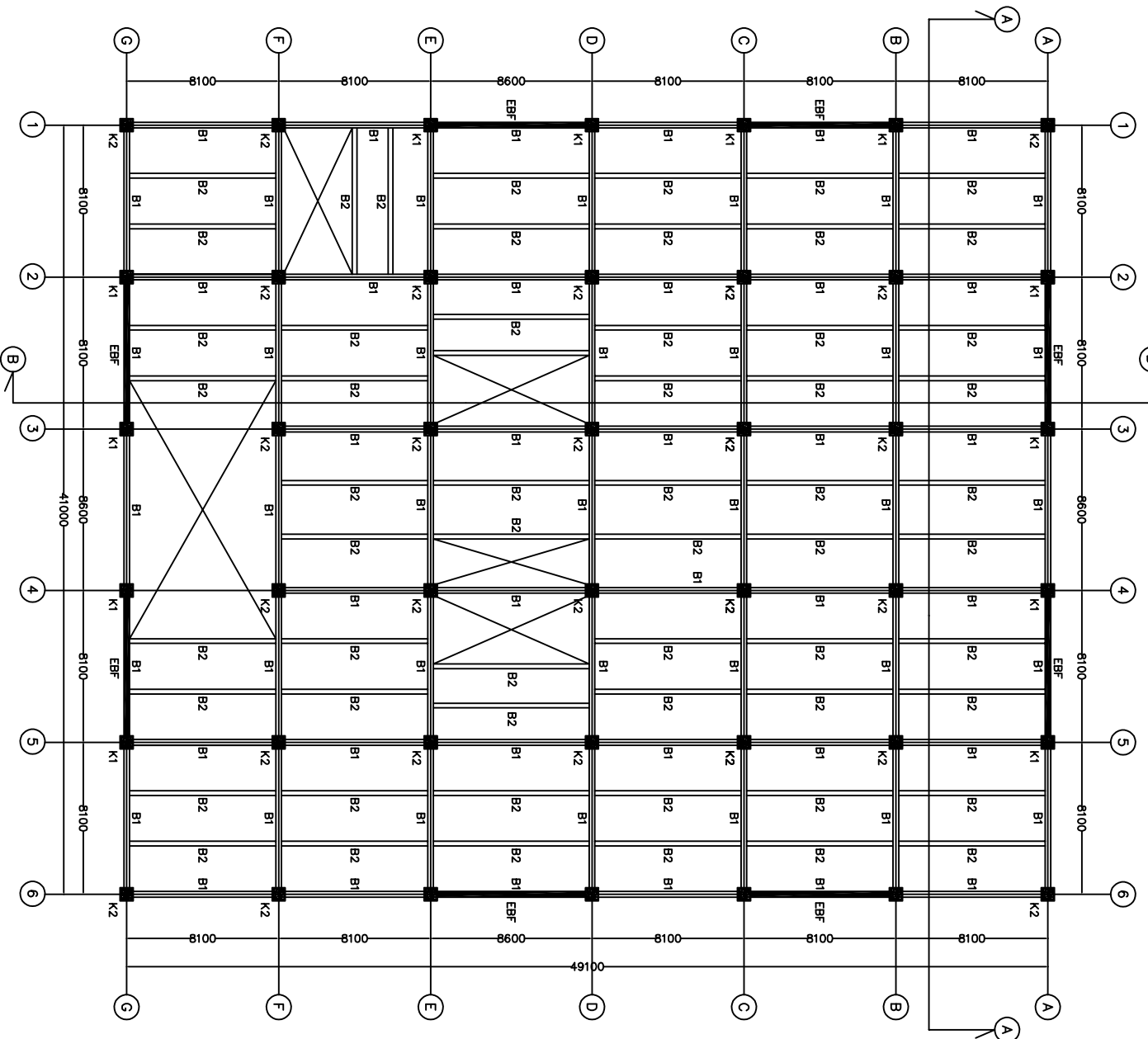
DENAH LANTAI 2-3

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

11 27



Denah Lantai 2-3
Skala 1:250

- K1 = Kolom CFT 800.800.25
- K2 = Kolom CFT 600.600.25
- B1 = Balok WF 600.300.14.23
- B2 = Balok Anak WF 400.200.8.13
- EBF = Eccentrically Braced Frame



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN
03111540000154

NAMA GAMBAR

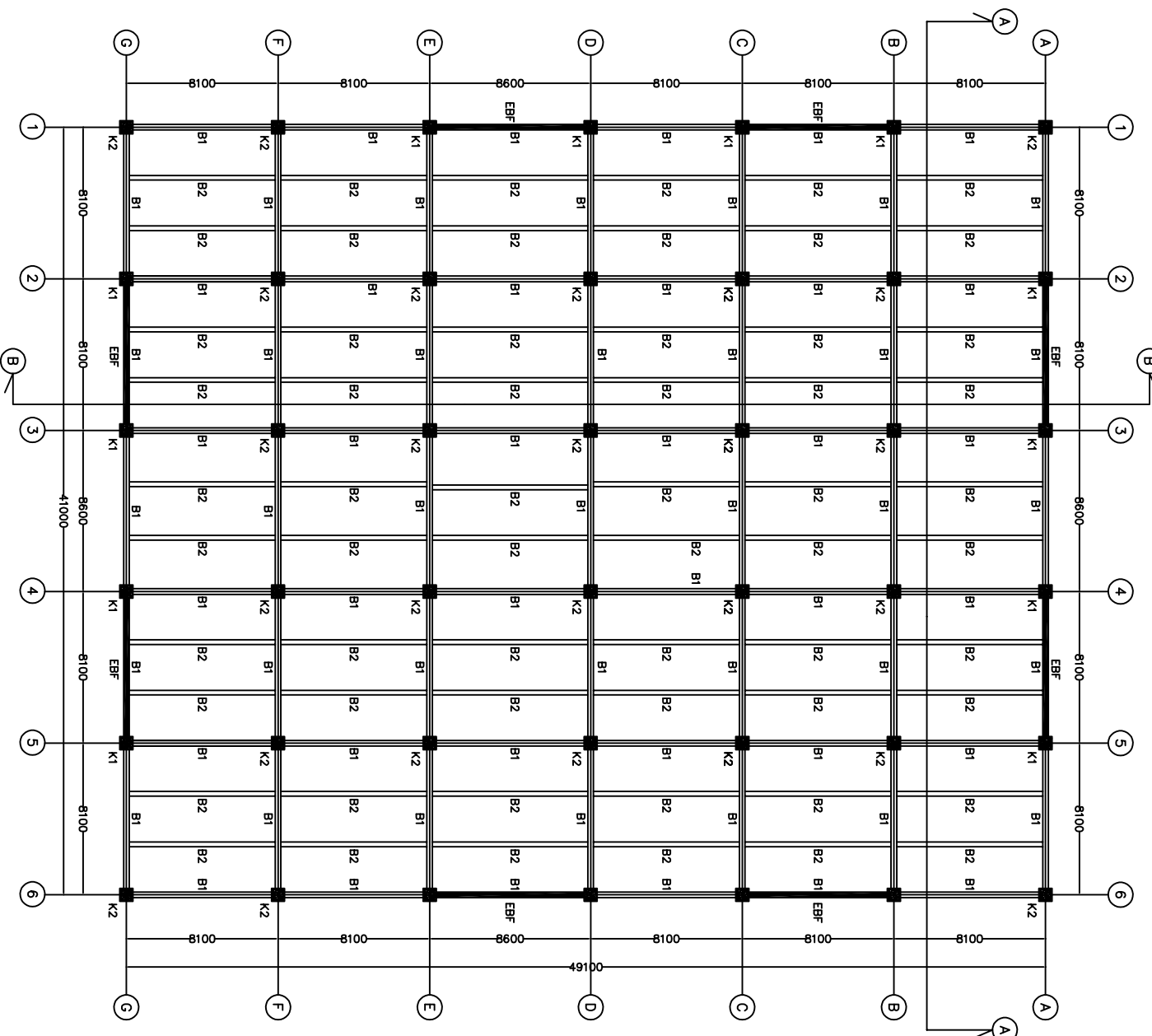
DENAH LANTAI ATAP

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

12 27



Denah Lantai Atap
Skala 1:250

- K1 = Kolom CFT 800.800.25
- K2 = Kolom CFT 600.600.25
- B1 = Balok WF 600.300.14.23
- B2 = Balok Anak WF 400.200.8.13
- EBF = Eccentrically Braced Frame



