



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK *HEXAGONAL
CASTELLATED* DENGAN SISTEM PENGAKU *STEEL
PLATE SHEAR WALL* (SPSW)**

DOVAN ALFANO DEWANA
NRP. 0311154000032

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II.
Ir. Heppy Kristijanto, MS.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019



TUGAS AKHIR - RC18-4803

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK *HEXAGONAL
CASTELLATED* DENGAN SISTEM PENGAKU *STEEL
PLATE SHEAR WALL* (SPSW)**

DOVAN ALFANO DEWANA
NRP. 0311154000032

Dosen Pembimbing I
Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D

Dosen Pembimbing II
Ir. Heppy Kristijanto, MS.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



FINAL PROJECT - RC18-4803

**DESIGN MODIFICATION OF FACULTY
PHARMACHY AIRLANGGA UNIVERSITY C
BUILDING USING HEXAGONAL CASTELLATED
BEAM AND STEEL PLATE SHEAR WALL**

DOVAN ALFANO DEWANA
NRP. 0311154000032

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

Supervisor II
Ir. Heppy Kristijanto, MS.

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

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG FAKULTAS
FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA KAMPUS C
MENGUNAKAN BALOK *HEXAGONAL CASTELLATED*
DENGAN SISTEM PENGAKU *STEEL PLATE SHEAR
WALL* (SPSW)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

DOVAN ALFANO DEWANA

NRP. 031115 4000 0032

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. **Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D** ...
NIP. 19701281998021002

2. **Ir. Heppy Kristijanto, MS.**
NIP. 196103111987011001



SURABAYA JULI, 2019

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG
FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK *HEXAGONAL
CASTELLATED* DENGAN SISTEM PENGAKU *STEEL
PLATE SHEAR WALL* (SPSW)**

Nama Mahasiswa : **Dovan Alfano Dewana**
NRP : **03111540000032**
Jurusan : **Teknik Sipil FTSLK-ITS**
Dosen Pembimbing : **Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**
Ir. Heppy Kristijanto, MS.

Abstrak

Surabaya sebagai kota terbesar kedua di Indonesia, mengalami perkembangan yang pesat, baik dari segi fisik maupun non fisik. Dengan luas wilayah 326,36 km² (BPS, 2018). Maka akan terjadi kerugian sangat besar yang tidak hanya pada segi material namun juga segi korban jiwa bila tidak dilakukannya pencegahan dan antisipasi gempa bumi. Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C yang kemudian disebut dengan Gedung Fakultas Farmasi, sebelumnya dibangun dengan material beton bertulang dengan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang terdiri dari 14 lantai. Gedung ini difungsikan sebagai sarana pendidikan dengan status pemakaian yang padat. Antisipasi terhadap gempa sangat diperlukan dalam kontruksi gedung ini.

Pada perencanaan tugas akhir ini Gedung Fakultas Farmasi dimodifikasi dari struktur beton bertulang menjadi baja dengan menggunakan balok Hexagonal Castellated dengan sistem pengaku Steel Plate Shear Wall (SPSW). Penggunaan balok Hexagonal Castellated diharapkan mampu memenuhi kebutuhan akan bentang ruangan yang lebar dengan profil yang lebih kecil. Steel Plate Shear Wall (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertical padat

yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasana sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Selama beberapa decade, SPSW menjadi salah satu system pengaku yang menjanjikan untuk menahan beban lateral pada struktur utama maupun struktur penggantung khususnya pada struktur gedung tingkat tinggi. Diharapkan dengan pemakaian SPSW dapat menahan gaya gempa yang terjadi di daerah Surabaya.

Pada perhitungan bangunan Gedung Fakultas Farmasi mengacu pada Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012, ASCE 7-2002, Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013, Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung, AISC Steel Design-31, AISC Steel Design-20, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung PPIUG 1983.

Dari analisa dan hasil perencanaan diperoleh hasil yaitu : Tebal pelat atap, kelas, kantor, koridor dan parkir 9 cm dengan pelat bondek. Dimensi balok induk HC 882x300x12x20 pada bentang 8,1 dan 8,6 m. Dimensi kolom lantai 1-5 menggunakan profil RCFT HSS 700x700x28x28, kolom lantai 6-10 menggunakan profil RCFT HSS 550x550x28x28, kolom 11-atap menggunakan profil RCFT HSS 450x450x28x28. Ketebalan SPSW 3 mm. Perencanaan mutu sambungan digunakan mutu f_u^b A490. Pondasi menggunakan tiang pancang dengan diameter $\varnothing 60$ cm pada kedalaman 30 m.

Kata Kunci : struktur baja, castellated, steel plate

DESIGN MODIFICATION OF FACULTY PHARMACHY AIRLANGGA UNIVERSITY C BUILDING USING HEXAGONAL CASTELLATED BEAM AND STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)

Nama Mahasiswa : **Dovan Alfano Dewana**
NRP : **0311154000032**
Jurusan : **Teknik Sipil FTSLK-ITS**
Dosen Pembimbing : **Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**
Ir. Heppy Kristijanto, MS.

Abstract

Surabaya as the second largest city in Indonesia, experienced rapid development, both physically and non-physically. With an area of 326.36 km² (BPS, 2018). Then there will be a huge loss in terms of material and fatalities if there is no prevention and anticipation of earthquakes. The Airlangga Campus C Faculty of Pharmacy Building, then called the Faculty of Pharmacy Building, was previously built with reinforced concrete material with a Special Moment Resisting Frame Structure (SRPMK) system consisting of 14 floors. This building functions as an educational facility with a dense usage. Anticipation of earthquakes is needed in the construction of this building.

In this final project planning the Faculty of Pharmacy Building was modified from reinforced concrete structures to steel using Hexagonal Castellated beams with Steel Plate Shear Wall (SPSW) stiffening systems. Hexagonal Castellated beams is expected to be able to meet the needs of a wide range of rooms with smaller profiles. Steel Plate Shear Wall (SPSW) is one of the lateral load restraint systems consisting of a dense vertical steel plate that links beams and columns around it and the atmosphere along the height of the structure to form a support wall. SPSW has become one of the stiffening systems to hold lateral loads on the main

structure and hanging structures especially on high-rise building structures. It is expected that using SPSW can withstand the forces of earthquakes that occur in the Surabaya area.

In calculating the building, the Faculty of Pharmacy Building refers to the Specifications for Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012, ASCE 7-2002, Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013, AISC Steel Design-31, AISC Steel Design-20, and Indonesian Loading Regulations for Buildings Building PPIUG 1983.

From the analysis and the planning obtained results, namely: Thickness of roof plates, classes, offices, corridors and parking 9 cm with bondek plates. The dimensions of the main beam HC 882x300x12x20 at spans 8.1 and 8.6 m. The dimensions of the 1-5 floor columns use the HSS 700x700x28x28 RCFT profile, the 6-10 using the HSS 550x550x28x28 RCFT, the 11-roof using the RCFT HSS 450x450x28x28. 3 mm SPSW thickness. Connection used A490 fub. The foundation uses a pile Ø60 cm at a depth of 30 m.

Keyword : Steel building, castellated, steel plate

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini dengan judul “Modifikasi Perencanaan Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C Menggunakan Balok *Hexagonal Castellated* dengan Sistem Pengaku *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)”. Dalam menyelesaikan tugas akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan motivasi dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Orang tua penulis Agus Winardi dan Sumarsih, saudara penulis Flowurrence Wibawanti Dewany, dan keluarga besar yang senantiasa mendukung dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D., dan Bapak Ir. Heppy Kristijanto, MS. sebagai dosen pembimbing sekaligus dosen wali yang telah memberikan dukungan, bimbingan serta ilmunya dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
3. Saudara kontrakan KDR dan seseorang yang selalu setia memberikan pertolongan dalam pengerjaan Tugas Akhir ini.
4. Teman-teman angkatan 2015, S58 Kopassus yang selalu membantu dan mendukung sesama.
5. Seluruh civitas akademika di Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS, dan rekan-rekan ITS yang telah memberikan bantuan dalam proses penyusunan tugas akhir ini.

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka dari itu penulis mengharapkan kritik dan saran demi kebaikan tugas akhir. Semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang mempelajari tugas akhir ini.

Surabaya, Juli 2019

Penulis

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xix
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	4
1.2.1 Permasalahan Utama.....	4
1.2.2 Rincian Permasalahan.....	4
1.3 Tujuan.....	4
1.3.1 Umum	4
1.3.2 Umum	4
1.4 Batasan Masalah.....	5
1.5 Manfaat.....	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	7
2.1 Umum.....	7
2.2 Profil Balok Hexagonal Castellated.....	7
2.2.1 Pengertian Balok Hexagonal Castellated.....	7
2.2.2 Terminologi	7
2.2.3 Proses Pembuatan Balok <i>Hexagonal Castellated</i> ...	8
2.2.4 Kelebihan dan Kelemahan Balok <i>Hexagonal Castellated</i>	9
2.2.5 Kegagalan Profil Balok <i>Hexagonal Castellated</i>	9
2.3 Profil Kolom Komposit	10

2.3.1	Pengertian Kolom Komposit.....	10
2.3.2	Kriteria untuk Kolom Komposit Komponen Struktur Tekan 11	
2.3.3	Kelebihan Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column (RCFT).....	12
2.4	Steel Plate Shear Wall (SPSW)	12
2.4.1	Pengertian Steel Plate Shear Wall (SPSW).....	12
2.4.2	Desain Steel Plate Shear Wall (SPSW).....	12
2.4.3	Jenis Steel Plate Shear Wall (SPSW).....	13
2.4.4	Kelebihan dan Kelemahan <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW)	16
2.5	Pondasi.....	17
2.5.1	Pengertian Pondasi.....	17
2.5.2	Jenis Pondasi.....	17
BAB III METODOLOGI		19
3.1	Bagan Alir Metodologi	19
3.2	Metodologi Penyelesaian.....	20
3.2.1	Pengumpulan Data.....	20
3.2.2	Studi Literatur	21
3.2.3	Preliminary Design	21
3.2.4	Pembebanan Struktur	22
3.2.5	Perencanaan Struktur Sekunder	38
3.2.6	Permodelan dan Analisa Struktur	38
3.2.7	Rectangular Concrete Filled Steel Tube (RCFT)....	38
3.2.8	Balok Hexagonal Castellated (HCB)	40
3.2.9	Steel Plate Shear Wall (SPSW).....	40

3.2.10	Kontrol Desain.....	42
3.2.11	Kontrol Balok Hexagonal Castellated Beam	42
3.2.12	Kontrol Kolom Rectangular Concrete Filled Steel Tube (RCFT)	45
3.2.13	Kontrol Steel Plate Shear Wall (SPSW)	51
3.2.14	Kontrol Gempa	52
3.2.15	Kontrol Sambungan	53
3.2.16	Perencanaan Struktur Bawah	55
3.2.17	Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang	55
3.2.18	Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan SPT Lapangan.....	55
3.2.19	Kontrol Pondasi Tiang Pancang	57
3.2.20	Gambar Teknik	58
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN.....		59
4.1	Perencanaan Struktur Sekunder.....	59
4.1.1	Umum	59
4.1.2	Perencanaan Pelat Lantai	59
4.1.2.1	Pelat Lantai Atap	60
4.1.2.2	Perhitungan Pelat Lantai Kelas	62
4.1.2.3	Rekapitulasi Perhitungan Pelat	64
4.1.2.4	Perencanaan Pelat Lantai Dasar.....	65
4.1.3	Perencanaan Balok Anak.....	67
4.1.3.1	Contoh Perhitungan Balok Anak	68
4.1.3.2	Rekapitulasi Balok Anak	72
4.1.4	Perencanaan Balok Lift.....	73
4.1.4.1	Balok Penggantung Lift.....	75

4.1.4.2 Balok Penumpu Lift.....	80
4.1.5 Perencanaan Tangga	85
4.1.5.1 Data Perencanaan.....	86
4.1.5.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	88
4.1.5.3 Perencanaan Pengaku Anak Tangga.....	90
4.1.5.4 Perencanaan Pelat Bordes	94
4.1.5.5 Perencanaan Balok Bordes.....	96
4.1.5.6 Perencanaan Balok Utama Tangga	99
4.1.5.7 Balok Penumpu Tangga.....	108
4.2 Pembebanan dan Analisa Struktur.....	113
4.2.1 Umum	113
4.2.2 Pembebanan Struktur Utama	114
4.2.2.1 Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	114
4.2.2.2 Beban Hidup (<i>Live Load</i>).....	115
4.2.2.3 Beban Gempa.....	115
4.2.2.4 Berat Total Bangunan	115
4.2.2.5 Kombinasi Pembebanan.....	116
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis	116
4.2.4 Arah Pembebanan	116
4.2.5 Klasifikasi Situs Tanah	117
4.2.6 Parameter Respon Spektrum Rencana	118
4.2.7 Faktor Reduksi Gempa.....	119
4.2.8 Kategori Desain Seismik.....	120
4.2.9 Permodelan Struktur Utama.....	120
4.2.10 Permodelan 3D pada Program ETABS.....	120

4.2.11	Input Beban Gempa Dinamis.....	126
4.2.12	Kontrol Desain.....	127
4.2.13	Kontrol Partisipasi Massa	128
4.2.14	Kontrol Periode Getar Struktur.....	128
4.2.15	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum (<i>Base Shear</i>) 130	
4.2.16	Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>).....	133
4.2.17	Kontrol Sistem Ganda.....	135
4.3	Perencanaan Struktur Primer	136
4.3.1	Perencanaan Balok Induk HCB	136
4.3.2	Perencanaan Kolom CFT (<i>Concrete Filled Tube</i>)	144
4.3.3	Perencanaan Steel Plate Shear Wall (SPSW)	153
4.3.4	Desain Steel Plate Shear Wall (SPSW)	154
4.3.5	Kontrol Desain Balok (HBE).....	155
4.3.6	Kontrol Kolom (VBE)	161
4.4	Perencanaan Sambungan	164
4.4.1	Perencanaan Balok Anak – Balok Induk	164
4.4.2	Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	167
4.4.3	Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 169	
4.4.4	Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	172
4.4.5	Sambungan Kolom dengan Kolom.....	178
4.4.6	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	181
4.4.7	Sambungan <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW)	187
4.4.8	Sambungan Balok (HBE) dengan Kolom (VBE) pada <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW).....	189

4.4.9	Sambungan <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW) dengan Sloof	194
4.5	Perencanaan Struktur Bawah	196
4.5.1	Umum	196
4.5.2	Perencanaan Pondasi	196
4.5.2.1	Data Perencanaan Pondasi	199
4.5.2.2	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal	199
4.5.2.3	Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok	204
4.5.2.4	Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang	205
4.5.2.5	Kontrol Kekuatan Tiang Pancang	208
4.5.3	Perencanaan Poer Pada Kolom	212
4.5.3.1	Kontrol Geser Ponds	213
4.5.3.2	Penulangan Poer	215
4.5.3.3	Rekapitulasi Penulangan Poer	218
4.5.4	Perencanaan Kolom Pedestal	221
4.5.5	Perencanaan Sloof	223
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN		227
5.1	Kesimpulan	227
5.2	Saran	229
DAFTAR PUSTAKA		231
LAMPIRAN		233

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Bagian Balok Hexagonal Castellated (Nair, 2018)....	8
Gambar 2.2 Proses Fabrikasi Balok Hexagonal Castellated (Muhtarom, 2015)	8
Gambar 2.3 Mekanisme Geser (Swastika, 2015)	10
Gambar 2.4 Web Post Buckling (Swastika, 2015)	10
Gambar 2.5 Penampang Kolom CFT (Parviz & Amiri, 2015)....	11
Gambar 2.6 Steel Plate Shear Wall (SPSW) (Kioumars, 2016)	13
Gambar 2.7 Unstiffened SPSW (Alavi & Nateghi, 2013).....	14
Gambar 2.8 Stiffened SPSW (Alavi & Nateghi, 2013).....	15
Gambar 2.9 Special Perforated SPSW (Alavi & Nateghi, 2013)	15
Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi.....	19
Gambar 3.2 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spectral 0,2 detik (SNI 1726-2012).....	27
Gambar 3.3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik (SNI 1726-2012).....	27
Gambar 3.4 Grafik respons spektrum (SNI 1726-2012)	34
Gambar 3.5 Frame Property Shape Type	39
Gambar 3.6 Frame Section Properties Data	39
Gambar 3.7 Wall Property Data	40
Gambar 3.8 Section SPSW	41
Gambar 3.9 Shell Assignment.....	42
Gambar 3.10 Geometri Balok Hexagonal Castellated	42
Gambar 3.11 Sambungan Balok Kolom RCFT.....	53
Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap	60
Gambar 4.2 Penulangan Pelat Lantai Atap.....	62
Gambar 4.3 Pelat Lantai Kelas.....	62
Gambar 4.4 Penulangan Pelat Lantai Ruang Kelas.....	64
Gambar 4.5 Balok Anak Kantor (BA 3).....	68
Gambar 4.6 Permodelan Beban yang Bekerja pada Balok Anak	69
Gambar 4.7 Denah Lift.....	74
Gambar 4.8 Potongan Melintang Lift.....	74
Gambar 4.9 Potongan Melintang Lift.....	75

Gambar 4.10 Gaya dalam yang bekerja pada balok penggantung lift	76
Gambar 4. 11 Gaya dalam yang bekerja pada balok penggantung lift	81
Gambar 4.12 Denah Tangga.....	87
Gambar 4.13 Potongan Tangga	87
Gambar 4.14 Perencanaan Pelat Anak Tangga	88
Gambar 4.15 Perencanaan Pembebanan Pengaku Anak Tangga	90
Gambar 4.16 Perencanaan Pelat Bordes 12 mm.....	94
Gambar 4.17 Perencanaan Balok Utama Tangga.....	101
Gambar 4.18 Pembebanan Balok Penumpu Tangga	109
Gambar 4.19 Denah Gedung	113
Gambar 4.20 Grafik Spektral Percepatan Gempa.....	119
Gambar 4.21 Permodelan Struktur Gedung Fakultas Farmasi ..	121
Gambar 4.22 Data Material (BJ-41)	122
Gambar 4.23 Data material (f_c' 30 MPa).....	122
Gambar 4.24. Data <i>Section Hexagoonal Castellated Beam</i> (HCB)	123
Gambar 4.25. Data Momen Inersia <i>Hexagonal Castellated Beam</i> (HCB).....	124
Gambar 4.26. Data <i>Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column</i> (RCFT).....	124
Gambar 4.27 Perencanaan <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW)	125
Gambar 4.28. Data perencanaan <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW)	126
Gambar 4.29 Data <i>Respons Spektrum</i>	126
Gambar 4.30 Denah Balok B58.....	137
Gambar 4.31 Geometri balok Hexagonal Castellated	138
Gambar 4.32 Gaya dalam balok B58.....	139
Gambar 4.33 Input pembesaran Ix pada ETABS	140
Gambar 4.34 Penampang Kolom CFT HSS 650x650x28x28 ..	145
Gambar 4.35 Kontrol Luas Penampang Profil	146
Gambar 4.36 Desain <i>Steel Plate Shear Wall</i>	154
Gambar 4.37 Sambungan Balok Anak -Balok Induk	165

Gambar 4.38 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....	168
Gambar 4.39 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	169
Gambar 4.40 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	172
Gambar 4.41 Sambungan Balok Induk dengan Kolom.....	173
Gambar 4.42 Sambungan Kolom dengan Kolom.....	179
Gambar 4.43 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	181
Gambar 4.44 Arah Beban Sumbu X pada <i>Base Plate</i>	183
Gambar 4.45 Arah Beban Sumbu Y pada <i>Base Plate</i>	185
Gambar 4.46 Sambungan SPSW.....	187
Gambar 4.47 Sambungan SPSW.....	188
Gambar 4.48 Sambungan HBE dan VBE.....	189
Gambar 4.49 Sambungan HBE dan VBE.....	189
Gambar 4.50 Sambungan SPSW dengan Sloof.....	194
Gambar 4.51 Sambungan SPSW dengan Sloof.....	195
Gambar 4.52 Denah Rencana Pondasi	197
Gambar 4.53 Pilecap Tipe 1	197
Gambar 4.54 Pilecap Tipe 2	198
Gambar 4.55 Pilecap Tipe 3	198
Gambar 4.56 Pilecap Tipe 4	198
Gambar 4.57 Grafik Gaya daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal berdasarkan harga SPT dan data bor	203
Gambar 4.58 Ilustrasi Beban yang diterima	209
Gambar 4.59 Grafik <i>Immediate Settlement of Isolate Footing</i> ..	210
Gambar 4.60 Grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i>	211
Gambar 4.61 Grafik <i>Influence Value for Laterally Loaded Pile</i>	212
Gambar 4.62 Daerah Kritis Geser oleh Kolom	213
Gambar 4.63 Daerah Geser Kritis oleh Pancang.....	214
Gambar 4.64 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)	216
Gambar 4.65 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)	217

Gambar 4.66 Hasil Output PCAcol	222
Gambar 4.67 Penulangan Kolom Pedestal	223
Gambar 4.68 Hasil Output PCAcol	224
Gambar 4.69 Penulangan Sloof	225

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 <i>Berat Sendiri pada Struktur</i> (PPIUG 1983)	23
Tabel 3.2 Tabel Kategori Risiko bangunan gedung dan non gedung (SNI 1726-2012)	25
Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726-2012)	26
Tabel 3.4 Klasifikasi Situs Tanah (SNI 1726-2012)	28
Tabel 3.5 Koefisien Situs Fa (SNI 1726-2012)	29
Tabel 3.6 Koefisien Situs Fv (SNI 1726-2012).....	30
Tabel 3.7 Kategori risiko S_{DS} (SNI 1726-2012)	32
Tabel 3.8 Kategori risiko S_{D1} (SNI 1726-2012)	32
Tabel 3.9 Faktor R, Cd, dan Ω untuk system penahan gaya gempa	33
Tabel 3.10 Nilai parameter perioda Pendekatan Ct dan x (SNI 1726-2012)	35
Tabel 3.11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung (SNI 1726-2012)	36
Tabel 4.1 Rekapitulasi Pelat.....	64
Tabel 4.2 Rekapitulasi balok anak	72
Tabel 4.3 Beban Mati (<i>Dead Load</i>).....	114
Tabel 4.4 Beban Hidup (<i>Live Load</i>).....	115
Tabel 4.5 Perhitungan N Rata-rata	117
Tabel 4.6 Parameter Respon Spektrum Gempa Surabaya.....	118
Tabel 4.7 Perbandingan Berat Total Manual dan ETABS	127
Tabel 4.8. Rasio Partisipasi Massa.....	128
Tabel 4.9 <i>Modal Periods and Frequencies</i> dari ETABS.....	129
Tabel 4.10 Hasil <i>Base Reaction</i> dari ETABS.....	131
Tabel 4.11 Hasil <i>Base Reaction X</i> dan <i>Y</i>	132
Tabel 4.12 Kontrol Simpangan antar Lantai Akibat Gempa X .	134
Tabel 4.13 Kontrol Simpangan antar Lantai Akibat Gempa Y .	135
Tabel 4.14 Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya Geser.....	136
Tabel 4.15 Rekapitulasi Pengolahan data tanah	201
Tabel 4.16 Rekapitulasi Kontrol Tipe Pilecap	206
Tabel 4.17 Rekapitulasi Pilecap Tipe 1	219
Tabel 4.18 Rekapitulasi Pilecap Tipe 2.....	219

Tabel 4.19 Rekapitulasi Pilecap Tipe 3	220
Tabel 4. 20 Rekapitulasi Pilecap Tipe 4.....	220

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Surabaya sebagai kota terbesar kedua di Indonesia, telah mengalami perkembangan yang pesat, baik dari segi fisik maupun non fisik. Dengan luas wilayah 326,36 km² (BPS, 2018). Maka akan terjadi kerugian yang sangat besar tidak hanya pada segi material namun juga segi korban jiwa bila tidak dilakukannya pencegahan dan antisipasi gempa bumi. Karena Surabaya juga memiliki potensi gempa bumi yang patut dipertimbangkan. Menurut pengamatan yang dilakukan, hal ini ditunjukkan dengan adanya sesar aktif di Surabaya dan patahan dekat permukaan. Sesar aktif ini secara umum berarah Timur Laut – Barat Daya dan berasosiasi dengan keberadaan gunung lumpur watakosek (Widodo, 2018).

Gempa bumi sendiri masih belum bisa diprediksi kapan dan berapa besar kekuatannya. Maka perlu adanya pencegahan dan antisipasi agar tidak terjadi dampak kerusakan yang besar. Oleh sebab itu perencanaan gedung tahan gempa menjadi keharusan yang harus dilaksanakan di daerah rawan gempa. Untuk bisa menahan beban gempa yang terjadi, struktur gedung harus memiliki kekuatan yang besar. Semakin tinggi bangunan maka semakin besar pula gaya yang terjadi saat gempa. Sehingga diperlukan pemilihan material struktur yang tepat dan elemen kaku yang menyebabkan deformasi (lendutan) kecil.

Penggunaan material beton bertulang untuk pembangunan gedung bertingkat masih mendominasi di Indonesia. Dalam perkembangan konstruksi terdapat material selain beton yang bisa digunakan sebagai alternatif penggunaan beton, yaitu penggunaan material baja dan penggabungan antara baja dan beton (komposit). Salah satu alasan beton digunakan dalam konstruksi adalah mempunyai kuat tekan yang tinggi, relative awet tanpa perawatan, lebih tahan terhadap api dan mudah untuk dibentuk di lapangan. Namun, bahan alternatif seperti baja dan beton komposit memiliki

kelebihan yang bisa dipertimbangkan, yaitu : berat sendiri lebih kecil sehingga memerlukan dimensi yang lebih kecil untuk perencanaan gedung tinggi dan kuat tarik yang tinggi karena sifat daktil baja. (Muhtarom, 2015)

Baja adalah salah satu material alternatif yang bisa digunakan sebagai material bangunan. Baja sendiri memiliki sifat daktilitas yang baik dimana daktilitas sendiri adalah kemampuan material untuk mengalami deformasi sebelum akhirnya putus. Hal ini sangat menguntungkan untuk bangunan tahan gempa karena sifat ini mencegah terjadinya roboh secara tiba-tiba sehingga penghuni gedung memiliki waktu untuk evakuasi ke tempat yang aman. Beberapa keunggulan lain baja sebagai material konstruksi, antara lain adalah sebagai berikut (Parviz & Amiri, 2015):

1. Memiliki kekuatan yang tinggi, sehingga memiliki ukuran material yang tidak terlalu besar. Hal ini menguntungkan karena mengurangi beban sendiri.
2. Baja memiliki sifat elastis hingga tegangan yang cukup tinggi mengikuti hukum Hooke.
3. Pemasangan material baja di lapangan tidak membutuhkan waktu yang lama. Karena pekerjaan pembentukan penampang sudah dilakukan di workshop. Penyambungan antar elemen baja hanya menggunakan alat sambung baut atau las.
4. Homogen dan awet

Balok castella adalah suatu spesifikasi profil yang ditingkatkan kekuatan komponennya dengan memperpanjang ke arah satu sama lain dan dilas sepanjang pola. Balok castella ini mempunyai tinggi (h) hampir 50% lebih panjang dari profil awal sehingga meningkatkan nilai momen lentur, momen inersia, dan *modulus section*. Dengan balok castella bisa didapatkan material dengan kekuatan lebih tanpa menambah berat sendiri. Balok castella memiliki beberapa jenis, salah satunya adalah balok *hexagonal castellated* yang dirasa sangat cocok dipakai karena memiliki nilai *web post buckling* dan *Vierendeel mechanism* lebih kecil dibanding dengan balok *octagonal*

castellated dan *circular castellated* (Swastika, 2015). Balok *hexagonal castellated* akan optimum bila memiliki bentang yang sedang maupun panjang, sehingga struktur gedung lebih ekonomis karena dengan pemakaian balok ini bisa mengurangi jumlah kolom dan pondasi

Steel Plate Shear Wall (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertical padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasana sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. Selama beberapa decade, SPSW menjadi salah satu system pengaku yang menjanjikan untuk menahan beban lateral pada struktur utama maupun struktur penggantung khususnya pada struktur gedung tingkat tinggi. Sistem ini memiliki kekuatan yang dapat diterima untuk mengontrol perpindahan struktur, mekanisme kegagalan daktilitas struktur dan penyerapan energi. (Kioumars, 2016). SPSW sendiri memiliki kekuatan struktur yang besar bersifat sangat daktil dan dapat menyerap energi yang besar. Sehingga sangat cocok bila digunakan pada struktur bangunan baja tahan gempa.

Dengan mempertimbangkan sifat-sifat material baja yang dipadukan dengan sistem SPSW, maka akan direncanakan modifikasi Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C. Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C yang kemudian disebut dengan Gedung Fakultas Farmasi, sebelumnya dibangun dengan material beton bertulang dengan sistem Struktur Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang terdiri dari 14 lantai. Gedung ini difungsikan sebagai sarana pendidikan dengan status pemakaian yang padat. Sebagai salah satu inovasi dalam mengatasi masalah bangunan tahan gempa. Oleh karena itu diajukan judul “Modifikasi Perencanaan Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C menggunakan balok *hexagonal castellated* dengan system pengaku *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) “ sebagai Tugas Akhir.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C menggunakan *balok Hexagonal Castellated* dengan sitem pengaku *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan preliminary design perencanaan modifikasi struktur Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C?
2. Bagaimana menentukan jenis dan menghitung beban yang bekerja pada struktur Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C menggunakan balok *hexagonal castellated* dan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)?
3. Bagaimana menentukan model dan menganalisa gaya-gaya yang bekerja dalam struktur dengan menggunakan program bantu?
4. Bagaimana merencanakan balok *hexagonal castellated* dan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)?
5. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipukul dan kondisi tanah di lapangan?
6. Bagaimana menjelaskan hasil akhir perencanaan modifikasi dalam bentuk gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Umum

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah mampu merencanakan modifikasi Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga Kampus C menggunakan *balok Hexagonal Castellated* dengan sitem pengaku *Steel Plate Shear Wall* (SPSW).

1.3.2 Umum

1. Menentukan preliminary design pada struktur Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C.
2. Menentukan jenis dan menghitung beban yang bekerja pada struktur.

3. Memodelkan dan menganalisa gaya gaya yang bekerja pada struktur dengan menggunakan program bantu.
4. Merencanakan balok *hexagonal castellated* dan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW).
5. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besar beban yang dipikul dan kondisi di tanah di lapangan.
6. Menjelaskan hasil akhir perencanaan modifikasi dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan untuk penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Perencanaan dibatasi pada perhitungan struktur Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C.
2. Tidak memperhitungkan manajemen konstruksi, analisa biaya dan arsitektural.
3. Perencanaan tidak meliputi instalasi *mechanical electrical*, dan sanitasi.
4. Perencanaan tidak membahas metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang di dapat dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Menjadi salah satu pertimbangan perencanaan bangunan tahan gempa menggunakan balok *Castellated Hexagonal* dan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)
2. Dapat diketahui hal-hal yang harus diperhatikan dalam perencanaan suatu Gedung sehingga kegagalan struktur dapat dimini

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Gedung Fakultas Farmasi difungsikan sebagai gedung perkuliahan 13 lantai dengan ketinggian 58,8 m. Pada tugas akhir ini Gedung Fakultas Farmasi yang semula menggunakan konstruksi beton bertulang konvensional akan dimodifikasi menjadi konstruksi baja dengan menggunakan balok *hexagonal castellated* dan *steel plate shear wall* (SPSW). Dalam bab ini akan dijelaskan teori yang menjadi landasan dalam proses modifikasi.

2.2 Profil Balok Hexagonal Castellated

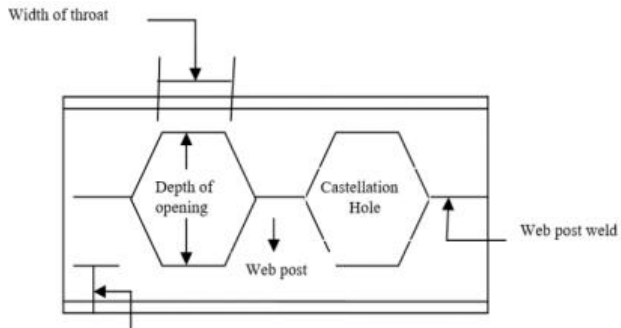
2.2.1 Pengertian Balok Hexagonal Castellated

Balok *Castellated* adalah jenis balok baja yang diperluas pada bagian badan profil (web) dengan cara memotong pada bagian badan profil (web) berbentuk pola zig-zag. Bagian-bagiannya dihubungkan kembali dengan pengelasan setelah bagian digeser sehingga membentuk pola *hexagonal*. Balok *Hexagonal Castellated* memiliki tinggi dua kali lipat dari profil biasanya dan memiliki bentuk bukaan web yang sama dengan profil normal. Nama *Castellated* berasal dari pola lubang web berbentuk seperti dinding kastil. (Nair, 2018)

2.2.2 Terminologi

Ada 4 bagian dari balok hexagonal castellated sesuai **Gambar 2.1** (Nair, 2018) , yaitu :

- A. *Castellation* : luas dari balok *castellated* yang sudah dilubangi.
- B. *Web Post*: Penampang solid dilas dari balok *castellated*
- C. *Throat Width*: Perpanjangan horizontal dari potongan “gigi” bawah profil.
- D. *Throat Depth*: Tinggi daerah profil potongan “gigi” bawah sayap profil.

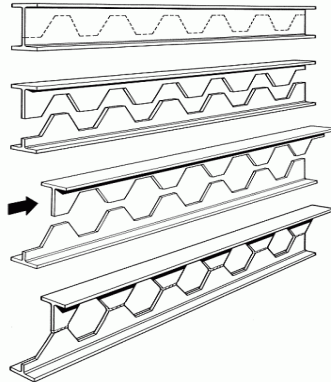


Gambar 2.1 Bagian Balok Hexagonal Castellated (Nair, 2018)

2.2.3 Proses Pembuatan Balok *Hexagonal Castellated*

Secara ringkasnya, Proses fabrikasi dari balok *hexagonal castellated* diuraikan menjadi 2 tahap sesuai **Gambar 2.2** (Muhtarom, 2015), yaitu :

- A. Badan Profil dibuat dari cetakan hot-rolled (cetakan panas) berbentuk I, H atau U dengan pola pemotongan zig-zag.
- B. Setengah hasil potongan digeser, ujung atas kanan dilas dengan ujung bawah kiri, dan sebaliknya. Sehingga lubang yang dihasilkan berbentuk segi enam (*hexagonal*).



Gambar 2.2 Proses Fabrikasi Balok Hexagonal Castellated (Muhtarom, 2015)

2.2.4 Kelebihan dan Kelemahan Balok *Hexagonal Castellated*

Pada penerapannya, Balok *Hexagonal Castellated* memiliki beberapa kelebihan dan kelemahan (Nair, 2018), yaitu :

A. Kelebihan Balok *Hexagonal Castellated*

1. Dengan tinggi profil yang lebih tinggi, menghasilkan momen inersia dan modulus section yang lebih besar sehingga lebih kuat dan kaku bila dibandingkan dengan profil asalnya.
2. Mampu memikul momen lebih besar dengan tegangan ijin yang lebih kecil.
3. Profil *hexagonal castellated* ini juga cocok untuk bentang panjang (untuk penggunaan *hexagonal castellated* dapat mencapai 30-40 ft atau 9-12 m). Sehingga dapat mengurangi jumlah kolom dan pondasi. (Coulson & Dinehart, 2016)
4. Dapat digunakan untuk gedung tingkat tinggi, bangunan komersial, dan bangunan perindustrian.

B. Kelemahan Balok *Hexagonal Castellated*

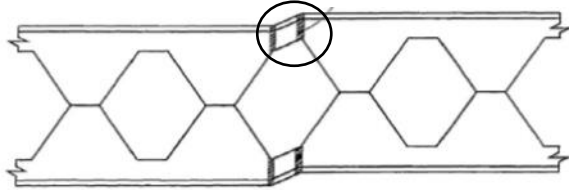
1. Balok *castellated* tidak tahan panas api. Sehingga harus ditambah dengan lapisan tahan api (fire proofing) 20% lebih tebal agar mencapai ketahanan yang sama dengan profil awalnya.
2. Kemampuan menerima gaya lateral kecil, sehingga perlu diberi satu atau lebih pelat pada ujung-ujung (dekat dengan pertemuan balok-kolom).
3. Tidak sesuai untuk bentang pendek dengan beban yang berat.

2.2.5 Kegagalan Profil Balok *Hexagonal Castellated*

Ada 2 teori kegagalan profil *castellated* yang dikemukakan oleh para peneliti sebelumnya (Swastika, 2015), yaitu :

- A. Mekanisme Geser (Geser (*Vierendeel* atau *Shear Mechanism*))
Mekanisme ini berbanding lurus dengan tegangan geser yang cukup tinggi pada balok. Sendi plastis terjadi pada ujung balok (*reentrant corners*) pada lubang dapat merubah bentuk bagian

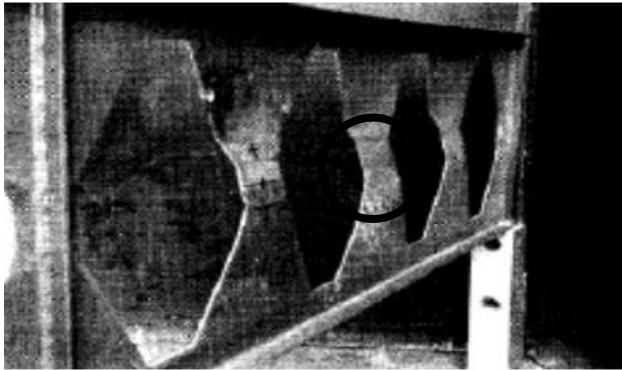
T (tee section) menjadi seperti jajar genjang (*parallelogram*). Lokasi kegagalan ini terjadi pada lubang yang menerima gaya geser terbesar. Ditunjukkan oleh lingkaran pada **Gambar 2.3**.



Gambar 2.3 Mekanisme Geser (Swastika, 2015)

B. Tekuk Pelat Badan Akibat Tekan (*Web Post Buckling due to Compression*)

Kegagalan ini disebabkan oleh beban terpusat yang secara langsung dibebankan pada pelat badan. Kegagalan ini dapat dicegah bila penggunaan pengakunya diperkuat untuk menahan gaya tersebut. Ditunjukkan pada **Gambar 2.4**.



Gambar 2.4 Web Post Buckling (Swastika, 2015)

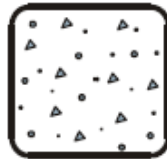
2.3 Profil Kolom Komposit

2.3.1 Pengertian Kolom Komposit

Kolom komposit adalah kombinasi baja profil yang terbungkus beton seluruhnya, atau dengan mengisi pipa baja

dengan beton. Kolom komposit memiliki kemampuan menerima beban yang lebih besar dibandingkan dengan kolom beton bertulang biasa dengan ukuran yang sama. beton (Parviz & Amiri, 2015)

Salah satu contoh dari kolom komposit adalah *concrete filled steel tube* (CFT) atau kolom komposit dengan pelat baja. Kolom komposit merupakan teknologi terbaru yang saat ini sedang gencarnya diteliti. Yang menarik dari inovasi ini adalah teknologi memadukan kuat tekan beton dengan kuat tarik pelat baja, sehingga 2 material ini bisa saling menguatkan satu sama lain. Ditunjukkan pada **Gambar 2.5**.



Gambar 2.5 Penampang Kolom CFT (Parviz & Amiri, 2015)

2.3.2 Kriteria untuk Kolom Komposit Komponen Struktur Tekan

Ada 3 kriteria untuk kolom komposit (SNI 1729, 2015), yaitu :

- A. Luas penampang profil baja minimal sebesar 1% dari luas penampang komposit total (pasal I1.2.1a ayat 2).
- B. Mutu beton yang digunakan tidak lebih 70 Mpa dan tidak kurang dari 21 Mpa untuk beton normal dan tidak lebih dari 42 Mpa untuk beton ringan (pasal I1.3 ayat 1).
- C. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh lebih dari 525 Mpa (pasal I1.3 ayat 2).

2.3.3 Kelebihan Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column (RCFT)

Sistem kolom RCFT memiliki banyak kelebihan disbanding kolom dengan material yang terpisah antara baja dan beton (M.Wagh & M.Mohod, 2016), yaitu :

- A. Beton yang berada di dalam tabung baja, memberikan efek peningkatan kekuatan dan daktilitas inti beton dalam tabung baja.
- B. Beton yang berada di dalam tabung baja menunda tekuk local pada tabung baja.
- C. Kapasitas gabungan dari baja dan beton secara significant meningkatkan sifat kaku dan kekuatan ultimate dari RCFT. Sifat ini sangat cocok untuk elemen struktur dominan menerima beban tekan.
- D. Tabung baja berfungsi sebagai *longitudinal reinforcement* dan bekisting permanen untuk inti beton. Kondisi ini membuat waktu kontruksi semakin cepat dan biaya berkuranga karena tidak menggunakan bekisting untuk kolom.
- E. Tabung baja mampu menyokong beban tekan sebelum inti beton kering.