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

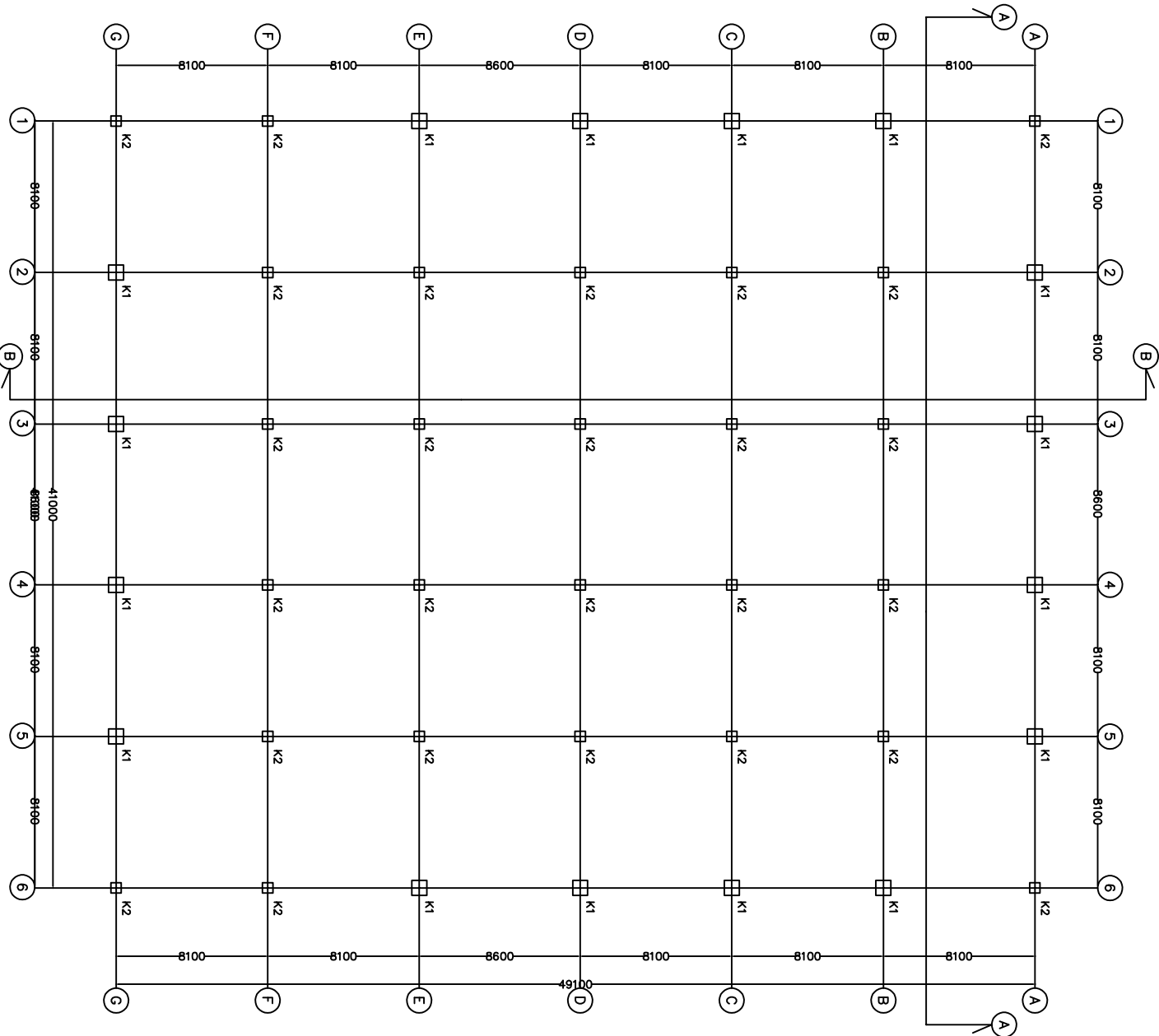
DENAH KOLOM
LANTAI 1-5

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

13 27



Denah Kolom Lantai 1-5
Skala 1:250

K1 = KOLOM CFT 800.800.25
K2 = KOLOM CFT 550.550.25



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amalia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