2.4 Steel Plate Shear Wall (SPSW)

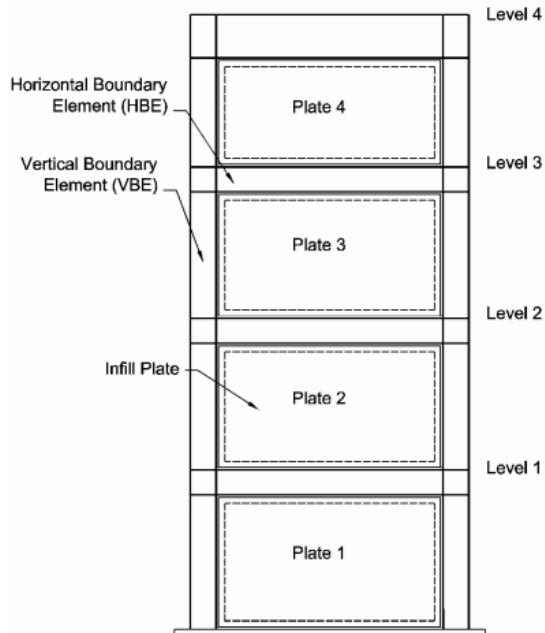
2.4.1 Pengertian Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Stell Plate Shear Wall (SPSW) merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang efisien, terdiri dari pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom disekitarnya dan terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang. SPSW menunjukkan perilaku seismik yang baik karena kemampuan disipasi energi melalui mekanisme geser pada pelat. (Raisszadeh & Rahai, 2018)

2.4.2 Desain Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Steel Plate Shear Wall terdiri dari elemen vertikal yang disebut dengan *Vertical Boundary Elements* (VBE), elemen horizontal yang disebut *Horizontal Boundary Elements* (HBE), dan

pelat pengisi (*Infill Plate*) yang berfungsi sebagai pengaku di badan sesuai pada **Gambar 2.6**. (Kioumars, 2016)



Gambar 2.6 Steel Plate Shear Wall (SPSW) (Kioumars, 2016)

2.4.3 Jenis Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Menurut lokasi pemasangan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) ada 2 jenis, yaitu *core system* dan *planar system*. Jenis ini dibedakan menurut susunan, ukuran dan tinggi gedung yang direncanakan.

A. *SPSW Core System*

Steel Plate Shear Wall (SPSW) jenis ini sangat cocok digunakan untuk bangunan bertingkat menengah ke atas. Jenis ini memberikan kekakuan terhadap puntir dan keruntuhan lebih baik. Pada perencanaanya, posisi *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) berada pada inti bangunan.

B. *SPSW Planar System*

Steel Plate Shear Wall (SPSW) jenis ini sangat cocok digunakan untuk bangunan bertingkat menengah ke rendah. Sebagai perkuatan untuk gedung yang sudah ada. Jenis ini memiliki kapasitas geser yang tidak besar dengan kapasitas momen yang sangat terbatas. Pada perencanaanya *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) berada pada dinding bagian luar bangunan. Sehingga membatasi arsitektur gedung.

Selain jenis menurut lokasi pemasangan, *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) dibedakan juga menurut jenis *infill plate*. Yaitu *unstiffened SPSW*, *stiffened SPSW* dan *special perforated SPSW*. Jenis ini dibedakan menurut kemampuan, ukuran dan tebal *infill plate* yang akan digunakan. (Alavi & Nateghi, 2013)

A. *Unstiffened SPSW*

Jenis ini sering dipakai karena tidak memerlukan penambahan *stiffener* (pengaku) seperti **Gambar 2.7** Menurut penelitian, mampu menahan drift sampai 4,6%. Terjadi patahan di bagian las anatar VBE dan *infill plate*.



Gambar 2.7 Unstiffened SPSW (Alavi & Nateghi, 2013)

B. *Stiffened SPSW*

Jenis ini merupakan SPSW yang diberi perkuatan sesuai **Gambar 2.8** agar mampu menerima beban lateral yang lebih besar. Menurut penelitian, mampu menahan drift sampai 4,7%.

Terjadi patahan hanya pada dibagian pengaku diagonal yang tidak menyebabkan hilangnya kemampuan geser yang signifikan.



Gambar 2.8 Stiffened SPSW (Alavi & Nateghi, 2013)

C. *Special Perforated SPSW*

Jenis ini merupakan inovasi dari *stiffened SPSW*. Dengan memberikan lubang di tengah pelat dengan diameter sekitar sepertiga tinggi dinding dan memberikan pengaku diagonal sesuai **Gambar 2.9**. Menurut hasil penelitian, kombinasi ini meningkatkan beberapa sifat dinding geser yang tidak diberi pengaku sebagai rasio daktilitas dan faktor modifikasi respons sekitar 15%.



Gambar 2.9 Special Perforated SPSW (Alavi & Nateghi, 2013)

2.4.4 Kelebihan dan Kelemahan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)

Kelebihan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) (Sheili & Hooper, 2005)

A. Ketebalan Dinding

Ketebalan dinding geser plat baja lebih kecil daripada ketebalan dinding geser beton. Pada beberapa studi yang dilakukan, perbedaan ketebalan dinding geser pelat baja dan dinding geser beton mencapai 2%.

B. Berat Bangunan

Dari hasil penelitian, berat bangunan yang menggunakan dinding geser pelat baja lebih ringan dibandingkan dengan bangunan menggunakan dinding geser beton. Perbedaan bangunan tersebut adalah sekitar 18%, hal ini dapat mengurangi beban pondasi akibat beban gravitasi dan beban gempa.

C. Pekerjaan Kontruksi yang Cepat

Penggunaan dinding geser plat baja mengurangi waktu pengerjaan konstruksi. Tidak hanya cepat pada waktu pemasangan tetapi juga pada waktu perawatan. Hasil studi juga menunjukkan bahwa pengerjaan dinding geser plat baja jauh lebih mudah dari pada pengerjaan sistem rangka bresing konsentrik khusus.

D. Sistem yang Teruji

Sistem ini telah diuji sejak tahun 1970 dan telah diatur dalam National Building Code of Canada (NBCC) sejak 1994 dan juga telah diatur pada American Institute of Steel Construction (AISC) Seismic Provisions pada tahun 2005.

Kelemahan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) (Sheili & Hooper, 2005)

A. Urutan Pekerjaan Kontruksi

Dalam pelaksanaannya, urutan pekerjaan sangat perlu diperhatikan untuk menghindari kegagalan struktur saat proses pemasangan. Pengelasan plat sambung pada *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) ditunda sampai deformasi akibat beban mati

dalam rangka berhenti. Penundaan pekerjaan dimaksudkan untuk meringankan beban yang diterima saat awal pemasangan.

B. Kekakuan

Steel Plate Shear Wall (SPSW) lebih lentur dibandingkan dinding geser pada beton. Sehingga untuk perencanaan gedung bertingkat tinggi memerlukan penambahan pengaku pada *Steel Plate Shear Wall* (SPSW).

2.5 Pondasi

2.5.1 Pengertian Pondasi

Pondasi adalah 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. (Wulandari, 2013)

2.5.2 Jenis Pondasi

Pondasi digolongkan menjadi 2 jenis, berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi dan jenis tanah yang ada (Wulandari, 2013). Yaitu :

A. Pondasi Dangkal

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

B. Pondasi Dalam

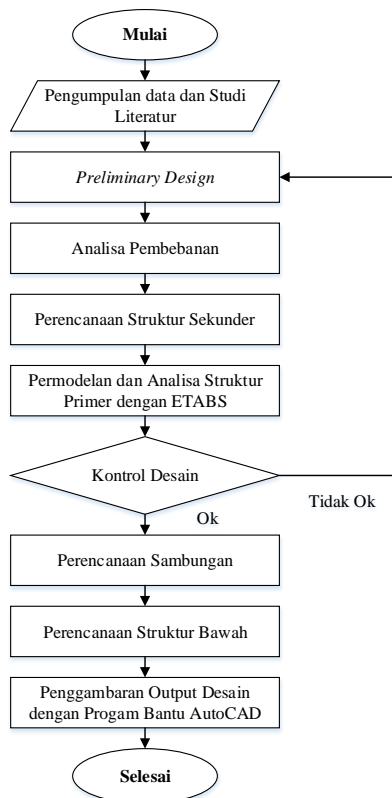
Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari

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

BAB III METODOLOGI

3.1 Bagan Alir Metodologi

Dalam penyelesaian Tugas Akhir ini diperlukan adanya metode dan urutan penyelesaian secara jelas dan sistematis. Oleh karena itu dibuatlah suatu alur metodologi agar penyelesaian Tugas Akhir berjalan dengan baik sesuai dengan **Gambar 3.1**.



Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi

3.2 Metodologi Penyelesaian

Langkah-langkah dalam Modifikasi Desain Struktur Gedung Fakultas Farmasi menggunakan Balok *Hexagonal Castellated* dan *Steel Plate Shear Wall* dari diagram alur di atas dapat dijelaskan metodologi yang digunakan dalam penyusunan tugas akhir ini.

3.2.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data untuk perencanaan meliputi gambar struktur, gambar arsitektur dan data tanah.

A. Data Bangunan Eksisting

Nama Gedung	: Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga C
Lokasi	: Surabaya, Jawa Timur
Fungsi	: Fasilitas Pendidikan
Jumlah Lantai	: 14 Lantai
Tinggi Gedung	: 68,05 m
Struktur Utama	: Beton Bertulang
Sistem Struktur	: Sistem Rangka Pemikul Momen
Struktur Pondasi	: Tiang Pancang

B. Data Modifikasi Bangunan

Nama Gedung	: Gedung Fakultas Farmasi Universitas Airlangga C
Lokasi	: Surabaya, Jawa Timur
Fungsi	: Fasilitas Pendidikan
Jumlah Lantai	: 14 Lantai
Tinggi Gedung	: 68 m
Struktur Utama	: Kolom <i>Rectangular Concrete Filled Tube</i> dan Balok <i>Hexagonal Castellated</i>
Sistem Struktur	: Sistem <i>Steel Plate Shear Wall</i> (SPSW)
Struktur Pondasi	: Tiang Pancang

C. Data Tanah

Data tanah berupa grafik SPT. Data tanah dapat dilihat di lampiran.

3.2.2 Studi Literatur

Untuk menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja menggunakan balok *hexagonal castellated* dengan sistem *steel plate shear wall*. Literatur yang dapat digunakan untuk perhitungan gedung seperti :

- A. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729:2015).
- B. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002).
- C. Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727:2013).
- D. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung (SNI 1726:2012).
- E. AISC *Steel Design Guide*-31.
- F. AISC *Steel Design Guide*-20.
- G. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983).
- H. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung (SNI 2847:2013).
- I. Baja Tulangan Beton (SNI 2052:2017)
- J. Jurnal-jurnal yang berkaitan.

3.2.3 Preliminary Design

Preliminary design adalah tahap merencanakan struktur sekunder dan struktur primer yang meliputi data-data perencanaan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material yang digunakan. Preliminary design struktur sebagai berikut:

- A. Perencanaan dimensi struktur sekunder meliputi :
 - Pelat Lantai
 - Balok anak
 - Tangga
 - Balok penggantung dan penumpu lift

- B.** Perencanaan dimensi struktur primer meliputi :
- Balok Induk yang direncanakan menggunakan profil baja *Hexagonal Castellated Beam*.
 - Kolom yang direncanakan menggunakan profil baja *Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column*.
 - Sistem struktur yang direncanakan menggunakan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*.

3.2.4 Pembebanan Struktur

Pembebanan pada struktur bangunan merupakan salah satu hal yang terpenting dalam perencanaan sebuah gedung. Kesalahan dalam perencanaan beban atau penerapan beban pada perhitungan akan mengakibatkan kesalahan yang fatal pada hasil desain bangunan tersebut. Untuk itu sangat penting merencanakan pembebanan pada struktur bangunan dengan sangat teliti agar bangunan yang didesain tersebut nantinya akan aman pada saat dibangun dan digunakan. Beberapa jenis beban yang ditinjau dalam perencanaan konstruksi bangunan, yaitu:

A. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layanan terpasang lain termasuk berat keran. Serta berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, dalam menentukan beban mati untuk perancangan harus digunakan berat bahan dan konstruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahwa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983 sesuai **Tabel 3.1**.

Tabel 3.1 *Berat Sendiri pada Struktur (PPIUG 1983)*

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

B. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban kontruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati. Beban hidup yang digunakan dalam perancangan bangunan gedung dan struktur lain harus beban maksimum yang diharapkan terjadi akibat penghunian dan penggunaan bangunan gedung, akan tetapi tidak boleh kurang dari beban merata minimum yang ditetapkan (SNI 1727:2013 Pasal 4.1).

C. Beban Angin

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

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

Dimana :

q_z = q_z untuk dinding disisi angin datang yang diukur pada ketinggian z di atas permukaan tanah.

- q_h = q_h untuk dinding disisi angin pergi, dinding samping, dan atap diukur pada ketinggian h .
 q_i = q_i untuk dinding disisi angin datang, dinding samping, dinding disisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian.
 q_i = q_z untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, q_i , secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h ($q_i=q_h$).
 G = faktor efek-tiupan angin, lihat SNI 1727:2013 Pasal 26.9.
 C_p = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.
 $(G C_{pi})$ = koefisien tekanan eksternal dari SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, 27.43.

q dan q_i harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Pasal 26.7.3. Tekanan harus ditetapkan secara bersamaan pada dinding disisi angin datang dan disisi angin pergi pada permukaan atap seperti ditetapkan dalam SNI 1727:2013 Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3.

D. Beban Gempa

Perhitungan beban gempa dilakukan dengan analisa *respons spectrum*. *Respons spectrum* adalah suatu diagram hubungan antara percepatan respons maksimum suatu system satu derajat

kebebasan (SDK) akibat gempa tertentu, sebagai fungsi dari faktor redaman dan waktu getar alami (SNI 1726:2012). Perencanaan kategori desain seismic ini diperlukan untuk mengetahui batasan sistem struktur dan tinggi yang diperbolehkan dalam kategori aman. Dikethui data-data sebagai berikut :

Nama Gedung : Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C
 Jenis Gedung : Fasilitas Pendidikan
 Lokasi : Surabaya

a. Menentukan Kategori Risiko Bangunan (SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2)

Penentuan kategori risiko bangunan bisa dilihat pada tabel 1 SNI 1726-2012 sesuai pada **Tabel 3.2**. Penentuan kategori ini berdasarkan fungsi dan jenis gedung yang ditinjau. Berdasarkan data yang didapat, kategori resiko bangunan Gedung Fakultas Farmasi UNAIR C adalah **Kategori Risiko IV**.

Tabel 3.2 Tabel Kategori Risiko bangunan gedung dan non gedung (SNI 1726-2012)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental. - Gedung Sekolah dan fasilitas Pendidikan. - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat. - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat. - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya. 	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat. - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangka air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat. - Gedung dan non gedung dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV. 	

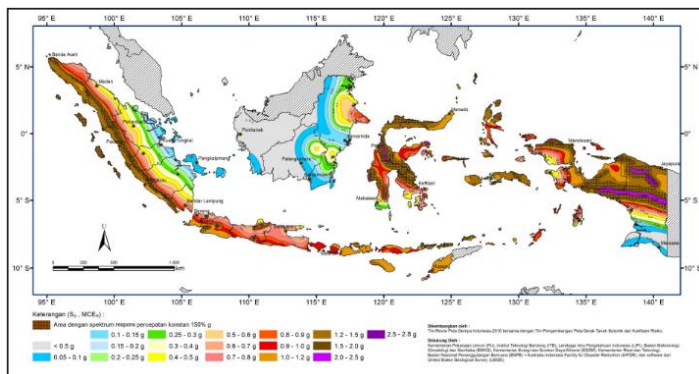
b. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726-2012 Pasal 4.1.2)

Nilai faktor keutamaan gempa didapatkan dari tabel 2 SNI 1726-2012 sesuai dengan **Tabel 3.3**. Didapatkan nilai faktor keutamaan gempa **Ie = 1,5**.

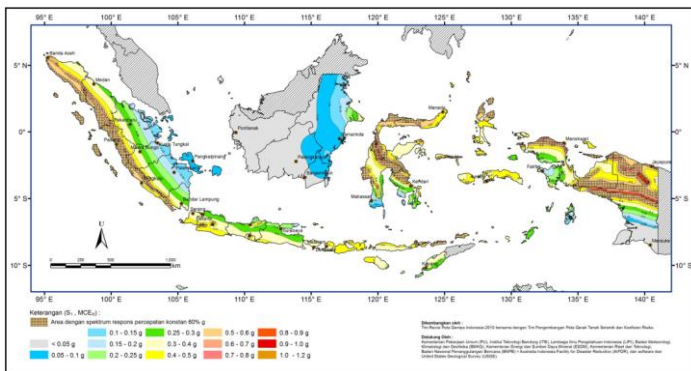
Tabel 3.3 Faktor Keutamaan Gempa (SNI 1726-2012)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, Ie
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

c. Menentukan Parameter Percepatan Tanah



Gambar 3.2 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spectral 0,2 detik (SNI 1726-2012)



Gambar 3.3 Koefisien risiko terpetakan, periode respon spektral 1 detik (SNI 1726-2012)

Berdasarkan **Gambar 3.2** dan **Gambar 3.3** untuk Kota Surabaya didapatkan nilai :

$S_s = 0,6 - 0,7$; Diambil nilai $S_s = 0,663$

$S_1 = 0,25 - 0,3$; Diambil nilai $S_1 = 0,247$

d. Menentukan Jenis Tanah (SNI 1726-2012 Pasal 5.3)

Jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan nilai percepatan rambat gelombang geser rata-rata (V_s), nilai penetrasi standar rata-rata (N) dan kuat geser nilai rata-rata. Pembagian klasifikasi situs tanah bisa dilihat di **Tabel 3.4**.

Tabel 3.4 Klasifikasi Situs Tanah (SNI 1726-2012)

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 : Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ 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 : Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnah tersementasi lemah		

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
	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		

e. Menentukan Koefisien Situs (SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh maka F_a dan F_v akan diperoleh melalui **Tabel 3.5** dan **Tabel 3.6**

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_a (SNI 1726-2012)

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

Tabel 3.6 Koefisien Situs Fv (SNI 1726-2012)

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

Berdasarkan perhitungan pada a, telah diketahui nilai S_s (0,663) dan S_1 (0,247). Sehingga dapat dilakukan penentuan F_a dan F_v sesuai dengan **Tabel 3.5** dan **Tabel 3.6** Jika nilai tidak terdapat pada tabel, dilakukan perhitungan linier terhadap nilai yang ada. Sehingga didapat nilai :

F_a = Interpolasi antara 1,7 – 1,2
didapat nilai $F_a = 1,374$

F_v = Interpolasi antara 3,2 – 2,8
didapat nilai $F_v = 3,012$

f. Menghitung S_{MS} dan S_{M1} (SNI 1726-2012 Pasal 6.2)

S_{MS} dan S_{M1} yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.3)$$

Keterangan :

F_v = Koefisien situs untuk perioda panjang (pada perioda 1.0 detik)

S_{MS} = Parameter percepatan respon spektral MCE pada perioda pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.

S_{M1} = Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs.

Berdasarkan data perhitungan pada huruf e. Dilakukan perhitungan dengan rumus 3.2 dan 3.3 sehingga didapat nilai :

$$S_{MS} = 1,374 \times 0,663 = 0,911$$

$$S_{M1} = 3,012 \times 0,247 = 0,744$$

g. Menghitung Parameter Percepatan Desain (SNI 1726-2012 Pasal 6.3)

SDS dan SD1 ditentukan dengan perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.5)$$

Keterangan :

S_{DS} = Parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5%

S_{D1} = Parameter percepatan respon spektral pada periode 1 detik, redaman 5%

Berdasarkan data perhitungan pada huruf f. Dilakukan perhitungan dengan rumus 3.4 dan 3.5 sehingga didapat nilai :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 0,911 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,744 = 0,496$$

h. Menentukan Kategori Desain Seismic (SNI 1726-2012 Pasal 6.5)

Menentukan S_{DS} dan S_{D1} berdasarkan kategori pada **Tabel 3.7**

Tabel 3.7 Kategori risiko S_{DS} (SNI 1726-2012)

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

Tabel 3.8 Kategori risiko S_{DI} (SNI 1726-2012)

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

Berdasarkan perhitungan pada huruf h. Dilakukan klasifikasi berdasarkan **Tabel 3.7** dan **Tabel 3.8** Didapat klasifikasi :

$$S_{DS} = 0,539 \quad (\text{nilai } 0,50 \leq S_{DS})$$

$$S_{DI} = 0,382 \quad (\text{nilai } 0,20 \leq S_{DI})$$

Maka kategori desain seismiknya adalah **D**

- i. Menentukan Faktor Koefisien Modifikasi Respons (R), Faktor Pembesaran Defleksi (Cd) dan Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) untuk Sistem Penahan Gaya Gempa (SNI 1726-2012 Pasal 7.2.2)**

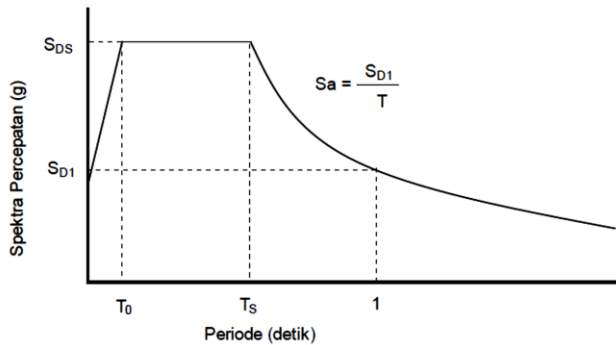
Dengan mempertimbangkan pemakaian awal menggunakan dinding geser bertulang biasa, maka perlu perkuatan dengan menggantinya dengan dinding geser pelat baja dan beton komposit sesuai dengan **Tabel 3.9**.

Tabel 3.9 Faktor R , Cd , dan Ω untuk system penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, Cd	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan								
3. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding Geser Pelat Baja dan beton komposit	$7\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB

j. Menentukan Respon Spectrum Desain (SNI 1726-2012 Pasal 6.4)

Analisi modal respons spektrum dilakukan dengan menggambar grafik respons spektrum pada **Gambar 3.4** rencana ke dalam program analisis struktur. Dengan mengikuti ketentuan :



Gambar 3.4 Grafik respons spektrum (SNI 1726-2012)

Untuk perioda $T < T_0$, spektrum respon percepatan desain (S_a)

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.6)$$

Untuk perioda $T_0 < T < T_s$, spektrum respon percepatan desain (S_a)

$$S_a = S_{DS} \quad (3.7)$$

Untuk perioda $T > T_s$, spektrum respon percepatan desain (S_a)

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.8)$$

Dengan

$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.9)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.10)$$

k. Melakukan Analisis Static Ekvivalen (SNI 1726-2012 Pasal 7.82)

Perkiraan waktu getar fundamental (T_a) dalam detik, dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.11

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.11)$$

Keterangan :

C_t , dan x = koefisien parameter waktu getar perkiraan (**Tabel 3.10**)

h_n = tinggi struktur

Tabel 3.10 Nilai parameter perioda Pendekatan C_t dan x (SNI 1726-2012)

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

$$T_a \leq T \leq C_u T_a \quad (3.12)$$

Keterangan :

T_a = periode fundamental perkiraan

C_u = koefisien untuk batas atas periode hasil perhitungan (**Tabel 3.8**)

Tabel 3.11 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung
(SNI 1726-2012)

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

- Perhitungan Koefisien Respon Gempa

Perhitungan koefisien respon gempa, C_s harus dihitung berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.8.1.1 :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.13)$$

Keterangan :

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

R = Faktor modifikasi respon dalam tabel 3.6

I_e = Faktor keutamaan hunian

- Geser Dasar Seismik (V)

Geser dasar seismic (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai persamaan berikut :

$$V = C_s W \quad (3.14)$$

Keterangan :

C_s = koefisien respons seismic

W = berat seismic menurut pasal 7.7.2 (SNI-1726-2012)

E. Kombinasi Pembebanan

Konfigurasi kombinasi pembebanan berdasarkan (SNI 1727:2013 Pasal 2.3.2) dapat dilihat sebagai berikut :

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau R)
- 1,2D + 1,6(Lr atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2D + 1,0W + L + 0,5(Lr atau R)
- 1,2D + 1,0E + L
- 0,9D + 1,0W
- 0,9D + 1,0E

Keterangan :

D = Dead Load (Beban Mati)

L = Life Load (Beban Hidup)

E = EarthQuake Load (Beban Gempa)

Lr = Life Roof (Beban Atap)

R = Rainfall Load (Beban Hujan)

W = Wind Load (Beban Angin)

F. Beban Tanah

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.2.1, dalam perancangan struktur di bawah tanah, harus diperhatikan tekanan lateral tanah di sampingnya. Bila tidak ada beban tanah dalam laporan penyelidikan tanah yang disetujui oleh pihak yang berwenang. Besarnya tegangan tanah horizontal secara umum adalah sebagai berikut:

Tegangan tanah horizontal aktif:

$$\sigma' = \gamma' h K_a + 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.15)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.16)$$

Tegangan tanah horizontal pasif

$$\sigma' = \gamma' h K_a + 2c' \sqrt{K_a} \quad (3.17)$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.18)$$

Maka, besar tekanan tanah lateral dapat dihitung dengan menghitung luasan diagram tegangan tanah.

3.2.5 Perencanaan Struktur Sekunder

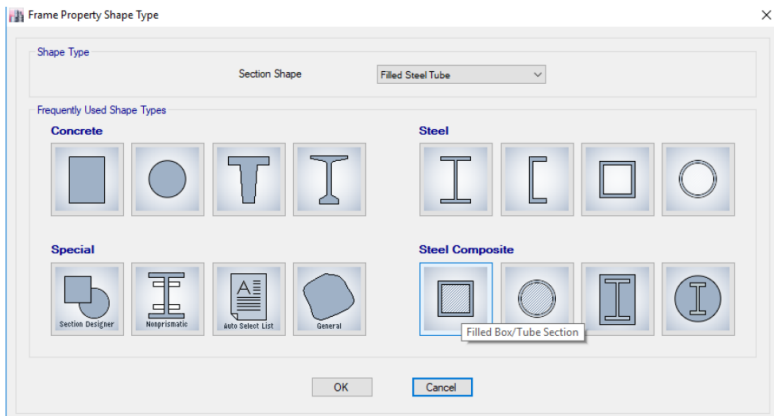
Melakukan desain struktur sesuai mutu bahan, material struktur dan dimensi yang telah direncanakan meliputi : Pelat Lantai, Balok Anak, Tangga dan Balok Penggantungan Lift

3.2.6 Permodelan dan Analisa Struktur

Melakukan permodelan struktur primer meliputi : Desain Balok *Hexagonal Castellated*, Kolom *Rectangular Concrete Filled Steel Tube* dan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*. Analisa menggunakan program bantu ETABS yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi. Berikut langkah permodelan yang dilakukan :

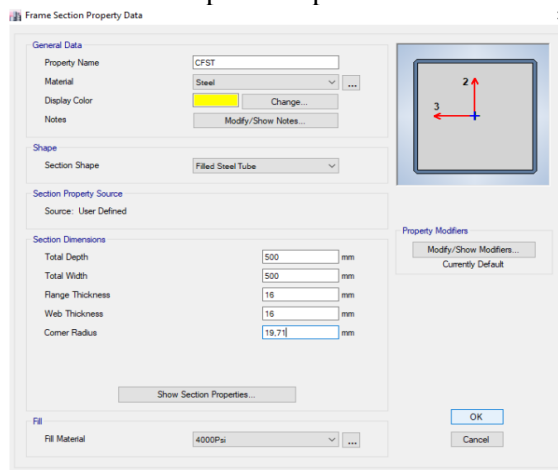
3.2.7 Rectangular Concrete Filled Steel Tube (RCFT)

Pilih *define > section properties > frame sections > add new properties*, maka akan muncul tampilan seperti pada **Gambar 3.5**.



Gambar 3.5 Frame Property Shape Type

Pilih *Steel Composite* dengan bentuk *rectangular*. Maka muncul tampilan seperti **Gambar 3.6**. Untuk dimensi dari RCFT sendiri menggunakan ukuran 700 x 700 mm dengan tebal 28 mm. Sesuai pada brosur RCFT pada lampiran.



Gambar 3.6 Frame Section Properties Data

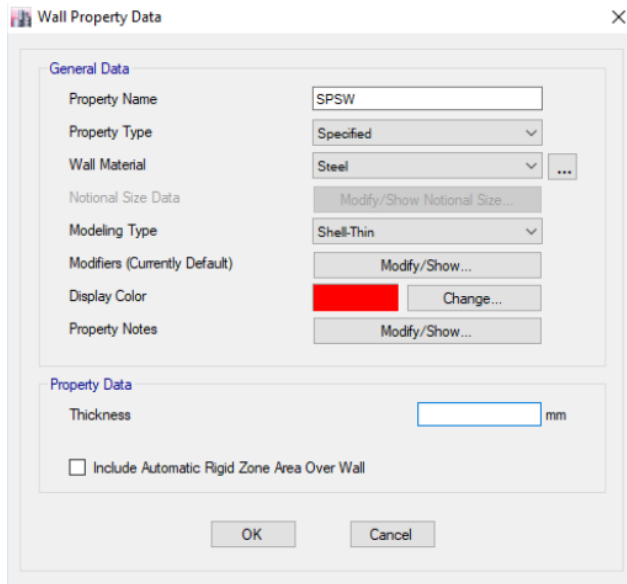
Pilih ok maka input RCFT sudah selesai, kemudian balok dan kolom digambarkan pada ETABS sesuai dengan tata letaknya.

3.2.8 Balok Hexagonal Castellated (HCB)

Permodelan balok *castella* sama seperti balok WF biasanya. Buat profil WF asli (sebelum di buat *castella*) kemudian naikkan inersia profil tersebut dengan menaikkan *moment of inertia about 3 axis* pada *section modifiers* dengan perbandingan Ix *castella* dibagi Ix WF.

3.2.9 Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Setelah balok kolom sudah terbentuk, SPSW dimodelkan. Elemen SPSW dimodelkan sebagai model *shell* seperti pada plat lantai. Pilih *define > section properties > wall sections*. Maka akan muncul tampilan pada **Gambar 3.7** untuk ketebalan SPSW direncanakan sebesar 3 mm.

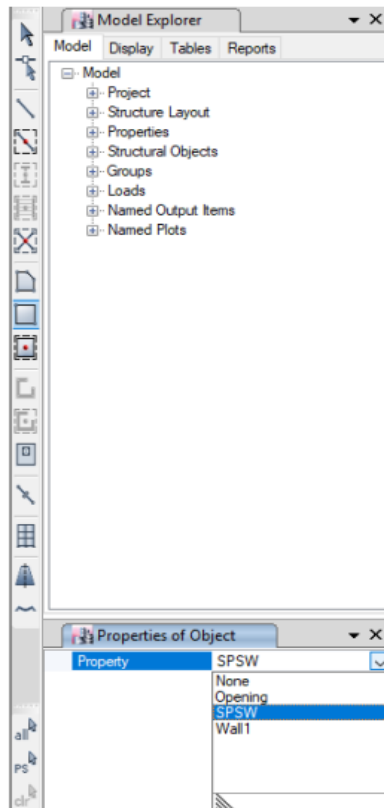


General Data	
Property Name	SPSW
Property Type	Specified
Wall Material	Steel
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Thickness	mm
<input type="checkbox"/>	Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

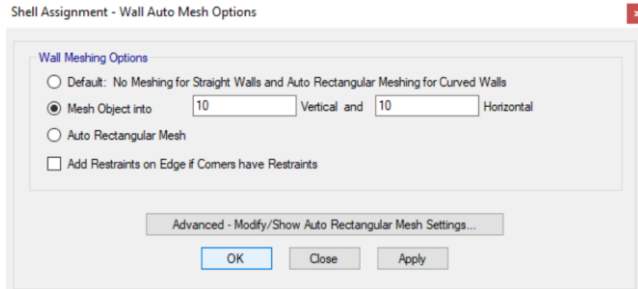
Gambar 3.7 Wall Property Data

Penggambaran SPSW menggunakan perintah *Draw Rectangular Area* kemudian pada kotak dialgo *Properties of Object* pilih kotak isian Section dan diganti ke pilihan SPSW seperti pada **Gambar 3.8**



Gambar 3.8 Section SPSW

Elemen shell yang dipakai untuk permodelan SPSW perlu dibagi dalam pias-pias kecil sejumlah tertentu untuk meningkatkan ketelitian hasil. Dengan klik *assign > shell > wall auto mest options*. Maka akan muncul tampilan seperti pada **Gambar 3.9**.



Gambar 3.9 Shell Assignment

3.2.10 Kontrol Desain

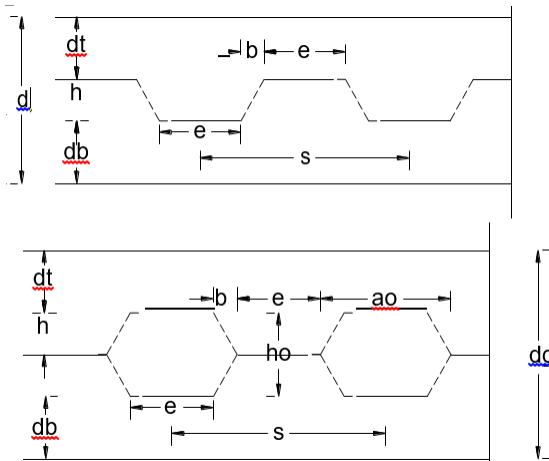
Melakukan kontrol kemampuan semua struktur yang telah direncanakan sesuai dengan peraturan yang berlaku.

3.2.11 Kontrol Balok Hexagonal Castellated Beam

A. Kontrol Penampang

Detail gambar bisa dilihat pada **Gambar 3.10**.

Syarat Lubang (h_o) (ASCE 5.2)



Gambar 3.10 Geometri Balok Hexagonal Castellated

$$h \leq 0,7 d_g \quad (3.19)$$

Syarat dt dan db (ASCE 5.6.1)

$$dt \text{ dan } db \leq 0,15 dg \quad (3.20)$$

Tekuk Lokal (SNI 1729:2015 Tabel B4.1b)

Sayap :

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} < \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.21)$$

Badan :

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.22)$$

Parameter lubang (ASCE 5.11)

$$p_o = \left(\frac{a_o}{h_o}\right) + \left(\frac{6 h_o}{d}\right) < 5,6 \quad (3.23)$$

B. Kontrol Tekuk Badan Profil *Hexagonal Castellated Beam*
(ASCE 5.2.2)

$$1. \frac{d-2t_f}{t_w} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} < \frac{1365}{\sqrt{f_y}}, f_y \text{ dalam MPa} \quad (3.24)$$

Syarat :

$$\frac{a_o}{h_o} \leq 3 \quad (3.25)$$

Balok non-komposit :

$$V_m \leq \frac{2}{3} V_p \quad (3.26)$$

$$2. \frac{1100}{\sqrt{f_y}} < \frac{d-2t_f}{t_w} < \frac{1365}{\sqrt{f_y}}, f_y \text{ dalam MPa} \quad (3.27)$$

Syarat :

$$\frac{a_o}{h_o} \leq 2,2 \quad (3.28)$$

$$V_m \leq 0,45 V_p \quad (3.29)$$

Dimana :

$$V_p = \frac{F_y t_w d}{\sqrt{3}} \quad (3.30)$$

C. Momen Lentur Nominal (ASCE C4.2)

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.31)$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.32)$$

$$\Delta A_s = h_o \cdot t_w \quad (3.33)$$

$$e = 0,25 h_o \quad (3.34)$$

$$M_n = M_p - \left[f_y \Delta A_s \left(\frac{h_o}{4} + e \right) \right] \quad (3.35)$$

Dimana :

M_n = momen lentur nominal balok

h_o = tinggi lubang

t_w = tebal pelat badan

e = eksentrisitas lubang

f_y = kuat leleh baja

D. Kontrol Kuat Geser (ASCE 4.3.1)

Untuk tee atas dan tee bawah

$$V_{pt} = \frac{f_y t_w d}{\sqrt{3}} \quad (3.36)$$

$$\frac{(\sqrt{6} + \mu)}{(v + \sqrt{3})} \leq 1 \quad (3.37)$$

$$V_{mt} = \frac{(\sqrt{6} + \mu)}{(v + \sqrt{3})} V_{pt} \quad (3.38)$$

Syarat :

$$V_{mt} \leq V_{pt} \quad (3.39)$$

$$V_m = 2 V_{mt} \quad (3.40)$$

Dimana :

V_{mt} = kuat geser satu tee

V_{pt} = kuat geser plastis satu tee

$$v = ((2 \times b) + 2a) / dt$$

$$\mu = \frac{0}{dt}$$

E. Persamaan Interaksi Lentur dan Geser (ASCE 4.1)

$$\left(\frac{M_u}{\phi M_n} \right)^3 + \left(\frac{V_u}{\phi V_m} \right)^3 \leq 1 \quad (3.41)$$

F. Kontrol Jarak Antar Lubang (ASCE 5.10)

$$S \geq h_o \quad (3.42)$$

Dimana :

$$s = D_s$$

3.2.12 Kontrol Kolom Rectangular Concrete Filled Steel Tube (RCFT)

Kolom komposit *Rectangular Concrete Filled Steel Tube* menerima kombinasi aksial dan lentur.

A. Kontrol Penampang Kolom Komposit

Kontrol Luas Penampang (SNI 1729:2015 Pasal I2a)

$$\frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% \geq 1\% \quad (3.43)$$

Kontrol Ketebalan (SNI 1729:2015 Pasal I2.3.1)

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \leq 25 \text{ mm} \quad (3.44)$$

B. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit RCFT

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

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

Rasio Lebar Terhadap Ketebalan yang Menahan Aksial

(SNI 1729:2015 Tabel I1.1A)

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \quad (3.45)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{kompak}) \quad (3.46)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{non kompak}) \quad (3.47)$$

$$\lambda_{\max} = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{maksimum}) \quad (3.48)$$

Rasio Lebar Terhadap Ketebalan yang Menahan Lentur

(SNI 1729:2015 Tabel I1.1B)

Sayap :

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \quad (3.49)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{kompak}) \quad (3.50)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{non kompak}) \quad (3.51)$$

$$\lambda_{\max} = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{maksimum}) \quad (3.52)$$

Badan :

$$\lambda = \frac{h}{2tw} \quad (3.53)$$

$$\lambda_p = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{kompak}) \quad (3.54)$$

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{non kompak}) \quad (3.55)$$

$$\lambda_{\max} = 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{maksimum}) \quad (3.56)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

Penampang Kompak (SNI 1729:2015 Pasal 2b ayat (c))

$$P_{no} = P_p \quad (3.57)$$

Dengan,

$$P_p = f_y \times A_s + C_2 \times f_c' \times (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.58)$$

Penampang Non Kompak (SNI 1729:2015 Pasal 2b ayat (d))

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.59)$$

Dengan,

$$P_y = f_y \times A_s + 0,7 f_c' (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.60)$$

Penampang Langsing (SNI 1729:2015 Pasal 2b ayat (e))

$$P_{no} = f_{cr} \times A_s + 0,7 f_c' (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.61)$$

Dengan penampang persegi diisi beton,

$$F_{cr} = \frac{9 E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.62)$$

C. Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde kedua yang diperlukan, M_r , dan ketentuan aksial, P_r , dari semua komponen struktur harus ditentukan sebagai berikut : (SNI 1729:2015 Lampiran 8.2)

$$M_r = \beta_1 M_{nt} + \beta_2 M_{lt} \quad (3.63)$$

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt} \quad (3.64)$$

Keterangan :

β_1 = Pengali untuk menghitung efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

- β_2 = Pengali untuk menghitung efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur.
- Mlt = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK akibat translasi lateral.
- Mnt = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
- Mr = Momen orde kedua yang diperlukan menggunakan kombinasi DFBK.
- Plt = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK akibat translasi lateral.
- Pnt = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK.
- Pr = Kekuatan aksial orde kedua menggunakan kombinasi beban DFBK.

Pengali β_1 untuk Efek $P-\delta$

(SNI 1729:2015 Lampiran 8.2 ayat 1)

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.65)$$

Keterangan :

- α = 1 (DFBK)
- C_m = koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sebagai berikut :

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1 / M_2) \quad (3.66)$$

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

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.67)$$

Keterangan :

E = Modulus elastisitas baja 200000 MPa

I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴

L = Panjang komponen struktur, mm

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

Pengali β_2 untuk Efek $P-\Delta$

(SNI 1729:2015 Lampiran 8.2 ayat 2)

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e \text{ story}}}} \geq 1 \quad (3.68)$$

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 story} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sidesway* atau sebagai berikut :

$$P_{e \text{ story}} = R_m \frac{H_L}{\Delta H} \quad (3.69)$$

Keterangan :

$$R_m = 1 - \left(0,15 \frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}}\right) \quad (3.70)$$

L = Tinggi tingkat, mm

Pmf = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen.

Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama.

H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung Δ_H

D. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y. (SNI 1729:2015 Pasal F1 ayat 1)

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad (3.71)$$

Keterangan :

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ_b = faktor reduksi = 0,9

M_n = Momen nominal

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

Untuk penampang kompak

(SNI 1729:2015 Pasal F7 ayat 1)

$$M_n = M_p = f_y \times Z_x \quad (3.72)$$

Untuk penampang nonkompak

(SNI 1729:2015 Pasal F7 ayat 2(b))

$$M_n = M_p - (M_p - f_y \cdot S) \left(3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (3.73)$$

Untuk penampang langsing

(SNI 1729:2015 Pasal F7 ayat 2(c))

$$M_n = f_y \times S_e \quad (3.74)$$

Keterangan :

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

$$b_e = 1,92 t_f \sqrt{\frac{E}{f_y} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}}\right)} \leq b \quad (3.75)$$

E. Persamaan Interaksi Aksial momen

Interaksi lentur dan gaya tekan pada komponen struktur simetris ganda dan komponen struktur simetris tunggal berdasarkan :

$$\text{Bila } \frac{P_r}{P_c} \geq 0,2 \text{ (SNI 1729:2015 Pasal H1 ayat 1(a))}$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.76)$$

$$\text{Bila } \frac{P_r}{P_c} \leq 0,2 \text{ (SNI 1729:2015 Pasal H1 ayat 1(b))}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.77)$$

Keterangan :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, (N).

$P_c = \phi_c P_n$ = Kekuatan aksial desain, (N).

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, (Nmm).

$M_c = \phi_b M_n$ = Kekuatan lentur desain, (Nmm).