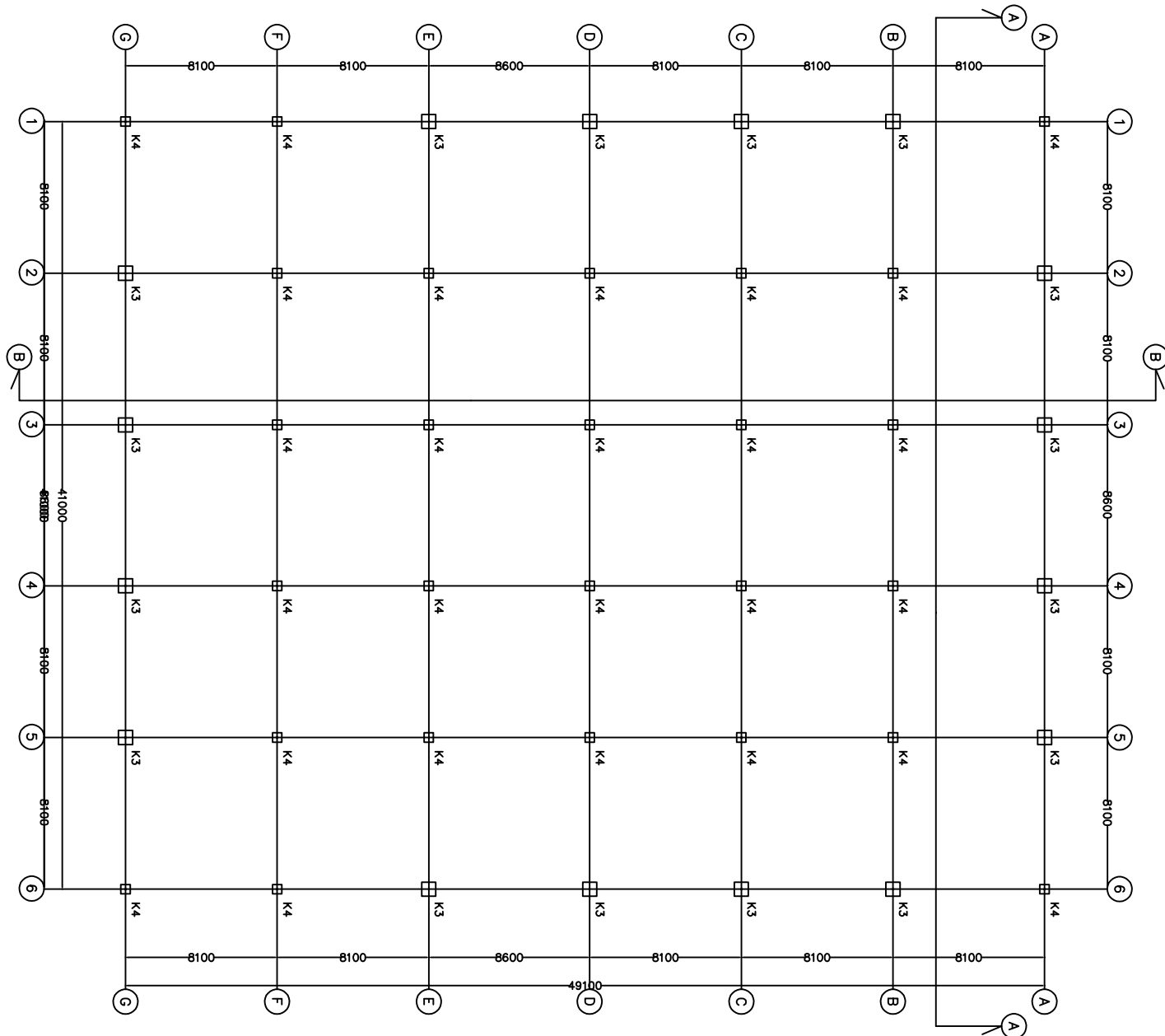
DENAH KOLOM
LANTAI 6-10


SKALA

1:250

NO. GAMBAR

14 27



 Denah Kolom Lantai 6-10
Skala 1:250

K3 = KOLOM CFT 750.750.25
K4 = KOLOM CFT 500.500.25



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

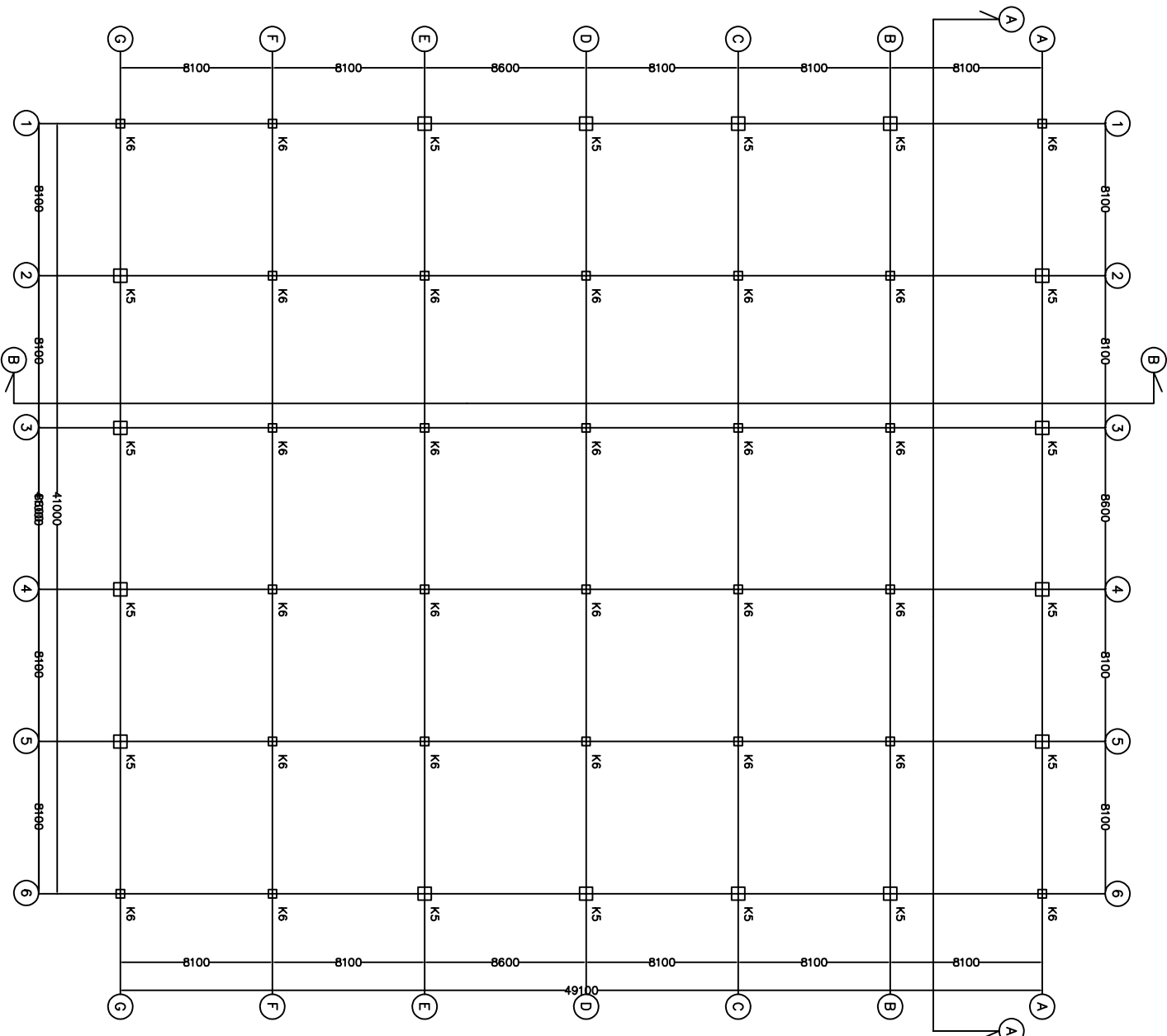
DENAH KOLOM
LANTAI 11-ATAP

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

15 27



Denah Kolom Lantai 11-Atap
Skala 1:250

K5 = KOLOM CFT 700.700.25
K6 = KOLOM CFT 450.450.25



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

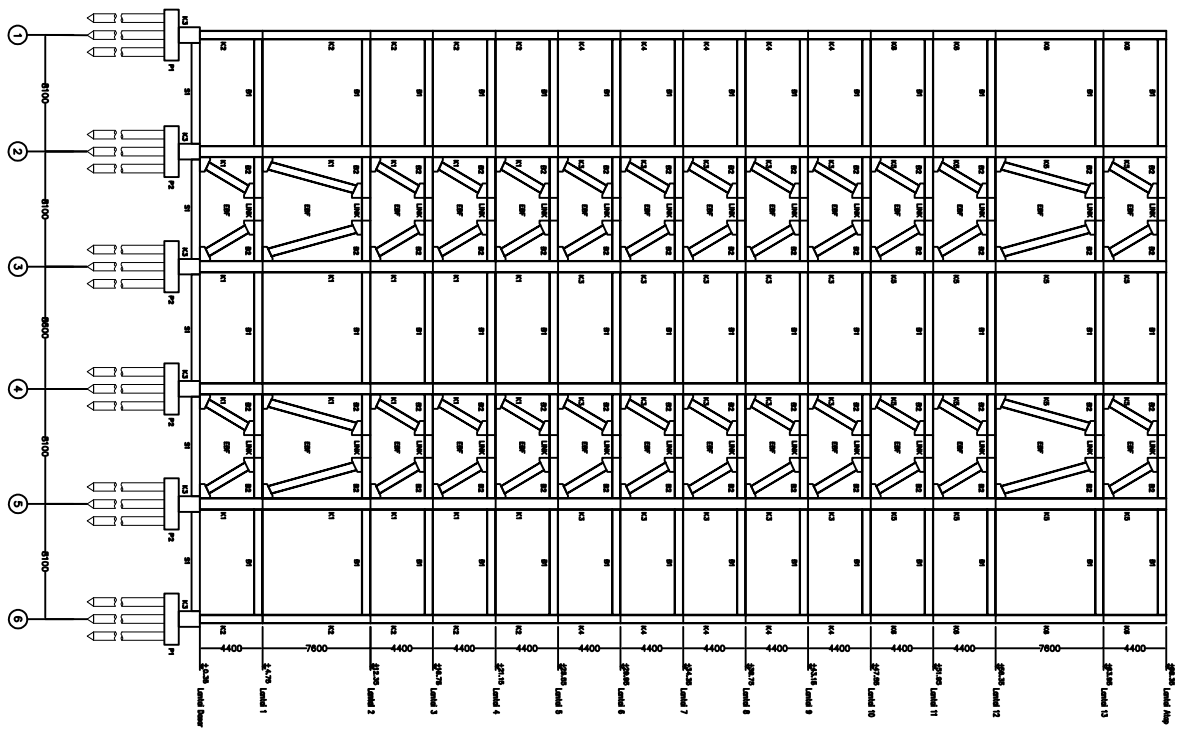
POTONGAN A-A

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

16 27



Potongan A-A
Skala 1:400

- K1 = Kolom CFT 800.800.25
- K2 = Kolom CFT 600.600.25
- B1 = Balok WF 600.300.14.23
- B2 = Balok WF 600.300.14.23
- EBF = Bering WF 600.300.14.23
- LNK = Link WF 600.300.14.23
- P1 = Pile Cap Tipe 1
- P2 = Pile Cap Tipe 2
- S1 = Sloof 50/60



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

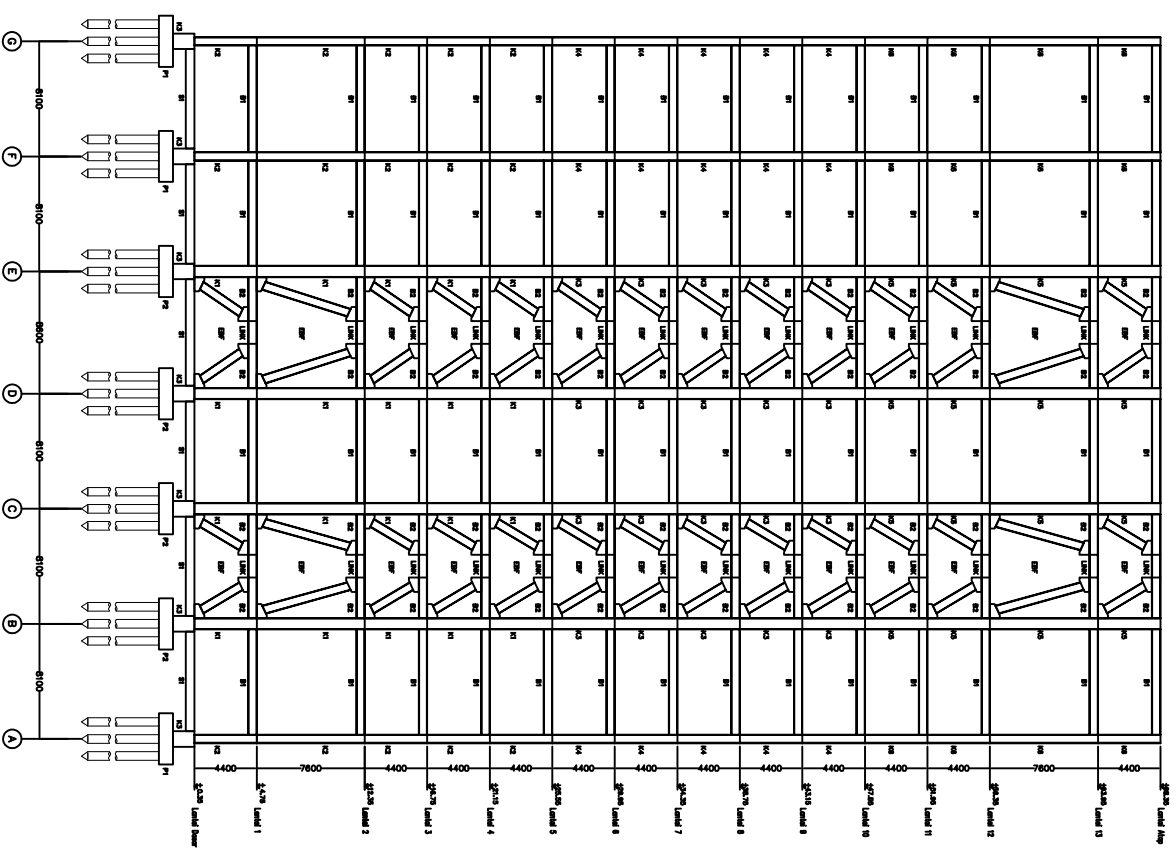
POTONGAN B-B

SKALA

1:400

NO. GAMBAR

17 27



Potongan B-B
Skala 1:400

- K1 = Kolom CFT 800.800.25
- K2 = Kolom CFT 600.600.25
- B1 = Balok WF 600.300.14.23
- B2 = Balok WF 600.300.14.23
- EBF = B्रेसing WF 600.300.14.23
- LNK = Link WF 600.300.14.23
- P1 = Pile Cap Tipe 1
- P2 = Pile Cap Tipe 2
- S1 = Sloof 50/60



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

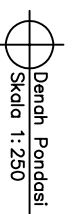
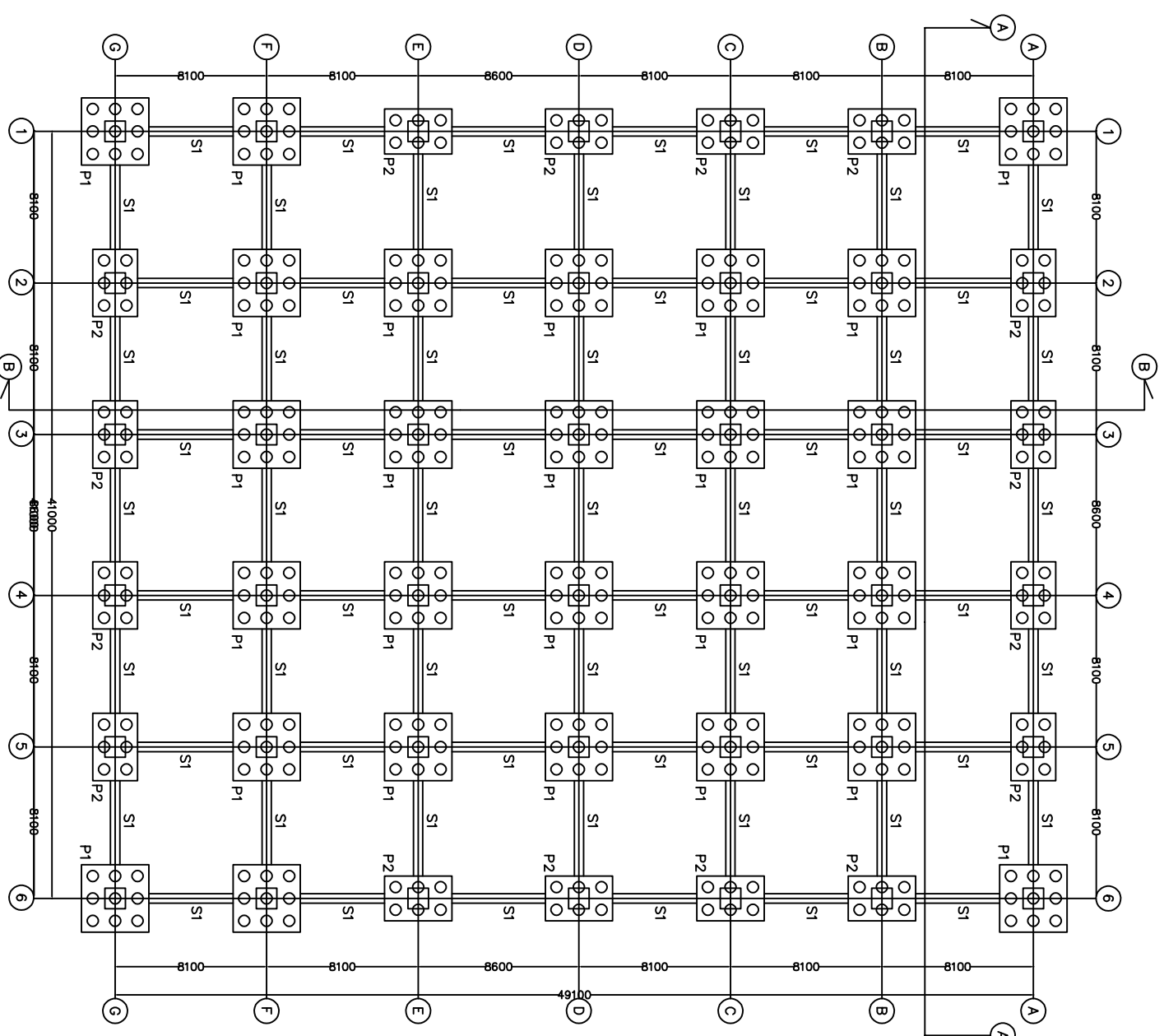
DENAH PONDASI