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,90

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

3.2.13 Kontrol Steel Plate Shear Wall (SPSW)

A. Kontrol Sudut Kemiringan Tarik Pelat

(AISC Steel Design-20 Pasal 3.2.1)

$$30^\circ < \alpha = \tan^{-1} \sqrt{\frac{1 + \frac{tL}{2Ac}}{1 + t \cdot h_s \left(\frac{1}{Ab} + \frac{h^3}{360 Ic L} \right)}} < 50^\circ \quad (3.78)$$

Dimana :

- t = ketebalan pelat SPSW
- L = panjang balok
- Ac = luas penampang kolom
- hs = tinggi tiap lantai
- Ab = luas penampang balok
- Ic = momen inersia kolom

B. Kontrol Momen Inersia

(AISC Steel Design-20 Pasal 2.5)

Momen inesia kolom harus memenuhi persamaan berikut :

$$Ic \geq \frac{0,00307 t h_s^4}{L} \quad (3.79)$$

C. Kontrol Geser Nominal Pelat

(AISC Steel Design-20 Pasal 2.6.2)

$$V_n = 0,42 f_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (3.80)$$

Dimana :

Lcf = jarak bersih antar kolom (mm)

3.2.14 Kontrol Gempa

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut :

A. Kontrol Partisipasi Massa

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%.

B. Kontrol Periode Getar Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan

$$T_a = C_t \cdot h_n \quad (3.81)$$

Dimana :

Ta = Periode fundamental struktur

Ct = Koefisien

hn = Tinggi gedung

x = Koefisien

C. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statik.

D. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

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

$$\Delta_n = \frac{(\delta e_n - \delta e_{(n-1)}) \times C_d}{I_e} \leq \Delta_{ijin} \quad (3.82)$$

Dimana :

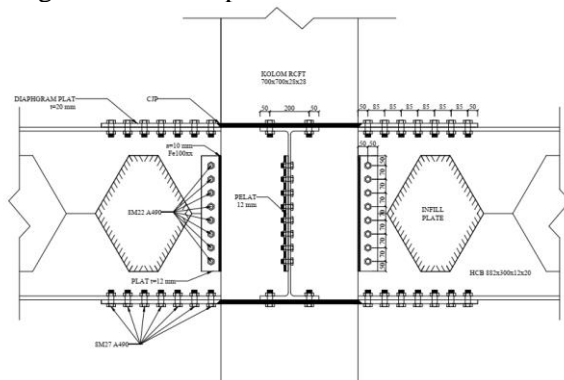
δe_n = Perpindahan elastis yang dihitung akibat gempa desain tingkat kekuatan

Cd = Faktor pembesaran defleksi (Tabel 9)

Ie = Faktor keutamaan gempa (Pasal 4.1.2)

3.2.15 Kontrol Sambungan

Sambungan bisa dilihat pada **Gambar 3.11**.



Gambar 3.11 Sambungan Balok Kolom RCFT

A. Sambungan Baut

Kuat Geser Baut (SNI 03-1729-2015 pasal J3.6)

$$V_d = \emptyset R_n \quad (3.83)$$

$$= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m$$

Keterangan :

\emptyset = 0,75 faktor reduksi kekuatan

F_{nv} = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

m = Jumlah baut

Kuat Tumpu Baut (SNI 03-1729-2015 pasal J3.10)

$$R_d = \emptyset R_n \quad (3.84)$$

$$= \emptyset (1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d_b \times t \times F_u)$$

Keterangan :

\emptyset = 0,75 faktor reduksi kekuatan

ℓ_c = Jarak bersih, dalam arah dari gaya

d_b = Diameter baut

t_p = Tebal pelat

f_u = Tegangan tarik putus

Kontrol Jarak Baut (SNI 03-1729-2002 pasal 13.4.2)

$$\text{Jarak tepi min} = 1,5 d_b \quad (3.85)$$

$$\text{Jarak tepi maks} = 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm} \quad (3.86)$$

$$\text{Jarak min} = 3 d_b \quad (3.87)$$

$$\text{Jarak maks} = (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \quad (3.88)$$

Dimana :

d_b = Diameter baut nominal

t_p = Tebal pelat lapis tertipis di dalam sambungan

B. Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4, kekuatan desain $\emptyset R_n$ 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

$$R_n \leq F_{nBM} \times A_{BM} \quad (3.89)$$

Untuk Logam Las

$$R_n \leq F_{nw} \times A_{we} \quad (3.90)$$

Keterangan :

F_{nBM} = Tegangan nominal dari logam dasar (MPa)

F_{nw} = Tegangan nominal dari logam las (MPa)

A_{BM} = Luas penampang logam dasar (mm²)

A_{we} = Luas efektif las (mm²)

3.2.16 Perencanaan Struktur Bawah**3.2.17 Perumusan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang**

Secara umum perumusan kapasitas daya dukung tiang pancang adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = Q_s + Q_p \quad (3.91)$$

Dimana:

Q_{ult} = daya dukung *ultimate* pondasi tiang pancang

Q_s = gesekan sepanjang keliling tiang pancang (*friction*).

Q_p = daya dukung ujung tiang pancang (*end bearing capacity*)

Adapun metode yang dipakai untuk mendapatkan harga Q_{ult} dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah berdasarkan data SPT (*Standard Penetration Test*) di lapangan.

3.2.18 Perencanaan Daya Dukung Tiang Pancang Berdasarkan SPT Lapangan

Data SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan daya dukung tiap tiang pancang dan harus dilakukan beberapa koreksi terhadap data tersebut. Koreksi-koreksi yang harus diperhitungkan adalah sebagai berikut :

A. Koreksi Terhadap Muka Air Tanah

1. Untuk tanah pasir halus, pasir belanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah muka air tanah dengan harga $N > 15$,

maka harga N dikoreksi dengan menggunakan persamaan berikut dan diambil harga yang terkecil dari persamaan berikut :

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2} + (N-15)$ (Terzaghi&Peck, 1960) (3.92)

b. $N_1 = 0,6 N$ (Bazaraa, 1967) (3.93)

2. Untuk jenis tanah lempung, lanau, pasir kasar dengan harga $N \leq 15$ tidak perlu dilakukan koreksi sehingga $N_1 = N$.

A. Koreksi Terhadap *Overburden Pressure* dari Tanah

Hasil dari koreksi terhadap muka air tanah (N_1) dikoreksi terhadap pengaruh tekanan vertikal efektif pada lapisan tanah, di mana harga N tersebut didapatkan (tekanan vertikal efektif = tekanan *overburden*). Koreksi terhadap tekanan *overburden* adalah sebagai berikut (Bazaraa, 1967) :

1. Bila $p_o \leq 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4 N_1}{1 + (0,4 p_o)} \quad (3.94)$$

2. Bila $p_o > 7,5 \text{ ton/m}^2$, maka:

$$N_2 = \frac{4 N_1}{3,25 + (0,1 p_o)} \quad (3.95)$$

Dimana:

p_o = tekanan tanah vertikal efektif pada lapisan tanah atau kedalaman yang ditinjau, dalam satuan ton/m^2 .

Harga N_2 yang didapat nilainya harus kurang dari atau sama dengan dua kali harga N_1 ($N_2 \leq 2N_1$). Untuk menghitung *end-bearing capacity* dilakukan perhitungan sebagai berikut ini:

$$\text{Pujung} = C_n \text{ ujung} \times A \text{ ujung} \text{ (ton)} \quad (3.96)$$

Dimana :

$$C_n \text{ ujung} = 40 \times N \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

N = harga rata-rata N_2 dari 4D di bawah ujung tiang pancang sampai dengan 8D di atas ujung tiang pancang

$$A \text{ ujung} = \text{luas ujung tiang pancang (m}^2\text{)}$$

Untuk menghitung *friction* sepanjang tiang pancang dilakukan perhitungan sebagai berikut :

$$\sum \text{Psi} = \text{Cli} \times \text{Asi} \quad (3.97)$$

Dimana :

Cli = fsi = hambatan geser selimut tiang pada setiap lapisan atau kedalaman

= Ni / 2 (ton/m²) untuk tanah lempung atau lanau

= Ni / 5 (ton/m²) untuk tanah pasir

Asi = luas selimut tiang pada setiap lapisan i

= Oi x hi

Oi = keliling tiang pancang

Sehingga:

$$\text{Pult 1 tiang} = \text{Pujung} + \sum \text{Psi} \quad (3.98)$$

$$\text{Pijin} = \text{Pult 1 tiang} / \text{SF} \quad (3.99)$$

Harga SF = 2 untuk beban sementara, dan 3 untuk beban tetap.

3.2.19 Kontrol Pondasi Tiang Pancang

Pada suatu kelompok tiang, akan terjadi kondisi dimana salah satu pondasi akan menerima beban aksial paling maksimum dan paling minimum. Besarnya daya dukung kelompok tiang yang dipakai adalah yang paling menentukan. Besarnya gaya yang bekerja pada 1 tiang pancang pada kelompok tiang adalah sebagai berikut (*Pamungkas, Anugrah, 2013, Desain Pondasi Tahan Gempa*) :

$$P \text{ maks} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} - \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2} \quad (3.100)$$

Dimana :

P = Jumlah gaya vertikal

n = Jumlah tiang dalam kelompok

My = Momen terhadap sumbu-y

Mx = Momen terhadap sumbu-x

yi = Jarak searah sumbu y dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i

x_i	= Jarak searah sumbu x dari pusat berat kelompok tiang ke tiang nomor i
n_y	= Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu-y terjauh
n_x	= Banyak tiang dalam 1 baris arah sumbu-x terjauh
Σx^2	= Jumlah kuadrat dari jarak setiap tiang ke pusat kelompok tiang
Σy^2	= Jumlah kuadrat dari jarak setiap tiang ke pusat kelompok tiang

3.2.20 Gambar Teknik

Hasil dari perhitungan dituangkan dalam bentuk gambar teknik dengan bantuan program AUTOCAD. (gambar rencana modifikasi gedung terdapat di lampiran)

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1 Umum

Perencanaan struktur sekunder terdiri atas pelat lantai, balok anak, tangga dan balok lift. Pada perencanaan struktur sekunder ini, dimensi dan struktur dibuat tipikal untuk seluruh lantai gedung.

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai

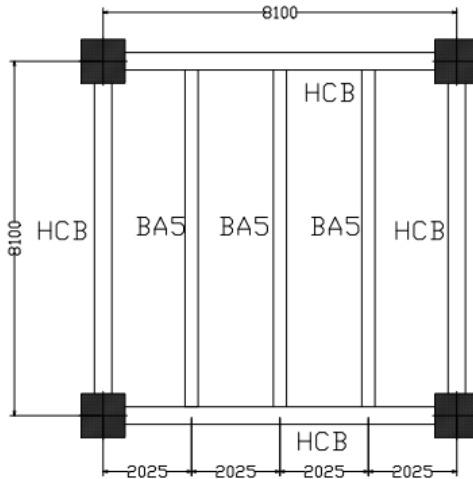
Perencanaan pelat lantai pada bangunan dibagi menjadi 6 bagian menurut fungsi ruangnya, yaitu :

- A.** Pelat Lantai Atap
- B.** Pelat Lantai Kantor
- C.** Pelat Lantai Kelas
- D.** Pelat Lantai Koridor
- E.** Pelat Lantai Parkir
- F.** Pelat Lantai Dasar

Perencanaan pelat lantai pada gedung ini kecuali pelat lantai dasar menggunakan bantuan tabel perencanaan praktis dari PT SUPER FLOOR DECK®. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan.
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya.
- Beton menggunakan mutu $f_c' = 25$ MPa
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Mutu baja tulangan U-48 ($f_y = 4800$ kg/cm²)

4.1.2.1 Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap

Pelat lantai atap (**Gambar 4.1**) digunakan sebagai contoh perhitungan, dengan lebar 2,025 m dan lebar 8,1 m. Berikut perhitungan pelat lantai atap :

Pembebanan

Beban Mati :

- | | |
|---------------------------------------|--|
| - Berat aspal (t = 2 cm) : 2 x 14 | = 28 kg/m ² |
| - Berat plafon + penggantung : 11 + 7 | = 18 kg/m ² |
| - Berat ducting dan plumbing | = 19,53 kg/m ² + |
| | q _D = 65,53 kg/m ² |

Beban Hidup :

- | | |
|---------------|---|
| - Lantai atap | q _L = 97,893 kg/m ² |
|---------------|---|

Beban Berguna :

$$q_U = q_D + q_L = 65,53 + 97,893 = 163,423 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$$

Keterangan :

<i>Aspal</i>	$= 14 \text{ kg/m}^2$ (PPIUG 1983)
<i>Plafond</i>	$= 11 \text{ kg/m}^2$ (PPIUG 1983)
<i>Pengantung</i>	$= 7 \text{ kg/m}^2$ (PPIUG 1983)
<i>Ducting dan plumbing</i>	$= 19,53 \text{ kg/m}^2$
<i>Lantai Atap = 20 Psf</i>	$= 97,893 \text{ kg/m}^2$ (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Data-data perencanaan pelat bondex :

- Bentang = 2,025 m
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan A_s perlu = 1,37 cm²/m mutu U-48. Tegangan leleh 4800 kg/cm².

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : UNION WIREMESH
- Dimensi : M6 – 150
- Mutu : U-50

Karena mutu tulangan dari spesifikasi bondex berbeda dengan spesifikasi wiremesh, maka dilakukan konversi kebutuhan tulangan negatif.

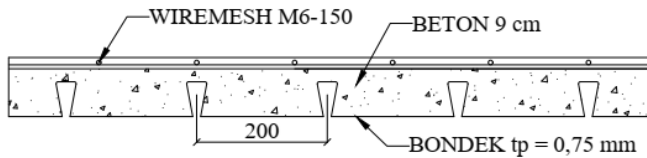
$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu U-50}} &= A_{s \text{ perlu U-48}} \times \frac{\text{Tegangan Leleh U-48}}{\text{Tegangan Leleh U-50}} \\
 &= 1,37 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg/cm}^2}{5000 \text{ kg/cm}^2} \\
 &= 1,315 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pakai}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \frac{1000}{\text{Jarak wiremesh}} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (6 \text{ mm})^2 \times \frac{1000}{150} \\
 &= 1,885 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan :

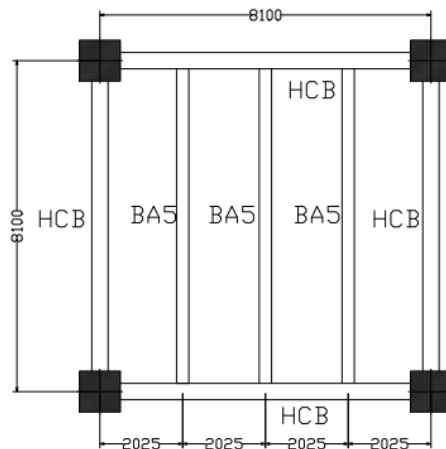
$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ perlu}} &\leq A_{s \text{ pakai}} \\
 1,315 \text{ cm}^2/\text{m} &< 1,885 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Maka, pelat lantai atap dapat didesain dengan menggunakan tulangan wiremesh M6-150. Ilustrasi pelat bondek bisa dilihat pada **Gambar 4.2**.



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Lantai Atap

4.1.2.2 Perhitungan Pelat Lantai Kelas



Gambar 4.3 Pelat Lantai Kelas

Pelat lantai ruang kelas (**Gambar 4.3**) digunakan sebagai contoh perhitungan, dengan lebar 2,025 m dan lebar 8,1 m. Berikut perhitungan pelat lantai ruang kelas :

Pembebanan

Beban Mati :

- Berat spesi (t = 2 cm) : 2 x 14	= 28 kg/m ²
- Berat keramik (t = 1 cm)	= 24 kg/m ²
- Berat plafon + penggantung : 11 + 7	= 18 kg/m ²
- Berat ducting dan plumbing	= 19,53 kg/m ² +
	<hr/>
q _D	= 89,53 kg/m ²

Beban Hidup :

- Lantai Kelas	q _L	= 195,786 kg/m ²
----------------	----------------	-----------------------------

Beban Berguna :

$$q_U = q_D + q_L = 89,53 + 195,786 = 285,316 \text{ kg/m}^2 \approx 300 \text{ kg/m}^2$$

Keterangan :

Spesi	= 14 kg/m ² (PPIUG 1983)
Keramik	= 24 kg/m ² (PPIUG 1983)
Plafond	= 11 kg/m ² (PPIUG 1983)
Penggantung	= 7 kg/m ² (PPIUG 1983)
Ducting dan plumbing	= 19,53 kg/m ²
Lantai Kelas	= 195,786 kg/m ² (SNI 1727:2013 Tabel 4-1)

Data-data perencanaan pelat bondex :

- Bentang = 2,025 m
- Beban berguna = 300 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan A_s perlu = 1,68 cm²/m mutu U-48. Tegangan leleh 4800 kg/cm².

Tulangan negatif direncanakan menggunakan wiremesh dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : UNION WIREMESH
- Dimensi : M7 – 150
- Mutu : U-50

Karena mutu tulangan dari spesifikasi bondex berbeda dengan spesifikasi wiremesh, maka dilakukan konversi kebutuhan tulangan negatif.

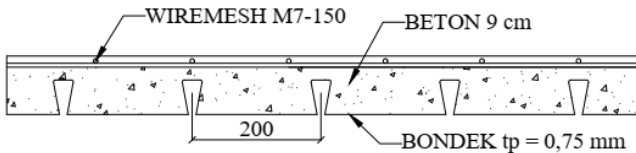
$$A_{s \text{ perlu U-50}} = A_{s \text{ perlu U-48}} \times \frac{\text{Tegangan Leleh U-48}}{\text{Tegangan Leleh U-50}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,68 \text{ cm}^2/\text{m} \times \frac{4800 \text{ kg}/\text{cm}^2}{5000 \text{ kg}/\text{cm}^2} \\
 &= 1,613 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{AS}_{\text{pakai}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \frac{1000}{\text{Jarak wiremesh}} \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times (7 \text{ mm})^2 \times \frac{1000}{150} \\
 &= 2,566 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan :

$$\begin{aligned}
 \text{AS}_{\text{perlu}} &\leq \text{AS}_{\text{pakai}} \\
 1,613 \text{ cm}^2/\text{m} &< 2,566 \text{ cm}^2/\text{m}
 \end{aligned}$$

Maka, pelat lantai kelas dapat didesain dengan menggunakan tulangan wiremesh M7-150. Ilustrasi pelat bondek bisa dilihat pada **Gambar 4.4**.



Gambar 4.4 Penulangan Pelat Lantai Ruang Kelas

4.1.2.3 Rekapitulasi Perhitungan Pelat

Rekapitulasi pelat digolongkan berdasarkan ruangan. Pelat menggunakan produk PT SUPER FLOOR DECK® tanpa menggunakan penyangga. Rekapitulasi bisa dilihat pada **Tabel 4.1**

Tabel 4.1 Rekapitulasi Pelat

Kode Gambar	Letak Pelat	Panjang (m)	Tebal Pelat (cm)	Dimensi Wiremesh (mm)
P1	Lt. Parkir	8,1	9	M7-150
P2	Lt. Koridor	8,6	9	M7-150

Kode Gambar	Letak Pelat	Panjang (m)	Tebal Pelat (cm)	Dimensi Wiremesh (mm)
P3	Lt. Kantor	8,6	9	M7-150
P4	Lt. Kelas	8,6	9	M7-150
P5	Lt. Atap	8,6	9	M6-150

4.1.2.4 Perencanaan Pelat Lantai Dasar

Pelat lantai dasar berupa pelat beton yang difungsikan sebagai lantai parkir kendaraan. Dengan menerima beban parkir

Data Perencanaan :

Tebal pelat = 150 mm

Selimut beton = 50 mm

L_x = 810 cm

L_y = 860 cm

$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{860}{810} = 1 < 2$ = Pelat dua arah

Mutu Beton = 40 MPa

Mutu Tulangan = 420 MPa

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai dasar akibat parkir menggunakan SNI 1727:2013

Pembebanan :

Beban Mati

Berat beton = $0,15 \times 2400$ = 360 kg/m²

Berat spesi = 21 kg/m²

Total (q_D) = 381 kg/m²

Beban Hidup

Lantai = 400 kg/m²

Total (q_L) = 400 kg/m²

Beban Berfaktor

$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(381) + 1,6(400)$

$$= 1097,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,764$$

$$\rho_b = \frac{(0,85 \times \beta_1 \times f'c)}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = \frac{(0,85 \times 0,764 \times 40)}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0364$$

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0364 = 0,0277$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = 0,038$$

ρ_{min} pakai 0,0033

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,352$$

$dx = t_{pelat} - \text{selimut beton} - 0,5 d \text{ tulangan bawah}$
 $dx = 150 - 50 - 0,5 \times 12 = 94 \text{ mm}$

$dy = t_{pelat} - \text{selimut beton} - d \text{ tulangan bawah}$
 $- 0,5d \text{ tulangan atas}$

$$dy = 150 - 50 - 12 - 0,5 \times 12 = 82 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$M_{lx} = 0,001 \times qu \times L_x^2 \times X = 0,001 \times 1097,2 \times 8,1^2 \times 25$$

$$M_{lx} = 1799,682 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = 0,001 \times qu \times L_x^2 \times X = 0,001 \times 1097,2 \times 8,1^2 \times 21$$

$$M_{tx} = 1511,733 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \times qu \times L_x^2 \times X = 0,001 \times 1097,2 \times 8,1^2 \times 59$$

$$M_{ly} = 4247,250 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = 0,001 \times qu \times L_x^2 \times X = 0,001 \times 1097,2 \times 8,1^2 \times 54$$

$$M_{ty} = 3887,314 \text{ kgm}$$

Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X :

$$Rn = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{1799682}{0,9 \times 1000 \times 94^2} = 0,226$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,226}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,00054 \text{ pakai } \rho = 0,0038$$

$$A_s \text{ Perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 94 = 353,874 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{353,874} = 319,598 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan \emptyset 12-300

Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y :

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset b d x^2} = \frac{4247,250}{0,9 \times 1000 \times 82^2} = 0,701$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,701}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0017 \text{ pakai } \rho = 0,0038$$

$$A_s \text{ Perlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 82 = 308,699 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 12^2 \times 1000}{308,699} = 366,368 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan \emptyset 12-300

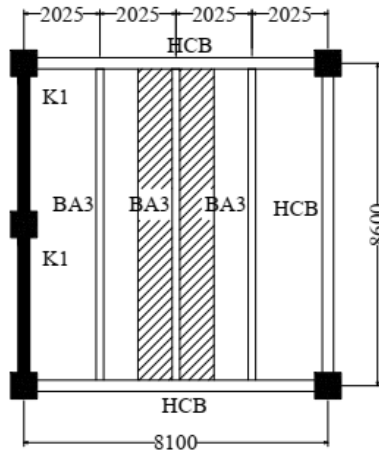
4.1.3 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah sebagai pembagi dan penerus beban yang dipikul oleh pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga tidak menerima beban yang diakibatkan gempa.

Perencanaan balok anak dibagi menjadi 5 bagian menurut fungsi ruangnya, yaitu :

- A. Balok anak lantai parkir (BA 1)
- B. Balok anak lantai koridor (BA 2)
- C. Balok anak lantai kantor (BA 3)
- D. Balok anak lantai kelas (BA 4)
- E. Balok anak lantai atap (BA 5)

4.1.3.1 Contoh Perhitungan Balok Anak



Gambar 4.5 Balok Anak Kantor (BA 3)

Digunakan contoh perhitungan balok anak kantor (BA 3) pada Gambar 4.5 yang direncanakan dengan Panjang 8,6 m. Balok anak direncanakan menggunakan profil WF 400x200x7x11 dengan data profil sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 W & = 56,6 \text{ kg/m} & r & = 16 \text{ mm} & h_w & = 396-2(11+16) \\
 A & = 72,16 \text{ cm}^2 & Z_x & = 1087,548 \text{ cm}^3 & & = 342 \text{ mm} \\
 t_w & = 7 \text{ mm} & i_y & = 16,7 \text{ cm} & b_f & = 199 \text{ mm} \\
 t_f & = 11 \text{ mm} & I_x & = 20000 \text{ cm}^4 & & \\
 d & = 396 \text{ mm} & I_y & = 1450 \text{ cm}^4 & &
 \end{array}$$

Mutu baja yang digunakan adalah BJ-41 dengan kuat leleh (f_y) = 250 MPa.

A. Pembebanan pada balok anak lantai kantor

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat spesi (2 cm) 2 x 21	= 42	kg/m ²
Berat keramik (1 cm) 1 x 24	= 24	kg/m ²
Berat beton (9 cm) 0,09 x 2400	= 216	kg/m ²

Berat plafond + penggantung 11 + 7	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 19,53	kg/m ²
	= 329,63	kg/m ² +
Berat perhitungan pelat lantai 329,63 kg/m ² x 2,03 m	= 669,149	kg/m
Berat profil	= 56,6	kg/m
	q _D = 725,749	kg/m +

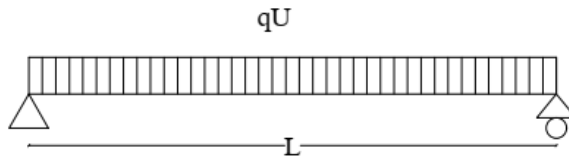
- **Beban hidup** (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)

Beban hidup lantai kantor	= 244,732	kg/m ²
q _L = 2,03 m x 244,732 kg/m ²	= 496,806	kg/m

- **Beban berfaktor :**

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \times q_D + 1,6 \cdot q_L \\
 &= (1,2 \times 725,749 \text{ kg/m}) + (1,6 \times 496,806 \text{ kg/m}) \\
 &= 1665,788 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

B. Gaya dalam yang bekerja pada balok anak lantai kantor



Gambar 4.6 Permodelan Beban yang Bekerja pada Balok Anak

- Momen yang terjadi (M_U)

$$\begin{aligned}
 M_U &= \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1665,788 \text{ kg/m} \times (8,6 \text{ m})^2 \\
 &= 15400,212 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Gaya geser yang terjadi (V_U) :

$$\begin{aligned}
 V_U &= \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1665,788 \text{ kg/m} \times 8,6 \text{ m} \\
 &= 7162,89 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

C. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{199}{2 \times 11} = 9,045$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,045 < 10,748 \rightarrow$ penampang kompak

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{7} = 48,857$$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 48,857 < 106,349 \rightarrow$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

Keterangan :

Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\emptyset = 0.9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

D. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

Jarak penahan Lateral (L_b) berdasarkan panjang antar *shear connector* pada brosur perencanaan bondek yaitu 40 cm. Maka perhitungannya sebagai berikut :

$$L_b = 40 \text{ cm.}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 16,7 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 223,016 \text{ cm}$$

$L_b < L_p \rightarrow$ Bentang Pendek

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \cdot f_y \\ &= 1087,548 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$= 2718870 \text{ kgcm} = 27188,7 \text{ kgm}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} \emptyset \times M_n & \geq M_u \\ 0,9 \times 27188,7 \text{ kgm} & \geq 13930,473 \text{ kgm} \\ 24469,830 \text{ kgm} & > 13930,473 \text{ kgm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Tekuk Torsi-Lateral (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\emptyset = 0.9$ (*Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015*)

E. 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 :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{342}{7} = 48,857 ;$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 48,857 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n & = 0,6 f_y A_w C_v \\ & = 0,6 \times 2500 \times 39,6 \times 0,7 \times 1 \\ & = 41580 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} \emptyset \times V_n & \geq V_u \\ 0,9 \times 41580 & \geq 7162,889 \text{ kg} \\ 37422 \text{ kg} & > 7162,889 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Geser Nominal (V_n) (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

Koefisien Geser (Cv) (Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)
Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)
 $\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

F. Kontrol lendutan

Balok anak diasumsikan termasuk getas dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{360}$ perhitungan sebagai berikut :

$$L = 860 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{860}{360} = 2,389 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \cdot I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(7,383 + 4,968) \times 860^4}{2 \times 10^6 \times 18500} = 2,378 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2,378 \text{ cm} < 2,389 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 400x200x7x11 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai kantor.

4.1.3.2 Rekapitulasi Balok Anak

Rekapitulasi balok anak digolongkan berdasarkan ruangan. Bisa dilihat pada **Tabel 4.2**.

Tabel 4.2 Rekapitulasi balok anak

Kode Gambar	Letak Balok Anak	Panjang Balok (m)	Profil yang digunakan
BA1	Lt. Parkir	8,1	WF 350x175x7x11
BA2	Lt. Koridor	8,6	WF 450x200x8x12
BA3	Lt. Kantor	8,6	WF 400x200x7x11

Kode Gambar	Letak Balok Anak	Panjang Balok (m)	Profil yang digunakan
BA4	Lt. Kelas	8,6	WF 400x200x7x11
BA5	Lt. Atap	8,6	WF 350x175x7x11

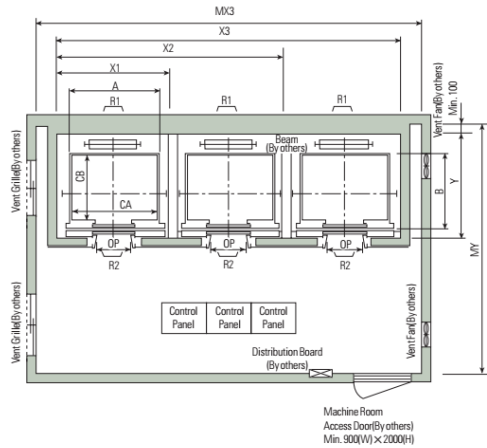
4.1.4 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan lift meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruangan mesin yang terdiri dari balok penumpu dan penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan 5 lift penumpang dengan spesifikasi sama. Untuk spesifikasi lift lebih lengkapnya lihat lampiran brosur lift.

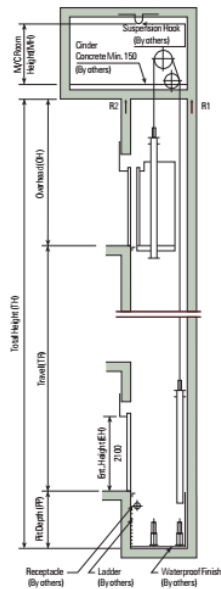
Data Perencanaan:

- Tipe lift : *Passenger Elevator Standard speed 1,5 – 1,75 m/s*
- Merek : Hyundai Elevator
- Kapasitas : 20 orang / 1350 kg
- Lebar pintu (*Opening width*): 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 3 Car : 7850 x 2180 mm²
- Dimensi sangkar (*car size*) : 2000 x 1500 mm²
- Dimensi ruang mesin (3 *car*): 8300 x 4000 mm²
- Beban reaksi ruang mesin
 - R1 = 11800 kg
(berat mesin penggerak+beban kereta+perlengkap)
 - R2 = 9100 kg
(Berat bandul pemberat+perlengkapan)

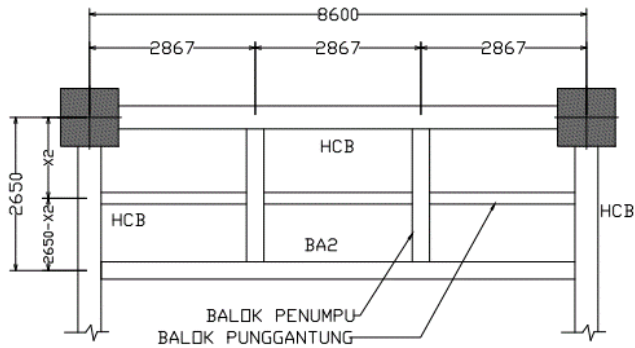
Ilustrasi dan spesifikasi lift bisa dilihat pada **Gambar 4.7**, **Gambar 4.8** dan **Gambar 4.9**



Gambar 4.7 Denah Lift



Gambar 4.8 Potongan Melintang Lift



Gambar 4.9 Potongan Melintang Lift

- Koefisien kejut beban hidup karena lift
Pada pasal 4.6.3 SNI 1727 : 2013 untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau tenaga *driven* (lift) harus ditingkatkan 50%.

$$K_{LL} = (1 + 50\%) = 1,5$$

Sehingga beban yang bekerja pada balok :

$$\begin{aligned} P &= \sum R \times K_{LL} \\ &= (11800 \text{ kg} + 9100 \text{ kg}) \times 1,5 \\ &= 31350 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.1.4.1 Balok Penggantng Lift

Balok penggantng lift direncanakan menggunakan profil

WF 450 x 200 x 9 x 14 dengan data profil sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll} W = 76 \text{ kg/m} & r = 18 \text{ mm} & h = 450 - 2(14 + 18) \\ A = 96,76 \text{ cm}^2 & Z_x = 1621,5 \text{ cm}^3 & = 386 \text{ mm} \\ t_w = 9 \text{ mm} & i_y = 4,4 \text{ cm} & bf = 175 \text{ mm} \\ t_f = 14 \text{ mm} & I_x = 33500 \text{ cm}^4 & \\ d = 450 \text{ mm} & L = 2867 \text{ cm} & \end{array}$$

a. Pembebanan pada balok penggantng lift

- **Beban mati**

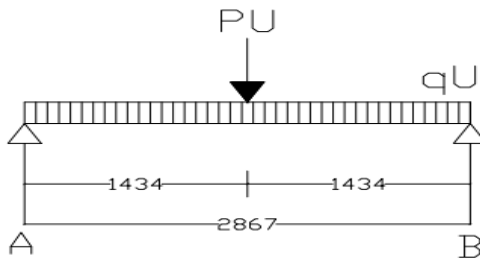
$$\text{Berat profil balok penggantng lift} = 76 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat aspal 2 cm (2x14)} &= 28 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat pelat bondek (10,1 kg/m}^2 \times 2,15 \text{ m)} &= 21,72 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat pelat beton (0,09 x 2400 x 2,15)} &= 464,4 \text{ kg/m} \\
 &= 590,12 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} &= 59,01 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 649,13 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup lantai atap} &= 97,893 \text{ kg/m}^2 \\
 q_L = 2,15 \text{ m} \times 97,893 \text{ kg/m}^2 &= 210,47 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- **Beban terpusat lift**



Gambar 4.10 Gaya dalam yang bekerja pada balok penggantung lift

$$P_D = 31350 \text{ Kg}$$

- **Beban kombinasi**

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L \\
 &= 1,2 \times 649,13 \text{ kg/m} + 1,6 \times 210,47 \text{ kg/m} \\
 &= 1115,704 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_U &= 1,4 P_D \\
 &= 1,4 \times 31350 \text{ kg} \\
 &= 43890 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penggantung lift**

$$V_U = \frac{1}{2} q_U L + \frac{1}{2} P_U$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(\frac{1}{2} \times 1115,704 \text{ kg/m} \times 2,867 \text{ m}\right) + \left(\frac{1}{2} \times 43890 \text{ kg}\right) \\
 &= 23544,175 \text{ kg} \\
 M_U &= \frac{1}{8} q_U L^2 + \frac{1}{4} P_U L \\
 &= \left[\frac{1}{8} \times 1115,704 \times (2,867)^2\right] + \left(\frac{1}{4} \times 43890 \times 2,867\right) \\
 &= 32600,576 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap tekuk local

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 14} = 7,143$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,143 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{450}{9} = 42,889$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,889 < 106,349 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1621,5 \text{ cm}^3$$

$$= 4053722,5 \text{ kgcm} = 40537,225 \text{ kgm}$$

- Persyaratan Desain

$$M_u < \phi M_n$$

$$32600,576 \text{ kgm} < 0,9 \times 40537,225 \text{ kgm}$$

$$32600,576 \text{ kgm} < 36483,503 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Keterangan :

Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0,9$ *(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)*

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

d. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

$$L_b = 287 \text{ cm}$$

$$L_p = 219,033 \text{ cm}$$

$$L_r = 641,818 \text{ cm}$$

Keterangan :

Lp dan Lr (Tabel profil)

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah,
sehingga perhitungan nilai Mn adalah sebagai berikut :

- Momen di $\frac{1}{4}$ Bentang (Ma)

$$\begin{aligned} Ma &= Mu \times \frac{3}{4} \\ &= 32600,576 \text{ kgm} \times \frac{3}{4} \\ &= 24450,43 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Momen di $\frac{1}{2}$ Bentang (Mb)

$$\begin{aligned} Mb &= Mu \\ &= 32600,576 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Momen di $\frac{3}{4}$ Bentang (Mc)

$$\begin{aligned} Mc &= Mu \times \frac{3}{4} \\ &= 32600,576 \text{ kgm} \times \frac{3}{4} \\ &= 24450,43 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Cb = \frac{12,5 \times M \text{ max}}{(2,5 \times M \text{ max}) + (3 \times Ma) + (4 \times Mb) + (3 \times Mc)} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \times 32600,576}{(2,5 \times 32600,576) + (3 \times 24450,43) + (4 \times 32600,576) + (3 \times 24450,43)} = 1,136 < 2,3$$

$$\begin{aligned} Mn &= Cb \left[Mp - (Mp - (0,7 \times fy \times Sx)) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq Mp \\ &= 1,136 [4053722,5 - (4053722,5 - (0,7 \times 2500 \times 1490))] \end{aligned}$$

$$\left(\frac{300 - 219,033}{641,818 - 219,033} \right)] \leq 40537,23 \text{ kgm}$$

$$= 4343601 \text{ kgcm} \leq 40537,23 \text{ kgm}$$

$$= 43436,01 \text{ kg.m} > 40537,23 \text{ kgm}$$

Karena nilai Mn Bentang Menengah melebihi nilai Mp, maka nilai yang diambil adalah nilai Mp.

- Persyaratan Desain

$$M_u < \phi M_n$$

$$32600,576 \text{ kgm} < 0,9 \times 40537,23 \text{ kgm}$$

$$32600,576 \text{ kgm} < 36483,502 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

Keterangan :

Tekuk Torsi-Lateral (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ (*Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015*)

e. 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 :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{386}{9} = 42,889 ;$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{kv \frac{E}{f_y}} \rightarrow 42,889 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 40,5 \times 1$$

$$= 60750 \text{ kg}$$

- Persyaratan Desain

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

$$0,9 \times 50750 \text{ kg} \geq 235444,18 \text{ kg}$$

$$54675 \text{ kg} > 235444,18 \text{ kg (OK)}$$

Keterangan :

Geser Nominal (Vn) (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

Koefisien Geser (Cv) (Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\emptyset = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

f. Kontrol lendutan

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

$$L = 286,7 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{286,7}{360} = 0,796 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{5}{384} \times \frac{(6,4913 + 2,1047) 286,7^4}{2 \times 10^6 \times 33500} + \left(\frac{1}{48} \times \frac{31350 \times 286,7^3}{2 \times 10^6 \times 33500} \right)$$

$$= 0,241 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,241 \text{ cm} < 0,796 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 450x200x9x14 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift.

4.1.4.2 Balok Penumpu Lift

Balok penumpu lift direncanakan menggunakan profil

WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan data profil sebagai berikut :

$$W = 89,7 \text{ kg/m} \quad r = 20 \text{ mm} \quad h = 500 - 2(16 + 20)$$

$$A = 114,2 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 2096,4 \text{ cm}^3 \quad = 428 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm} \quad i_y = 4,43 \text{ cm} \quad bf = 200 \text{ mm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm} \quad I_x = 47800 \text{ cm}^4$$

$$d = 500 \text{ mm} \quad L = 2650 \text{ cm}$$

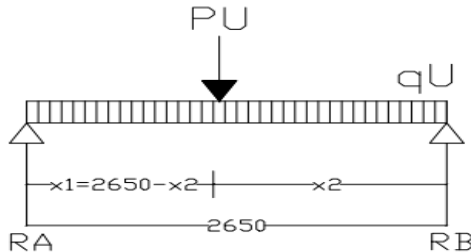
a. Pembebanan pada balok penumpu lift

- **Beban mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok penggantung lift} &= 89,7 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan, dll(10\%)} &= 8,97 \text{ kg/m} \\ q_D &= \frac{89,7 \text{ kg/m} + 8,97 \text{ kg/m}}{1} \end{aligned}$$

- **Beban terpusat lift**

$$P_D = V_u \text{ balok penggantung lift} = 23544,18 \text{ Kg}$$



Gambar 4. 11 Gaya dalam yang bekerja pada balok penggantung lift

- Menentukan jarak letak balok penggantung lift

$$\begin{aligned} \sum M_B &= 0 \\ R_A \cdot L - P_u \cdot x_2 &= 0 \\ (R_1 \times 1,5) \times 2,650 \text{ m} &= P_u \cdot x_2 \\ (11800 \text{ kg} \times 1,5) \times 2,650 \text{ m} &= P_u \cdot x_2 \\ P_u &= \frac{46905 \text{ kgm}}{x_2} \rightarrow \text{pers. 1} \\ \sum M_A &= 0 \\ (-R_B \cdot L) + [P_u \cdot (L - x_2)] &= 0 \\ [(-9100 \text{ kg} \times 1,5) \times 2,650 \text{ m}] + \left[\frac{46905 \text{ kgm}}{x_2} \cdot (2,650 \text{ m} - x_2) \right] &= 0 \\ x_2 &= \frac{-124298 \text{ kgm}}{-83078 \text{ kg}} \\ x_2 &= 1,50 \text{ m} \\ x_1 &= (L - x_2) \\ &= (2,65 \text{ m} - 1,5 \text{ m}) \\ &= 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

- **Beban kombinasi**

$$\begin{aligned}
 q_U &= 1,2 \times q_D \\
 &= 1,2 \times 98,67 \text{ kg/m} \\
 &= 118,404 \text{ kg/m} \\
 P_U &= 1,4 P_D \\
 &= 1,4 \times 23544,18 \text{ kg} \\
 &= 32961,845 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penggantung lift

$$\begin{aligned}
 \sum M_B &= 0 \\
 V_A \cdot L - \frac{1}{2} q_U \cdot L^2 - P_U \cdot x_2 &= 0 \\
 [- \frac{1}{2} \times 118,404 \text{ kg/m} \times (2,65 \text{ m})^2] - (32961,845 \text{ kg} \times 1,50 \text{ m}) \\
 &= - (V_A \times 2,65 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$V_A = 18766,922 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \sum M_A &= 0 \\
 V_B \cdot L - \frac{1}{2} q_U \cdot L^2 - P_U \cdot x_1 &= 0 \\
 [- \frac{1}{2} \times 118,404 \text{ kg/m} \times (2,65 \text{ m})^2] - (32961,845 \text{ kg} \times 1,15 \text{ m}) \\
 &= - (V_B \times 2,65 \text{ m})
 \end{aligned}$$

$$V_B = 14508,694 \text{ kg}$$

$$M_x = V_A \cdot x - \frac{1}{2} q_U \cdot x^2 + \frac{x_1 \cdot (L-x) \cdot P_U}{L}$$

$$x = 0 \rightarrow M_x = 0 \text{ kgm}$$

$$x = 1,50 \text{ m} \rightarrow M_x = 43047,757 \text{ kgm}$$

$$x = 1,15 \text{ m} \rightarrow M_x = 43047,757 \text{ kgm}$$

$$V_U \text{ max} = 18766,922 \text{ kg}$$

$$M_U \text{ max} = 43047,757 \text{ kgm}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap tekuk local

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 18} = 6,250$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,250 < 10,748 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,8 < 106,349 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2096,4 \text{ cm}^3 \\ &= 5240900 \text{ kgcm} = 52409 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 43047,757 \text{ kgm} &< 0,9 \times 52409 \text{ kgm} \\ 43047,757 \text{ kgm} &< 47168,100 \text{ kgm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Pelat Badan dan Sayap (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

d. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

$$L_b = 40 \text{ cm}$$

$$L_p = 215,549 \text{ cm}$$

$$L_r = 693,749 \text{ cm}$$

Keterangan :

L_p dan L_r (Tabel profil)

$$L_b < L_p \rightarrow \text{Bentang Pendek}$$

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2096,4 \text{ cm}^3 \\
 &= 5240900 \text{ kgcm} = 52409 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi M_n \\
 43047,757 \text{ kgm} &< 0,9 \times 52409 \text{ kgm} \\
 43047,757 \text{ kgm} &< 47168,1 \text{ kgm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

Tekuk Torsi-Lateral (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ *(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)*

e. 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 :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,800 ;$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 42,800 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \times 50 \times 1 \\
 &= 75000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned}
 \phi \times V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 75000 \text{ kg} &\geq 18766,922 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$675000 \text{ kg} > 18766,922 \text{ kg (OK)}$$

Keterangan :

Geser Nominal (Vn) (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

Koefisien Geser (Cv) (Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

f. Kontrol lendutan

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

$$L = 265 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{265}{360} = 0,736 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E.I_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{P_u \times L^4}{E.I_x} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,986 + 265^4}{2 \times 10^6 \times 47800} + \left(\frac{1}{48} \times \frac{23544,18 \times 265^3}{2 \times 10^6 \times 47800} \right) \\ &= 0,096 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,096 \text{ cm} < 0,736 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift.

4.1.5 Perencanaan Tangga

Tangga adalah salah satu bagian dari struktur bangunan bertingkat yang difungsikan sebagai jalur akses penghubung satu lantai dengan lantai lainnya. Pada gedung Fakultas Farmasi ini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dan tangga umum dengan menggunakan kontruksi baja.

4.1.5.1 Data Perencanaan

Perencanaan injakan tangga berdasarkan data sebagai berikut :

- 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

Perhitngan Jumlah injakan tangga :

$$\text{Tinggi injakan (t)} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(440/2)}{15} = 16 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = \frac{14}{30} = 15 \text{ buah}$$

Persyaratan persyaratan jumlah injakan tangga :

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

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

Dimana :

t = Tinggi injakan (cm)

i = Lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

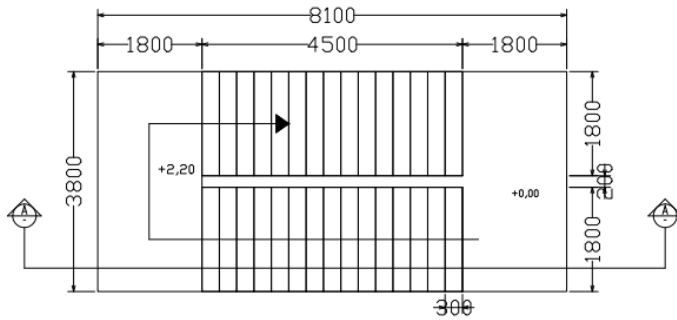
Cek Persyaratan :

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

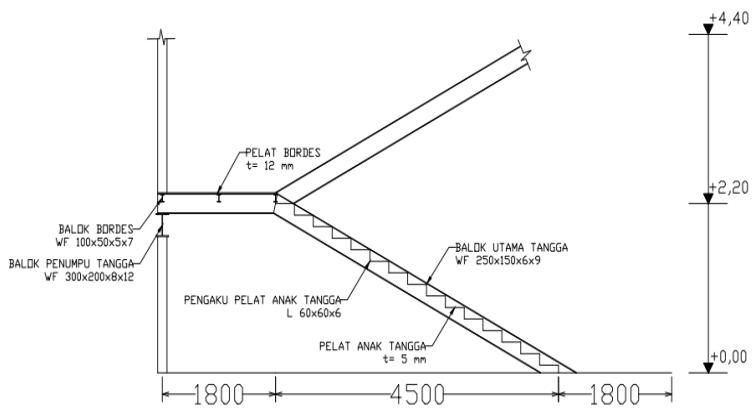
$$60 \text{ cm} \leq (60) \leq 65 \text{ cm (OK)}$$

$$a = \text{arc tg} \left(\frac{220}{360} \right) = 26^\circ$$

$$25^\circ < 26^\circ < 40^\circ \text{ (OK)}$$



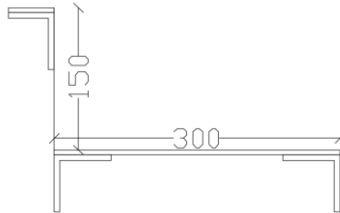
Gambar 4.12 Denah Tangga



Gambar 4.13 Potongan Tangga

4.1.5.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Perencanaan pelat anak tangga bisa dilihat pada **Gambar 4.14**.



Gambar 4.14 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 x 1,8 x 7850)	= 70,65 kg/m
Berat sambungan, dll(10%)	= $\frac{7,065 \text{ kg/m}}{10} +$
	$q_D = 77,715 \text{ kg/m}$

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 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

$$\begin{aligned} M_U &= 1,4 M_D \\ &= 1,4 \times 0,87 \text{ kgm} \\ &= 1,224 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= (1,2 \times 0,87 \text{ kgm}) + (1,6 \times 10,172 \text{ kgm}) \\ &= 17,324 \text{ kgm} \end{aligned}$$

e. Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{1}{4} b h^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 180 \text{ cm} \times (0,5 \text{ cm})^2 \\ &= 11,25 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 11,25 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 28125 \text{ kgcm} = 281,25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_U &< \phi M_n \\ 17,324 \text{ kgm} &< 0,9 \times 281,25 \text{ kgm} \\ 17,324 \text{ kgm} &< 253,125 \text{ kgm (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

$\phi = 0.9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

f. Kontrol lendutan

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

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12} b h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 180 \text{ cm} \times (0,5 \text{ cm})^3 \\ &= 1,875 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

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

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

$$= 0,027 \text{ cm}$$

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

$$0,023 \text{ cm} < 0,125 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lentutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga pelat dengan tebal 5 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.

4.1.5.3 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Pengaku anak tangga direncanakan menggunakan profil siku L 75 x 75 x 6 dengan data sebagai berikut :

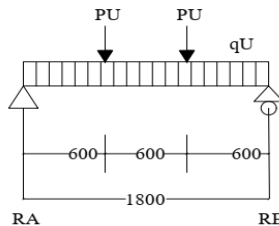
$$W = 6,85 \text{ kg/m} \quad I_x = 46,1 \text{ cm}^4$$

$$A = 6,91 \text{ cm}^2 \quad I_y = 46,1 \text{ cm}^4$$

$$t = 6 \text{ mm} \quad i_x = 2,46 \text{ cm}$$

$$d = 75 \text{ mm} \quad i_y = 2,46 \text{ cm}$$

Visualisasi perencanaan pembebanan pengaku anak tangga bisa dilihat pada **Gambar 4.15**.



Gambar 4.15 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)

$$= 5,888 \text{ kg/m}$$

Berat profil pengaku

$$= 6,85 \text{ kg/m}$$

$$= 12,738 \text{ kg/m}^+$$

$$\text{Berat sambungan, dll(10\%)} \quad = \frac{1,127 \text{ kg/m}}{q_D = 14,011 \text{ kg/m}} +$$

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

$$\text{Beban hidup merata tangga} = 488,444 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 0,5 \times 0,3 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 73,267 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban hidup terpusat tangga (P}_L) = 135,6 \text{ kg}$$

b. Perhitungan Momen dan Geser

$$\begin{aligned} M_D &= 1/8 q_D \times L^2 \\ &= 1/8 \times 14,011 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\ &= 5,67 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/8 q_L \times L^2 \\ &= 1/8 \times 73,267 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\ &= 29,673 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/3 P_L \times L + 2/3 P_L \times L \\ &\text{(diasumsikan terdapat 2 orang pejalan kaki)} \\ &= 1/3 \times 135,62 \text{ kg} \times 1,8 \text{ m} + 2/3 \times 135,62 \text{ kg} \times 1,8 \text{ m} \\ &= 244,12 \text{ kgm} \text{ (**menentukan**)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= 1/2 P_L \times L \text{ (diasumsikan terdapat 1 orang pejalan kaki)} \\ &= 1/2 \times 135,62 \text{ kg} \times 1,8 \text{ m} \\ &= 122,058 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_D &= 1/2 q_D \times L \\ &= 1/2 \times 14,011 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\ &= 12,610 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_L &= 1/2 q_L \times L \\ &= 1/2 \times 73,267 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\ &= 65,939 \text{ kg} \end{aligned}$$

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

c. Momen Ultimate

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= (1,2 \times 5,04 \text{ kgm}) + (1,6 \times 244,12 \text{ kgm}) \\ &= 397,4 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Geser Ultimate

$$\begin{aligned} V_u &= 1,2 V_D + 1,6 V_L \\ &= (1,2 \times 14,011 \text{ kg}) + (1,6 \times 67,81 \text{ kg}) \\ &= 230,43 \text{ kg} \end{aligned}$$

e. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{h}{2t} = \frac{75}{2 \times 6} = 6,25$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \quad \rightarrow \quad 6,25 < 15,274 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 18,12 \text{ cm}^3 \\ &= 42593 \text{ kgcm} = 425,93 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 397,4 \text{ kgm} &< 0,9 \times 425,93 \text{ kgm} \\ 397,4 \text{ kgm} &< 407,633 \text{ kgm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Pelat Badan (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0.9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

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 :

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{75}{6} = 11,5 ;$$

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

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{kv \frac{E}{f_y}} \rightarrow 11,5 \leq 69,57$$

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 7,5 \times 0,6 \times 1 \\ &= 6750 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} \phi \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 6750 \text{ kg} &\geq 232,12 \text{ kg} \\ 6075 \text{ kg} &> 232,12 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Geser Nominal (V_n) (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

Koefisien Geser (C_v) (Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

g. Kontrol lendutan

Balok pengaku anak tangga diasumsikan termasuk balok biasa dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{240}$ perhitungan sebagai berikut :

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

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{180}{240} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{qD \times L^4}{E.I_x} \right) + \left(\frac{1}{48} \times \frac{Pu \times L^4}{E.I_x} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{0,777 \times 180^4}{2 \times 10^6 \times 46,1} + \left(\frac{1}{48} \times \frac{135,6 \times 180^3}{2 \times 10^6 \times 46,1} \right) \\ &= 0,065 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,065 \text{ cm} < 0,75 \text{ cm (OK)}$$

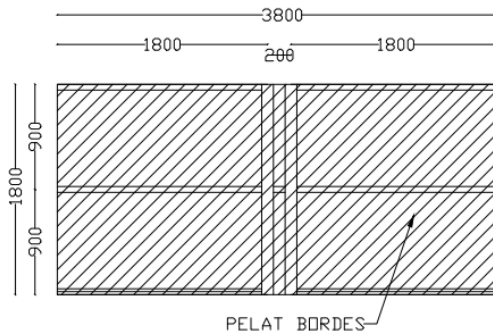
Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil siku L 75 x 75 x 6 dapat digunakan sebagai pengaku anak tangga.

4.1.5.4 Perencanaan Pelat Bordes

Visualisasi perencanaan pelat bordes bisa dilihat pada **Gambar 4.16**.



Gambar 4.16 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

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat } (0,012 \times 1,8 \times 7850) &= 169,56 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan, dll}(10\%) &= \frac{16,956 \text{ kg/m}}{\quad} + \\ q_D &= 186,516 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

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

$$\text{Beban hidup merata tangga} = 488,444 \text{ kg/m}^2$$

$$q_L = 1,8 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 879,185 \text{ kg/m}$$

c. Perhitungan Momen

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

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

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

$$\begin{aligned} Z_x &= 1/4 b h^2 \\ &= 1/4 \times 180 \text{ cm} \times (1,2 \text{ cm})^2 \\ &= 64,8 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

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

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

Keterangan :

$\emptyset = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

f. Kontrol lendutan

$$L = 90 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{90}{240} = 0,188 \text{ cm}$$

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

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

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

$$0,011 \text{ cm} < 0,188 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lentutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga pelat dengan tebal 12 mm dapat digunakan sebagai pelat bordes.

4.1.5.5 Perencanaan Balok Bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil

WF 100x50x5x7 dengan data sebagai berikut :

W	= 9,3 kg/m	tw	= 5 mm	ix	= 3,98 cm
A	= 11,85 cm ²	tf	= 7 mm	iy	= 1,12 cm
d	= 100 mm	I _x	= 187 cm ⁴	Z _x	= 41,8 cm ³
bf	= 50 mm	r	= 8 mm	h	= 70 mm

a. Pembebanan pada balok bordes :

- Beban mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pelat (0,012 x 1,8/2 x 7850)} &= 84,78 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok bordes} &= 9,3 \text{ kg/m} \\
 &= 94,08 \text{ kg/m} + \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} &= 9,408 \text{ kg/m} \\
 &= 103,488 \text{ kg/m} +
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup merata tangga} &= 488,444 \text{ kg/m}^2 \\
 q_L &= 0,9 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 = 439,593 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Momen dan Geser

$$\begin{aligned}
 M_D &= 1/8 q_D \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 103,488 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 41,913 \text{ kgm} \\
 M_L &= 1/8 q_L \times L^2 \\
 &= 1/8 \times 439,539 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m})^2 \\
 &= 178,035 \text{ kgm} \\
 V_D &= 1/2 q_D \times L \\
 &= 1/2 \times 103,488 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 93,139 \text{ kg} \\
 V_L &= 1/2 q_L \times L \\
 &= 1/2 \times 439,593 \text{ kg/m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &= 395,633 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

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

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

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

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

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 41,8 \text{ cm}^3 \\ &= 104487,5 \text{ kgcm} = 1044,875 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

$$\begin{aligned} M_u &< \phi M_n \\ 335,151 \text{ kgm} &< 0,9 \times 1044,875 \text{ kgm} \\ 335,151 \text{ kgm} &< 940,388 \text{ kgm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

Pelat Badan (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

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 :

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

$$1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{5 \times \frac{2 \times 10^6}{2500}} = 69,57$$

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} \rightarrow 14 \leq 69,57$$

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

$$\begin{aligned}\emptyset \times V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 7500 \text{ kg} &\geq 744,78 \text{ kg} \\ 6750 \text{ kg} &> 744,78 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

Keterangan :

<i>Geser Nominal (Vn)</i>	<i>(Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)</i>
<i>Koefisien Geser (Cv)</i>	<i>(Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)</i>
<i>Persyaratan Desain</i>	<i>(Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)</i>
$\emptyset = 0,9$	<i>(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)</i>

g. Kontrol lendutan

Balok bordes diasumsikan termasuk balok biasa dengan batas lendutan maksimum adalah $\frac{L}{240}$ perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}L &= 180 \text{ cm} \\ f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{180}{240} = 0,75 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \cdot I_x} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{(1,03488 + 4,39593) 180^4}{2 \times 10^6 \times 187}\end{aligned}$$

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

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,198 \text{ cm} < 0,75 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 100x50x5x7 dapat digunakan sebagai balok bordes.

4.1.5.6 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 :

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

a. Pembebanan akibat anak tangga :

- **Beban mati merata**

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat pelat } (0,005 \times 0,9 \times 7850) & = 35,325 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat pengaku anak tangga} & \\
 (5,42 \times 2 \times 0,9 \times 15 : 4,5) & = 32,52 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok utama } (29,6/\cos(26^\circ)) & = 32,948 \text{ kg/m} \\
 & = 100,793 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} & = 10,079 \text{ kg/m} \\
 & = 110,872 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

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

$$\begin{array}{ll}
 \text{Beban hidup merata tangga} & = 488,444 \text{ kg/m}^2 \\
 q_L = 0,9 \text{ m} \times 488,444 \text{ kg/m}^2 & = 439,593 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 q_{U1} & = 1.2 q_D + 1.6 q_L \\
 & = 1.2 \times 110,872 \text{ kg/m} + 1.6 \times 439,593 \text{ kg/m} \\
 & = 836,395 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

b. Pembebanan akibat bordes :

- **Beban mati merata**

$$\begin{array}{ll}
 \text{Berat pelat} & \\
 \{0,012 \times (1,8/2) \times 7850\} & = 84,78 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil balok utama tangga} & = 29,6 \text{ kg/m} \\
 & = 114,38 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat sambungan, dll(10\%)} & = 11,438 \text{ kg/m} \\
 & = 125,818 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

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

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**

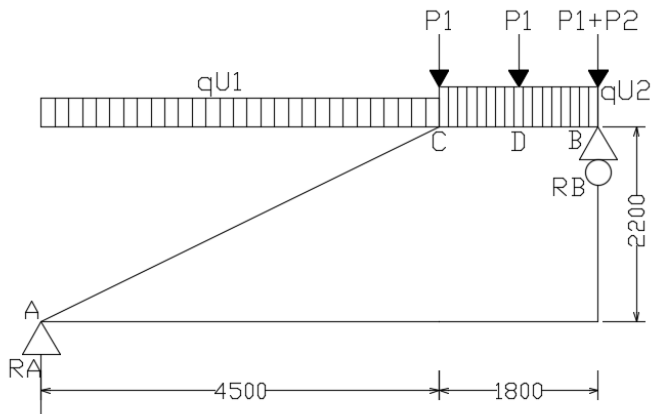
Berat profil balok bordes (P₁)

$$9,3 \text{ kg/m} \times (1,8 \text{ m}/2) = 8,37 \text{ kg}$$

- **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 4.17 Perencanaan Balok Utama Tangga

c. **Reaksi Perletakan**

$$\sum M_A = 0$$

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

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

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

$$\sum M_B = 0$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\sum V = 0$$

$$R_A + R_B - (q_{U1} \times 4,5 \text{ m}) - (q_{U2} \times 1,8 \text{ m}) - (3 \times P_1) - P_2 = 0$$

$$2642,843 + 2757,474 - 3763,8 - 1537,794 - 25,11 - 73,64 = 0$$

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

- Bidang M

a-c

$$M_X = R_A \times X - \frac{1}{2} q_{U1} \cdot X^2$$

$$= (2642,843 \text{ kg} \times X) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \text{ kg/m} \times (X^2)]$$

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

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

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

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

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

$$M_C = (2642,843 \times 4,5) - [\frac{1}{2} \times 836,395 \times (4,5)^2]$$

$$= 3424,2953 \text{ kgm}$$

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

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

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 2642,843 \text{ kg} - 836,395 \text{ kg/m} \times X = 0$$

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

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

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

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

b - c

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} M_D &= (2575,474 \text{ kg} \times 0,9) - [1/2 \times 854,33 \text{ kg/m} \times (0,9^2)] - \\ &\quad (8,37 \times 0,9) \\ &= 2128,19 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_D \text{ dari perhitungan SAP} = 2092 \text{ kgm}$$

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

$$X = 1,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_C &= (2575,474 \text{ kg} \times 1,8) - [1/2 \times 854,33 \text{ kg/m} \times (1,8^2)] - \\ &\quad (8,37 \times 1,8) - (73,64 \times 1,8) - (8,37 \times 0,9) \\ &= 3424,3 \text{ kgm} \end{aligned}$$

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

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

- Bidang D

a - c

$$D_X = (R_A \cos \alpha) - (q_{U1} \times X \times \cos \alpha)$$

$$= (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times X \times \cos 26^\circ)$$

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

$$D_{A(ka)} = (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times 0 \times \cos 26^\circ)$$

$$= 2374,289 \text{ kg}$$

$$D_A \text{ dari perhitungan SAP} = 2486 \text{ kg}$$

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

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

$$D_{C(ka)} = (2642,843 \times \cos 26^\circ) - (836,39 \times 4,5 \times \cos 26^\circ)$$

$$= -1007,03 \text{ kg}$$

$$D_C \text{ dari perhitungan SAP} = -1082 \text{ kg}$$

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

b - d

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

d - c

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 &= -1898,2 \text{ kg} \\
 D_D \text{ dari perhitungan SAP} &= -1958 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)} \\
 X &= 0,9 \text{ m} \\
 D_{D(ka)} &= -2757,474 + [854,33 \times (0,9+0,9)] + 16,74 + 73,64 \\
 &= -1129,304 \text{ kg} \\
 D_C \text{ dari perhitungan SAP} &= 1251,2 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 0,9 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Bidang N

$$\begin{aligned}
 &\underline{a-c} \\
 N_X &= -(R_A \sin \alpha) + (q_{U1} \times X \times \sin \alpha) \\
 &= -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times X \times \sin 26^\circ) \\
 X &= 0 \text{ m} \\
 N_{A(ka)} &= -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times 0 \times \sin 26^\circ) = - \\
 &1160,76 \text{ kg} \\
 N_A \text{ dari perhitungan SAP} &= -1215 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)} \\
 X &= 4,5 \text{ m} \\
 N_{C(ki)} &= -(2757,474 \times \sin 26^\circ) + (836,39 \times 0 \times \sin 26^\circ) = \\
 &492,326 \text{ kg} \\
 D_C \text{ dari perhitungan SAP} &= 592 \text{ kg} \\
 \text{Selisih} &= 1 \% < 5 \% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

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

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

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

- Pelat Badan

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

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

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

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

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

- Persyaratan Desain

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

Keterangan :

Pelat Sayap dan Badan (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

e. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

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

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

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

Keterangan :

L_p dan L_r (Tabel profil)

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek, sehingga perhitungan nilai

$M_n = M_p$.

- Persyaratan Desain

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

Keterangan :

Tekuk Torsi-Lateral (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0.9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

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 :

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

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

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

maka $C_v = 1,00$; sehingga :

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 25 \times 0,6 \times 1 \\ &= 22500 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persyaratan Desain

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

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

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

Keterangan :

Geser Nominal (V_n) (Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

Koefisien Geser (C_v) (Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

g. Kontrol Lendutan

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

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

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

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

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

$$0,125 \text{ cm} < 1,39 \text{ cm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 250x125x6x9 dapat digunakan sebagai balok utama tangga.

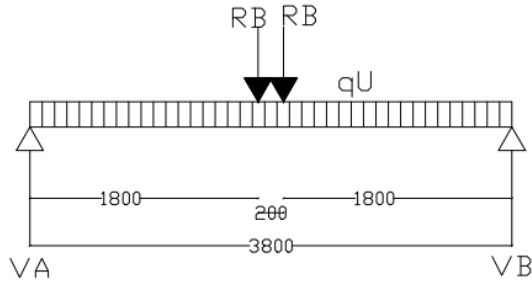
4.1.5.7 Balok Penumpu Tangga

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

a. Pembebanan

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 4.18**.



Gambar 4.18 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%) $= \frac{5,68}{100} \times 56,8$ kg/m

$q_D = 62,48$ kg/m +

b. Reaksi Perletakan

$$\sum M_A = 0$$

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

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

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

$$\sum M_B = 0$$

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned}
 &= 0 \text{ (OK)} \\
 M_{\max} &= R_{VA} \times \frac{1}{2} \times 3,8 \text{ m} - R_B \times \frac{1}{2} \times 0,2 \text{ m} - 0,5 q_D L^2 \\
 &= 5464,754 \text{ kgm} - 275,747 \text{ kgm} - 451,106 \text{ kgm} \\
 &= 4737,901 \text{ kgm} \\
 V_u &= -2876,186 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol terhadap tekuk lokal

- Pelat Sayap

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

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

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

- Pelat Badan

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

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

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

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 822,6 \text{ cm}^3 \\
 &= 2056500 \text{ kgcm} = 20565 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

Pelat Sayap dan Badan (Tabel B4.1b SNI 1729:2015)

Penampang Kompak (Pasal F2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)

$\phi = 0.9$ *(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)*

d. Kontrol penampang profil terhadap tekuk lateral

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

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

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

Keterangan :

L_p dan L_r (Tabel profil)

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

- Persyaratan Desain

$$M_u < \phi M_n$$

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

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

Keterangan :

Tekuk Torsi-Lateral (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\phi = 0,9$ (Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

e. 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 :

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} 0,9 \times 35280 \text{ kg} &\geq 2876,186 \text{ kg} \\ 31752 \text{ kg} &> 2876,186 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Keterangan :

<i>Geser Nominal (Vn)</i>	<i>(Pasal G2 Ayat 1 SNI 1729: 2015)</i>
<i>Koefisien Geser (Cv)</i>	<i>(Pasal G2 Ayat 3 SNI 1729: 2015)</i>
<i>Persyaratan Desain</i>	<i>(Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)</i>
$\phi = 0,9$	<i>(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)</i>

f. 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 :

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

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

$$\begin{aligned} f^0 &= \left(\frac{5}{384} \times \frac{qU \times L^4}{E.I_x} \right) + \frac{(R_{VB} \times a) \times ((3 \times L^2) - (4 \times a^2))}{24 \times E \times I_x} \\ &= \left(\frac{5 \times 0,6248 \times 380^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 11300} \right) + \frac{(2876,186 \times 180) \times ((3 \times 380^2) - (4 \times 180^2))}{24 \times 2 \times 10^6 \times 11300} \end{aligned}$$

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

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

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

Keterangan :

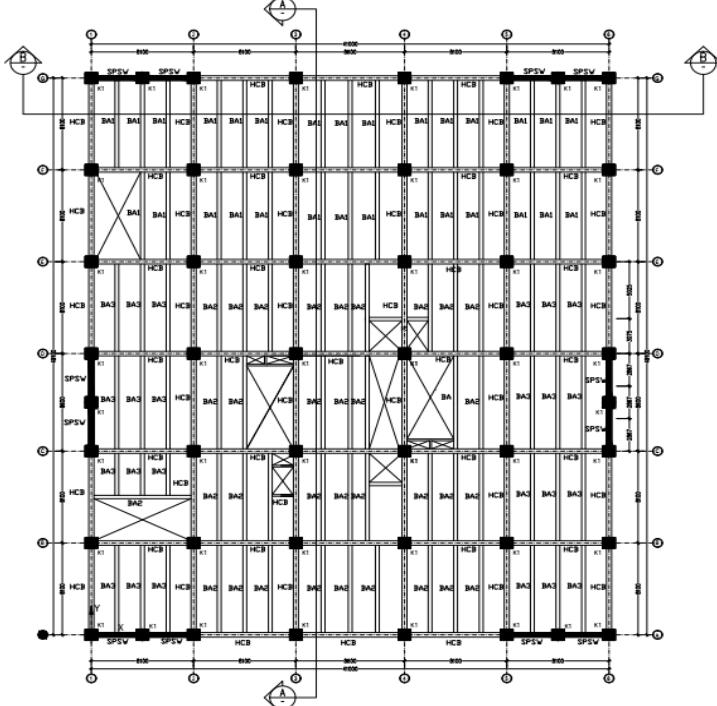
Kontrol Lendutan (Pasal 6.4.3 Tabel 6.4-1 SNI 1729: 2002)

Sehingga profil WF 300 x 200 x 8 x 12 dapat digunakan sebagai balok penumpu tangga.

4.2 Pembebanan dan Analisa Struktur

4.2.1 Umum

Dalam perencanaan modifikasi gedung Fakultas Farmasi perlu dilakukan analisa struktur dengan cara memodelkan dengan alat bantu ETABS. Gedung Fakultas Farmasi terdiri dari 14 lantai dengan total tinggi **68** meter. Permodelan struktur pada tugas akhir ini berupa struktur baja dengan sistem dinding geser pelat baja (*Steel Plate Shear Wall*). Struktur dinding geser berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Untuk bagian semi basement tetap menggunakan struktur baja dikarenakan tidak menahan beban dari tanah. Denah gedung pada permodelan tugas akhir ini bisa dilihat pada **Gambar 4.19**.



Gambar 4.19 Denah Gedung

Program bantu ETABS membantu dalam beberapa perhitungan yang akan digunakan sebagai syarat struktur gedung baja. Syarat - syarat yang harus dipenuhi meliputi peraturan SNI 1726:2012 (Gempa), SNI 1729:2015 (Baja), dan SNI 2847:2013 (Beton).

4.2.2 Pembebanan Struktur Utama

Pada perencanaan struktur gedung, perhitungan terhadap semua macam beban yang terjadi wajib untuk dilakukan. Perhitungan harus meliputi beban yang terjadi antara lain beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Pembebanan struktur mengacu pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983, SNI 1727:2013, SCE 7-2002 dan brosur.

4.2.2.1 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 bisa dilihat pada **Tabel 4.3**.

Tabel 4.3 Beban Mati (*Dead Load*)

Kode	Keterangan	Berat	Satuan	Sumber
A	Aspal (t = 1 cm)	14	Kg/m ²	PPIUG 1983
B	Spesi (t = 1 cm)	21	Kg/m ²	PPIUG 1983
C	Keramik (t = 1 cm)	24	Kg/m ²	PPIUG 1983
D	Beton Bertulang	2400	Kg/m ³	PPIUG 1983
E	Plafond	18	Kg/m ²	PPIUG 1983
F	Profil Baja	7850	Kg/m ³	PPIUG 1983
G	Ducting + Plumbing	19,53	Kg/m ²	ASCE 7-2002
H	Dinding bata ringan	73,38	Kg/m ²	Brosur
I	Dinding Partisi	73,42	Kg/m ²	SNI 1727:2013
J	Pelat Bondek	10,1	Kg/m ²	Brosur

Rincian pembebanan untuk beban mati pada pelat :

- Pelat Atap $q_D = 2A + G + E = 65,53 \text{ kg/m}^2$
- Pelat Lantai $q_D = 2B + G + E + C = 103,53 \text{ kg/m}^2$

4.2.2.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup yang dipikul oleh bangunan ini mengacu pada SNI 1727:2013 pada tabel 4-1. Rincian pembebanan untuk beban hidup bisa dilihat pada **Tabel 4.4**.

Tabel 4.4 Beban Hidup (*Live Load*)

No.	Keterangan	Berat	Satuan
1	Lantai Parkir	195,719	Kg/m ²
2	Lantai Koridor Lt 1	488,444	Kg/m ²
3	Lantai Koridor Lt 2 - 13	383,444	Kg/m ²
4	Lantai Ruang Kantor	244,732	Kg/m ²
5	Lantai Ruang Kelas	195,786	Kg/m ²
6	Lantai Atap	97,893	Kg/m ²

4.2.2.3 Beban Gempa

Perhitungan beban gempa pada gedung ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamis. Parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia pada website <http://puskim.pu.go.id/>. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT pada lampiran.

4.2.2.4 Berat Total Bangunan

Perhitungan nilai total berat bangunan ini akan digunakan untuk menentukan gaya geser statik. Nilai tersebut digunakan sebagai acuan persyaratan pembebanan gempa dimana beban gempa dinamik sudah mencapai 85% dari gaya geser statik. Perhitungan berat struktur diambil dari hasil analisis menggunakan program bantu ETABS dengan kombinasi 1D + 1L.

Dilakukan perbandingan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS untuk kombinasi 1D + 1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tidak boleh melebihi 5% agar hasil permodelan struktur bisa digunakan sebagai acuan.

4.2.2.5 Kombinasi Pembebanan

Beban yang bekerja pada struktur saat proses konstruksi hanya beban mati dan beban hidup sementara akibat pekerjaan bangunan. Sedangkan saat masa layan, beban bertambah dengan beban hidup permanen dari aktifitas pemakaian gedung. Hal ini berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur. Oleh karena itu kombinasi pembebanan diperlukan dalam proses perencanaan struktur bangunan. Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada SNI 17726:2012 sebagai berikut :

- 1,4 D_L
- 1,2 D_L + 1,6 L_L
- 1,2 D_L + 1 E + 1 L_L
- 0,9 D_L + 1 E
- 0,9 D_L + W

Keterangan :

D_L : *Dead Load* (Beban Mati)

L_L : *Live Load* (Beban Hidup)

E : *Earthquake* (Beban gempa yang dinyatakan 2 arah)

W : *Wind* (Beban Angin)

4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa ditinjau dengan menganalisa beban gempa dinamik sesuai pada SNI 1726:2012. Analisa dilakukan berdasarkan analisa respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.4 Arah Pembebanan

Beban gempa yang terjadi pada struktur gedung terjadi dalam arah sembarang baik dalam arah x dan arah y secara bolak

– balik dan periodikal. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang bebas terhadap struktur gedung, maka pengaruh pembaban gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektivitas 30%.

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

4.2.5 Klasifikasi Situs Tanah

Penentuan jenis tanah untuk meninjau gempa mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 5.1. Data tanah (terlampir) merupakan hasil pengujian *Soil Penetration Test* (SPT). Penentuan jenis tanah berdasarkan perhitungan nilai N-SPT pada **Tabel 4.5**.

Tabel 4.5 Perhitungan N Rata-rata

Keterangan	Kedalaman	Tebal Lapisan (Fi) (m)	N	Ni	Fi/Ni
	(m)			(Rata-Rata N)	
Lempung berpasir	1,00	1,00	1	1	1,00
Lempung	15,00	14,00	2	5,75	2,43
			0		
			7		
			14		
Pasir berlanau	22,00	7,00	18	19,67	0,36
			23		
Lempung Berpasir	29,00	7,00	18	26,50	0,26
			35		
Pasir Berlanau	31,00	2,00	50	50,00	0,04

Keterangan	Kedalaman	Tebal Lapisan (Fi) (m)	N	Ni	Fi/Ni
	(m)			(Rata-Rata N)	
Pasir berlanau	36,00	5,00	48 50 50	49,33	0,10
Total		36,00			4,20

Dari perhitungan nilai N rata-rata didapatkan hasil $N\text{-SPT} = 4,2 < 15$, maka sesuai klasifikasi situs tanah pada SNI 1725:2012 pasal 5.3 tabel 3 kelas situs tanah termasuk dalam klasifikasi situs **SE (Tanah Lunak)**.

4.2.6 Parameter Respon Spektrum Rencana

Respon spektrum merupakan salah satu metode perhitungan gempa dalam perencanaan bangunan tahan gempa. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Respon Spektrum merupakan fungsi percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa mengacu pada SNI 1726:2012.

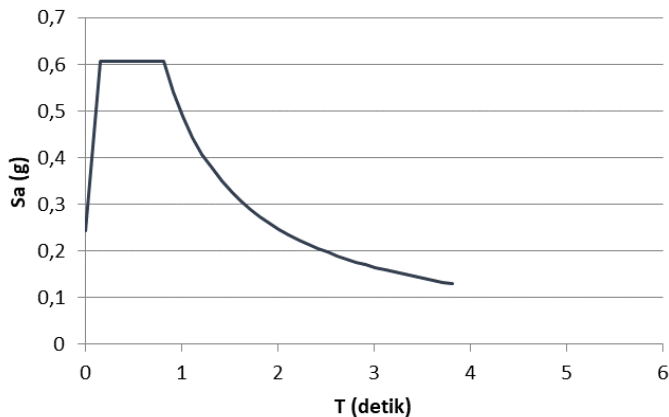
- a. Menentukan Kategori Resiko Bangunan Gedung
Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 1, bangunan pendidikan masuk dalam kategori resiko **IV**.
- b. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa
Berdasarkan kategori gempa pada SNI 1726:2012 tabel 2 memiliki faktor keutamaan gempa **$I_e = 1,5$**

Nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Surabaya dengan kondisi tanah lunak (Kelas Situs E) bisa dilihat pada **Tabel 4.6** dan **Gambar 4.20**.

Tabel 4.6 Parameter Respon Spektrum Gempa Surabaya

Variabel	Nilai
S_s (g)	0,663
S_1 (g)	0,247

Variabel	Nilai
Fa	1,374
Fv	3,012
S _{MS} (g)	0,911
S _{MI} (g)	0,744
S _{DS} (g)	0,607
S _{DI} (g)	0,496
T ₀ (detik)	0,163
T _s (detik)	0,817



Gambar 4.20 Grafik Spektral Percepatan Gempa

4.2.7 Faktor Reduksi Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.2 tabel 9 didapatkan nilai parameter struktur bangunan untuk sistem rangka baja dengan dinding geser pelat baja adalah :

- Nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 6
- Nilai koefisien modifikasi respon (R) = 7,5
- Nilai faktor kuat lebih sistem (Ω) = 2,5

4.2.8 Kategori Desain Seismik

Menurut tabel 6 SNI 1726:2012, nilai $S_{DS} = 0,607g > 0,5$ g dengan kategori resiko IV termasuk dalam Kategori Desain Seismik (KDS) D. Dan tabel 7 SNI 1726:2012 nilai $S_{D1} = 0,496 > 0,2$ g dengan kategori resiko IV termasuk dalam KDS D. Sehingga Gedung Fakultas Farmasi termasuk dalam KDS D.

4.2.9 Permodelan Struktur Utama

Permodelan struktur utama menggunakan program bantu ETABS untuk mendapatkan gaya yang diperlukan untuk kontrol struktur.

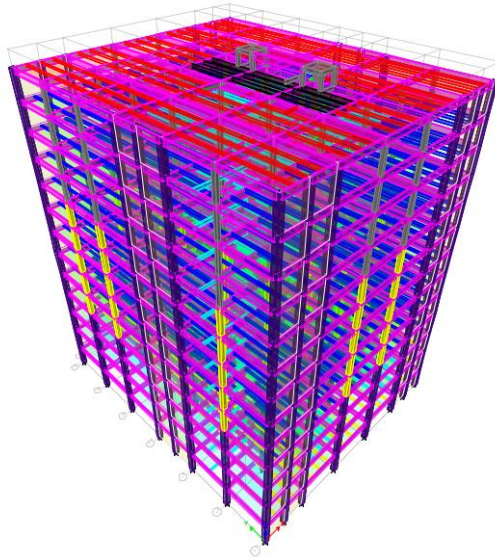
4.2.10 Permodelan 3D pada Program ETABS

Data gedung yang dimasukkan dalam perhitungan program bantu sebagai berikut :

Mutu Baja	:	BJ-41
fy	:	250 MPa
fu	:	410 MPa
Mutu Beton	fc'	: 40 MPa
Modulus Elastisitas Baja (Es)	:	200000 MPa
Modulus Elastisitas Beton (Ec)	:	23500 MPa
Tinggi tiap lantai	:	
Lantai 1	:	4,4 m
Lantai 2	:	7,6 m
Lantai 3 – Atap	:	4,4 m
Tebal Pelat Atap	:	9 cm
Tebal Pelat Lantai	:	9 cm
Jenis Tanah	:	Tanah Lunak (SE)
Faktor Keutamaan Gempa (Ie)	:	1,5
Koefisien Modifikasi Respon (R)	:	7,5

Permodelan struktur Gedung Fakultas Farmasi dapat dilihat pada **Gambar 4.21**. Untuk permodelan struktur dengan menggunakan program bantu ETABS dan pembuatan profil balok *Hexagonal Castellated*, kolom *Rectangular Concrete Filled Steel*

Tube (RCFT) dan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* akan dijelaskan sebagai berikut :



Gambar 4.21 Permodelan Struktur Gedung Fakultas Farmasi

1. Data Meterial

Data material pada ETABS meliputi data material struktur beton dan baja yang akan dimasukkan ke dalam permodelan. Data yang dimasukkan adalah kuat tekan, kuat leleh, kuat tarik dan modulus penampang dari material. Untuk data material bisa dilihat pada **Gambar 4.22** dan **Gambar 4.23**.

Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/m²

Gambar 4.22 Data Material (BJ-41)

Material Property Data ×

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/m³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/m²

Poisson's Ratio, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1/C

Shear Modulus, G: kgf/m²

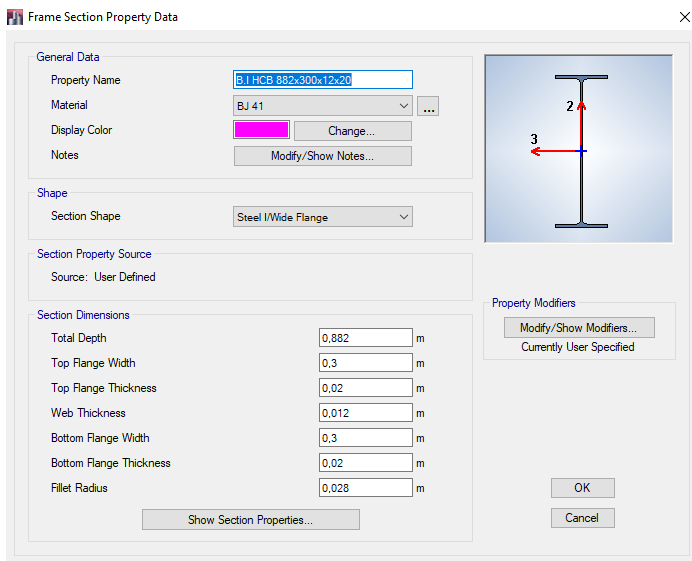
Gambar 4.23 Data material (fc' 30 MPa)

2. Data Elemen Struktur

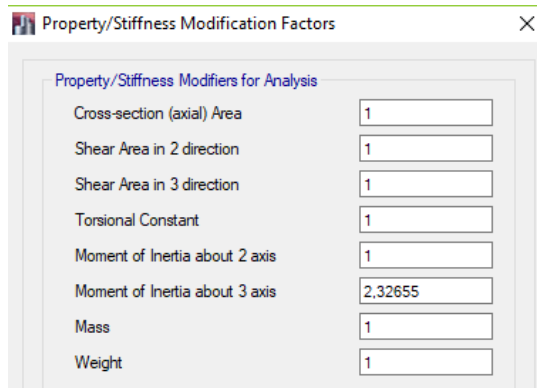
Data elem struktur adalah data-data elemen struktur yang akan digunakan dalam permodelan meliputi elemen kolom, balok dan pelat dinding geser. Data yang dimasukkan berupa dimensi dan material yang digunakan. Proses pembuatan elemn struktur sebagai berikut :

a. *Hexagonal Castellated Beam (HCB)*

Buat profil WF asli (sebelum dijadikan castella) kemudian inersia profil dinaikan dengan merubah *momen inerti about 3 axis* pada *section modifiers* dengan perbandingan I_x castella dibagi I_x WF tersebut. Proses pembuatan elemn balok bisa dilihat pada



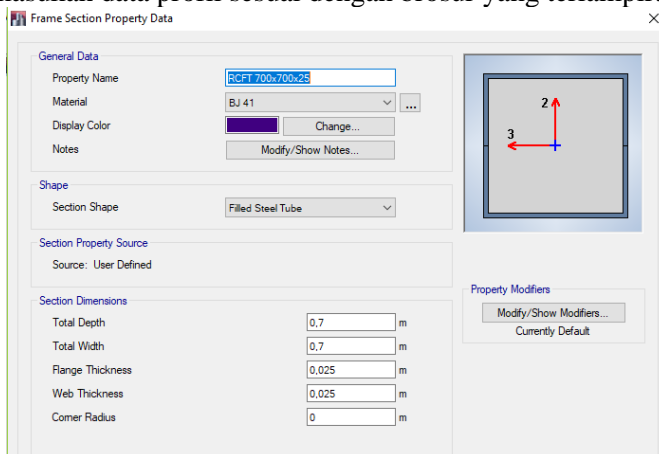
Gambar 4.24. Data *Section Hexagoonal Castellated Beam (HCB)*



Gambar 4.25. Data Momen Inersia *Hexagonal Castellated Beam* (HCB)

b. *Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column* (RCFT)

Kolom CFT dibuat dengan memilih profil komposit, dan memasukan data profil sesuai dengan brosur yang terlampir.



Gambar 4.26. Data *Rectangular Concrete Filled Steel Tube Column* (RCFT)

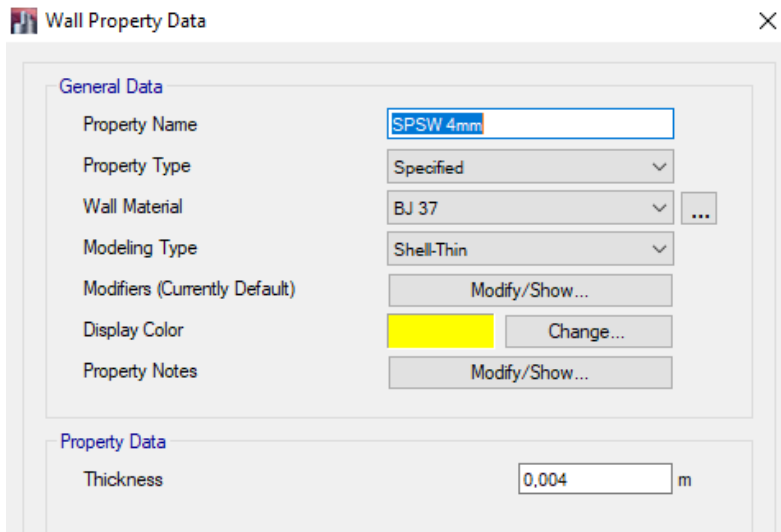
c. *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*

SPSW dibuat seperti pelat pada umumnya. Menggunakan tipe *Shell Thin* karena merupakan pelat berukuran tipis. Elemen *shell* untuk permodelan SPSW perlu dibagi kedalam pias kecil sejumlah tertentu untuk dinding geser pelat baja lantai 2-Atap :

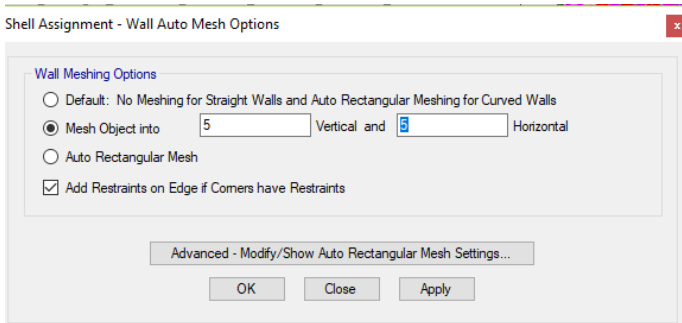
- Lakukan pemilihan pada dinding geser lantai 2-atap
- Pilih *Assign > Shell > Wall Auto Mesh Action*
- Pilih *Mesh Object Into* dan isikan *5 to 5*

Hal ini dimaksudkan SPSW di meshin 5 x 5 segmen. Untuk SPSW lantai 1 pilih *Add Resistan on Edge if Corners have Restraint* agar ada tumpuan atau jepitan pada bagian SPSW. Perencanaan bisa dilihat pada

Gambar 4.28. dan **Gambar 4.28.**



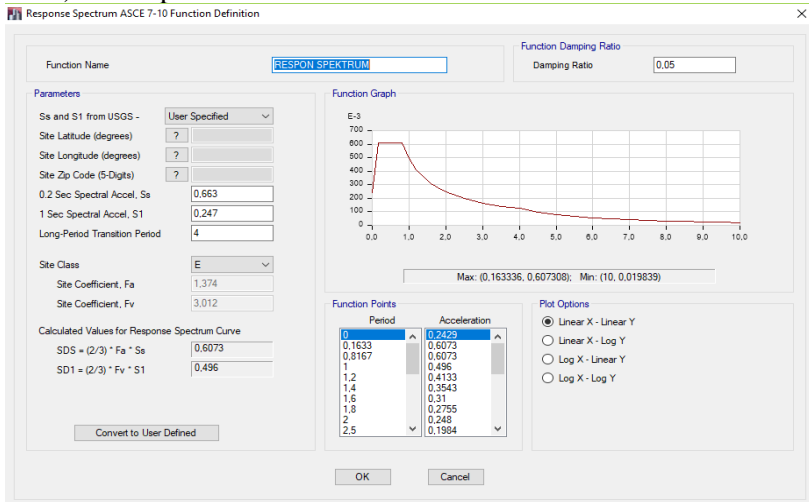
Gambar 4.27 Perencanaan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*



Gambar 4.28. Data perencanaan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)

4.2.11 Input Beban Gempa Dinamis

Beban gempa pada permodelan ETABS menggunakan gempa dinamis yang telah didapat dari perhitungan sebelumnya. Proses beban gempa pada Etabs menggunakan respon spektrum menggunakan ASCE7-10 (perlu memasukan nilai S_s , S_1 , dan Kelas Situs) sesuai pada **Gambar 4.29**.



Gambar 4.29 Data *Respons Spektrum*

4.2.12 Kontrol Desain

Hasil analisis menggunakan program bantu ETABS harus dikontrol terhadap batasan-batasan tertentu yang sudah diatur sesuai peraturan SNI 1726:2012. Kontrol ini dilakukan agar sistem struktur yang dimodelkan bisa dikatakan layak. Kontrol yang akan dilakukan sebagai berikut :

- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Periode Getar Struktur
- Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum (*Base Shear*)
- Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)
- Kontrol Sistem Ganda

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing-masing elem struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas secara manual.

Sebelum hasil analisa digunakan, maka perlu adanya cek berat total bangunan yang telah dimodelkan 3D dengan menggunakan ETABS dengan perhitungan manual. Hasil antara ETABS dan hitungan manual tidak boleh melebihi 5 % agar bisa dikatakan analisa ETABS bisa digunakan. Perhitungan manual bisa dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Perbandingan Berat Total Manual dan ETABS

	Keterangan	Berat	Satuan
Perhitungan Manual	Beban Tambahan	2400808,157	Kg
	Beban Mati	10792895,9	Kg
	Beban Hidup	6045923,268	Kg
	Beban Total	19239627,32	Kg
ETABS	1D + 1 L	18762334,49	Kg
	Selisih	2,5	%

Dari **Tabel 4.7** bisa disimpulkan selisih antara kedua peritungan tersebut tidak melebihi 5% sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan struktur bisa digunakan karena sesuai.

4.2.13 Kontrol Partisipasi Massa

Menurut Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012, perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa actual masing-masing arah. Dalam hal ini digunakan program bantu ETABS untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada **Tabel 4.8**

Tabel 4.8. Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY
Modal	1	1,054	3,45E-06	0,794
Modal	2	1	0,7669	0,794
Modal	3	0,801	0,7669	0,794
Modal	4	0,373	0,7669	0,9009
Modal	5	0,341	0,8991	0,9009
Modal	6	0,263	0,8991	0,9009
Modal	7	0,217	0,8991	0,9305
Modal	8	0,194	0,9307	0,9305
Modal	9	0,147	0,9307	0,9418
Modal	10	0,145	0,9307	0,9418
Modal	11	0,137	0,9411	0,9418
Modal	12	0,11	0,9412	0,9488

Dari Tabel **4.8** didapatkan partisipasi massa arah X sebesar 93,07% pada moda ke 8 dan partisipasi massa arah Y sebesar 90,09% pada moda ke 4. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang dilakukan memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 dimana partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.14 Kontrol Periode Getar Struktur

Untuk mencegah penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur

gedung harus dibatasi. Menurut SNI 1726:2012 periode fundamental struktur harus ditentukan dari :

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

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

Struktur Gedung Fakultas Farmasi memiliki tinggi 68 m. Pada struktur ini digunakan sistem rangka baja dengan dinding geser pelat baja sehingga pada tabel 15 SNI 1726:2012 didapatkan nilai :

$$C_t = 0,0488$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 68 \text{ m}$$

maka :

$$T = 0,0488 \times 68^{0,75} = 1,16 \text{ s}$$

Nilai C_u didapat dari tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} > 0,4$ maka :

$$C_u \times T = 1,4 \times 1,16 \text{ s} = 1,62 \text{ s}$$

Dari hasil ETABS didapat nilai T sesuai pada **Tabel 4.9**.

Tabel 4.9 *Modal Periods and Frequencies* dari ETABS

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	1,054
Modal	2	1
Modal	3	0,801
Modal	4	0,373
Modal	5	0,341
Modal	6	0,263
Modal	7	0,217
Modal	8	0,194
Modal	9	0,147

Modal	10	0,145
Modal	11	0,137
Modal	12	0,11

Dari Tabel 4.9 didapatkan $T = 1,054$ s. Maka berdasarkan Kontrol wakt getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \times T$. Maka bisa disimpulkan struktur Gedung Fakultas Farmasi memenuhi syarat.

4.2.15 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum (*Base Shear*)

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

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

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,607}{\left(\frac{7,5}{1,5}\right)} = 0,1215$$

Nilai C_s tidak perlu diambil lebih besar dari

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,496}{1,054\left(\frac{7,5}{1,5}\right)} = 0,0941$$

Dan tidak lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,607 \times 1,5 \\ &= 0,04 < 0,1 \text{ (Tidak OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lcl} C_s \min & < C_s & < C_s \max \\ 0,04 & < 0,122 & > 0,0941 \end{array}$$

Maka, digunakan nilai $C_s = 0,0941$

Dari analisis yang sudah dilakukan, didapatkan nilai berat total struktur sesuai pada **Tabel 4.10** :

Tabel 4.10 Hasil *Base Reaction* dari ETABS

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
Gempa x Max	732874,88	215779,65	0
Gempa y Max	219886,15	719185,07	0
1D +1L	0	0	18762334,49

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 18762334,49 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0941 \times 18762334,49 \text{ kg} \\
 &= 1765781,33 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

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

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\
 732874,88 \text{ kg} &< 85\% \times 1765781,33 \text{ kg} \\
 732874,88 \text{ kg} &< 1500914,13 \text{ kg} \text{ (**Tidak OK**)}
 \end{aligned}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\
 719185,07 \text{ kg} &< 85\% \times 1765781,33 \text{ kg} \\
 719185,07 \text{ kg} &< 1500914,13 \text{ kg} \text{ (**Tidak OK**)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas, analisis masih belum memenuhi syarat nilai akhir respon. Pada Pasal 11.1.4 SNI 03 1726:2012 Pasal 7.9.4.2 dijelaskan apabila gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 85%, maka harus diperbesar dengan faktor skala $0,85 \times \frac{C_s \times W}{V}$.

- Untuk gempa arah X :

$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V} = 0,85 \times \frac{0,0911 \times 18762334,49}{732874,88} = 2$$

- Untuk arah Y :

$$0,85 \times \frac{C_s \times W}{V} = 0,85 \times \frac{0,0911 \times 18762334,49}{719185,07} = 2$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sesuai pada **Tabel 4.11** :

Tabel 4.11 Hasil *Base Reaction* X dan Y

Load Case/Combo	FX	FY	FZ
	kgf	kgf	kgf
Gempa x Max	1500936,8	450327,25	0
Gempa y Max	450328,71	1500941,39	0

Kontrol :

- Untuk gempa arah X :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\ 1500936,8 \text{ kg} &> 85\% \times 1765781,33 \text{ kg} \\ 1500936,8 \text{ kg} &> 1500914,13 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Untuk gempa arah Y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq 85\% \times V_{\text{statik}} \\ 1500941,39 \text{ kg} &> 85\% \times 1765781,33 \text{ kg} \\ 1500941,39 \text{ kg} &> 1500914,13 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas didapatkan bahwa analisis struktur Gedung Fakultas Farmasi memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.

4.2.16 Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

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

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_2 = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

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

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

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem dinding geser pelat baja, dari tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai $C_d = 6$ 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 :

$$\Delta_a = 0,01 \times h_{sx}$$

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 4,4 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,01 \times 4,4 \text{ m}$$

$$= 0,044 \text{ m}$$

$$= 44 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan ETABS, diperoleh nilai simpangan yang terjadi dan juga kontrol

simpangan antar lantai akibat beban gempa X dan Y pada struktur yaitu pada **Tabel 4.12** dan

Tabel 4.13.

Tabel 4.12 Kontrol Simpangan antar Lantai Akibat Gempa X

Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simp.	Perbesaran Simpangan	Simp. Antar Lantai	Simp. Ijin	Kontrol
	hi m	hsx m	δ_e mm	Cd . δ_e mm	$\Delta_i - \Delta_{(i-1)}$ (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	68	4,4	73,9	295,92	13,1	44	OKE
13	63,6	7,6	70,7	282,81	33,0	76	OKE
12	56	4,4	62,4	249,72	17,7	44	OKE
11	51,6	4,4	57,9	231,98	19,2	44	OKE
10	47,2	4,4	53,1	212,70	18,5	44	OKE
9	42,8	4,4	48,5	194,11	19,6	44	OKE
8	38,4	4,4	43,6	174,49	20,3	44	OKE
7	34	4,4	38,5	154,10	21,2	44	OKE
6	29,6	4,4	33,2	132,87	21,4	44	OKE
5	25,2	4,4	27,8	111,42	20,3	44	OKE
4	20,8	4,4	22,7	91,084	19,6	44	OKE
3	16,4	4,4	17,8	71,400	19,5	44	OKE
2	12	7,6	12,9	51,868	39,4	76	OKE
1	4,4	4,4	3,10	12,428	12,4	44	OKE
LD	0	0	0,00	0,000	0,00	0	

Tabel 4.13 Kontrol Simpangan antar Lantai Akibat Gempa Y

Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simp.	Perbesaran Simpangan	Simp. Antar Lantai	Simp. Ijin	Kontrol
	hi m	hsx m	δ_e mm	$C_d \cdot \delta_e$ mm	$\Delta_i - \Delta_{(i-1)}$ (mm)	Δ_a (mm)	
Atap	68	4,4	77,1	308,73	10,1	44	OKE
13	63,6	7,6	74,6	298,54	29,5	76	OKE
12	56	4,4	67,2	268,98	16,2	44	OKE
11	51,6	4,4	63,1	252,71	17,7	44	OKE
10	47,2	4,4	58,7	234,97	17,5	44	OKE
9	42,8	4,4	54,3	217,37	19,1	44	OKE
8	38,4	4,4	49,5	198,25	20,7	44	OKE
7	34	4,4	44,3	177,53	22,1	44	OKE
6	29,6	4,4	38,8	155,39	23,5	44	OKE
5	25,2	4,4	32,9	131,83	22,3	44	OKE
4	20,8	4,4	27,3	109,45	22,1	44	OKE
3	16,4	4,4	21,8	87,28	23,2	44	OKE
2	12	7,6	16,0	64,06	48,4	76	OKE
1	4,4	4,4	3,90	15,63	15,6	44	OKE
LD	0	0	0,00	0,000	0,00	0	

Dari hasil kontrol **Tabel 4.12** dan

Tabel 4.13 maka analisis struktur Gedung Fakultas Farmasi memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

4.2.17 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1, sistem rangka pemikul momen khusus harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan

oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser pelat baja. Perhitungan sesuai pada **Tabel 4.14**

Tabel 4.14 Reaksi Perletakan dan Persentasi Gaya Geser

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kg	%	Kg	%
Dinding geser (SPSW)	900783,050	60,001%	741877,740	49,421%
SRPM	600497,530	39,999%	759274,940	50,579%
Total	1501280,580	100%	1501152,680	100%

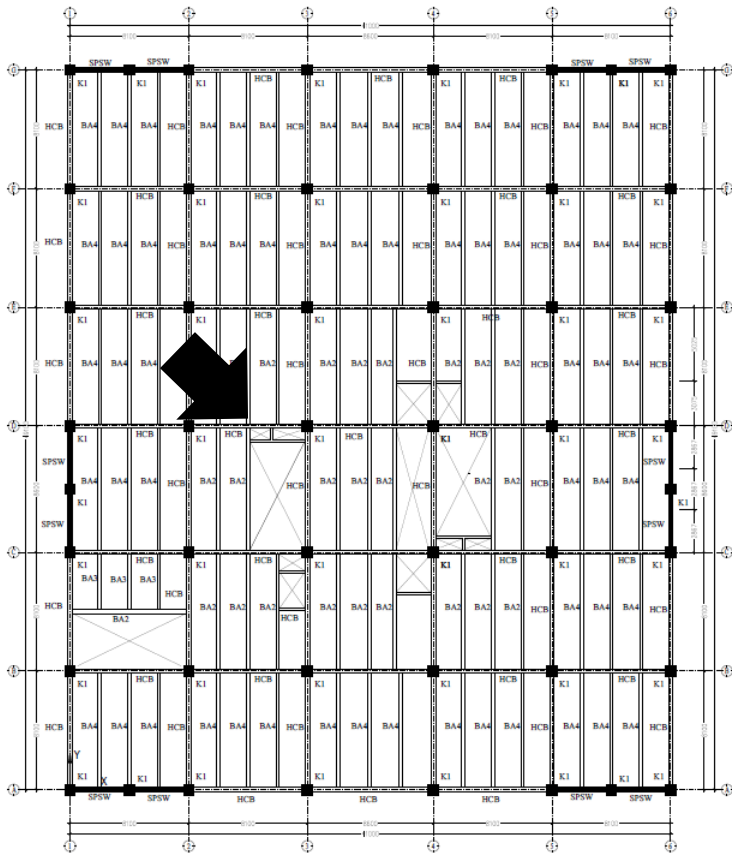
Dari hasil perhitungan di atas, dapat disimpulkan presentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25% sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.5.1.

4.3 Perencanaan Struktur Primer

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi menggunakan ETABS, tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol struktur utama menggunakan acuan yang berlaku.

4.3.1 Perencanaan Balok Induk HCB

Dalam perencanaan ini hanya menggunakan satu jenis balok induk, karena memiliki bentang yang sama. Diambil contoh perhitungan untuk beban gaya pada B58 lantai 5 terletak pada **Gambar 4.30**.



Gambar 4.30 Denah Balok B58

a. Perencanaan Profil

Balok induk direncanakan menggunakan profil asal WF 600x300x12x20 yang kemudian dirubah menjadi profil *hexagonal castellated beam* (HCB) 882x300x11x18. Data profil *hexagonal castellated beam* (HCB) didapatkan dari brosur PT LINTECH DUTA PRATAMA yang bisa dilihat pada lampiran. Berikut data yang digunakan dalam perencanaan :

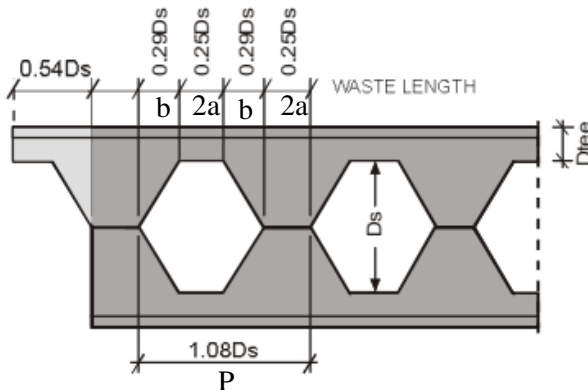
- Data profil asal WF 600x300x12x20

d	= 588 mm	ix	= 24,8 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,85 cm
tf	= 20 mm	Zx	= 4308,91 cm ³
tw	= 12 mm	Zy	= 919,728 cm ³
A	= 192,5 cm ²	w	= 151 kg/m
Ix	= 118000 cm ⁴	r	= 28 mm
Iy	= 9020 cm ⁴	h	= 492 mm

- Data profil HCB 882x300x12x20

dc	= 882 mm	Ix	= 274532,9 cm ⁴
ds	= 593 mm	Iy	= 9021 cm ⁴
dt	= 144,5 mm	Zx	= 6225,2 cm ³
db	= 842 mm	Zy	= 601,4 cm ³
h	= 786 mm	ix	= 41,9 cm
		iy	= 7,6 cm

HCB memiliki lubang di bagian badan sehingga ada notasi tambahan yang diperlukan untuk kontrol kemampuan. Notasi tambahan pada HCB bisa dilihat pada **Gambar 4.31**.



Gambar 4.31 Geometri balok Hexagonal Castellated

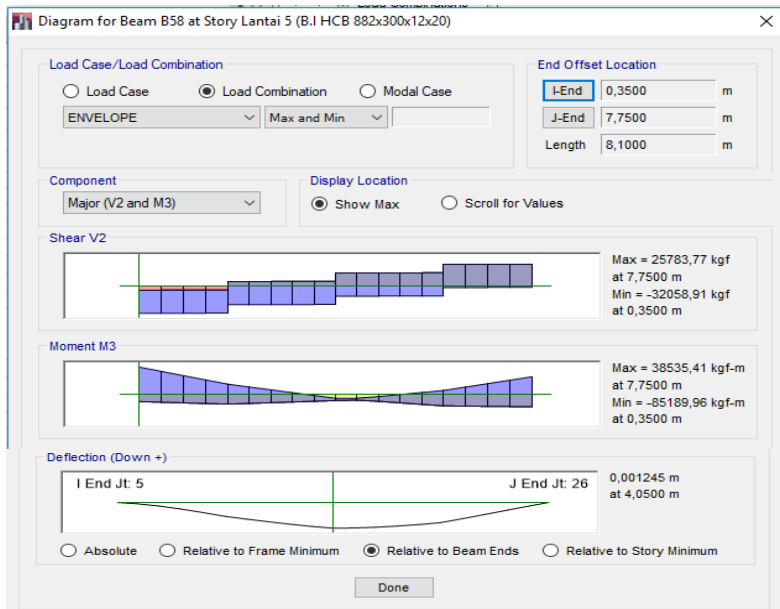
$$\begin{aligned}
 P &= 1,08 \times D_s \\
 &= 1,08 \times 593 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 640,44 \text{ mm} \\
 \text{b} &= 0,29 \times D_s \\
 &= 0,29 \times 593 \\
 &= 171,97 \text{ mm} \\
 \text{2a} &= 0,25 \times D_s \\
 &= 0,25 \times 593 \\
 &= 148,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Output ETABS

Gaya dalam balok dari output ETABS pada B58 bisa dilihat pada **Gambar 4.32**,

$$\begin{aligned}
 M_u &= 85189,96 \text{ kgm} && (\text{Envelope}) \\
 V_u &= 32058,91 \text{ kg} && (\text{Envelope}) \\
 f^p &= 0,124 \text{ cm} && (1,2D+1,6L)
 \end{aligned}$$



Gambar 4.32 Gaya dalam balok B58

Syarat lubang d_s (ASCE 4.5 halaman 3320)

$$\begin{aligned} ds &\leq 0,7 dg \\ 588 \text{ mm} &\leq 0,7 \times 882 \text{ mm} \\ 588 \text{ mm} &\leq 617,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat dt_o dan db_o (ASCE 4.6 halaman 3320)

$$\begin{aligned} dt_o \text{ dan } db_o &\leq 0,15 dg \\ (144,5 \text{ mm} - 20 \text{ mm}) &\leq 0,15 \times 882 \text{ mm} \\ 124,5 \text{ mm} &\leq 132,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Rasio Ix input ETABS

$$\text{Ix Profil awal} = 118000 \text{ cm}^4$$

$$\text{Ix Profil Castella} = 274532,9 \text{ mm}^4$$

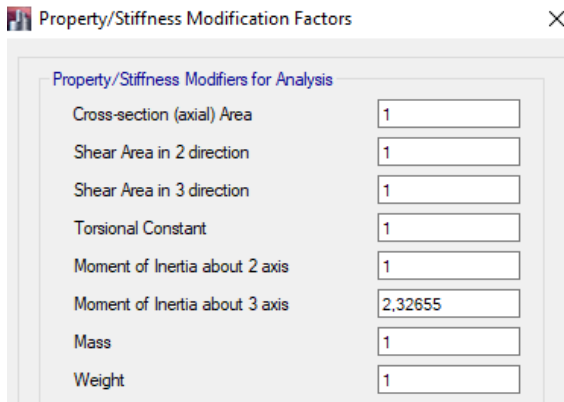
Rasio Ix input ETABS :

$$= \text{Ix Castella} : \text{Ix profil } 600 \times 300 \times 12 \times 20$$

$$= 274532,9 \text{ cm}^4 : 118000 \text{ cm}^4$$

$$= 2,32655$$

Nilai yang diinput pada ETABS bisa dilihat pada **Gambar 4.33**.



Gambar 4.33 Input pembesaran Ix pada ETABS

d. Kontrol Penampang

Pelat Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{786}{12} = 65,5$$

$$\lambda_{pw} = \frac{1365}{\sqrt{fy}} = \frac{1365}{\sqrt{250}} = 86,33$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

Pelat Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

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

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

e. Kontrol Lentur Akibat Tekuk Lokal

Penampang Kompak :

$$M_p = Z_x \cdot fy$$

$$M_p = 6225,2 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 15563000 \text{ kgcm} = 155630 \text{ kgm}$$

f. Kontrol Lentur Akibat Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 202,5 cm (Jarak antar balok anak)

$$L_p = 1,76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$L_p = 1,76 \times 7,6 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}}$$

$$= 378,33 \text{ cm}$$

Kondisi balok plastis termasuk dalam bentang pendek

$$L_b < L_p.$$

Pada saat profil berlubang :

$$\Delta A_s = D_s \times t_w$$

$$= 593 \text{ mm} \times 12 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 &= 7116 \text{ mm}^2 = 71,16 \text{ cm}^2 \\
 M_n &= M_p - [f_y \times \Delta A_s \times (\frac{D_s}{4})] \\
 &= 15563000 - (2500 \times 71,16 \times \frac{59,3}{4}) \\
 &= 12925633 \text{ kgcm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= 0,9 \times 12925633 \text{ kgcm} \\
 &= 11633069 \text{ kgcm} \\
 &= 116330,69 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- g. Kontrol Kapasitas Momen
- $$\begin{aligned}
 \phi M_n &\geq M_u \\
 116330,69 \text{ kgm} &> 85189,96 \text{ kgm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- h. Kontrol Kuat Geser
- Syarat ASCE 4.8 hal 3320

$$\begin{aligned}
 \frac{dg-2tf}{tw} &\leq \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \\
 \frac{882-2 \times 20}{12} &\leq \frac{1365}{\sqrt{250}} \\
 70,167 &\leq 86,33
 \end{aligned}$$

Karena $\frac{dg-2tf}{tw} \leq \frac{1365}{\sqrt{f_y}}$ maka pelat badan termasuk plastis.

Syarat ASCE 4.2 hal 3319

Perbandingan lebar terhadap tinggi lubang

$$\begin{aligned}
 a_o &= 2a + 2b \\
 &= (148,25 \text{ mm}) + (2 \times 171,97 \text{ mm}) \\
 &= 492,19 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\frac{a_o}{D_s} \leq 3$$

$$\frac{492,19}{593} \leq 3$$

$$0,829 < 3 \text{ (OK)}$$

Kapasitas geser nominal maksimum pada lubang

$$V_m \leq \frac{2}{3} V_p$$

dimana :

$$V_p = \frac{f_y \times t_w \times d_g}{\sqrt{3}} = \frac{2500 \times 1.2 \times 88.2}{\sqrt{3}} = 152766,881 \text{ kg}$$

$$V_m = \sum V_{mt}$$

$$V_{mt} = \frac{\sqrt{6} + \mu}{v + \sqrt{3}} \times V_{pt} \leq V_{pt}; \mu = 0 \text{ dan}$$

$$v = \frac{a_0}{d_t} = \frac{492,19}{144,5} = 3,406$$

$$V_{pt} = \frac{f_y \times t_w \times d_t}{\sqrt{3}} = \frac{2500 \times 1.2 \times 2 \times 14,45}{\sqrt{3}} = 50056,268 \text{ kg}$$

$$V_{mt} = \frac{\sqrt{6} + 0}{3,406 + \sqrt{3}} \times 50056,268 = 23862,846 \text{ kg}$$

$$V_m = \sum V_{mt} = 2 \times 23862,846 \text{ kg} = 47725,69 \text{ kg}$$

maka :

$$V_m \leq \frac{2}{3} V_p$$

$$47725,69 \text{ kg} \leq \frac{2}{3} \times 152766,881 \text{ kg}$$

$$47725,69 \text{ kg} \leq 101845 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol kuat geser

$$V_u \leq \phi V_m$$

$$32058,91 \text{ kg} \leq 0,9 \times 47725,69 \text{ kg}$$

$$32058,91 \text{ kg} \leq 42953,124 \text{ (OK)}$$

i. Parameter Lubang

Syarat ASCE 4.2 hal 3319

$$P_o \leq 5,6$$

$$\left(\frac{a_o}{D_s}\right) + \left(\frac{6D_s}{d_g}\right) \leq 5,6$$

$$\left(\frac{429,19}{593}\right) + \left(\frac{6 \times 593}{882}\right) \leq 5,6$$

$$4,86 < 5,6 \text{ (OK)}$$

j. Persamaan Interaksi Geser-Lentur (Syarat ASCE hal. 3316)

$$\left(\frac{M_u}{\phi M_m}\right)^3 + \left(\frac{V_u}{\phi V_m}\right)^3 \leq 1$$

$$\left(\frac{85189,96}{116330,69}\right)^3 + \left(\frac{32058,91}{42953,124}\right)^3 \leq 1$$

$$0,80 < 1 \text{ (OK)}$$

Kontrol jarak antar lubang (Syarat ASCE 4.10 hal 3320)

$$p \geq D_s$$

$$640,44 \text{ mm} \geq 593 \text{ mm (OK)}$$

$$640,44 \text{ mm} \geq (2b + 2a) \frac{\left(\frac{V_u}{\phi V_p}\right)}{1 - \frac{V_u}{\phi V_p}}$$

$$527,04 \text{ mm} \geq 492,19 \times \frac{\left(\frac{33699,29}{0,9 \times 152766,881}\right)}{1 - \frac{33699,29}{0,9 \times 152766,881}}$$

$$527,04 \text{ mm} > 139,303 \text{ mm (OK)}$$

k. Kontrol Lentutan

$$f^p = 0,124 \text{ cm} < f \text{ ijin} = \frac{L}{360} = \frac{860}{360} = 2,25 \text{ cm (OK)}$$

Sehingga, balok dengan profil *Hexagonal Castellated* 882 x 300 x 12 x 20 dapat digunakan sebagai balok induk dengan bentang 8,6 m. Dikarenakan perhitungan balok castella tidak komposit maka penggunaan shear connector (stud) menyesuaikan dengan brosur.

4.3.2 Perencanaan Kolom CFT (*Concrete Filled Tube*)

Pada perencanaan struktur kolom Gedung Fakultas Farmasi direncanakan mendaji 3 grup kolom. Pengelompokan berdasarkan perbedaan dimensi yang disebabkan tingkat beban tiap lantai. Berikut ketiga grup kolom :

1. Lantai 1 – Lantai 5 : HSS 700 x 700 x 28 x 28
2. Lantai 6 – Lantai 10 : HSS 550 x 550 x 28 x 28
3. Lantai 11 – Lantai Atap : HSS 450 x 450 x 28 x 28

A. Perencanaan Profil

Diberikan contoh perhitungan kolom untuk lantai 1 - 5. Direncanakan menggunakan kolom komposit CFT dengan profil

HSS 700x700x28x28 dan panjang kolom 440 cm pada lantai 1.
Data-data profil disajikan sebagai berikut :

d =	700	mm	ix =	27,2	cm
bf =	700	mm	iy =	27,2	cm
tf =	28	mm	Zx =	15530	cm
tw =	28	mm	Zy =	15530	cm
A =	732	cm ²	Ix =	869200	cm
r =	75	kg/m	Iy =	869200	cm

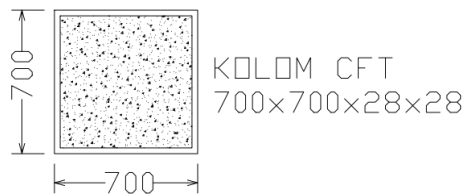
Data Material :

-	fy =	250	MPa	=	2500	kg/cm ²
-	fu =	410	MPa	=	4100	kg/cm ²
-	fc =	40	MPa	=	400	kg/cm ²

Modulus Elastisitas :

-	Beton (Ec)	=	29725,41	MPa
-	Baja (Es)	=	200000	MPa

Penampang kolom CFT bisa dilihat pada **Gambar 4.34**.



Gambar 4.34 Penampang Kolom CFT HSS 650x650x28x28

B. Output ETABS

Dari Analisa permodelan menggunakan ETABS, didapatkan gaya dalam yang bekerja pada kolom C32 dengan tinggi 4,4 m sebagai berikut :

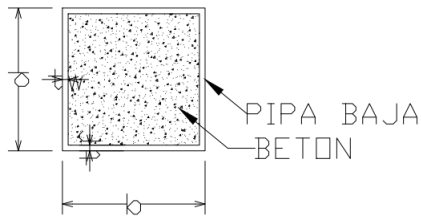
-	Akibat kombinasi beban gravitasi maksimum		
Pu	= Pnt	=	833162,82 kg
M _{ux}	= Mn _{tx}	=	4369,49 kgm
M _{uy}	= Mn _{ty}	=	1412,76 kgm

- Akibat kombinasi beban gempa maksimum
 - $P_u = P_{lt} = 686996,94 \text{ kg}$
 - $M_{ux} = M_{ltx} = 69841,39 \text{ kgm}$
 - $M_{uy} = M_{lty} = 85871,19 \text{ kgm}$
- Gaya dalam lantai 1
 - $P_{\text{Story}} = 24764305,31 \text{ kg}$
 - $P_{\text{mf}} = 607674,27 \text{ kg}$
 - $H_x = 1500936,78 \text{ kg}$
 - $H_y = 1500941,39 \text{ kg}$

C. Kontrol Penampang Kolom Komposit

Kontrol luas penampang minimum profil baja

Penampang profil bisa dilihat pada **Gambar 4.35**.



Gambar 4.35 Kontrol Luas Penampang Profil

$$\begin{aligned}
 A_s &= 732 \text{ cm}^2 \text{ (dari brosur)} \\
 A_c &= (b \times d) - A_s \\
 &= (70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}) - 732 \text{ cm}^2 \\
 &= 4168 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% &\geq 1\% \\
 \frac{732 \text{ cm}^2}{732 \text{ cm}^2 + 4168 \text{ cm}^2} &\geq 1\% \\
 14,98\% &> 1\% \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

Kontrol Luas Penampang (Pasal I2a SNI 1729:2015)

Kontrol Tebal Minimum Profil

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{fy}{3E}} \leq 28 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 700 \times \sqrt{\frac{250}{3 \times 200000}} \leq 28 \text{ mm}$$

$$14,29 \text{ mm} < 28 \text{ mm (OK)}$$

Keterangan :

Kontrol Tebal Minimum (Pasal 12.3.1 ayat 5 SNI 1729:2002)

Kontrol Penampang Komposit

Struktur Komposit Menahan Aksial Tekan

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{700}{28} = 25$$

$$\lambda_p = 2,26 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,26 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

Cek Persyaratan :

$$\lambda_p > \lambda$$

$$63,92 > 25 \longrightarrow \text{Penampang Non Langsing}$$

Struktur Komposit Menahan Lentur

Badan Profil

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{700}{28} = 25$$

$$\lambda_p = 2,26 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,26 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

$$\lambda_r = 3 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 84,85$$

Cek Persyaratan :

$$\lambda_p > \lambda$$

$$63,92 > 25 \longrightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Sayap Profil

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{700}{28} = 25$$

$$\lambda_p = 2,26 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 2,26 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,92$$

$$\lambda_r = 3 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 84,85$$

Cek Persyaratan :

$$\lambda_p > \lambda$$

$$63,92 > 25 \longrightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Keterangan :

Kontrol Penampang (Tabel I1.1a dan 1b SNI 1729:2015)

D. Kuat Tekan Struktur Komposit

Karena penampang komposit, maka perhitungannya sebagai berikut :

$$P_n = P_p$$

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

$$= 2500 \times 732 + 0,85 \times 400 \times (4168 + 0)$$

$$= 3247120 \text{ kg}$$

Keterangan :

C2 = 0,85 (Bab I2 Pasal 2b ayat (c) untuk penampang kompak)

E. Momen Nominal Kolom Komposit

Kontrol Penampang Akibat Tekuk Lokal :

$$\lambda = \frac{b}{2t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times F_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 15530 \times 2500 \\
 &= 38825000 \text{ kgcm} = 3882500 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &\leq \phi_b \text{Mn} \\
 85871,19 \text{ kgm} &\leq 0,9 \times 3882500 \\
 85871,19 \text{ kgm} &\leq 349425 \text{ kgm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Akibat Tekuk Lateral :

Jarak penahan lateral (L_b) berdasarkan panjang kolom dikurangi dengan tinggi dimensi balok (d) yaitu 88,2 cm, dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak Penahan Lateral } (L_b) &= 440 \text{ cm} - 88,2 \text{ cm} \\
 &= 351,8 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

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

$$L_p = 1,76 \times 27,2 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 1354,02 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 L_b &< L_p \\
 351,8 &< 1354,2 \longrightarrow \text{bentang pendek}
 \end{aligned}$$

Karena profil termasuk bentang pendek maka hanya diperhitungkan terhadap kelelahan saja dengan rumusan Momen Nominalnya (M_n) sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Mn} &= Z_x \times F_y \\
 &= 15530 \times 2500 \\
 &= 38825000 \text{ kgcm} = 3882500 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &\leq \phi_b \text{Mn} \\
 85871,19 \text{ kgm} &\leq 0,9 \times 3882500 \\
 85871,19 \text{ kgm} &\leq 349425 \text{ kgm} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

Bentang Pendek (Pasal F2 Ayat 2 SNI 1729: 2015)

Persyaratan Desain (Bab B Pasal 3 (B3-1) SNI 1729:2015)

$\emptyset = 0,9$

(Pasal F1 Ayat 1 SNI 1729:2015)

F. Kuat Lentur dan Aksial Orde Kedua

Perhitungan komponen lentur dan aksial terfaktor akibat Orde kedua atau efek P- Δ ditentukan berdasarkan SNI 1729:2015 lampiran (8), dengan persamaan sebagai berikut:

$$M_r = \beta_1 M_{nt} + \beta_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt}$$

dengan,

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

$$\beta_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_1}{P_{e1}}} \geq 1$$

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

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

1. Kuat Lentur Orde Kedua (Mr) Arah X

Didapatkan data perencanaan dari ETABS dan bentuk struktur sebagai berikut :

M_1	= 2815 kgm	P_{mf}	= 607674 kg
M_2	= 4369,49 kgm	L	= 351,8 cm
M_{nt}	= 4369,49 kgm	P_{nt}	= 833162,82 kg
M_{lt}	= 69841,39 kgm	P_{lt}	= 686996,94 kg
P_{Story}	= 24764305,3 kg	Δ_h	= 12,428 mm
H	= 1500936,78 kg		

Perhitungan Komponen β_2

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{607674}{24764305,3} \right) = 0,996$$

$$P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H} = 0,996 \times \frac{1500936,78 \text{ kg} \times 3518 \text{ mm}}{12,428 \text{ mm}}$$

$$= 423307061 \text{ kg}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{24764305,3 \text{ kg}}{423307061 \text{ kg}}} \geq 1$$

$$= 1,06 > 1$$

Sehingga, digunakan β_2 adalah 1,06

Perhitungan Komponen β_1

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 869200 \text{ cm}^4}{(1 \times 351,8 \text{ cm})^2} = 138630180,4 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{2815 \text{ kgm}}{4369,49 \text{ kgm}} \right) = 0,342$$

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt}$$

$$= 833162,82 \text{ kg} + 1,06 \times 686996,94 \text{ kg}$$

$$= 1561083,758 \text{ kg}$$

$$\beta_1 = \frac{0,342}{1 - \frac{1561083,758 \text{ kg}}{138630180,4 \text{ kg}}} = 0,346 < 1$$

Sehingga, digunakan β_1 adalah 1

Maka, perhitungan pembesaran momen adalah sebagai berikut :

$$M_{ux} = \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt}$$

$$= 1 \times 4369,49 \text{ kgm} + 1,06 \times 69841,39 \text{ kgm}$$

$$= 78550,624 \text{ kgm}$$

Sehingga didapatkan pembesaran nilai momen akibat orde kedua arah X sebesar 78550,624 kgm

2. Kuat Lentur Orde Kedua (Mr) Arah Y

Didapatkan data perencanaan dari ETABS dan bentuk struktur sebagai berikut :

M_1	= 654,99 kgm	P_{mf}	= 607674 kg
M_2	= 1412,76 kgm	L	= 351,8 cm
M_{nt}	= 1412,76 kgm	P_{nt}	= 833162,82 kg
M_{lt}	= 69841,39 kgm	P_{lt}	= 686996,94 kg
P_{Story}	= 24764305,3 kg	Δ_h	= 15,636 mm
H	= 1500941,39 kg		

Perhitungan Komponen β_2

$$R_M = 1 - 0,15 \left(\frac{Pmf}{P_{story}} \right) = 1 - 0,15 \left(\frac{607674}{24764305,3} \right) = 0,996$$

$$P_{e\ story} = R_M \frac{HL}{\Delta H} = 0,996 \times \frac{1500941,39 \text{ kg} \times 3518 \text{ mm}}{15,636 \text{ mm}}$$

$$= 336459217 \text{ kg}$$

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - 1 \times \frac{24764305,3 \text{ kg}}{336459217 \text{ kg}}} \geq 1$$

$$= 1,08 > 1$$

Sehingga, digunakan β_2 adalah 1,08

Perhitungan Komponen β_1

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000 \times 869200 \text{ cm}^4}{(1 \times 351,8 \text{ cm})^2} = 138630180,4 \text{ kg}$$

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(\frac{654,99 \text{ kgm}}{1412,76 \text{ kgm}} \right) = 0,415$$

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 P_{lt}$$

$$= 833162,82 \text{ kg} + 1,08 \times 686996,94 \text{ kg}$$

$$= 1574741,986 \text{ kg}$$

$$\beta_1 = \frac{0,415}{1 - \frac{1 \times 1574741,986 \text{ kg}}{138630180,4 \text{ kg}}} = 0,419 < 1$$

Sehingga, digunakan β_2 adalah 1

Maka, perhitungan pembesaran momen adalah sebagai berikut :

$$M_{uy} = \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt}$$

$$= 1 \times 1412,76 \text{ kgm} + 1,08 \times 69841,39 \text{ kgm}$$

$$= 94106,456 \text{ kgm}$$

Sehingga didapatkan perbesaran nilai momen akibat orde kedua arah Y sebesar 94106,456 kgm.