SKALA

1:250

NO. GAMBAR

18 27



- P1 = PILE CAP TYPE 1
- P2 = PILE CAP TYPE 2
- S1 = SLOOF TIPE 1



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

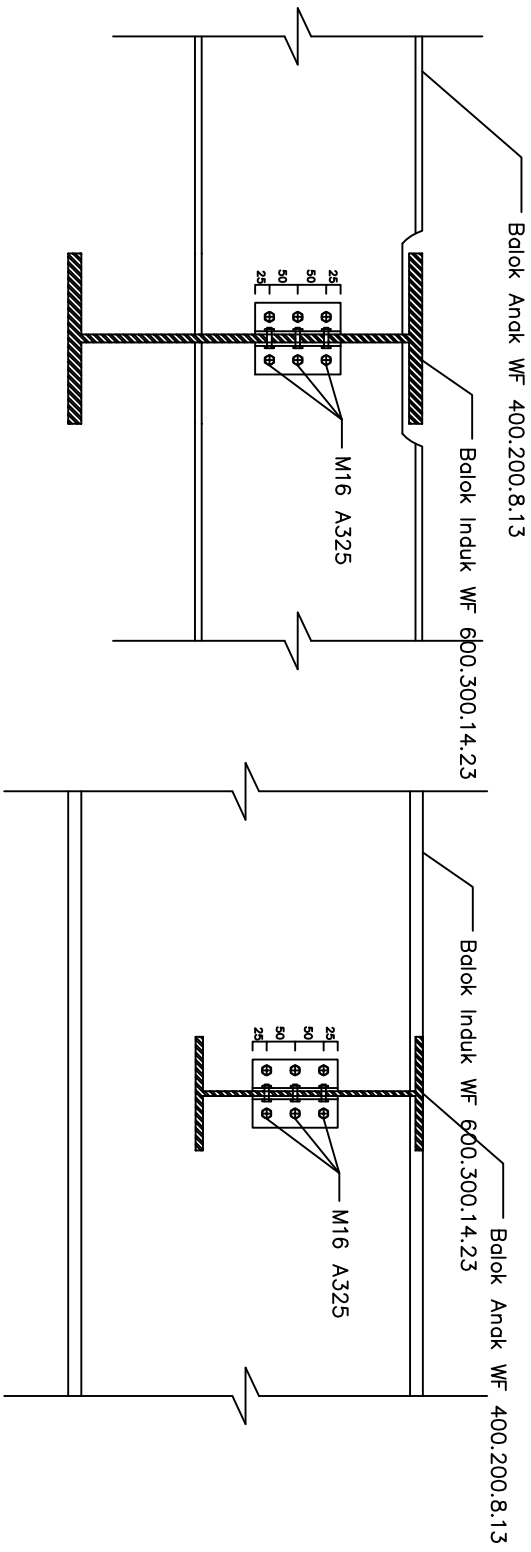
DETAIL SAMBUNGAN
BALOK INDUK –
BALOK ANAK

SKALA

1:10

NO. GAMBAR

19 27



 Sambungan Balok Induk – Balok Anak
Skala 1:10

 Sambungan Balok Anak – Balok Induk
Skala 1:10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amalia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

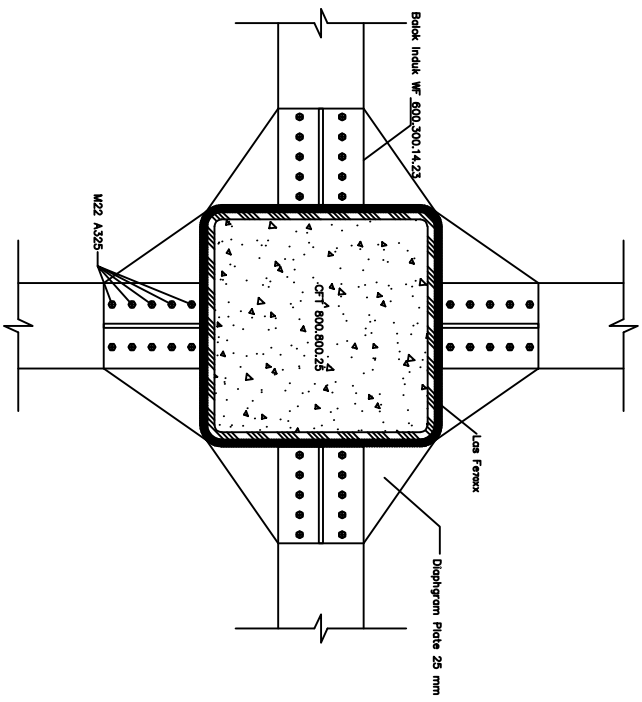
DETAIL SAMBUNGAN
KOLOM – BALOK
INDUK

SKALA

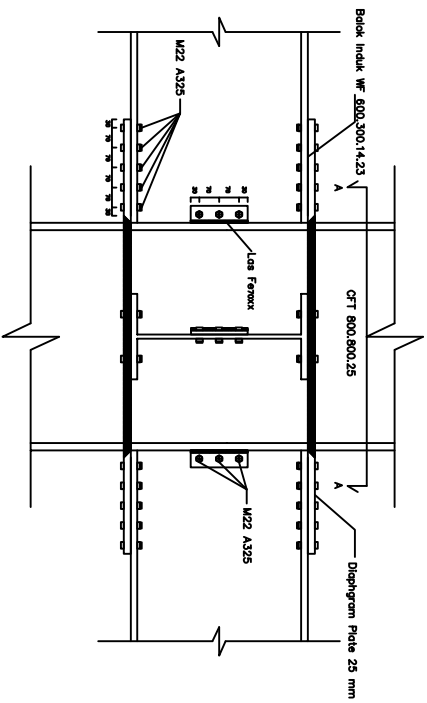
1:20

NO. GAMBAR

20 27



Potongan A-A
Skala 1:20



Detail Sambungan Kolom-Balok Induk
Skala 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