3. Kuat Aksial Orde Kedua (Pr)

Didapatkan data perencanaan dari ETABS serta perhitungan sebelumnya sebagai berikut :

$$P_{nt} = 833162,82 \text{ kg} \quad \beta_2 = 1,08$$

$$P_{lt} = 686996,94 \text{ kg}$$

$$P_r = P_{nt} + \beta_2 \times P_{lt}$$

$$= 833162,82 \text{ kg} + 1,08 \times 686996,94 \text{ kg}$$

$$= 1520159,76 \text{ kg}$$

G. Kontrol Interaksi Aksial dan Momen

Data perencanaan di dapatkan dari perhitungan sebelumnya, dengan hasil sebagai berikut :

$$\emptyset M_n = 349425 \text{ kgm}$$

$$M_{ux} = 78550,624 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 94106,456 \text{ kgm}$$

$$P_n = P_p = 3247120 \text{ kg}$$

$$P_r = 1520159,76 \text{ kg}$$

Maka, Persamaan Interaksinya adalah :

$$P_c = 0,9 \times 3247120 = 2922408 \text{ kg}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{1561083,758}{2922408} = 0,53 > 0,2$$

Maka, menggunakan persamaan interaksi 1 dengan rumusan sebagai berikut :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\emptyset M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset M_{ny}} \right) \leq 1$$

$$0,53 + \frac{8}{9} \left(\frac{78550,624}{349425} + \frac{94106,456}{349425} \right) \leq 1$$

$$0,92 < 1 \text{ (OK)}$$

Sehingga kolom CFT dengan dimensi profil HSS 700x700x28 dapat digunakan.

4.3.3 Perencanaan Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Dinding geser pelat baja (*Steel Plate Shear Wall*) di desain menggunakan peraturan *AISC Design Guide 20: Steel Plate Shear Walls*. Tebal rencana pelat SPSW 3 mm. Desain rencana untuk *HBE* dan *VBE* adalah sebagai berikut :

$$\text{HBE} = \text{WF } 822 \times 300 \times 12 \times 20$$

$$\text{VBE} = \text{HSS } 700 \times 700 \times 28$$

$$\text{Mutu pelat} = \text{BJ-37}$$

$$f_{y_{\text{pelat}}} = 240 \text{ Mpa}$$

$$f_{u_{\text{pelat}}} = 370 \text{ Mpa}$$

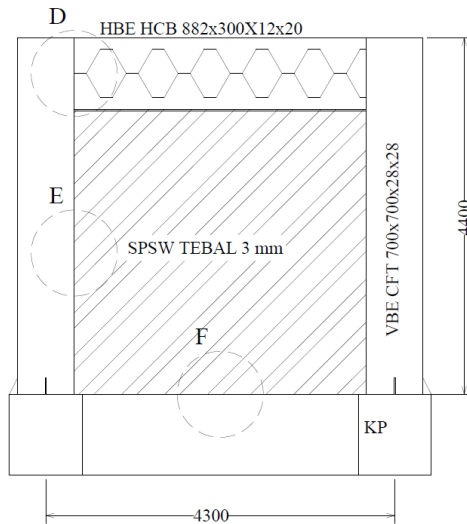
$$\text{Mutu profil} = \text{BJ-41}$$

$$f_{y_{profil}} = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_{u_{profil}} = 410 \text{ Mpa}$$

Dalam perencanaanya, *infill plate* diasumsikan menerima gaya geser lantai yang disebabkan gaya lateral gedung. Untuk memastikan agar *infill plate* mengalami kegagalan lebih terdahulu sesuai dengan syarat desain SPSW dilakukan kontrol terhadap ketebalan *infill plate*.

Desain SPSW bisa dilihat pada **Gambar 4.36**



Gambar 4.36 Desain *Steel Plate Shear Wall*

4.3.4 Desain Steel Plate Shear Wall (SPSW)

Berikut ini adalah perhitungan dinding geser pelat baja dan pengaruhnya terhadap balok (*HBE*) dan kolom (*VBE*). Dari hasil analisis ETABS didapatkan gaya geser pada dinding geser yaitu $V_u = 25328,61 \text{ kg}$

Bahan :

$$\text{BJ 37 : } f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

Dimensi :

$$L = 4,3 \text{ m}$$

$$h = 4,4 \text{ m}$$

1. Tebal Dinding Geser (*AISC:20 Steel Plate Shear Wall* pers. 3-20)

Untuk perencanaan awal, diasumsikan sudut geser SPSW = 30° .

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$94471,45 \text{ kg} = 0,9 \times 0,42 \times 2400 \times t_w \times 430 \times \sin(2 \times 30^\circ)$$

$$t_w = 0,106 \text{ cm digunakan } t_w = 0,3 \text{ cm}$$

2. Sudut Tarik Aktual Sesuai Ketebalan SPSW (*AISC:20 Steel Plate Shear Wall* pers. 2-1)

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w \cdot L}{2A_c}}{1 + t_w \cdot h \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 \cdot I_c \cdot L} \right]}$$

$$= \tan^{-1} \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{0,3 \text{ cm} \times 440 \text{ cm}}{2 \times 732 \text{ cm}^2}}{1 + 0,3 \text{ cm} \times 440 \text{ cm} \left(\frac{1}{227 \text{ cm}^2} + \frac{(375 \text{ cm})^3}{360 \times 869200 \text{ cm}^4 \times 430 \text{ cm}} \right)}}$$

$$\alpha = 41,54^\circ \text{ memenuhi syarat } 30^\circ < \alpha < 55^\circ \text{ (OK)}$$

3. Kekuatan geser aktual SPSW

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times f_y \times t_w \times L_{cf} \times \sin(2\alpha)$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 0,42 \times 2400 \times 0,3 \times 430 \times \sin(2 \times 41,54^\circ)$$

$$\emptyset V_n = 116176,554 \text{ kg} > 22240,98 \text{ kg (OK)}$$

4.3.5 Kontrol Desain Balok (HBE)

Balok untuk dinding geser direncanakan dengan profil WF

$$882 \times 300 \times 12 \times 20. :$$

$$W = 151 \text{ kg/m}$$

$$r = 28 \text{ mm} \quad h_w = 786 \text{ mm}$$

$$A = 227 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 6225,2 \text{ cm}^3 \quad b_f = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = 12 \text{ mm}$$

$$i_y = 7,6 \text{ cm}$$

$$t_f = 20 \text{ mm}$$

$$I_x = 274532,9 \text{ cm}^4$$

$$d = 882 \text{ mm}$$

$$I_y = 9021 \text{ cm}^4$$

Balok perlu dikontrol akibat adanya distribusi gaya dari *SPSW*.

1. Momen pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{q_u L_h^2}{8}$$

Menentukan nilai q_u

$$q_u = R_y f_y (t_{w1} \cos^2 \alpha_1 - t_{w2} \cos^2 \alpha_2)$$

$$q_u = 1,5 \times 2500 \times (0,5 \times \cos^2 41,54^\circ - 0,5 \times \cos^2 41,67^\circ)$$

$$q_u = 1,8 \text{ kg/cm}$$

Panjang beban terbagi merata q_u

$$L_h = L - 2 \left[\frac{1}{2} (d_c + d_b) \right]$$

$$L_h = 430 \text{ cm} - 2 \left[\frac{1}{2} (70 \text{ cm} + 88,6 \text{ cm}) \right]$$

$$L_h = 271,8 \text{ cm}$$

Jadi momen pada balok akibat *SPSW*

$$M_u = \frac{1,8 \times (271,8 \text{ cm})^2}{8}$$

$$= 167,639 \text{ kgm}$$

Momen tersebut adalah momen akibat dari *SPSW* sehingga perlu ditambah dengan momen akibat beban gravitasi yang didapatkan dari ETABS. $M_g = 1050 \text{ kgm}$

$$M_u = M_u + M_g$$

$$= 167,639 + 1050$$

$$= 1218 \text{ kgm}$$

2. Gaya aksial pada balok (*HBE*)

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

$$P_{HBE(VBE)} = \sum \frac{1}{2} R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times h$$

$$P_{HBE(VBE)} = \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times [(\sin^2(41,54^\circ) \times 0,3 \text{ cm} \times 88,2 \text{ cm}) + [(\sin^2(41,54^\circ) \times 0,3 \text{ cm} \times 88,2 \text{ cm})]$$

$$P_{HBE(VBE)} = 153431,164 \text{ kg}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} R_y \times f_y \times [t_1 \sin(2\alpha_1) - t_{1+1} \sin(2\alpha_{1+1})] \times L_{cf}$$

$$P_{HBE(web)} = \frac{1}{2} 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times [0,3 \sin(2(41,54^\circ)) - 0,3 \sin(2(41,67^\circ))] \times 430 \text{ cm}$$

$$P_{\text{HBE(web)}} = 126,347 \text{ kg}$$

Nilai P_{HBE} pada balok akibat distribusi gaya dari *SPSW* adalah :

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

$$P_{\text{HBE}} = 153431,164 \text{ kg} \pm \frac{1}{2} \times 126,347 \text{ kg}$$

$$P_{\text{HBE}} = 153494,337 \text{ kg (tekan)}$$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$$\beta_1 = 1,005 \text{ (hasil perhitungan)}$$

Karena nilai $\beta_1 = 1,005$, maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$\begin{aligned} M_r &= \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt} \\ &= 1,005 \times 1218 \text{ kgm} \\ &= 1224,448 \text{ kgm} \end{aligned}$$

3. Gaya geser pada balok (*HBE*) akibat *SPSW*

Gaya geser dihitung dengan sebagai berikut:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{ug}$$

Momen lentur balok, M_{pr} , dihitung dengan berdasarkan V_u balok yang telah diperlemah (*strength reduced*). Perlemahan diasumsikan $2/3$ dari modulus penampang plastik balok.

$$\begin{aligned} M_{pr} &= 1,1 \times R_y \times f_y \times Z_{RBS} \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (2/3 \times 6225,2 \text{ cm}^3) \\ &= 17119300 \text{ kgcm} \\ &= 171193 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya aksial *HBE* pada sambungan mungkin digunakan untuk menghitung kekuatan lentur yang telah diperlemah pada sendi plastis.

$$\begin{aligned} P_y &= f_y A_g \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 227,78 \text{ cm}^2 \\ &= 569450 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{255560,649 \text{ kg}}{56750 \text{ kg}}$$

$$= 0,27 > 0,2$$

$$M_{pr}^* = \frac{9}{8} (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_u}{P_y} \right]$$

$$= \frac{9}{8} (171193 \text{ kgm}) [1 - 0.27]$$

$$= 105463,488 \text{ kgm}$$

V_{ug} yang merupakan gaya geser akibat beban gravitasi merupakan hasil output ETABS. $V_u = 1919,52 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{2 \times 105463,488 \text{ kgm}}{3 \text{ m}} + 1919,52 \text{ kg}$$

$$= 105436,242 \text{ kg}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300 \text{ mm}}{2 \times 20 \text{ mm}} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 8,485$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,5 < 8,485 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{786 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 65,5$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 106,349$$

$$\lambda \leq \lambda_p$$

$$65,5 < 106,349 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 6225,2 \text{ cm}^3 \\
 &= 15563000 \text{ kgcm} = 155630 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \cdot M_n &\geq M_u \\
 0,9 \times 155630 \text{ kgm} &\geq M_u \\
 140067 \text{ kgm} &> 1224,448 \text{ kgm (OK)}
 \end{aligned}$$

5. Kontrol Penampang profil terhadap gaya geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{tw} &= \frac{786 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 65,5 ; \\
 2,24 \sqrt{\frac{E}{f_y}} &= 2,24 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 65,67
 \end{aligned}$$

karena $\frac{h}{tw} < 1,1 \sqrt{kv \frac{E}{f_y}}$ maka $\phi_v = 1$, sehingga :

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times \phi_v \\
 &= 0,6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (88,2 \text{ cm} \times 1,2 \text{ cm}) \times 1 \\
 &= 158760 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 158760 \text{ kg} &> 105436,242 \text{ kg} \\
 95256 \text{ kg} &> 105436,242 \text{ kg (OK)}
 \end{aligned}$$

6. Kekuatan tekan balok (HBE)

$$L = 430 \text{ cm}$$

$$K_c = 1$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_c L}{r_{\min}}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{\left(\frac{1 \times 430}{7,6}\right)^2} = 6159,984 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_y}{f_e} = \frac{2500}{6159,984} = 0,406$$

karena $\frac{f_y}{f_e} = 0,406 < 2,25$ maka f_{cr} ditentukan dengan:

$$\begin{aligned} f_{cr} &= f_y (0,658)^{\frac{f_y}{f_e}} = 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (0,658)^{0,406} \\ &= 2109,443 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= f_{cr} \times A_g \\ &= 2109,443 \text{ kg/cm}^2 \times 227,78 \text{ cm}^2 \\ &= 480388,993 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset P_n &= 0,85 \times 480388,993 \text{ kg} \\ &= 432440,094 \text{ kg} > 153494,337 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

7. Interaksi aksial dan lentur balok (HBE)

$$\begin{aligned} \frac{P_r}{P_c} &= \frac{153494,337 \text{ kg}}{480388,993 \text{ kg}} = 0,354 \\ \frac{M_r}{\emptyset M_c} &= \frac{1224,448 \text{ kgm}}{140067 \text{ kgm}} = 0,0087 \\ \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) &= 0,363 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

8. Kontrol momen inersia balok (HBE) terhadap spsw

$$\begin{aligned} I_{HBE} &\geq 0,00307 \frac{t_w \times L^4}{h} \\ &= 0,00307 \frac{0,3 \times (430 \text{ cm})^4}{440 \text{ cm}} \\ I_{HBE} &= 274532,9 \text{ cm}^4 > 6993 \text{ cm}^4 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

9. Kontrol ketebalan pelat badan balok (HBE)

$$\begin{aligned} t_{wHBE} &\geq \frac{t_w \times R_y \times f_y}{f_{yHBE}} \\ 1,2 &\geq \frac{0,3 \times 1,5 \times 2400}{2500} \\ 1,2 &> 0,45 \text{ cm} \\ t_w &= 1,2 \text{ cm} > 0,45 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

Balok $882 \times 300 \times 12 \times 20$ aman digunakan untuk balok (*HBE*) komponen *SPSW*.

4.3.6 Kontrol Kolom (VBE)

Kolom pada dinding geser direncanakan komposit CFT dengan profil HSS $700 \times 700 \times 28 \times 28$ dengan mutu inti beton $f_c = 40$ MPa dan tinggi kolom 440 cm. Data-data profil disajikan sebagai berikut :

d	= 700 mm	I_x	= 869200 cm ⁴
b_f	= 700 mm	I_y	= 869200 cm ⁴
t_w	= 28 mm	i_x	= 31.66 cm
t_f	= 28 mm	i_y	= 27.2 cm
As	= 732 cm ²	Z_x	= 15530 cm ³
Ac	= 4168 cm ²	f_y	= 250 Mpa
h	= 644 mm	f_c	= 40 Mpa

1. Gaya aksial pada kolom (VBE)

$P_u = 290092,11$ kg (akibat beban gravitasi)

$E_m = \sum [1/2 R_y \times f_y \times \sin(\alpha) \times t_w \times h] + \sum V_u$

$E_m = [1/2 \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times \sin(41,54^\circ) \times 0,3 \text{ cm} \times 430 \text{ cm}] \times 2 + (105436,242 \times 2) \text{ kg}$

$E_m = 702267,721$ kg

$P_{u \text{ total}} = P_u + E_m$
 $= 290092,11 \text{ kg} + 702267,721 \text{ kg}$
 $= 992359,831 \text{ kg}$

Nilai P_{HBE} pada balok merupakan aksial tekan, sehingga perlu diperhitungkan dengan analisis orde kedua pendekatan.

$\beta_1 = 1,01$ (hasil perhitungan)

Karena nilai $B_1 = 1,01$, maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan momen.

2. Momen pada kolom (VBE) akibat *SPSW*

Momen lentur akibat dari tarikan dinding geser (*SPSW*) pada sambungan.

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(web)} &= R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times \left(\frac{hc^2}{12}\right) \\
 &= 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times \sin^2(41,54^\circ) \times 0,3 \text{ cm} \\
 &\quad \times \left(\frac{(440 \text{ cm})^2}{12}\right) \\
 &= 9107270,455 \text{ kgcm} = 91072,7 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Momen lentur pada kondisi kolom (*VBE*) mengalami tekan.

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

$$\begin{aligned}
 M_{pb1} &= \frac{M_{pr}}{1.1 R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{17119300}{1,1 \times 1,5} + [105436,242 \times \left(\frac{88,2}{2} + \frac{70}{2}\right)] \\
 &= 11209334,01 \text{ kgcm} \\
 &= 112093,34 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_y &= f_y A_g \\
 &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 732 \text{ cm}^2 \\
 &= 1830000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u &= \frac{1}{2} P_{HBE(web)} \\
 &= 0,5 \times 126,347 \\
 &= 63,174
 \end{aligned}$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{63,174}{1830000} = 0,00003 < 0,2$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr}^* &= (M_{pr}) \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right] \\
 &= (17119300 \text{ kgcm}) \times [1 - 0] \\
 &= 171193 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pb2} &= \frac{M_{pr}^*}{1.1 R_y} + V_{ush} \\
 &= \frac{171193}{1,1 \times 1,5} + [1919,52 \times \left(\frac{70}{2}\right)] \\
 &= 104425,2 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum M_{pb} \\
 &= 0,5 \times (112093,34 + 104425,2) \\
 &= 108259,253 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_{VBE(web)} + M_{VBE(HBE)} \\
 &= 91072,7 \text{ kgm} + 108259,253 \text{ kgm} \\
 &= 199331,957 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Karena nilai $B_1 = 1,01$, maka faktor perbesaran momen tersebut digunakan dalam perhitungan berikut:

$$\begin{aligned}
 M_r &= \beta_1 \times M_{nt} + \beta_2 \times M_{lt} \\
 &= 1,01 \times 199331,957 \text{ kgm} \\
 &= 201591,59 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

3. Gaya geser pada kolom (VBE) akibat SPSW

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(web)} &= \frac{1}{2} R_y \times f_y \times \sin^2(\alpha) \times t_w \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times [\sin^2(41,54^\circ) \times 0,3 \text{ cm} \\
 &\quad \times 440 \text{ cm}] \\
 &= 124190,057 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{VBE(HBE)} &= \sum \frac{1}{2} \frac{M_{pc}}{h_c} = \frac{1}{2} \left(\frac{199331,957}{4,4} \right) \times 100 \\
 &= 22651,359 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya geser total adalah :

$$\begin{aligned}
 V_u &= V_{VBE(HBE)} + V_{VBE(web)} \\
 &= 22651,359 \text{ kg} + 124190,057 \text{ kg} \\
 &= 146841,41 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

4. Kontrol kekuatan tekan kolom komposit (VBE)

Pada struktur dinding geser (SPSW) inti beton menggunakan beton dengan kuat tekan $f_c = 40 \text{ MPa}$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 63,922$$

$$\lambda < \lambda_p = 12,5 < 63,922 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut :

$$P_n = f_y A_s + C_2 f'_c (A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c})$$

$$\begin{aligned}
 &= 2500 \times 732 + 0,85 \times 400(4168 + 0 \frac{200000}{29725,41}) \\
 &= 3247120 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{700 \text{ mm}}{28 \text{ mm}} = 23$$

$$2,24 \sqrt{kv \frac{E}{fy}} = 2,24 \sqrt{5 \frac{200000 \text{ Mpa}}{250 \text{ Mpa}}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{tw} < 2,24 \sqrt{kv \frac{E}{fy}}$$

maka $C_v = 1$; sehingga

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times fy \times Aw \times Cv \\
 &= 0,6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 2 \times (70 \text{ cm} \times 2,8 \text{ cm}) \times 1 \\
 &= 588000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_n &\geq V_u \\
 0,9 \times 588000 \text{ kg} &> 146841,41 \text{ kg} \\
 529200 \text{ kg} &> 146841,41 \text{ kg} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

5. Interaksi aksial dan lentur kolom (VBE)

$$\begin{aligned}
 \frac{P_r}{P_c} &= \frac{992359,831}{0,9 \times 3247120} = 0,306 > 0,2 \\
 \frac{M_r}{M_c} &= \frac{201591,59}{388250} = 0,519 \\
 \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) &= 0,8 < 1,0 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

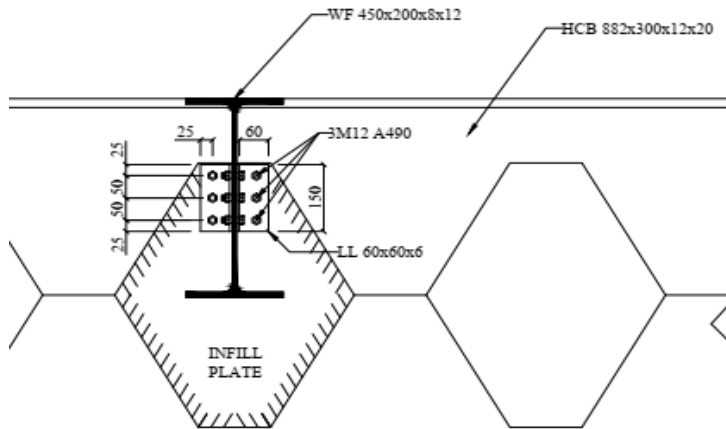
4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Perencanaan Balok Anak – Balok Induk

Sambungan antara balok induk dan balok anak direncanakan menggunakan sambungan geser, dikarenakan balok anak yang

merupakan struktur sekunder sehingga diasumsikan terletak pada tumpuan sederhana (sendi).

Diambil contoh perhitungan sambungan balok anak koridor dengan balok induk. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan gaya geser yang bekerja pada balok sebesar $V_u = 11223,57 \text{ kg}$. Dengan dimensi balok anak koridor WF 450x200x8x12 dan balok induk HCB 882x300x12x20. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6. Ilustrasi permodelan sambungan balok anak koridor dan balok induk bisa dilihat pada **Gambar 4.37**.



Gambar 4.37 Sambungan Balok Anak -Balok Induk

- a. Sambungan siku dengan balok anak:

$$\varnothing_{\text{baut}} = \text{M12} \quad (A_b = 1,131 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A490} \quad (f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2)$$

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

$$\ell_c = 2,5 - 0,5 (1,2 + 0,2) = 1,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u && \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 0,8 \times 4100 && \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,8 \times 4100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 7084,8 \text{ kg} && \leq 9446,4 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset.Rn &= 0,75 \times 7084,8 &= 5313,60 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= Vu / \emptyset Rn = 11223,57 \text{ kg} / 5313,60 \text{ kg} \\ &= 2,1 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 3 buah baut M12

- b. Sambungan siku dengan balok induk:

$$\emptyset \text{ baut} = \text{M12 (} A_b = 1,131 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut A490 (} f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset Rn &= \emptyset \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 2 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 9822,50 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \ell_c &= 2,5 - 0,5 (1,2 + 0,2) = 1,8 \text{ cm} \\ Rn &= 1,2 \ell_c t F_u && \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 1,2 \times 4100 && \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,2 \times 4100 \\ &= 10627,20 \text{ kg} && \leq 14169,60 \text{ kg (OK)} \\ \emptyset.Rn &= 0,75 \times 10627,20 = 7970,40 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= Vu / \emptyset Rn = 11223,57 \text{ kg} / 7970,40 \text{ kg} \\ &= 1,4 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 3 buah baut M12

- c. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi (} S_1 \text{)} &= 1,5 \text{ db s.d (} 4t_p + 100 \text{ mm)} \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s.d. } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Terpasang} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi (} S_2 \text{)} &= 1,5 \text{ db s.d (} 4t_p + 100 \text{ mm)} \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s.d. } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Terpasang} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (} S \text{)} &= 3 \text{ db s.d } 15 t_p \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s.d } 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

d. Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 15 \times 0,6 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (15 - 2 \times 1,4) \times 0,6 = 6,48 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_g \times f_y = 0,9 \times 9 \times 2500 = 40500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_n \times f_u = 0,75 \times 6,48 \times 4100 = 39852 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \times 39852 = 79704 \text{ kg}$$

Syarat:

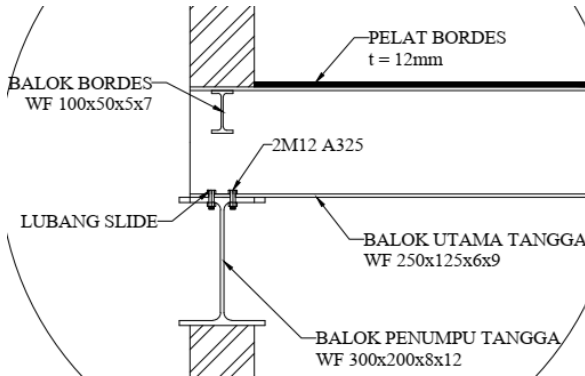
$$V_u \leq 2 \emptyset P_u \rightarrow 11223,57 \text{ kg} < 79704 \text{ kg (OK)}$$

Untuk perhitungan balok yang lainnya dihitung dengan cara yang sama dan hasil jumlah sambungan serta jarak sambungan yang didapatkan untuk sambungan balok anak dengan balok induk sama.

4.4.2 Sambungan Balok Utama Tangga dengan 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 tang WF 300x200x8x12. Sambungan direncanakan menggunakan baut

berukuran M12 dengan lubang slot sepanjang $2,5db = 30$ mm. Ilustrasi permodelan bisa dilihat pada **Gambar 4.38**.



Gambar 4.38 Sambungan Balok Utama Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

- a. Sambungan siku dengan balok utama tangga:

$$\text{Øbaut} = \text{M12} \quad (A_b = 1,131 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A490} \quad (f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 2 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 9822,50 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \ell_c &= 5,0 - 0,5 (1,2 + 0,2) = 4,3 \text{ cm} \\ \text{Rn} &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 4,3 \times 0,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,6 \times 4100 \\ &= 12693,6 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\text{Ø.Rn} = 0,75 \times 5313,6 = 3985,20 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} n &= V_u / \text{ØRn} = 2757,475 \text{ kg} / 3985,20 \text{ kg} \\ &= 0,7 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12

b. Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi (S_1) = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
 = 18 mm s.d. 200 mm

Terpasang = 50 mm

Jarak ke tepi (S_2) = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
 = 18 mm s.d. 200 mm

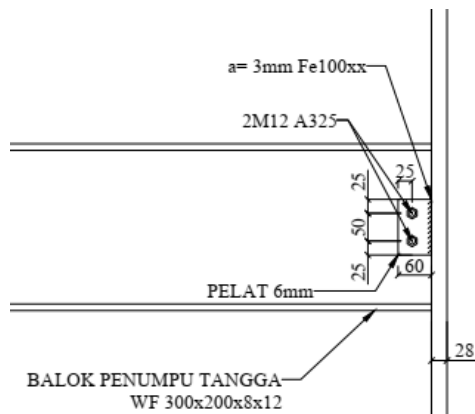
Terpasang = 50 mm

Jarak antar baut (S) = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
 = 36 mm s.d 135 mm

Terpasang = 100 mm

4.4.3 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan 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. Ilustrasi permodelan bisa dilihat pada **Gambar 4.39**.



Gambar 4.39 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- a. Sambungan plat sambung dengan balok penumpu tangga

Direncanakan :

$$\varnothing \text{ baut} = M12 \text{ (} A_b = 1,131 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut A490 (} f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 1 \times 1,131 \text{ cm}^2 \\ &= 4911,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 2,5 - 0,5 (1,2 + 0,2) = 1,8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 1,8 \times 0,6 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 0,6 \times 4100 \\ &= 5313,6 \text{ kg} \leq 7084,8 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\varnothing R_n = 0,75 \times 5313,6 = 3985,20 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\begin{aligned} n &= V_u / \varnothing R_n = 2876,19 \text{ kg} / 3985,20 \text{ kg} \\ &= 0,7 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 2 buah baut M12

- b. Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi (} S_1 \text{)} &= 1,5 \text{ db s.d (} 4t_p + 100 \text{ mm) atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s.d. } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Terpasang} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi (} S_2 \text{)} &= 1,5 \text{ db s.d (} 4t_p + 100 \text{ mm) atau } 200 \text{ mm} \\ &= 18 \text{ mm s.d. } 124 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Terpasang} = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut (} S \text{)} &= 3 \text{ db s.d } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 36 \text{ mm s.d } 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

- c. Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai pelat penyambung 6 mm

$$\text{BJ41 (} f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

Kontrol Runtuh Tarik

$$\varnothing \text{ lubang} = 12 \text{ mm} + 2 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 14 \text{ mm} = 1,4 \text{ cm}$$

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 (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi \times A_g \times f_y = 0,9 \times 6 \times 2500 = 13500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi \times A_n \times f_u = 0,75 \times 4,32 \times 4100 = 13284 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Syarat:

$$V_u \leq \phi P_u \rightarrow 2876,19 \text{ kg} < 13284 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

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}

$$A_{we} = t_e \times (d_{\text{pelat}}) = 0,6 \times 10 = 6 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{2876,19}{6} = 479,364 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 = 4218 \text{ kg/cm}^2$$

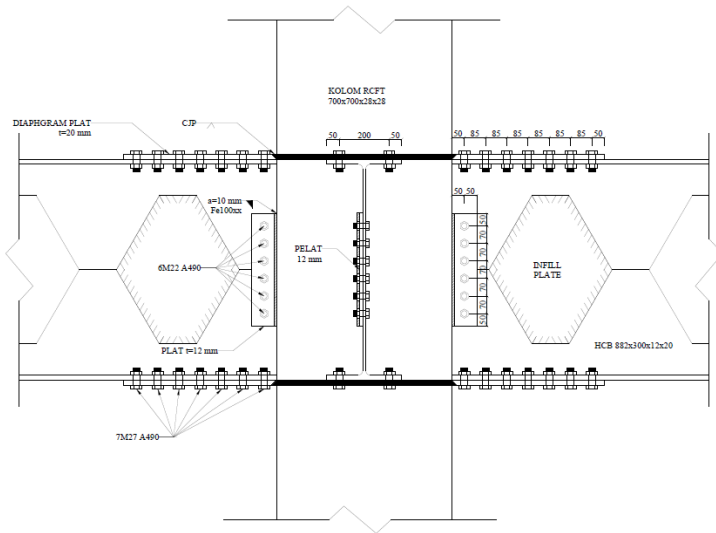
$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{479,364}{4218} = 0,11 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,11}{0,707} = 0,16 \text{ cm} < (a_{\text{min}} = 3 \text{ mm})$$

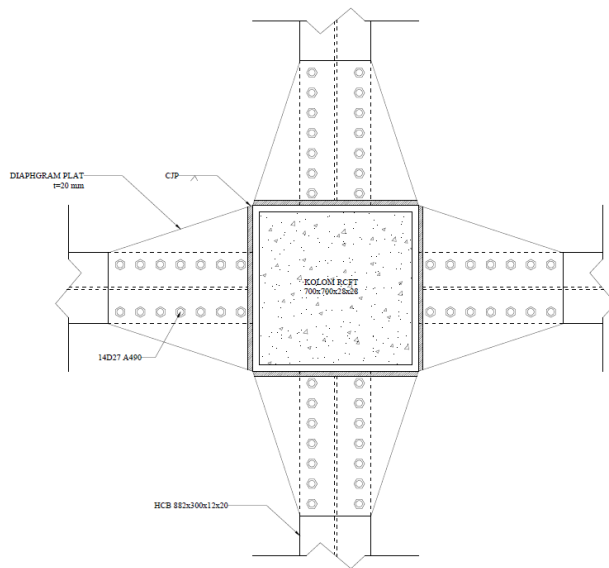
Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4 ukuran minimum las sudu ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 3 \text{ mm}$. Dipakai las sudut dengan ketebalan 3 mm

4.4.4 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk HCB – kolom RCFT direncanakan sebagai *rigid connection* dengan las dan baut. Digunakan *rigid connection* dikarenakan untuk sambungan pada kolom dan balok induk harus menahan beban geser dan beban momen. Dimensi balok induk HCB 882x300x12x20 dan RCFT 700x700x28 dengan inti beton $f_c' = 40$ MPa. Ilustrasi perencanaan sambungan balok induk dengan kolom bisa dilihat pada **Gambar 4.40** dan **Gambar 4.41**



Gambar 4.40 Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4.41 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

a. Perhitungan gaya dalam

Perhitungan gaya geser pada sambungan

Akibat kapasitas balok induk

$$\begin{aligned} M_U &= 1,1 \times R_y \times Z_x \times F_y \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 6225 \times 2500 \\ &= 25678950 \text{ kgcm} = 256789,50 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u1} &= 2 \times M_u/L \\ &= 2 \times 25678950/830 \\ &= 61876,988 \text{ kg} \end{aligned}$$

Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh V_u akibat beban kombinasi adalah sebesar :

$$\begin{aligned} V_{u2} &= 32058,9 \text{ kg} \\ V_{u \text{ total}} &= 61876,988 + 32058,9 \\ &= 93935,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Sambungan geser pada badan balok

Direncanakan :

$$\varnothing \text{ baut} = \text{M22} \quad (A_b = 3,801 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A490} \quad (f_u^b = 5790 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \varnothing R_n &= \varnothing \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 5790 \times 1 \times 3,801 \text{ cm}^2 \\ &= 16507,26 \text{ kg} \quad \text{(menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\begin{aligned} \ell_c &= 50 - 0,5 (2,2 + 0,2) = 3,8 \text{ cm} \\ R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 3,8 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,2 \times 1,1 \times 4100 \\ &= 20565,6 \text{ kg} \leq 23812,8 \text{ kg (OK)} \\ \varnothing R_n &= 0,75 \times 20565,6 = 15424,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing R_n} = \frac{93935,9}{15424,2} = 5,9 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M22

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} \quad (S_1) &= 1,5 \text{ db s.d. } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 33 \text{ mm s.d. } 148 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} \quad (S_2) &= 1,5 \text{ db s.d. } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 33 \text{ mm s.d. } 148 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} \quad (S) &= 3 \text{ db s.d. } 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 66 \text{ mm s.d. } 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

c. Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai pelat penyambung 12 mm

$$\text{BJ41} \quad (f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2)$$

Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 2 \text{ mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 24 \text{ mm} = 2,4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 45 \times 1,2 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (45 - 2 \times 2,4) \times 1,2 = 36,7 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_g \times f_y = 0,9 \times 54 \times 2500 = 121500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_n \times f_u = 0,75 \times 36,7 \times 4100 = 112914 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 93935,9 \text{ kg} < 112914 \text{ kg} \text{ (**OK**)}$$

d. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan:

$$t \text{ pelat} = 12 \text{ mm}$$

$$t_e = 10 \text{ mm}$$

$$d \text{ pelat} = 450 \text{ mm}$$

Kuat Las = F_{E100XX} (pengelasan dilakukan pada 1 sisi *single plate*)

Perencanaan tebal las sudut

$$A_{we} = t_e \cdot d_{\text{pelat}}$$

$$= 1 \times 45$$

$$= 45 \text{ cm}^2$$

$$S = \left(\frac{d^2}{3} \right) = \left(\frac{45^2}{3} \right) = 675 \text{ cm}^3$$

$$P_u = 93935,9 \text{ kg}$$

$$M_u = S_2 \times P_u = 93935,9 \times 5 = 469679 \text{ kgcm}$$

$$\emptyset F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_u

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{93935,9}{45} = 2087,46 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S} = \frac{469679}{675} = 695,821 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{2087,46^2 + 695,821^2}$$

$$= 2200,38 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{F_{nw}} = \frac{2200,38}{3163,5} = 0,7 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,53}{0,707} = 0,98 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 5 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\text{max}} = 12 - 2 = 10 \text{ mm}$. Maka dipakai las sudut dengan tebal 10 mm.

- e. Sambungan pada diaphragm pelat dengan kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2 cm

Mutu Pelat diaphragm plate BJ41 ($f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$)

$$T = \frac{Mu}{d \text{ balok}} = \frac{25678950}{84,2} = 304975,653 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 2 = 6327 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nBM} = 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 2 = 3690 \text{ kg/cm}^2 \text{ (menentukan)}$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{\text{plat}}$$

$$= 2 \times 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Tu}{A} = \frac{304975,653}{140} = 2178 \text{ kg/cm}^2 \leq F_{nBM} \text{ (OK)}$$

- f. Sambungan pada diaphragm pelat dengan sayap balok

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = \text{M27} \quad (\text{Ab} = 5,726 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A490} \quad (\text{fu}^b = 5790 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \times \text{fu}^b \times m \times \text{Ab} \\ &= 0,75 \times 5790 \times 1 \times 5,726 \text{ cm}^2 \\ &= 24863,21 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\begin{aligned} \ell_c &= 50 - 0,5 (2,7+0,2) = 3,55 \text{ cm} \\ \text{Rn} &= 1,2 \ell_c t \text{Fu} \leq 2,4 d t \text{Fu} \\ &= 1,2 \times 3,55 \times 2 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,7 \times 2 \times 4100 \\ &= 34932 \text{ kg} \leq 53136 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \\ \text{Ø.Rn} &= 0,75 \times 34932 = 26199 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \text{Vu} / \text{ØRn} = 304976 \text{ kg} / 24863,21 \text{ kg} \\ &= 12,3 \approx 14 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 14 buah baut M27

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} \quad (\text{S}_1) &= 1,5 \text{ db s.d} (4\text{tp}+100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 40,5 \text{ mm s.d. } 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} \quad (\text{S}_2) &= 1,5 \text{ db s.d} (4\text{tp}+100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 40,5 \text{ mm s.d. } 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} \quad (\text{S}) &= 3 \text{ db s.d} 15 \text{ tp atau } 200 \text{ mm} \\ &= 81 \text{ mm s.d} 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Terpasang} = 85 \text{ mm}$$

- g. Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai pelat penyambung 20 mm

$$\text{BJ41} \quad (\text{fu} = 4100 \text{ kg/cm}^2)$$

Kontrol Runtuh Tarik

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 27 \text{ mm} + 2 \text{ mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 29 \text{ mm} = 2,9 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}A_g &= L \times t_{\text{siku}} = 61 \times 2 = 122 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (61 - 2 \times 2,9) \times 2 = 81,4 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset \times A_g \times f_y = 0,9 \times 122 \times 2500 = 274500 \text{ kg}$$

Kuat putus Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset \text{ Pu} = \emptyset \times A_n \times f_u = 0,75 \times 81,4 \times 4100 = 250305 \text{ kg}$$

(Menentukan)

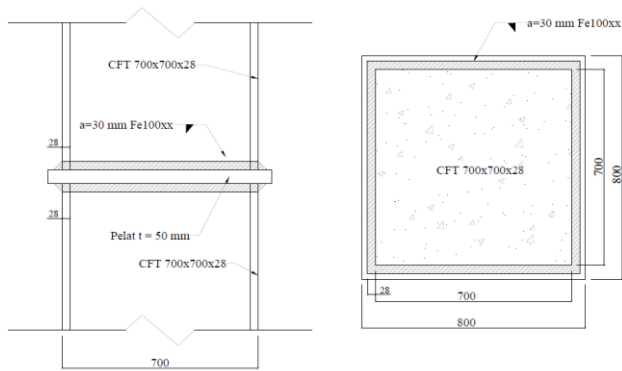
Karena terdapat 2 pelat, maka :

Syarat:

$$V_u \leq 2 \emptyset \text{ Pu} \rightarrow 304976 \text{ kg} < 500610 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

4.4.5 Sambungan Kolom dengan Kolom

Sambungan kolom dengan kolom direncanakan pada lantai 2 dimana memiliki ukuran kolom yang sama. Sambungan direncanakan menggunakan las sudut dengan mutu F_{E100XX} dan digunakan pelat tambahan dengan tebal 50 mm. Ilustrasi sambungan kolom dengan kolom bisa dilihat pada **Gambar 4.42**.



Gambar 4.42 Sambungan Kolom dengan Kolom

a. Perhitungan gaya dalam

Gaya-gaya yang bekerja pada sambungan adalah akibat dari beban gravitasi dan beban seismik komponen vertikal.

Gaya Aksial pada sambungan

$$E_m = \sum \frac{1}{2} R_y f_y \sin 2\alpha t_w h_c + \sum V_u$$

Dalam perhitungan sebelumnya didapatkan nilai E_m adalah

$$E_m = 992359,831 \text{ kg}$$

Momen pada sambungan

$$\begin{aligned} M_u &= M_{VBE(WEB)} + M_{VBE(HBE)} \\ &= 199331,957 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Gaya geser pada sambungan

$$\begin{aligned} V_{VBE(HBE)} &= \frac{1}{2} \sum \left(\frac{M_{pc}}{h_c} \right) \\ &= \frac{0,5 \times (199331,957)}{4,4} \\ &= 22651,359 \text{ kg} \end{aligned}$$

b. Sambungan geser pada kolom

Direncanakan:

$$t \text{ pelat} = 50 \text{ mm}$$

$$t_e = 10 \text{ mm}$$

$$d \text{ pelat} = 700 \text{ mm}$$

Kuat Las = F_{E100XX} (pengelasan dilakukan pada 1 sisi *single plate*)

$$A_{we} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u}{S}$$

$$f_v = \frac{992359,831}{280} + \frac{199331,957}{6533,3} = 6596,142 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{22651,359}{280} = 80,898 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(80,898)^2 + (6596,142)^2} = 6595,638 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{6595,638}{3163,5} = 2,085 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{2,085}{0,707} = 2,9 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 50 \text{ mm}, a \text{ min} = 8 \text{ mm}$$

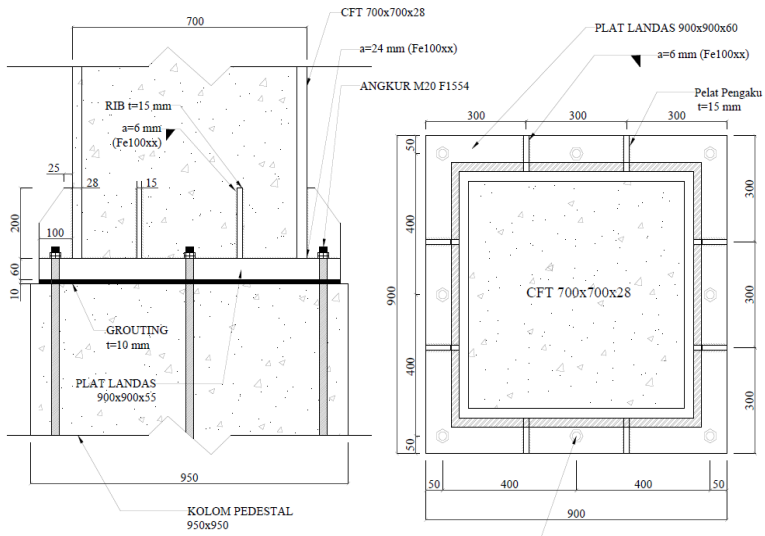
$$a_{eff} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 5}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 100 \times 70,3}$$

$$a_{eff} = 3 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 3 \text{ cm}$

4.4.6 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Perencanaan *base plate* digunakan untuk menghubungkan kolom baja dengan kolom pedestal untuk kemudian beban disalurkan melalui pedestal menuju ke pondasi. Perencanaan menggunakan *fixed plate* untuk CFT 700x700x28 dengan dimensi *base plate* 900x900 tp = 55 mm. Ilustrasi sambungan kolom dengan *base plate* bisa dilihat pada **Gambar 4.43**.



Gambar 4.43 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 833162,82 \text{ kg} \\ M_{u_x} &= 69841,4 \text{ kgcm} \\ M_{u_y} &= 85871,2 \text{ kgcm} \\ V_u &= 25613,18 \text{ kg} \end{aligned}$$

1. Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las sudut pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{833162,82}{280} + \frac{69841,4}{6533,3} + \frac{85871,2}{6533,3}$$

$$f_v = 5358,937 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{25613,18}{280} = 91,476 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(91,476)^2 + (5358,937)^2} = 5359,718 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{nw}} = 0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,3 \times 1 = 3163,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{F_{\text{nw}}} = \frac{5359,718 \text{ k}}{3163,5} = 1,7 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,7}{0,707} = 2,4 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{\text{plat}} = 55 \text{ mm}, a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{eff}} = \frac{0,6 \times f_u \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E100xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 5,5}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 100 \times 70,3}$$

$$a_{\text{eff}} = 2 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 2,4 \text{ cm}$

a. Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{8587119}{833162,82} = 10,307 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \times 90 = 15 \text{ cm} > e = 10,307 \text{ cm}$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut : 20 mm = 20 cm

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \times d_b = 2 \times 2 = 4 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times 2 = 3,4 \text{ cm}$$

$$h' \geq 4 + 3,4 = 7,4 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 90 - 0,5 \times 7,4 = 86,3 \text{ cm}$$

$$B = 950 \text{ cm}$$

Dimensi beton :

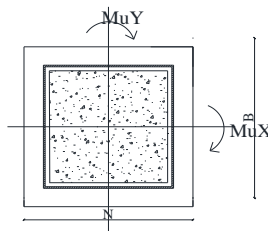
$$\text{Panjang} = 950 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = 950 \text{ mm}$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{95,95}{90,90}} = 1,056$$

- b. Perencanaan akibat beban sumbu X
Arah beban sumbu X yang terjadi bisa dilihat pada

Gambar 4.44.



Gambar 4.44 Arah Beban Sumbu X pada Base Plate

Akibat beban Pu

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{833162,82}{90 \times 90} = 102,860 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban Mu

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot Mu}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 85871,2}{90 \times 90^2} = 57,483 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_p \text{ max} = f_{pa} + f_{pb} = 108,863 + 57,483 = 160,342 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_p \text{ avail} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_p \text{ avail} = 306 > f_{p_{max}} = 160,342 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \times 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p_{max}} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = \left(160,342 - 2 \times 57,483 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{2} \right) + \left(2 \times 57,483 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{3} \right)$$

$$M_{upl} = 10723,253 \text{ kg.cm/cm}$$

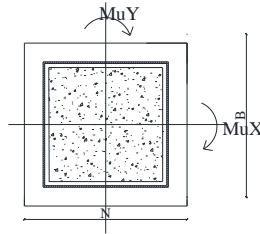
Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 10723,253}{0,9 \cdot 2500}} = 4,36 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm (OK)}$$

c. Perencanaan akibat beban sumbu Y

Arah beban sumbu X yang terjadi bisa dilihat pada Gambar 4.45.

Gambar 4.45 Arah Beban Sumbu Y pada *Base Plate*

Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{833162,82}{90 \times 90} = 102,860 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \times 85871,2}{90 \times 90^2} = 70,676 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 102,860 + 70,676 = 173,535 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,90 \times 0,85 \times 40 = 30,6 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 306 > f_{p \max} = 160,342 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{\text{upl}} = \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$M_{\text{upl}} = \left(173,535 - 2 \times 70,676 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{2} \right) + \left(2 \times 70,676 \times \frac{11,75}{90} \right) \left(\frac{11,75^2}{3} \right)$$

$$M_{\text{upl}} = 11554,731 \text{ kg.cm/cm}$$

Menentukan tebal *base plate*

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 10723,253}{0,9 \times 2500}} = 4,366 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm (OK)}$$

d. Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.

Tebal pelat pengaku minimum (t_s)

$$t_s \geq 0,5 \times t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (t_s) = 1,5 cm dengan las minimum

(a=6mm)

e. Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan poin b didapatkan $1/6 h > e$, mmaka dipasang angkur praktis.

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = \text{M20 (} A_b = 3,14 \text{ cm}^2\text{)}$$

$$\text{Mutu baut F1554 (} f_u^b = 7240 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 7240 \times 1 \times 3,14 \text{ cm}^2 \\ &= 17058,85 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 50 - 0,5 (20+0,2) = 39 \text{ mm} = 3,9 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= 1,2 \ell_c t F_u && \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 3,9 \times 5,5 \times 4100 && \leq 2,4 \times 2 \times 5,5 \times 4100 \\ &= 105534 \text{ kg} && \leq 108240 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\text{Ø.Rn} = 0,75 \times 105534 = 71955 \text{ kg}$$

Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned} \text{Td} &= 0,75 \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 7240 \times 3,14 \\ &= 17058,848 \text{ kg} \end{aligned}$$

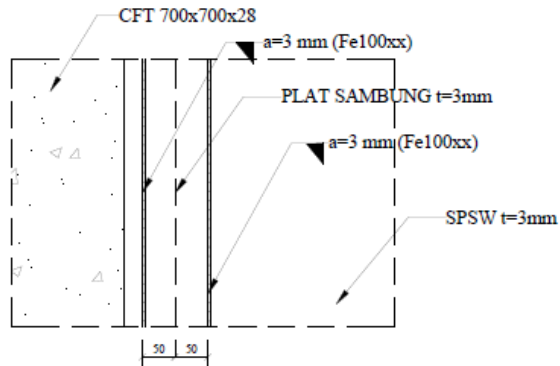
$$\begin{aligned} n &= V_u / \text{ØRn} = 25613 \text{ kg} / 17058,848 \text{ kg} \\ &= 1,5 \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 untuk menjaga stabilitas struktur.

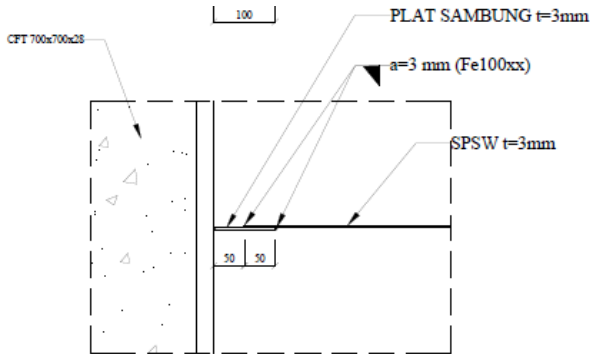
- f. Panjang baut angkur (Panjang penyaluran struktur tarik)
 $l_{db} = 0,06 \times db \times f_y = 0,06 \times 20 \times 250 = 300 \text{ mm}$
 Maka panjang angkur yang dibutuhkan 30 cm.

4.4.7 Sambungan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)*

Sambungan pada dinding geser (SPSW) direncanakan menggunakan las FE100XX. Pengelasan dilakukan pada elemen balok (HBE) dan kolom (VBE). Tipe las yang digunakan adalah las sudut. Ilustrasi sambungan SPSW bisa dilihat pada **Gambar 4.46** dan **Gambar 4.47**.



Gambar 4.46 Sambungan SPSW



Gambar 4.47 Sambungan SPSW

- a. Sambungan las sudut pada balok (HBE)

Digunakan las dengan mutu F_{E100XX}

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1+0,5 \cos^{1,5} \alpha)} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \cos(41,54^\circ) \times 0,3 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1+0,5 \cos^{1,5} 41,54^\circ)} \\
 &= 0,3 \text{ cm} \\
 &= 3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis $t = 3 \text{ mm}$ yaitu 3 mm . jadi digunakan las dengan tebal 3 mm

- b. Sambungan las sudut pada kolom (VBE)

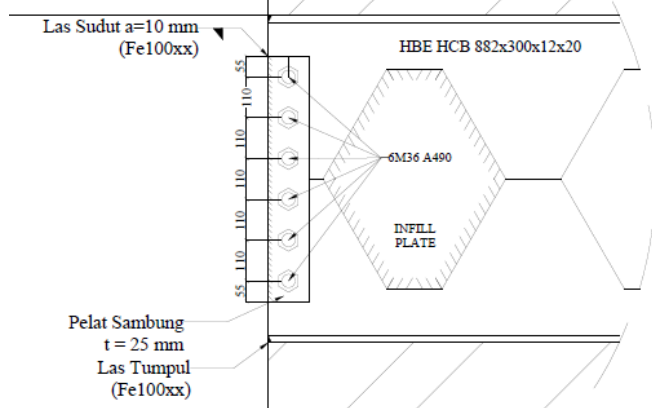
Digunakan las dengan mutu F_{E100XX}

$$\begin{aligned}
 W_{HBE} &= \frac{R_y f_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\theta 0,6 F_{E100xx} (1+0,5 \sin^{1,5} \alpha)} \\
 &= \frac{1,5 \times 2500 \times \sin(41,54^\circ) \times 0,4 \times \sqrt{2}}{0,75 \times 0,6 \times 100 \times 70,33 (1+0,5 \sin^{1,5} 41,54^\circ)} \\
 &= 0,3 \text{ cm} \\
 &= 3 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

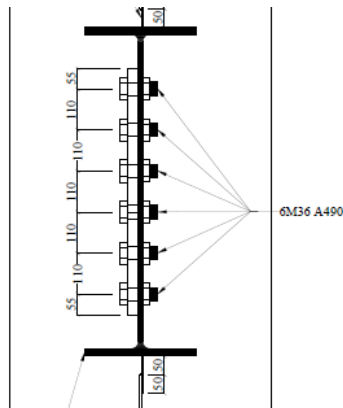
Ketebalan las minimum untuk kondisi di plat tertipis $t = 3 \text{ mm}$ yaitu 3 mm . jadi digunakan las dengan tebal 3 mm

4.4.8 Sambungan Balok (HBE) dengan Kolom (VBE) pada *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)

Sambungan ini menghubungkan balok HBE profil HCB 882x300x12x20 dengan kolom VBE profil CFT 700x700x28 dengan mutu inti beton $f'_c = 40$ MPa pada SPSW. Ilustrasi sambungan bisa dilihat pada **Gambar 4.48** dan **Gambar 4.49**.



Gambar 4.48 Sambungan HBE dan VBE



Gambar 4.49 Sambungan HBE dan VBE

- a. Gaya yang bekerja pada sambungan
 Gaya geser yang bekerja pada sambungan
 $V_u = 105436,24 \text{ kg}$ (Hasil ETABS)

Gaya aksial yang bekerja pada sambungan

$$P_{HBE(VBE)} = 153494,337 \text{ kg}$$

$$N_{coll} = 253228,61 \text{ kg (gaya geser SPSW)}$$

Gaya aksial yang diterima sambungan :

$$N_u = P_{HBE(VBE)} + N_{coll}$$

$$= 153494,337 + 253228,61$$

$$= 178822,947 \text{ kg (menentukan)}$$

$$N_u = N_{coll} - P_{HBE(VBE)}$$

$$= 253228,61 - 153494,337$$

$$= -128165,727 \text{ kg}$$

Karena gaya aksial bersifat Tarik dan tekan maka diambil nilai maksimal

- b. kontrol leleh pada pelat sambungan

Mutu baja pelat sambungan = BJ 41
 Diameter baut = 36 mm; $A_s = 10,179 \text{ cm}^2$
 Ketebalan pelat sambungan = 25 mm
 Panjang pelat sambung = 660 cm
 Kontrol panjang tekuk $Kl/r < 20$; $f_{cr} = f_y$

Dipasang 2 plat

$$\phi_y V_n = 0,6 \times F_y \times t \times L$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 2,5 \times 66$$

$$= 247500 \text{ kg}$$

$$\phi_c N_n = 0,9 \times F_y \times t \times L$$

$$= 0,9 \times 2500 \times 2,5 \times 66$$

$$= 371250 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset_c N_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{105436,24}{247500}\right)^2 + \left(\frac{178822,947}{371250}\right)^2 \leq 1$$

$$0,413 \leq 1 \quad \text{(OK)}$$

c. Kontrol Patah pada pelat sambung

$$\begin{aligned} A_{nv} &= A_g - n(d_b + 2 \text{ mm}) t \\ &= (3 \times 66) - 6(36 + 0,2) 2,5 \\ &= 108 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset_y V_n &= 0,75 \times 0,6 \times F_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 108 \\ &= 199260 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset_y V_n}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset_c N_n}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{105436,24}{199260}\right)^2 + \left(\frac{178822,947}{371250}\right)^2 \leq 1$$

$$0,512 \leq 1 \quad \text{(OK)}$$

d. Kontrol Geser Baut

$$\begin{aligned} \sqrt{Vu^2 + Nu^2} &= \sqrt{178822,947^2 + 178822,947^2} \\ &= 207592,022 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset R_n &= \emptyset n F_{nv} A_b \\ &= 0,75 \times 6 \times 5790 \times 10,179 \\ &= 265207,57 \text{ kg} > 207592,022 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

e. Kontrol Kuat tumpu baut

Untuk komponen vertikal, baut bagian bawah

$$\begin{aligned} 1,2 L_c &= 1,2 \times (55 - 0,5(36-2)) \\ &= 43,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2,4 D_b &= 2,4 \times 36 \\ &= 86,4 \text{ mm} > 43,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset 1,2 L_c t F_u \\ &= 0,75 \times 4,35 \times 2,5 \times 4100 \\ &= 40128,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal baut sisanya

$$\begin{aligned}1,2 L_c &= 1,2 \times (110 - 0,5(36 + 2)) \\ &= 109,2 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}2,4 D_b &= 2,4 \times 3,6 \\ &= 86,4 \text{ cm} < 109,2 \text{ cm}\end{aligned}$$

Kontrol Kuat Tumpu

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset 2,4 D_b t F_u \\ &= 0,75 \times 109,2 \times 2,5 \times 4100 \\ &= 66420 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk kelompok baut vertikal

$$\begin{aligned}\emptyset R_{nv} &= (40128,75 + (6 \times 66420)) \\ &= 66420 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset R_{nh} &= 6 \times 66420 \\ &= 398520 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset R_{nh}}\right)^2 \leq 1$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{105436,24}{66420}\right)^2 + \left(\frac{178822,947}{398520}\right)^2 &\leq 1 \\ 0,26 &\leq 1 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

f. Kontrol Ukuran Las

Pengelasan dilakukan sepanjang kedua sisi pelat sambung dengan ketebalan las $a = 1 \text{ cm}$ dan mutu las F_{E100xx}

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0,707 \times w) \times l_{we} \\ &= 2 \times (0,707 \times 1) \times 66 \\ &= 93,3 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Untuk komponen vertikal

$$\begin{aligned}F_{nv} &= 0,6 \times F_{E100xx} (1 + 0,5 \sin^{1,5}\theta) \\ &= 0,6 \times 100 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \sin^{1,5} 0) \\ &= 4218 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset R_{nv} &= 0,75 \times F_{nv} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 4218 \times 93,3 \\ &= 295230,474 \text{ kg}\end{aligned}$$

Untuk komponen horizontal

$$\begin{aligned}F_{nh} &= 0,6 \times F_{E100XX} (1 + 0,5 \cos^{1,5}\theta) \\ &= 0,6 \times 100 \times 70,33 \times (1 + 0,5 \cos^{1,5} 90) \\ &= 6327 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset R_{nh} &= 0,75 \times F_{nh} \times A_{we} \\ &= 0,75 \times 6327 \times 93,3 \\ &= 442845,711 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\left(\frac{Vu}{\emptyset R_{nv}}\right)^2 + \left(\frac{Nu}{\emptyset R_{nh}}\right)^2 \leq 1$$

$$\begin{aligned}\left(\frac{79879,59}{295230,474}\right)^2 + \left(\frac{285722,569}{442845,711}\right)^2 &\leq 1 \\ 0,29 &\leq 1 \quad \text{(OK)}\end{aligned}$$

g. Momen yang bekerja pada sambungan

$$\begin{aligned}M_u &= 1,1 R_y Z_b (F_y - (P_{HBE}/Ag)) \\ &= 1,1 \times 1,5 \times 6225,2 \times (2500 - (153494,337 / 227,78)) \\ &= 18757230,1 \text{ kgcm} \\ &= C \text{ kgm}\end{aligned}$$

Akibat adanya momen, sayap balok bagian atas akan menerima tarik sebesar

$$\begin{aligned}T_u &= \frac{M_u}{d} \\ T_u &= \frac{187572,301}{88,2} = 212667 \text{ kg}\end{aligned}$$

h. Kontrol ukuran las terhadap momen

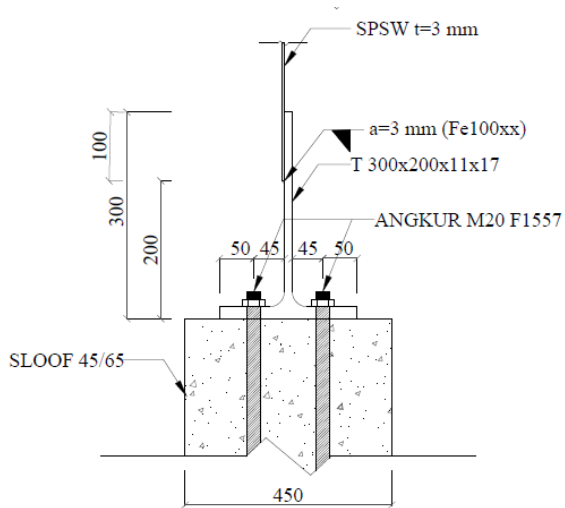
Pengelasan dilakukan menggunakan las tumpul dengan mutu F_{E100XX} dengan tebal las $w = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{aligned}A_{we} &= (0,707 \times w) \times l_{we} \\ &= 0,707 \times 1 \times 30 \\ &= 42,42 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

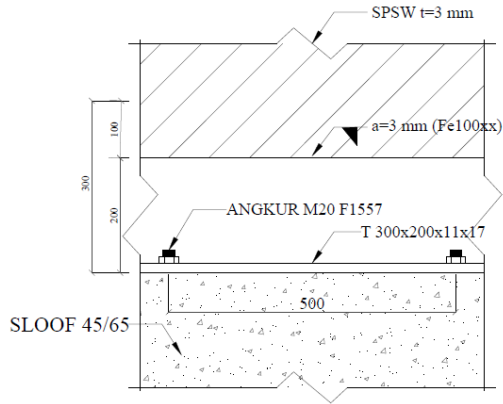
$$\begin{aligned}
 \phi R_{nh} &= 0,75 F_{nw} A_{we} \\
 &= 0,75 \times 100 \times 70,33 \times 42,42 \\
 &= 223659,45 \text{ kg} > 212667 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

4.4.9 Sambungan *Steel Plate Shear Wall (SPSW)* dengan Sloof

Sambungan ini digunakan untuk menyalurkan gaya pada SPSW lantai dasar tebal 3 mm dengan balok. Profil T 300x200x11x17. Profil berhubung langsung dengan sloof memanjang mutu $f_c' = 40$ MPa dengan menambah angkur dan grouting. Didapatkan gaya shearwall $V_u = 25328,61$ kg (dari ETABS). Ilustrasi sambungan bisa dilihat pada **Gambar 4.50** dan **Gambar 4.51**.



Gambar 4.50 Sambungan SPSW dengan Sloof



Gambar 4.51 Sambungan SPSW dengan Sloof

a. Perencanaan Angkur

Direncanakan :

$$\text{Øbaut} = \text{M20} \quad (A_b = 3,14 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut F1554} \quad (f_u^b = 7240 \text{ kg/cm}^2)$$

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)

$$\begin{aligned} \text{ØRn} &= \text{Ø} \times f_u^b \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 7240 \times 1 \times 3,14 \text{ cm}^2 \\ &= 17058,85 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\begin{aligned} \ell_c &= 50 - 0,5(2,0+0,2) = 3,9 \text{ cm} \\ \text{Rn} &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \times 3,9 \times 1,7 \times 4100 \leq 2,4 \times 2 \times 1,7 \times 4100 \\ &= 32619,6 \text{ kg} \leq 33456 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \\ \text{Ø.Rn} &= 0,75 \times 32619,6 = 24464,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned} \text{Td} &= 0,75 \times F_{nt} \times A_b \\ &= 0,75 \times 7240 \times 3,14 \\ &= 17058,848 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= V_u / \text{ØRn} = 25328,61 \text{ kg} / 17058,848 \text{ kg} \\ &= 1,8 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Dipasang 4 baut angkur M20 mm mutu F1554 untuk menjaga stabilitas struktur.

- b. Panjang baut angkur (Panjang penyaluran struktur tarik)

$$ldb = \frac{0,02 \times Ab \times fy}{\sqrt{f'c}}$$

$$ldb = \frac{0,02 \times 314 \times 250}{\sqrt{40}} = 248,364 \text{ mm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 30 cm.

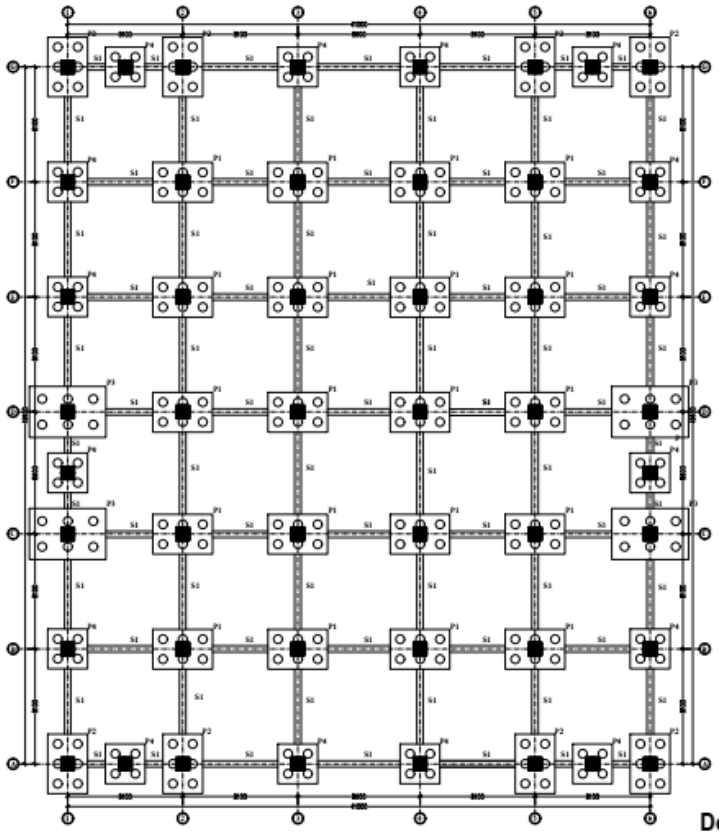
4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Umum

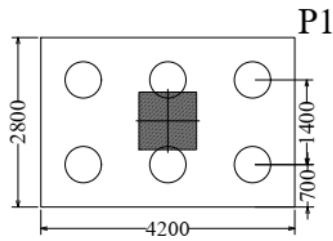
Struktur bawah merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan yang ada di atasnya untuk diteruskan ke lapisan tanah. Struktur bawah juga meliputi kolom pedestal dan sloof untuk menyalurkan beban dari kolom.

4.5.2 Perencanaan Pondasi

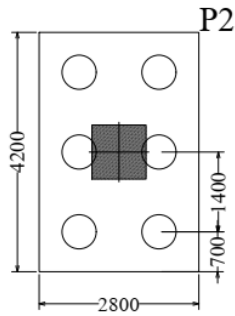
Pondasi merupakan struktur bagian bawah yang berfungsi sebagai penopang bangunan untuk meneruskan beban ke tanah yang didapat dari kolom secara bertahap dan merata. Denah pondasi dan rencana tipe pilecap bisa dilihat pada **Gambar 4.52**, **Gambar 4.53**, **Gambar 4.54**, **Gambar 4.55**, dan **Gambar 4.56**.



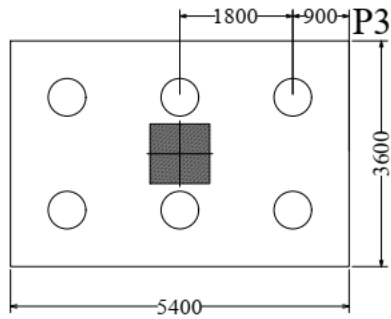
Gambar 4.52 Denah Rencana Pondasi



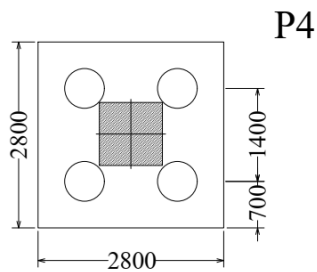
Gambar 4.53 Pilecap Tipe 1



Gambar 4.54 Pilecap Tipe 2



Gambar 4.55 Pilecap Tipe 3



Gambar 4.56 Pilecap Tipe 4

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metode tegangan ijin.

3. D
4. D + L
5. D + 0,75L
6. D + 0,7E
7. D + 0,7E + 0,75L
8. 0,6D + 0,7E

Keterangan :

- D = Beban Mati (*Dead*)
 L = Beban Hidup (*Live*)
 E = Beban Gempa (*Earthquake*)

4.5.2.1 Data Perencanaan Pondasi

Pondasi pada Gedung Fakultas Farmasi direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun Pile*) dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut :

9. Diameter tiang : 600 mm
10. *Wall thickness* : 100 mm
11. Klasifikasi : C
12. *Concrete cross section* : 1570,80 cm²
13. Berat : 393 kg/m
14. *Bending moment crack* : 29 ton.m
15. *Bending momen ultimate* : 58 ton.m
16. *Allowable axial load* : 229,5 ton

4.5.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga

harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan (paling kecil) yang dipakai sebagai daya dukung ijin 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

Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$

a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$

b. $N_1 = 0.6 N$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = \frac{4N_1}{(1 + 0,4 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

$$N_2 = \frac{4N_1}{(3,25 + 0,1 P_o)} \text{ untuk } P_o < 7,5 \text{ ton}$$

3. Perhitungan daya dukung satu tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) dengan rumus sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_p = C_n \times A_{ujung} = 40 \times \tilde{N} \times A_{ujung}$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si}$$

Dimana :

\tilde{N} = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang

C_{li} = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = $O_i \times h_i$

O_i = Keliling tiang

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P \text{ ijing 1 tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

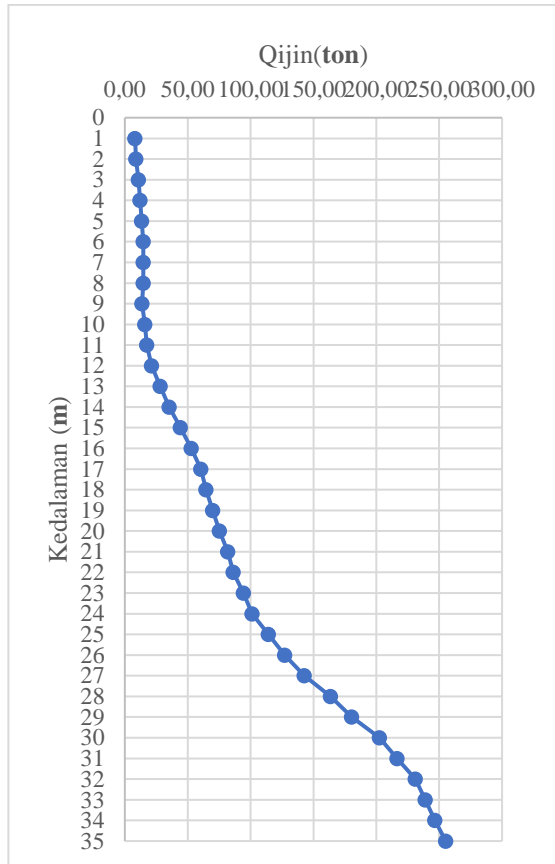
Rekapitulasi pengolahan data tanah bisa dilihat pada **Tabel 4.15.** dan **Gambar 4.57**

Tabel 4.15 Rekapitulasi Pengolahan data tanah

Depth (m)	N	Qujung (t)	f _{si} (t/m ²)	S R _{si} (t)	Q _{ult} = Qujung + Σ R _{si}	Q _{ijin} = Q _{ult} / SF ; SF = 3
1	1	22,619	1,000	1,88	24,50	8,17
2	1	22,619	1,000	3,77	26,39	8,80
3	1	26,722	1,000	5,65	32,38	10,79
4	1	28,627	1,000	7,54	36,17	12,06
5	2	29,423	1,907	11,13	40,56	13,52
6	2	29,619	1,687	14,31	43,93	14,64
7	2	26,792	1,512	17,16	43,96	14,65
8	2	23,964	1,370	19,75	43,71	14,57
9	0	21,137	0,000	19,75	40,88	13,63

Depth (m)	N	Qujung (t)	fsi (t/m ²)	S Rsi (t)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
10	0	28,194	0,000	19,75	47,94	15,98
11	0	32,523	0,000	19,75	52,27	17,42
12	7	37,316	3,496	26,34	63,65	21,22
13	7	51,854	3,438	32,82	84,67	28,22
14	7	66,492	3,382	39,19	105,68	35,23
15	14	80,547	6,654	51,73	132,28	44,09
16	14	94,352	6,547	64,07	158,43	52,81
17	14	107,914	4,971	73,44	181,36	60,45
18	18	111,359	4,882	82,65	194,01	64,67
19	18	118,401	4,797	91,69	210,09	70,03
20	18	125,343	4,714	100,57	225,92	75,31
21	23	133,616	5,929	111,75	245,37	81,79
22	23	135,996	5,837	122,75	258,75	86,25
23	23	142,536	9,580	140,81	283,35	94,45
24	18	149,037	7,389	154,74	303,78	101,26
25	18	174,386	7,284	168,47	342,85	114,28
26	18	199,411	7,182	182,01	381,42	127,14
27	35	220,461	13,762	207,95	428,41	142,80
28	35	257,169	13,565	233,52	490,68	163,56
29	35	282,510	13,374	258,72	541,23	180,41
30	50	313,283	18,820	294,20	607,48	202,49
31	50	341,493	7,417	308,18	649,67	216,56
32	50	371,225	7,309	321,96	693,18	231,06
33	48	381,576	6,904	334,97	716,55	238,85
34	50	391,717	7,079	348,31	740,03	246,68

Depth (m)	N	Qujung (t)	fsi (t/m ²)	S Rsi (t)	Qult = Qujung + Σ Rsi	Qijin = Qult / SF ; SF = 3
35	50	404,461	6,969	361,45	765,91	255,30



Gambar 4.57 Grafik Gaya daya dukung ijin aksial tekan tiang tunggal berdasarkan harga SPT dan data bor

4.5.2.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

A. Penentuan Kedalaman Pemancangan

Untuk menentukan kedalaman tiang pancang dipakai nilai Qijin tanah serta Qijin bahan pancang. Dikorelasikan dan dipilih kemampuan yang hampir sama dan memiliki nilai tekecil diantara Qijin tanah dan Qijin pancang.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain 60 cm :

$$\overline{P}_{1\text{tiang}} = 229,5 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah 30 m :

$$\overline{P}_{1\text{tiang}} = 202,49 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pancang pondasi adalah 202,549 ton.

B. Efisiensi Pancang

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (C_e) menurut Seiler-Keeney Formula. Digunakan contoh perhitungan dengan pilecap tipe 1 sebagai berikut :

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

$$C_e = 1 - \frac{23,199}{90} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) = 0,699$$

Dimana :

\emptyset = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

$$\begin{aligned} \text{QL}(\text{group}) &= \text{QL}(1\text{tiang}) \times C_e \\ &= 202,49 \times 0,699 = 141,6 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4.5.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Contoh perhitungan dengan tipe pilecape 1

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$	dengan S = jarak antar tiang
$120 \leq S \leq 180$	dipakai S = 140 cm
$1D \leq S \leq 2D$	dengan S = jarak tepi
$60 \leq S \leq 120$	dipakai S = 70 cm

$$P = 614574,82 \text{ kg}$$

$$N = 6 \text{ tiang}$$

$$M_x = 59314,45 \text{ kgm}$$

$$M_y = 16209,79 \text{ kgm}$$

$$X_{max} = 0,7 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 1,4 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{614574,82}{6} \pm \frac{16209,79 \times 0,7}{0,7^2 \times 3} \pm \frac{59314,45 \times 1,4}{1,4^2 \times 2}$$

$$P_{max} = 116880,477 \text{ kg} \leq 141599,511 \text{ kg (1 tiang) ..(OK)}$$

Rekap perhitungan kontrol tiang tiap tipe bisa dilihat pada **Tabel 4.16**

Tabel 4.16 Rekapitulasi Kontrol Tipe Pilecap

Tiang	P	Mx	My	Pmax	Pijin	Tipe Pancang	CEK
	ton	tonm	tonm	ton	ton		
1	708,495	17,466	73,616	135,387	141,600	TIPE 2	OK
2	281,664	14,906	85,666	106,335	141,600	TIPE 4	OK
3	632,110	18,04	74,311	122,917	141,600	TIPE 2	OK
4	362,852	17,61	56,814	117,293	141,600	TIPE 4	OK
5	362,399	17,69	56,324	117,033	141,600	TIPE 4	OK
6	630,827	18,316	71,773	122,315	141,600	TIPE 2	OK
7	281,165	14,992	82,666	105,169	141,600	TIPE 4	OK
8	710,367	17,757	68,227	134,806	141,600	TIPE 2	OK
9	432,889	19,04	47,799	132,093	154,104	TIPE 4	OK
10	521,457	19,663	53,124	103,069	141,600	TIPE 1	OK
11	572,102	19,116	52,273	111,210	141,600	TIPE 1	OK
12	576,904	19,149	50,555	111,607	141,600	TIPE 1	OK
13	524,079	19,929	51,292	103,118	141,600	TIPE 1	OK
14	441,195	20,031	40,08	131,767	154,104	TIPE 4	OK
15	411,946	21,575	44,895	126,726	154,104	TIPE 4	OK
16	554,335	19,238	50,466	107,840	141,600	TIPE 1	OK
17	631,713	18,657	48,448	120,152	141,600	TIPE 1	OK
18	618,836	19,184	48,433	118,097	141,600	TIPE 1	OK
19	552,489	19,421	48,109	107,004	141,600	TIPE 1	OK
20	420,182	21,104	37,316	125,910	154,104	TIPE 4	OK
21	680,016	91,696	18,263	129,454	141,600	TIPE 3	OK
22	566,139	19,106	47,7	109,126	141,600	TIPE 1	OK
23	614,509	17,48	49,354	117,291	141,600	TIPE 1	OK
24	561,527	16,208	45,505	107,316	141,600	TIPE 1	OK
25	560,186	19,319	47,893	108,217	141,600	TIPE 1	OK

Tiang	P	Mx	My	Pmax	Pijin	Tipe Pancang	CEK
	ton	tonm	tonm	ton	ton		
26	691,491	91,875	7,1851	129,339	141,600	TIPE 3	OK
27	303,237	104,38	10,079	116,688	141,600	TIPE 4	OK
28	310,873	104,61	9,2177	118,371	141,600	TIPE 4	OK
29	667,586	91,24	17,776	127,228	141,600	TIPE 3	OK
30	538,434	18,485	48,014	104,472	141,600	TIPE 1	OK
31	583,921	18,053	50,205	112,498	141,600	TIPE 1	OK
32	573,176	19,346	46,317	110,012	141,600	TIPE 1	OK
33	559,085	18,864	47,999	107,978	141,600	TIPE 1	OK
34	685,792	90,685	7,3859	128,262	141,600	TIPE 3	OK
35	353,986	20,37	46,17	112,261	154,104	TIPE 4	OK
36	486,141	17,897	54,972	97,308	141,600	TIPE 1	OK
37	604,103	18,077	51,295	116,125	141,600	TIPE 1	OK
38	613,007	17,743	49,352	117,087	141,600	TIPE 1	OK
39	559,488	18,384	49,617	108,345	141,600	TIPE 1	OK
40	429,093	20,604	38,855	128,509	141,600	TIPE 4	OK
41	697,918	16,306	71,56	132,981	141,600	TIPE 2	OK
42	286,288	11,162	83,091	105,234	141,600	TIPE 4	OK
43	627,551	13,889	72,417	120,830	141,600	TIPE 2	OK
44	361,725	13,475	55,904	115,210	141,600	TIPE 4	OK
45	363,336	13,748	53,804	114,960	141,600	TIPE 4	OK
46	625,392	14,481	69,613	120,111	141,600	TIPE 2	OK
47	286,288	11,162	83,091	105,234	141,600	TIPE 4	OK
48	701,283	16,631	65,965	132,620	141,600	TIPE 2	OK

4.5.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

a. Kontrol terhadap gaya aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas C pada produk dari PT. WIKA Beton, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 229,5 ton.

$$P_{\max} = 108,5 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 229,5 \text{ ton}$$

b. Kontrol Terhadap Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku “Daya Dukung Pondasi Dalam (Herman Wahyudi)” :

$$M_{\max} = H (e + 1,5d + 0,5f)$$

$$f = \frac{H}{9 C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

d = diameter pondasi

digunakan $C_u = 6,5 \text{ N (kPa)} = 6,5 \times 50 = 325 \text{ kPa}$

sehingga $C_u = 3,25 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{17545,02}{9 \times 3,5 \times 60} = 9,99 \text{ cm}$$

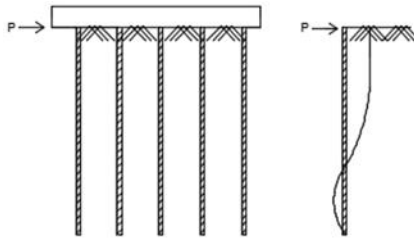
$$\begin{aligned} M_{\max} &= H (e + 1,5d + 0,5f) = 17545,02(0 + 1,5 \times 60 + 0,5 \times 9,99) \\ &= 1666725 \text{ kgcm} = 16,667 \text{ tm} \end{aligned}$$

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 25 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 16,667 \text{ tm} > M = 25 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

c. Kontrol Kekuatan tiang terhadap gaya lateral



Gambar 4.58 Ilustrasi Beban yang diterima

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen seperti pada **Gambar 4.58**. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