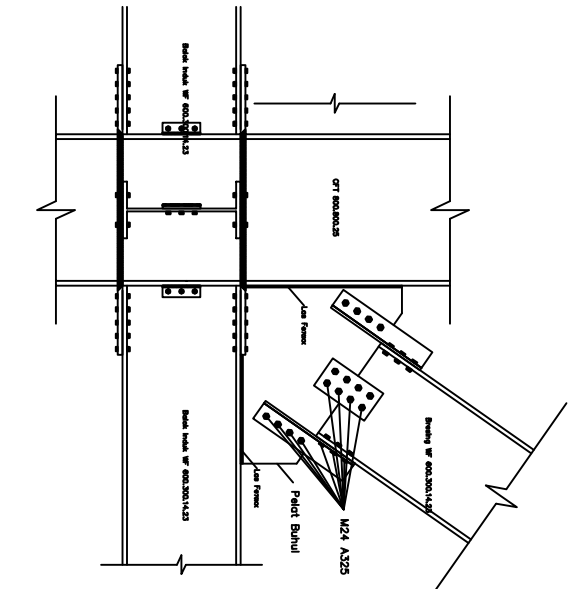
DETAIL SAMBUNGAN
BRESING

SKALA

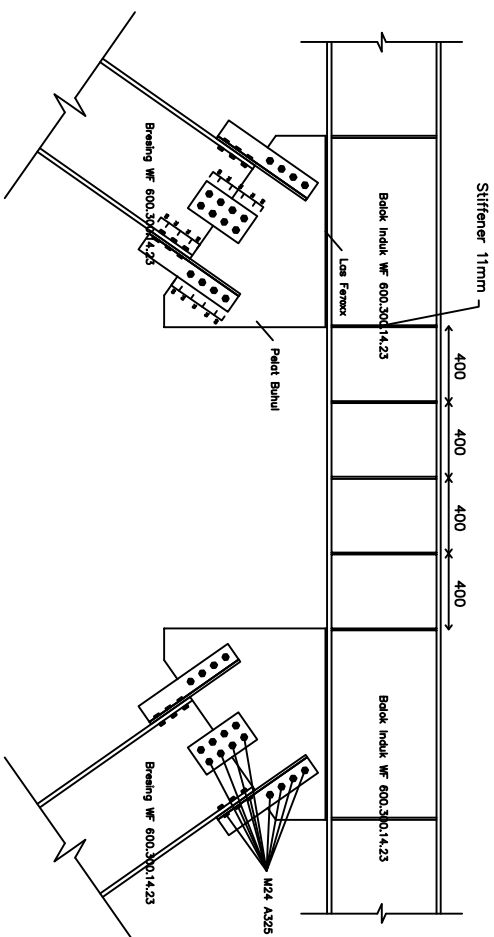
1:30

NO. GAMBAR

21 27



○ Sambungan Bresing–Kolom–Balok Induk
Skala 1:30



○ Sambungan Bresing–Balok Induk
Skala 1:30



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

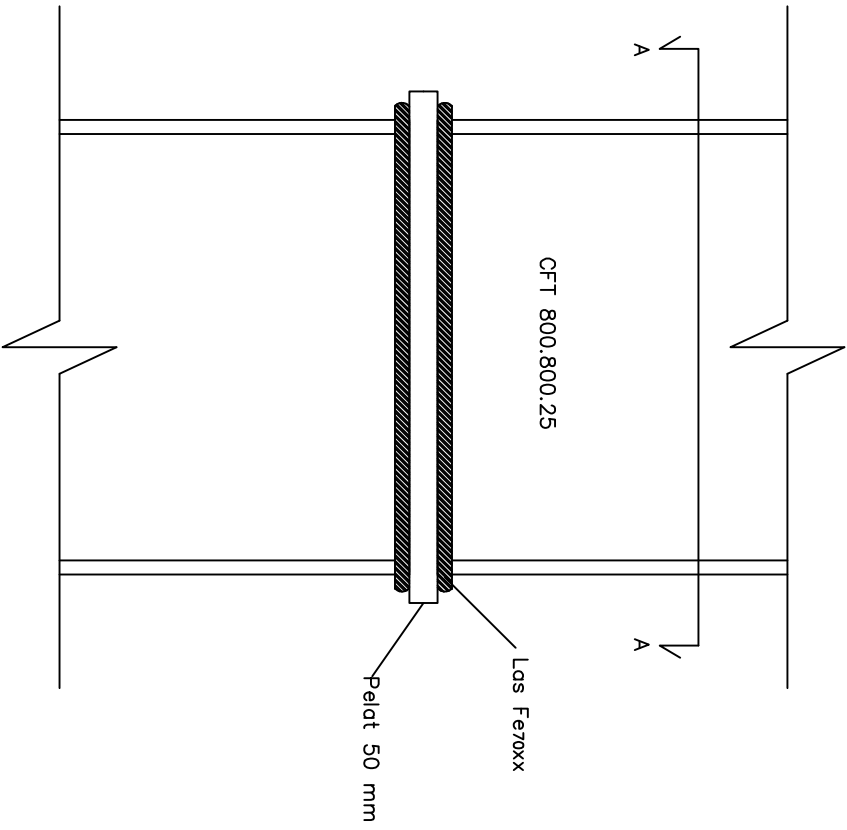
DETAIL SAMBUNGAN
KOLOM – KOLOM

SKALA

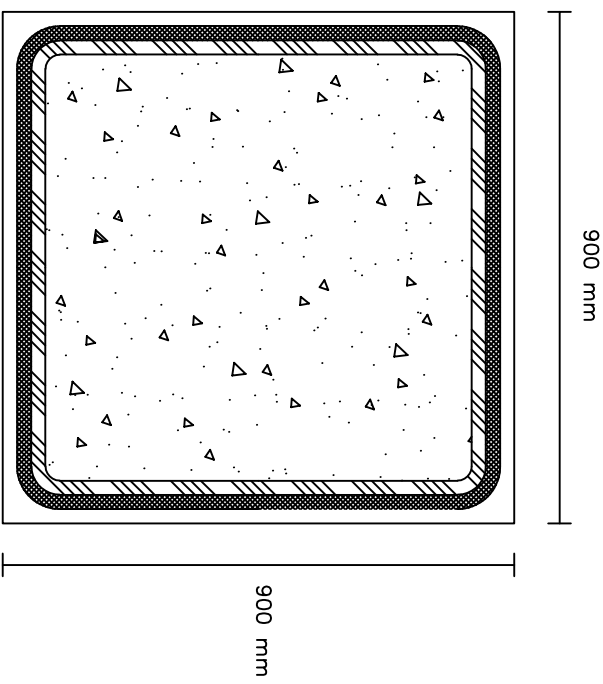
1:10

NO. GAMBAR

22 27



Sambungan Kolom-Kolom
Skala 1:10



Potongan A-A
Skala 1:10



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK – ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Aniendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

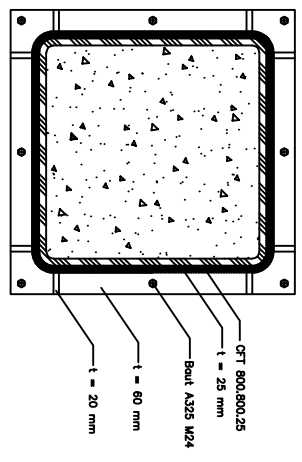
DETAIL SAMBUNGAN
KOLOM – BASE
PLATE

SKALA

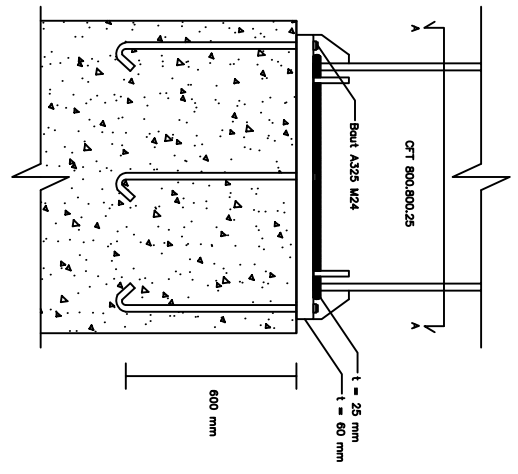
1:20

NO. GAMBAR

23 27



Potongan A-A
Skala 1:20



Sambungan Kolom-Base Plate
Skala 1:20



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amalia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

DENAH DAN
POTONGAN TANGGA

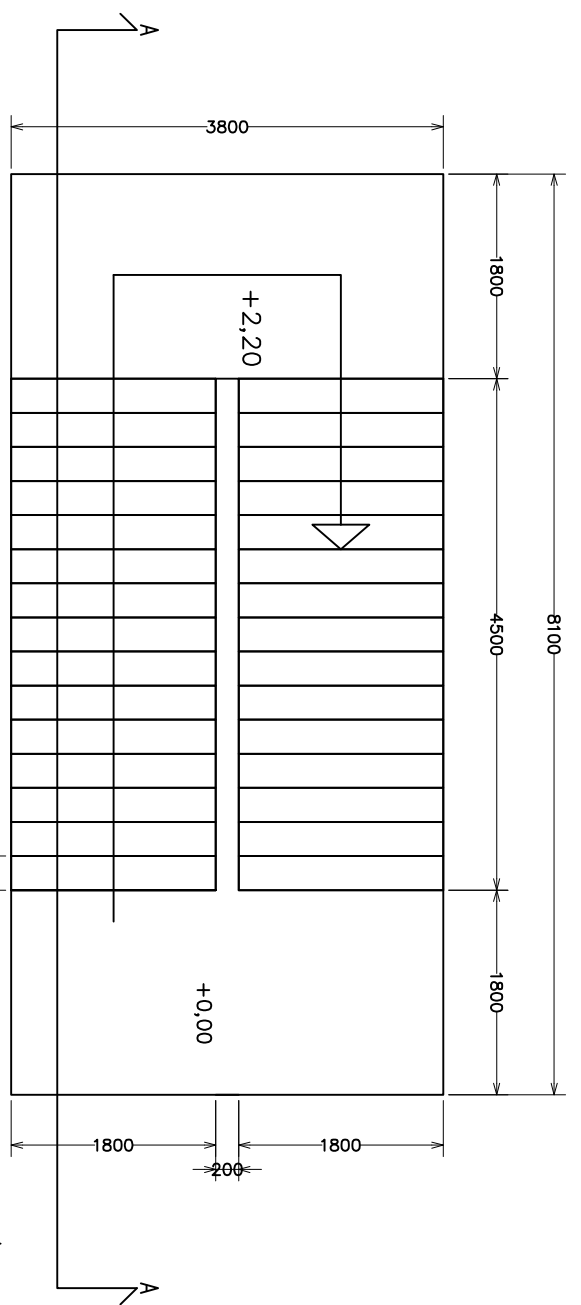
SKALA

1:50

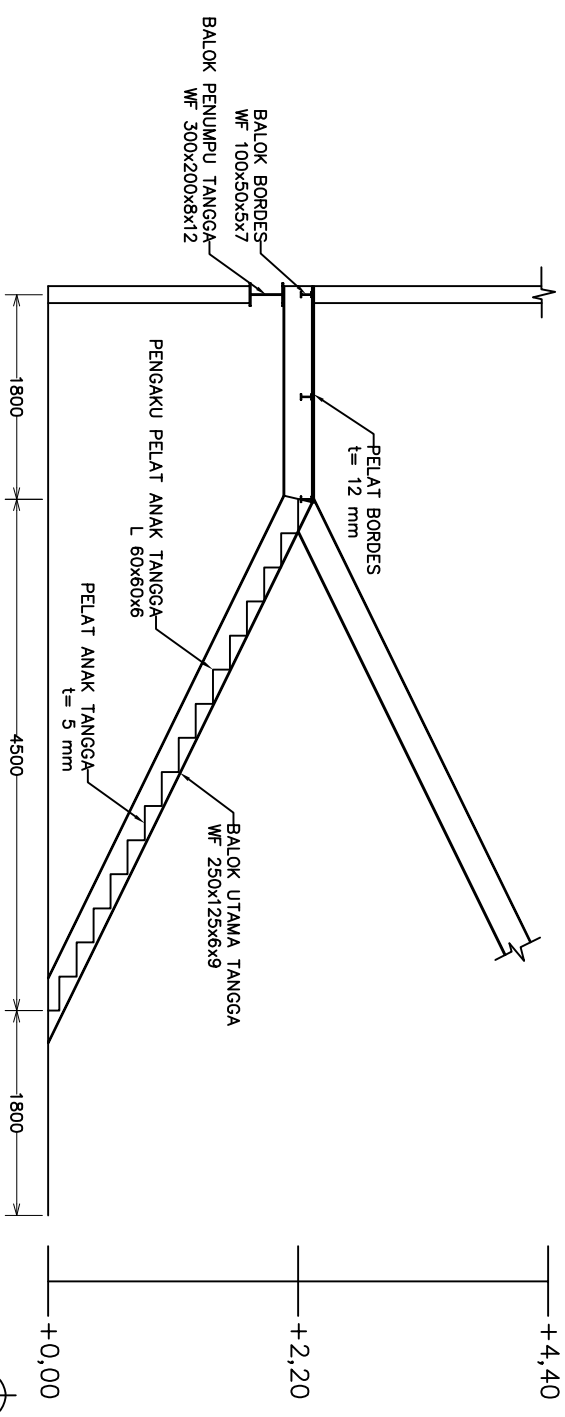
NO. GAMBAR

24

27



Tampak Atas Tangga
Skala 1:50



Potongan A-A
Skala 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Ariendhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

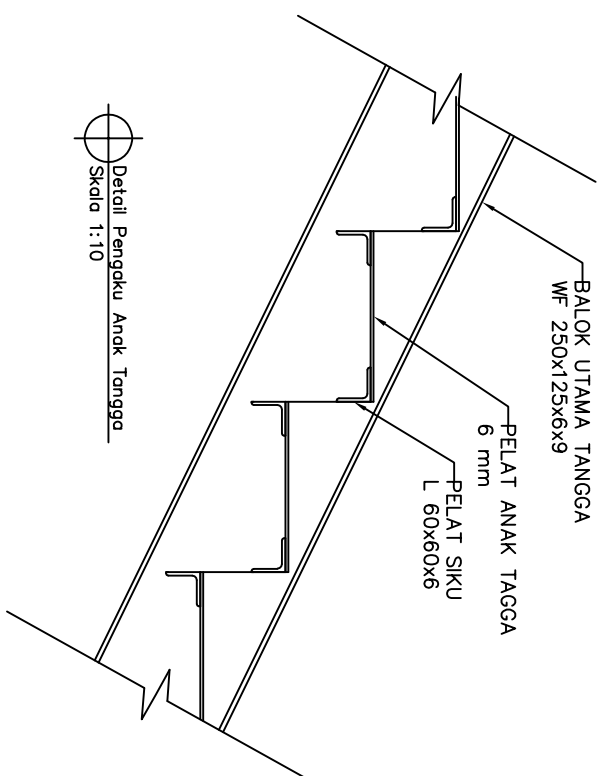
DETAIL SAMBUNGAN
TANGGA

SKALA

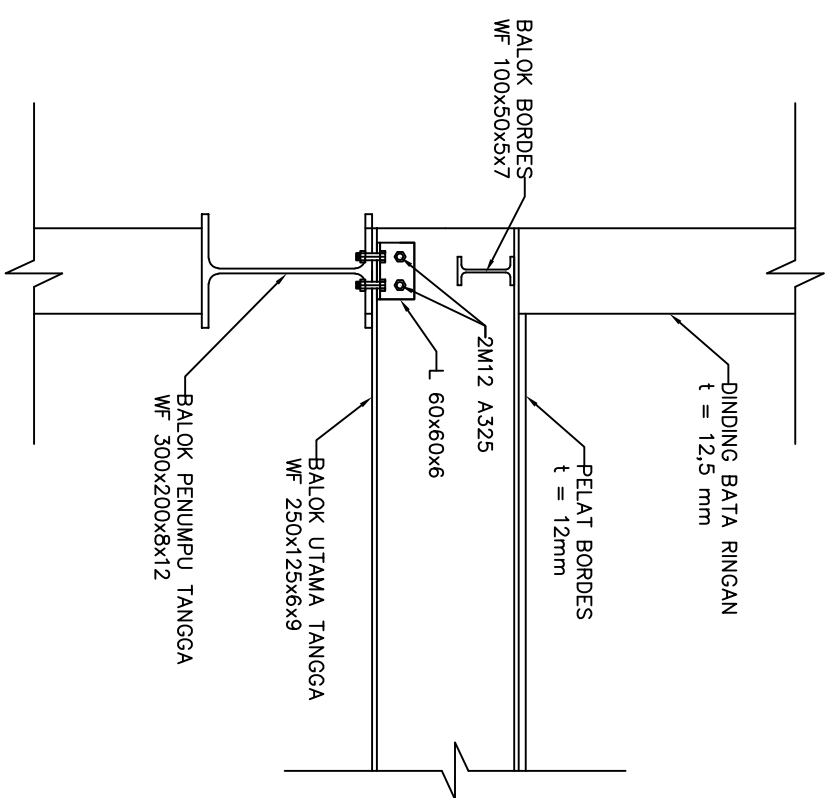
1:10

NO. GAMBAR

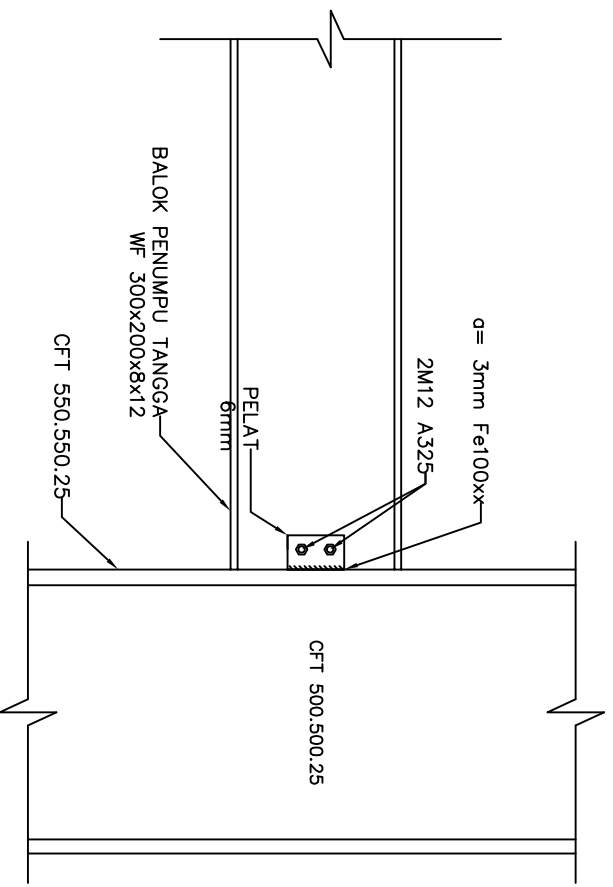
25 27



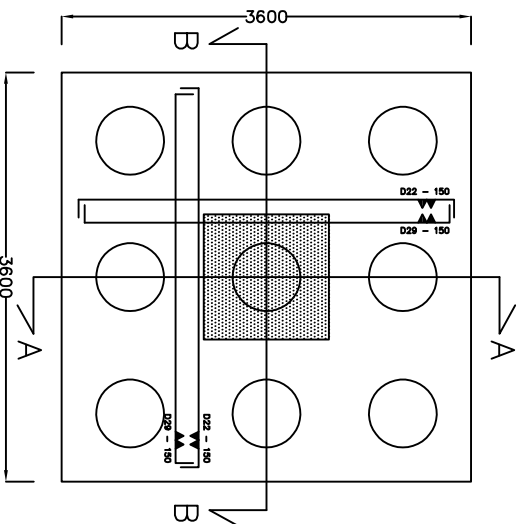
Detail Pengaku Anak Tangga
Skala 1:10



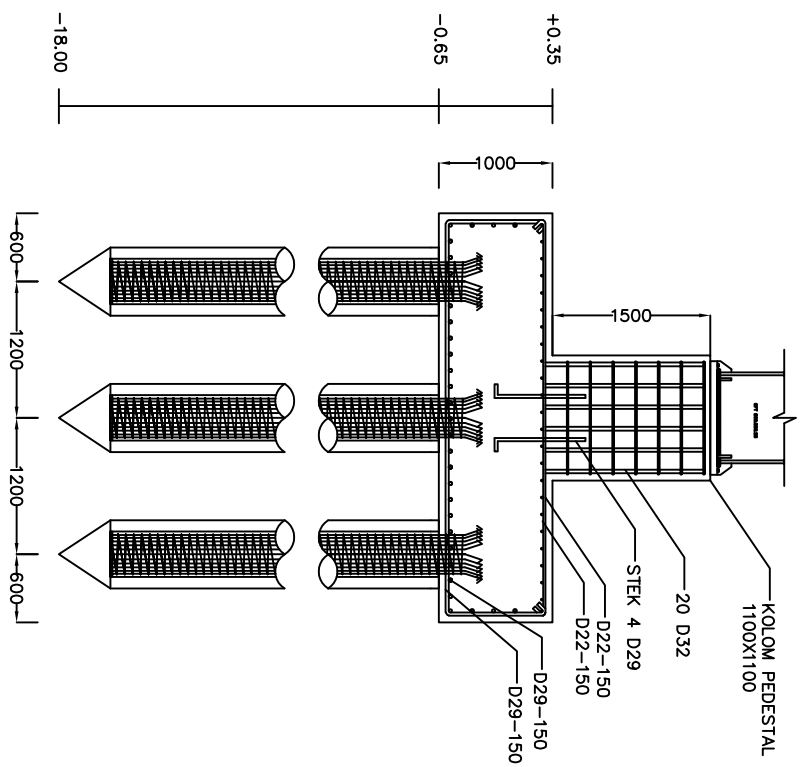
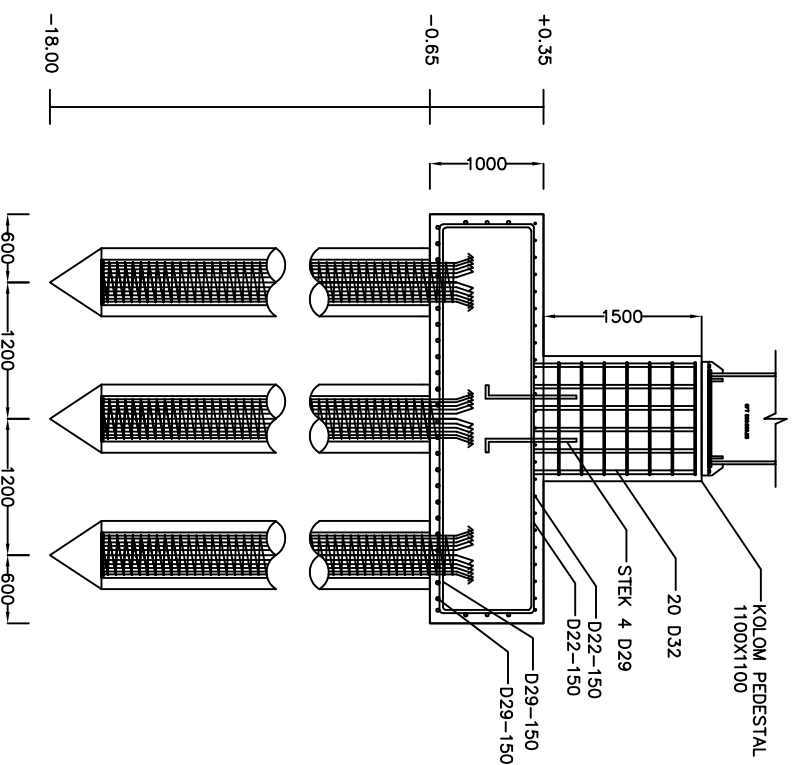
Sambungan Balok Utama-Penumpu Tangga
Skala 1:10



Sambungan Kolom-Balok Penumpu Tangga
Skala 1:10



Pile Cap Tipe P1
Skala 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN
03111540000154

NAMA GAMBAR

Detail Pondasi

SKALA

1:50

NO. GAMBAR

26 27



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSLK - ITS
SURABAYA

NAMA TUGAS

TUGAS AKHIR

DOSEN PEMBIMBING

Budi Suswanto ST.,
MT., Ph.D.

Anindhita Rizki
Amdia ST., MT.

NAMA & NRP
MAHASISWA

RAYHAN FARRAS HASAN

03111540000154

NAMA GAMBAR

Detail Sloof
& Kolom Pedestal

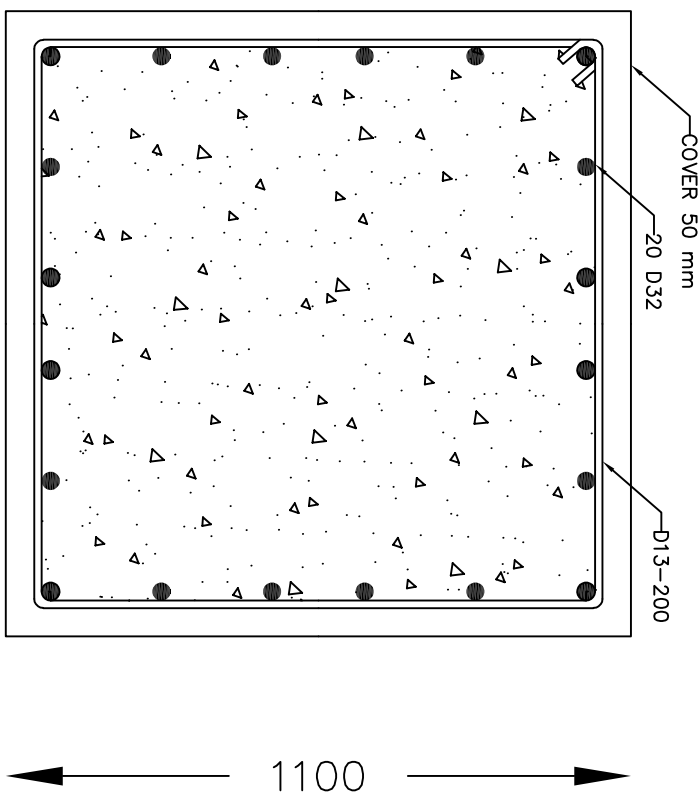
SKALA

1:10

NO. GAMBAR

27 27

Detail Kolom Pedestal
Skala 1:10



Detail Sloof SI
Skala 1:10