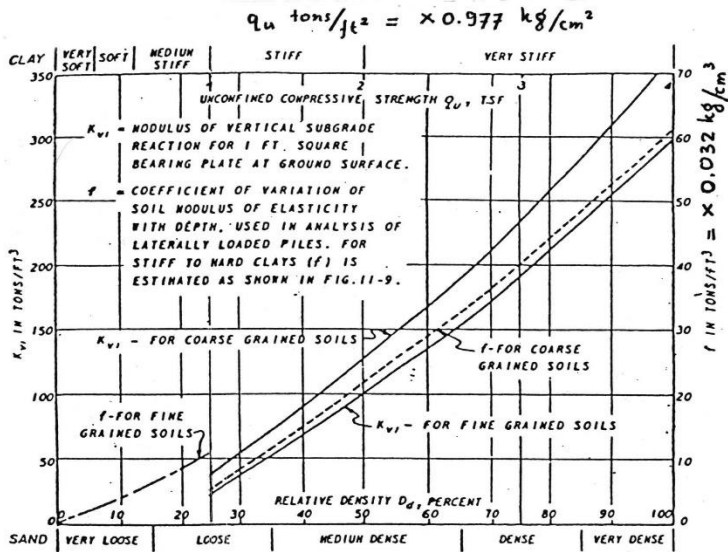
Jumlah tiang = 6

H_{\max} = 17,54 t

H_{\max} 1 tiang = 4,38 t

Cu = 3,25 kg/cm²

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{3,25}{0.977} = 6,65 \frac{t}{ft^3}$$



Gambar 4.59 Grafik Immediate Settlement of Isolate Footing

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* pada **Gambar 4.59** maka didapatkan $f = 60 \text{ t/ft}^3 = 1,92 \text{ kg/cm}^3$

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{52} = 338921,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (20)^4 = 7850 \text{ cm}^4$$

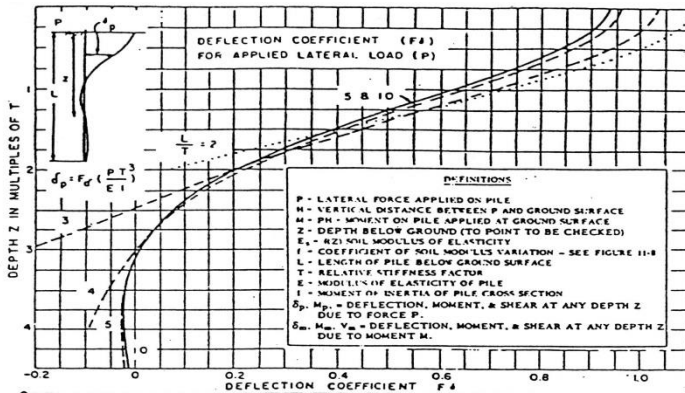
$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{338921,82 \times 7850}{1,92}\right)^{\frac{1}{5}} = 67,349 \text{ cm}$$

Fd(deflection coefficient)

$$L = 35 \text{ m} = 3500 \text{ cm (kedalaman tiang pancang)}$$

$$T = 67,349 \text{ cm}$$

$$L/T = 51,967$$



Gambar 4.60 Grafik Influence Value for Laterally Loaded Pile

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* pada **Gambar 4.60** maka didapatkan $F_d = 0.8$

$$\delta = F_d \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

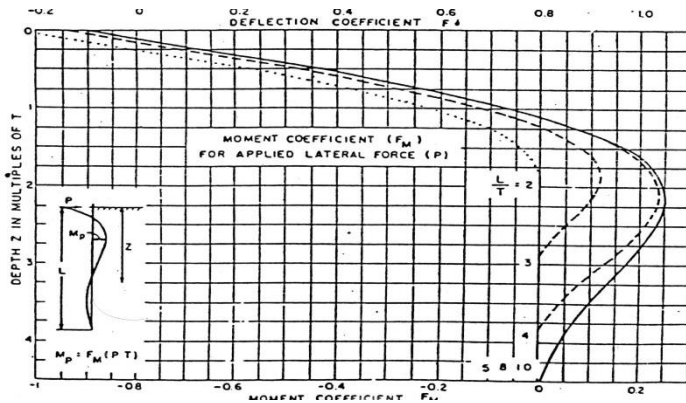
$$\delta = 0.8 \left(\frac{4,38 \times 1000 \times 67,349^3}{338921,82 \times 7850} \right) \leq 2,5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0,4 \text{ cm} \leq 2,5 \text{ cm} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Momen :

$$M_{\text{crack}} = 40 \text{ tm}$$

$$L/T = 51,967$$



Gambar 4.61 Grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*

Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* pada **Gambar 4.61** maka didapatkan $F_m = 1$

$$M = F_m(PT) \leq M_{banding\ crack}$$

$$M = 1 \times (4,38 \times 0,673) \leq 25\ tm$$

$$M = 2,999\ tm \leq 25\ tm \quad (\text{OK})$$

4.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Diberikan contoh perhitungan pada Poer 1

Data-data perancangan poer.

$$P_u = 881,789\ ton$$

$$P_{max} (1\ tiang) = 116,88\ ton$$

$$\text{Jumlah tiang pancang} = 6\ buah$$

$$\text{Dimensi poer} = 4,2 \times 2,8 \times 1\ m$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 40\ MPa$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 420\ MPa$$

$$\text{Diameter tulangan} = 22\ mm$$

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

$$\lambda = 1\ (\text{beton normal})$$

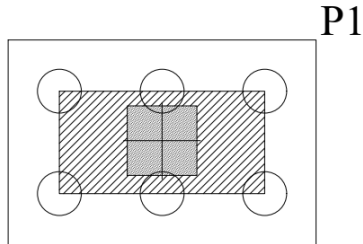
Tinggi efektif (d):

$$d_x = 950 - 50 - \frac{1}{2} \times 22 = 961\ mm$$

$$d_y = 950 - 50 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 939 \text{ mm}$$

4.5.3.1 Kontrol Geser Ponds

2.1 Akibat Kolom



Gambar 4.62 Daerah Kritis Geser oleh Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Area geser ponds oleh kolom sesuai pada **Gambar 4.62** Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

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

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

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

dimana :

$\alpha_s = 20$ untuk kolom sudut,

$\alpha_s = 30$ untuk kolom tepi,

$\alpha_s = 40$ untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $950/950 = 1$

b_o = Keliling penampang kritis :

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

$$b_o = 2 (950 + 961) + 2 (950 + 961) = 7644 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 7644 \times 961 = 23694319,4 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 961}{7644} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 7644 \times 961$$

$$V_{c2} = 22256009,2 \text{ N}$$

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

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 7644 \times 961 = 15470996,8 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_u - P_{pile}$$

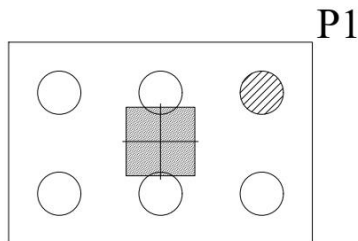
$$\phi V_c = 0,75 \times 15470996,8 \text{ N} = 1160,325 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1160,325 \geq 881,789 - (116,88 \times 6)$$

$$\phi V_c = 1160,325 \geq 180,5 \text{ ton} \quad \text{(OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2.2 Akibat Tiang pancang



Gambar 4.63 Daerah Geser Kritis oleh Pancang

Area geser kritis ponds oleh pancang sesuai pada **Gambar 4.63**.

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 950/950 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (600 + 961)) = 1225,385 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1\sqrt{40} \times 1225,385 \times 961 = 3798359,96 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{30 \times 9615}{1225,385} + 2\right) 1\sqrt{40} \times 1225,385 \times 9615$$

$$V_{c2} = 15780069,47 \text{ N}$$

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

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times 1\sqrt{40} \times 1225,385 \times 9615 = 2480105,621 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 2480105,621 \text{ N} = 186 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 186 \geq 116,88 \text{ ton} \quad (\text{OK})$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.3.2 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.

$$d_x = 950 - 50 - \frac{1}{2} 22 = 961 \text{ mm}$$

$$d_y = 950 - 50 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 939 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,76$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,0364$$

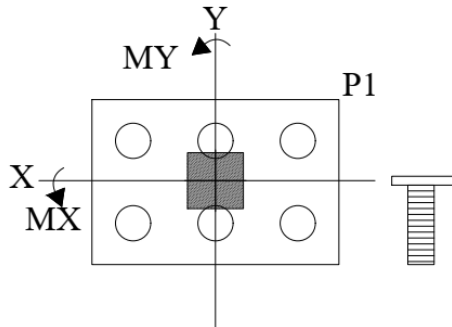
$$\rho_{max} = 0.75\rho_b = 0.75 \times 0.0364 = 0,027$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25x\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25x\sqrt{40}}{420} = 0.0037$$

ρ_{min} dipakai 0.0033

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12,352$$

Penulangan poer arah sumbu X



Gambar 4.64 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

Arah pembebanan sesuai pada **Gambar 4.64**.

$$P_{max} = 116,88 \text{ ton}$$

$$q = 4,2 \times 1 \times 2,4 = 10,08 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 10,08 \text{ ton/m} \times 1,4 = 14,112 \text{ ton/m}$$

Momen yang bekerja :

$$M_u = 3 \cdot P_{max} \cdot a - \frac{1}{2} q_u x L^2$$

$$= (3 \times 116,88 \times 0,7) - (\frac{1}{2} \times 14,112 \times (1,4)^2)$$

$$= 231,619 \text{ t.m}$$

$$= 2316192408 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{2316192408 \text{ N}}{0,9 \times 4200 \times 961^2} = 0,663$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12,352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,352 \times 0,663}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0015$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 961 = 3203,333 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \varnothing^2 \times 3600}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{3203,333} = 118,607 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_x$$

$$A_s = \frac{1}{2} \times 0,0033 \times 1000 \times 961 = 1601,667 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D16 ($A_s = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \varnothing^2 \times 1000}{A_s} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200,96} = 125 \text{ mm}$$

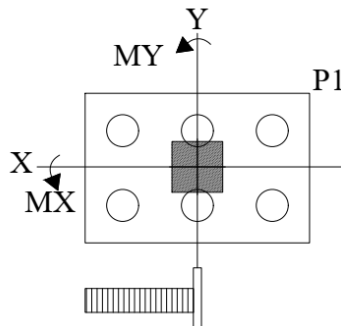
Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

Penulangan poer arah sumbu Y

$$P_{\text{max}} = 116,88 \text{ ton}$$

$$q = 2,8 \times 1 \times 2,4 = 6,72 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 6,72 \text{ ton/m} \times 1,4 = 14,112 \text{ ton/m}$$



Gambar 4.65 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu Y)

Arah pembebanan sesuai pada **Gambar 4.65**.

Momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \cdot P_{\max} \cdot a - \frac{1}{2} q_{ux} \cdot L^2 \\ &= (2 \times 116,88 \times 0,7) - (\frac{1}{2} \times 18,6624 \times (1,4)^2) \\ &= 132,516 \text{ t.m} \\ &= 1325157072 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{1325157072}{0,9 \times 2800 \times 939^2} = 0,596$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12,353} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,353 \times 0,596}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0014$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0033$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 939 = 3534,974 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{3534,974} = 107,480 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22-100 mm.

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As = \frac{1}{2} \times \rho \times b \times d_y$$

$$As = \frac{1}{2} \times 0,0033 \times 1000 \times 939 = 1767,487 \text{ mm}^2$$

Digunakan Tulangan D16 ($As = 200,96 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 26^2 \times 1000}{1767,487} = 113 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100 mm.

4.5.3.3 Rekapitulasi Penulangan Poer

Rekapitulasi hasil perencanaan Poer dengan 3 tipe berbeda bisa dilihat pada **Tabel 4.17**,

Tabel 4.18, Tabel 4.19. dan Tabel 4. 20

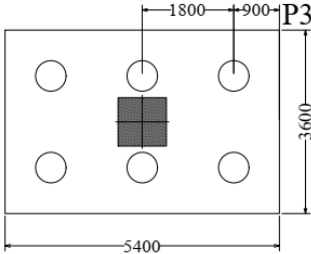
Tabel 4.17 Rekapitulasi Pilecap Tipe 1

Pilecap Tipe 1		
Dimensi	4,2 x 2,8 x 1	
Jumlah Tiang Pancang	6	
Tulangan sisi Panjang	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100
Tulangan Sisi Pendek	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100

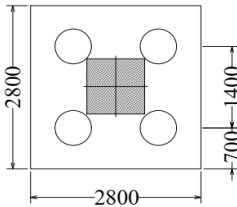
Tabel 4.18 Rekapitulasi Pilecap Tipe 2

Pilecap Tipe 2		
Dimensi	2,8 x 4,2 x 1	
Jumlah Tiang Pancang	6	
Tulangan sisi Panjang	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100
Tulangan Sisi Pendek	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100

Tabel 4.19 Rekapitulasi Pilecap Tipe 3

Pilecap Tipe 3		
		
Dimensi	5,4 x 3,6 x 1	
Jumlah Tiang Pancang	6	
Tulangan sisi Panjang	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100
Tulangan Sisi Pendek	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100

Tabel 4. 20 Rekapitulasi Pilecap Tipe 4

Pilecap Tipe 4		
		
Dimensi	2,8 x 2,8 x 1	
Jumlah Tiang Pancang	4	
Tulangan sisi Panjang	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100
Tulangan Sisi Pendek	Atas	D16-100
	Bawah	D22-100

4.5.4 Perencanaan Kolom Pedestal

Direncanakan kolom pedestal dengan dimensi 950 x 950 yang difungsikan sebagai penghubung kolom CFT dengan pile cap. Gaya dalam kolom yang didapat dari ETABS digunakan sebagai input beban pada perhitungan kolom pedestal dengan menggunakan program bantu PCAcol.

Besar gaya dalam kolom diperoleh dari hasil perhitungan primer pada bab sebelumnya.

$$P_u = 8331,628 \text{ kN}$$

$$V_u = 2007,712 \text{ N}$$

$$M_{ux} = 698,414 \text{ kNm}$$

$$M_{uy} = 858,712 \text{ kNm}$$

1. Data Perencanaan Kolom Pedestal :

$$b = 950 \text{ mm}$$

$$h = 950 \text{ mm}$$

$$A_g = 902500 \text{ mm}^2$$

Mutu Bahan :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{Ø}12 \text{ mm}$$

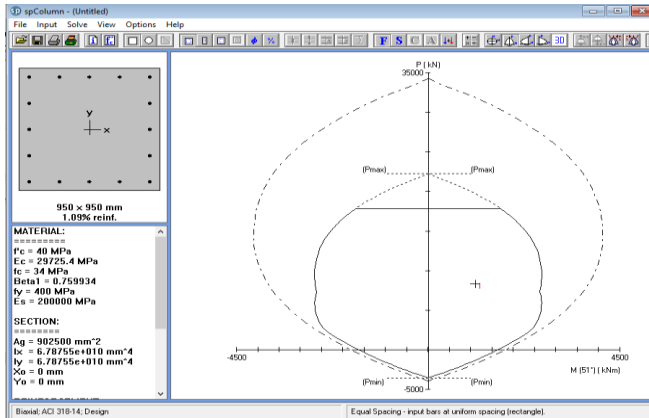
$$\text{Tulangan utama} = \text{D}28 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 950 - (50 + 12 + 14) = 874 \text{ mm}$$

2. Penulangan Lentur pada Kolom

Dalam penentuan tulangan lentur pada kolom, digunakan program bantu PCAcol. Hasil bisa dilihat pada

Gambar 4.66.



Gambar 4.66 Hasil Output PCAcol

Dari PCAcol didapat nilai $\rho = 1,09 \%$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0,0109 \times 950 \times 874 \\ &= 9050,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 16 D28, $A_s = 9856 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi, $A_s \text{ pakai} = 9856 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$

3. Penulangan Geser Kolom

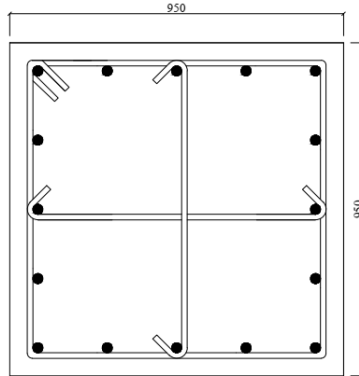
$$V_u = 2007,712 \text{ N}$$

Kekuatan geser :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,167 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d \\ &= 0,167 \left(1 + \frac{8331,628 \text{ N}}{14 \times 902500} \right) 1 \sqrt{40} \times 950 \times 874 \\ &= 1452336 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 V_c \\ &= 0,75 \times 1452336 \text{ N} \\ &= 1089252 \text{ N} > V_u = 2007,712 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Maka dipasang tulangan geser praktis $\text{Ø}12 - 200$, Senggang 3 kaki. Perencanaan bisa dilihat pada **Gambar 4.67**.



Gambar 4.67 Penulangan Kolom Pedestal

4.5.5 Perencanaan Sloof

Sloof berfungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pilecap agar bila terjadi penurunan maka struktur bangunan bisa mengalami penurunan yang serentak.

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.12.3.2, balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara pilecap harus didesain sedemikian hingga agar penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar dari jarak antar kolom yang disambung, dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450.

$$\frac{1}{20} = \frac{8600}{20} = 430 \text{ mm} > 450 \text{ mm, sehingga direncanakan } b = 450 \text{ mm}$$

Besar gaya dalam sloof dari hasil perhitungan

$$\begin{aligned} P_u &= 8331,628 \times 10\% \text{ kN} \\ &= 833,168 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2 \times 0,45 \times 0,65 \times 2400 \quad (\text{Beban Sendiri sloof}) \\ &= 842,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 0,5 \times 842 \text{ kg/m} \times 5,8 \\ &= 4885,92 \text{ kg} \quad = 488,592 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mu &= 1/12 \times 842 \text{ kg/m} \times 5,8^2 \\ &= 2361,53 \text{ kgm} = 23,615 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Data Perencanaan Kolom Pedestal :

$$b = 450 \text{ mm}$$

$$h = 650 \text{ mm}$$

$$A_g = 292500 \text{ mm}^2$$

Mutu Bahan :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

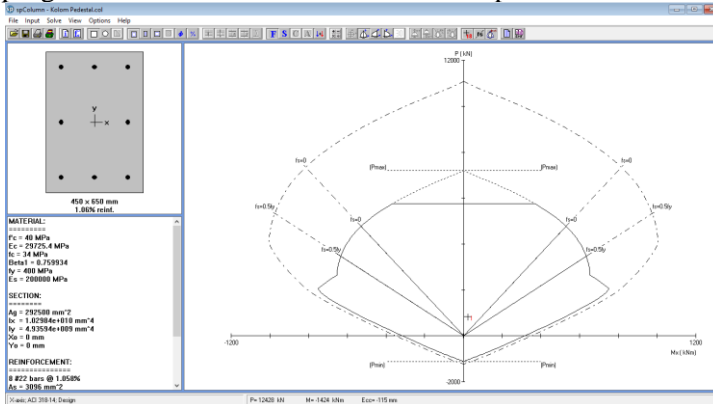
$$\text{Tulangan Sengkang} = \emptyset 12 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = D22 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif} = 650 - (50 + 12 + 11) = 577 \text{ mm}$$

2. Penulangan Lentur pada Sloof

Dalam penentuan tulangan lentur pada sloof, digunakan program bantu PCAcol. Hasil bisa dilihat pada **Gambar 4.68**.



Gambar 4.68 Hasil Output PCAcol

Dari PCAcol didapat nilai $\rho = 1,06 \%$

$$\text{As perlu} = 0,0106 \times 450 \times 577$$

$$= 2749,6935 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 8 D22, $A_s = 3042,285 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi, $A_s \text{ pakai} = 3042,285 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu (OK)}$

3. Penulangan Geser Kolom

$$V_u = 488,592 \text{ N}$$

Kekuatan geser :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,167 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f_c'} b d \\ &= 0,167 \left(1 + \frac{833162 \text{ N}}{14 \times 292500} \right) 1\sqrt{40} \times 450 \times 577 \\ &= 329380,7 \text{ N} \end{aligned}$$

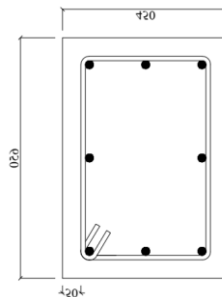
$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 V_c \\ &= 0,75 \times 329380,7 \text{ N} \\ &= 247035,6 \text{ N} > V_u = 488,592 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.12.3, jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

$$\frac{d}{2} = \frac{577}{2} = 290 \text{ mm}$$

$$S = 300 \text{ mm}$$

Sehingga tidak perlu tulangan geser. Maka dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 12 - 300$. Perencanaan bisa dilihat pada **Gambar 4.69**.



Gambar 4.69 Penulangan Sloof

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisa yang telah dilakukan, maka didapatkan kesimpulan perencanaan sebagai berikut :

A. Perhitungan Sekunder

1. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari Super Floor Deck dengan tebal 0,75 mm dan pelat beton setebal 90 mm serta digunakan tulangan wiremesh M6-150.
2. Pelat lantai kelas, kantor, koridor, parkir menggunakan bondek dari Super Floor Deck dengan tebal 0,75 mm dan pelat beton setebal 90 mm serta digunakan tulangan wiremesh M7-150.
3. Pelat lantai dasar menggunakan pelat beton dua arah dengan tulangan D12-300
4. Balok anak atap dan parkir menggunakan profil WF 350x175x7x11.
5. Balok anak kantor dan kelas menggunakan profil WF 400x200x7x11.
6. Balok anak koridor menggunakan profil WF 250x200x8x12.
7. Balok penggantung lift menggunakan profil WF 450x200x9x14 dan balok penumpu lift menggunakan profil WF 500x200x10x16.
8. Tebal pelat anak tangga sebesar 5 mm dan pengaku pelat anak tangga menggunakan profil siku 75x75x6.
9. Tebal balok bordes sebesar 12 mm dan dimensi balok bordes menggunakan 100x50x5x7,
10. Balok utama tangga menggunakan profil WF 250x125x6x9 dan Balok penumpu tangga menggunakan WF 300x200x8x12

B. Perhitungan Primer

1. Balok Induk menggunakan profil *Hexagonal Castellated* (HC) 882x300x12x20 dengan bentang 8,6 m dan 8,1 m.
2. Dimensi *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) menggunakan tebal 3 mm dengan mutu BJ 37.
3. Dimensi balok HBE menggunakan profil HC 882x300x12x20.
4. Dimensi kolom VBE menggunakan profil CFT HSS 700x700x28x28.
5. Dimensi kolom lantai 1 – 5 menggunakan profil CFT HSS 700x700x28x28.
6. Dimensi kolom lantai 6 – 10 menggunakan profil CFT HSS 550x550x28x28.
7. Dimensi kolom lantai 11 – atap menggunakan profil CFT HSS 450x450x28x28.

C. Hasil Perhitungan Sambungan

1. Sambungan balok anak dan balok induk menggunakan 3 baut diameter 12 mm dan pelat siku 60x60x6.
2. Sambungan balok utama tangga dan balok tumpu tangga menggunakan 2 baut diameter 12 mm dan pelat siku 60x60x6.
3. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan 2 baut diameter 12 mm dan pelat las sudut ketebalan 3 mm.
4. Sambungan *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) menggunakan las sudut dengan tebal 3 mm.
5. Sambungan balok induk dengan kolom menggunakan 6 baut M22 dan 14 baut M27 pada diaphragm plate setebal 20 mm.
6. Sambungan HBE dan VBE menggunakan 6 baut M36 dan las tumpul pada VBE.
7. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut 30 mm dan pelat dengan tebal 50 mm.

8. Sambungan base palte menggunakan pelat dengan ukuran 900x900 tebal 55 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M20 8 buah.

D. Hasil Perhitungan Struktur Bawah

1. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Wika Beton dengan diameter 600 mm dengan kedalaman -30 m
2. Penulangan poer menggunakan D22-100 dan D16-100.
3. Dimensi sloof sebesar 45x65.

5.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari mengenai perencanaan struktur *Hexagonal Castellated Beam* dan *Steel Plate Shear Wall* lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, esestetika dan efisiensi. Sehingga perencanaan bisa dimodelkan dengan banyak pertimbangan, agar bisa mendekati kondisi ideal di lapangan.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction, Inc. 2005. **Seismic Provisions for Structural Steel Building (AISC 341- 05)**. Chicago : 2005.
- Alavi, E., & Nateghi, F. (2013). **Experimental Study of Diagonally Stiffened Steel Plate Shear Walls**. *Journal of Structural Engineering*, 139(11), 1795–1811.
- Badan Standardisasi Nasional . 2015 . SNI 1729-2015 : **Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural** . Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- Badan Standardisasi Nasional. 2013. SNI 1727-2013. **Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain**. 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 2847-2013 : **Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung**. Jakarta . Badan Standardisasi Nasional
- BPS. (2018). **Statistik Daerah Kota Surabaya 2018**. Surabaya.
- Coulson, & Dinehart. (2016). AISC Steel Design Guide 31: **Castellated and Cellular Beam Design**. *American Institute of Steel Construction*.
- Kioumarsis, B. (2016). **Analytical study of building height effects over Steel Plate Shear Wall Behavior**. *International Journal of Engineering and Technology Innovation*, 6(4), 255–263.
- M.Wagh & M.Mohod. (2016). **A Review on Concrete Filled Steel Tubes Column A Review on Concrete Filled Steel Tubes Column**. *A Review on Concrete Filled Steel Tubes Column*, 1(June), 216–221.
- Muhtarom, A. (2015). **Studi Perilaku Balok Kastela Bentang Pendek Menggunakan Metode Elemen Hingga**, 4(1), 7–13.

- Nair, G. (2018). **Review on Characteristics of Castellated Beam**, 3480–3484.
- Parviz, & Amiri. (2015). **Analysis of composite columns based on performance**, 9(2), 3481–3485.
- Raisszadeh, & Rahai. (2018). **Behaviour of Steel Plate Shear Wall in Multi Span Moment Frame with Various Infill Plate Connection to Column**, 4(1), 126–137.
- Sheili, F., & Hooper, D. (2005). **Steel Plate Shear Walls:**, (April).
- Swastika, T. W. (2015). Studi Perilaku Web Post Buckling dan Vierendeel Mechanism pada Castellated Beams, 14(1).
- Widodo, A. (2018). **Kajian Sesar sesar di Kota Surabaya dan Sekitarnya**.
- Wulandari, S. (2013). **Perencanaan pondasi tiang pada tanah lempung**, 5, 8–9.

LAMPIRAN

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

REKAP HASIL TEST LABORATORIUM

KLIEN : PT. TLATAH GEMA ANUGERAH
PROYEK : GEDUNG BALE HINGGIL
LIKASI : JL. SEMAMPIR SURABAYA

TITIK BOR : BH-1
MASTER BOR : P. SAMPUN
TANGGAL : 11 OKTOBER 2012

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.724	1.515	100.000	55.61	60.23	1.686	1.083	1.686	1.15	1.081	1.40E-03
-6.00	2.715	1.504	100.000	55.40	60.06	1.685	1.084	1.685	1.11	0.931	9.00E-04
-9.00	2.703	1.468	100.000	54.31	59.48	1.690	1.095	1.690	1.08	0.864	9.80E-04
-12.00	2.687	1.497	100.000	55.71	59.95	1.676	1.076	1.676	1.05	0.78	6.00E-04
-15.00	2.669	1.437	100.000	53.84	58.97	1.685	1.095	1.685	*	*	*
-18.00	2.749	1.218	100.000	44.31	54.91	1.789	1.239	1.789	*	*	*
-21.00	2.637	1.234	100.000	46.80	55.24	1.733	1.180	1.733	*	*	*
-24.00	2.615	1.297	100.000	49.60	56.46	1.703	1.138	1.703	*	*	*
-27.00	2.628	1.207	100.000	45.93	54.69	1.738	1.191	1.738	*	*	*
-30.00	2.549	0.948	100.000	37.19	48.67	1.795	1.309	1.795	*	*	*
-33.00	2.644	0.847	100.000	32.03	45.86	1.890	1.432	1.890	*	*	*
-36.00	2.694	0.867	100.000	32.18	46.44	1.907	1.443	1.907	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH TEST			PERMEABILITY
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	TEST
-3.00	0.00	30.72	69.28	56.08	30.22	25.86	0	*	0.050	*
-6.00	0.00	3.95	96.05	71.77	34.19	37.58	0	*	0.080	*
-9.00	0.00	10.29	89.71	72.10	33.88	38.22	0	*	0.090	*
-12.00	0.00	40.69	59.31	68.15	33.47	34.68	0	*	0.250	*
-15.00	0.00	11.10	88.90	72.27	34.73	37.54	0	*	0.650	*
-18.00	0.00	50.57	49.43	NP	NP	NP	0	*	0.871	*
-21.00	10.03	62.10	27.87	NP	NP	NP	0	*	1.150	*
-24.00	0.00	10.00	90.00	73.93	33.21	40.72	0	*	0.930	*
-27.00	0.00	31.26	68.74	57.05	31.53	25.52	0	*	1.649	*
-30.00	11.44	58.93	29.63	NP	NP	NP	38	0	*	*
-33.00	0.00	63.65	36.35	NP	NP	NP	0	*	2.150	*
-36.00	0.00	65.72	34.28	NP	NP	NP	0	*	2.600	*

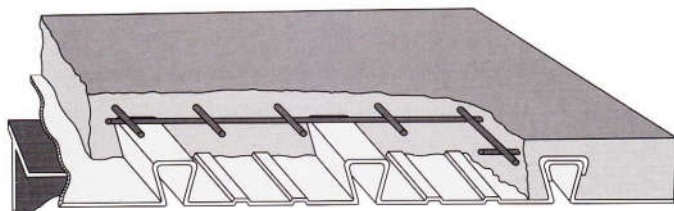
REMARK

G = Gravel (%) LL = Liquid Limit (%) ϕ = Angle of internal friction (degree)
S = Sand (%) PL = Plastic Limit (%) C = Cohesion (kg/cm²)
S + Cl = Silt + Clay (%) PI = Plastic Index (%) Cu = Cohesion Undrained (kg/cm²)

Gs = Specific Gravity Wc = Water content (%) γ_{sat} = Saturated density (gr/cc)
e = Void ratio n = Porosity (%) γ_d = Dry density (gr/cc)
Sr = Degree of saturation (%) γ_t = Wet density (gr/cc)

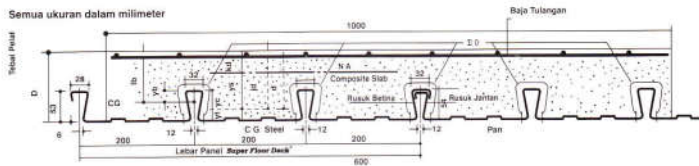
Pp = Preconsolidation Pressure (kg/cm²)
Cc = Compression Index
Cv = Compression of Consolidation (cm²/det)
* = Not test

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit

Semua ukuran dalam milimeter



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG **Super Floor Deck®** PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh			Momen lentur positif			Momen lentur negatif			I _x	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	10 mm OF Bearing	Pertambahan per 10 mm	Max
			mm	mm	mm	10 ⁴ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ⁴	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³	10 ⁴ x mm ³		KN	KN	KN	KN	KN
0.75	10.1	1241	38.8	15.4	0.511	12.15	33.14	0.309	10.21	10.72	0.425	0.76	0.99	0.11	15.21	1.14	18.19

Catatan: I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Z_{nc} = dalam daerah dak dalam daerah momen negatif (bagangan tekan)

I_x = momen inersia elemen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes: I_n = dalam untuk daerah momen negatif

I_p = dalam untuk daerah momen positif (bagangan tarik)

Z_{nt} = momen inersia, puncuk-nukuk dalam daerah momen negatif (bagangan tarik)

Z_{pt} = dalam daerah dak dalam daerah momen positif (bagangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

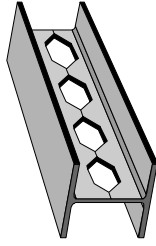
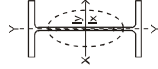
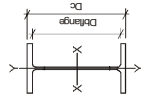
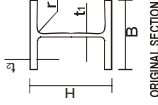
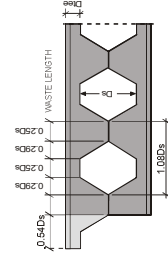
Bentang Tunggal Dengan Tulangan Negatif SINGLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT	BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																								
	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000														
	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)	TOTAL TEBAL PELAT (mm)													
1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9													
1.75	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00	
2.00	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65	
2.25	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.39	9	3.85	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.96	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.25	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	4.26	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	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74	9	2.51	9	2.67	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75	9	3.75		
3.25	11	11	11	12	13	14	10	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	10	4.12		
3.50	12	12	12	13	13	15	11	11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.84	15	5.71	11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51	11	4.51		
3.75	13	13	13	13	14	9	11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09	9	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81	9	5.17	9	5.17	9	5.17			
4.00	14	14	14	14	15	12	12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.35	12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.80	15	4.81	12	5.17	12	5.17	12	5.17			
4.50	15	15	15	15	15	13	13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53	15	7.53	13	4.34	13	5.14	14	5.56	15	5.96	15	5.96	13	5.17	13	5.17	13	5.17			
5.00	15	15	15	15	15	15	15	6.20	15	7.27	15	8.00	15	8.00	15	8.00	15	4.90	15	5.73	15	6.58	15	6.58	15	6.58	15	6.58	15	6.58	15	6.58			

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



Castellated Shape Honey Comb

Product Specifications



ORIGINAL SECTION

CASTELLATED SECTION

Metric Size

Sectional Index	Castellated	Weight	Depth of Section		Width of Section	Thickness		Corner Radius	Depth of Castellated Hole	Depth of Castellated Tee	Depth Between Flanges	Section Area		Moment of Inertia			Radius of Gyration			Modulus of Section			
			Original	DC		B	t ₁					t ₂	Gross	Net	k _x	k _y	I _x	I _y	I _z	k _x	k _y	k _z	Z _x
mm	mm	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm	cm ³	cm ³	cm ³
100 x 100	150 x 100	17.2	100	150	100	6	8	10	105	22.5	134	24.9	18.57	905.3	134	7	2.7	120.7	26.8				
150 x 75	225 x 75	14	150	225	75	5	7	8	154	35.5	211	21.6	13.85	1579.7	49.5	10.7	1.9	140.4	13.2				
150 x 150	225 x 150	31.5	150	225	150	7	10	11	154	35.5	205	45.39	34.54	3889.6	563	10.6	4	345.7	75.1				
200 x 100	300 x 100	21.3	200	300	100	5	8	11	205	47.5	284	32.86	21.36	4306.8	134	14.2	2.5	287.1	26.8				
200 x 200	297 x 99	18.2	198	297	99	4.5	7	11	202	47.5	283	27.64	18.5	3643.9	114	14	2.5	245.4	23				
200 x 200	300 x 200	49.9	200	300	200	8	12	13	205	47.5	276	71.53	55.09	11139	1600.1	14.2	5.4	742.6	160				
250 x 125	375 x 125	29.6	250	375	125	6	9	12	254	60.5	357	45.16	29.86	9491.5	294.1	17.8	3.1	506.2	47				
250 x 125	372 x 124	25.7	248	372	124	5	8	12	253	59.5	356	38.88	26.21	8189.6	255	17.7	3.1	440.3	41.1				
250 x 250	375 x 250	72.4	250	375	250	9	14	16	354	60.5	347	103.43	80.48	25477.5	3650.2	17.8	6.7	1358.8	292				
300 x 150	450 x 150	36.7	300	450	150	6.5	9	13	305	72.5	432	56.53	36.67	16856.1	506.1	21.5	3.7	750.9	67.7				
300 x 150	447 x 149	32	298	447	149	5.5	8	13	302	72.5	431	49	32.33	14664	442	21.3	3.7	656.1	59.3				
300 x 300	450 x 300	94	300	450	300	15	18	20	305	72.5	420	134.8	104.25	47854.8	6750.3	21.4	8	1212.9	450				
350 x 175	525 x 175	49.6	350	525	175	7	11	14	354	85.5	503	75.39	50.54	31847.5	984.1	25.1	4.4	1213.2	112.5				
350 x 175	519 x 174	41.4	346	519	174	6	9	14	350	84.5	501	63.06	42	25819.2	792.1	24.8	4.3	995	91				
350 x 350	525 x 350	137	350	525	350	12	19	20	354	85.5	487	194.9	152.3	95013.1	13600.6	25	9.4	3619.5	777.2				
400 x 200	600 x 200	66	400	600	200	8	13	16	405	97.5	574	100.12	67.86	55663.6	1740.2	28.7	5.1	1856.1	174				
400 x 200	594 x 199	56.6	396	594	199	7	11	16	401	96.5	572	86.02	57.92	48656.1	1450.1	28.4	5	1570.9	145.7				
450 x 200	675 x 200	76	450	675	200	9	14	18	454	110.5	647	117.01	76.06	87847.4	1870.3	32.2	5	2333.3	187				
500 x 200	750 x 200	89.6	500	750	200	10	16	20	505	122.5	718	139.2	88.85	122855.7	2140.5	35.7	4.9	3009.5	214				
600 x 200	900 x 200	106	600	900	200	11	17	22	605	147.5	866	167.4	100.8	184103	2280.8	42.7	4.8	4091.2	228.1				
588 x 300	882 x 300	151	588	882	300	12	20	28	593	144.5	842	227.78	156.56	274533.9	9021	41.9	7.6	6225.2	601.4				
400 x 400	600 x 400	172	400	600	400	13	21	22	405	97.5	556	244.7	191.99	156913.2	22400.8	28.6	10.8	5230.4	1120				
700 x 300	1050 x 300	185	700	1050	300	13	24	28	705	172.5	1002	281	189.29	473222.7	10801.5	50	7.6	9013.8	720.1				
800 x 300	1200 x 300	210	800	1200	300	14	26	28	805	197.5	1148	323.4	210.63	690341.9	11702.2	57.2	7.5	11505.7	780.1				

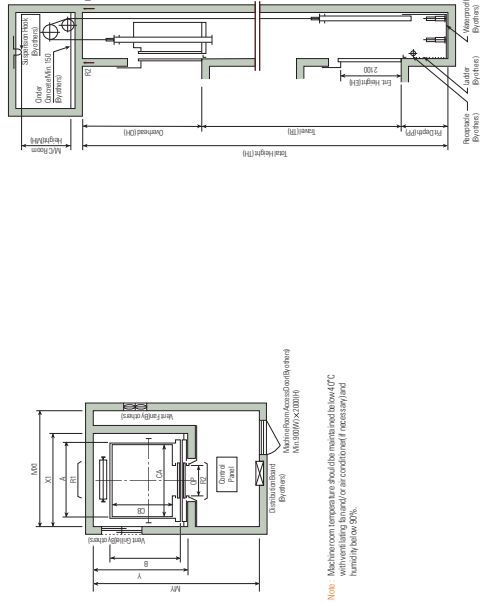
Plan of Hoistway & Machine Room

Section of Hoistway

Standard Dimensions & Reactions

Speed (m/sec)	Capacity (persons)	Clear Opening		Car		Hoistway			M/C Room			M/C Room Reaction (kg)			R1	R2	R3	R4	
		OP	CA X CB	Internal	External	Tcar	ZCar	3Cars	Depth	Tcar	MM1	MM2	MM3	MY					R1
1.0	6	850	1400 x 850	1460 x 1050	1800	3700	5600	1620	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5200	4200			
	8	850	1400 x 1030	1460 x 1180	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	3800	2200	5600	4700			
1.0	9	600	800	1400 x 1100	1460 x 1280	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2650	6100	4900		
	10	700	800	1400 x 1250	1460 x 1420	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6400	5200		
1.25	11	750	800	1400 x 1350	1460 x 1520	1800	3700	5600	1950	2000	4000	6000	3700	4200	2800	6000	4900	5400	
	13	900	900	1400 x 1350	1460 x 1520	2050	4200	6500	1880	2300	4400	6800	3750	5100	3750	7900	6100		
1.5	15	1000	900	1400 x 1500	1460 x 1670	2050	4200	6500	2100	2300	4400	6800	3850	5600	4000	8600	6400		
	17	1150	1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2500	5300	7650	2030	2800	5200	8300	3800	6600	5100	10300	8500		
1.75	20	1250	1100	1800 x 1700	1900 x 1870	2500	4800	7200	2280	2600	4900	7500	4200	7800	6000	11800	9100		
	24	1400	1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2500	5200	7600	2650	2900	5400	8300	4200	8000	6300	13100	9900		

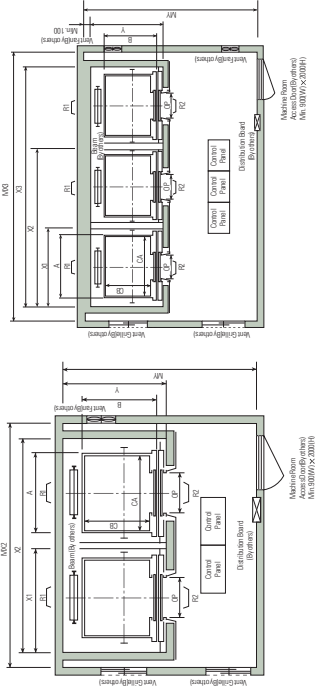
- Notes: 1. Above hoistway dimensions are based on 15% over building for reaction tower. 15% over building for hoistway dimensions shall be at least 5% larger, considering the sagging of the hoistways.
- 2. Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with top open regions, consult Hyundai.
- 3. When non standard practices and dimensions are required, contact the local sales, consult Hyundai.
- 4. The capacity in person is calculated at 60kg/person (130lb/70kg person).



Note: Machine room temperature should be maintained below 40°C when using liquid or air conditioner if necessary and humidity below 50%.

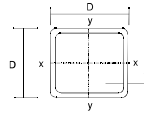
Speed (m/sec)	Overhead (mm)	RT (mm)	M/C Room Height (mm)
1.0	4200	1400	2200
1.5	4400	1600	2400
1.75	4600	1800	2600

- Notes: 1. The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. These have some allowances should be made considering the sagging of the hoistways.
- 2. Machine room temperature should be maintained below 40°C, when installing an air conditioner.
- 3. The minimum machine room height should be 2000mm in case of the tractor machine with double shaftedrop.



SUPER HOT COLUMNS

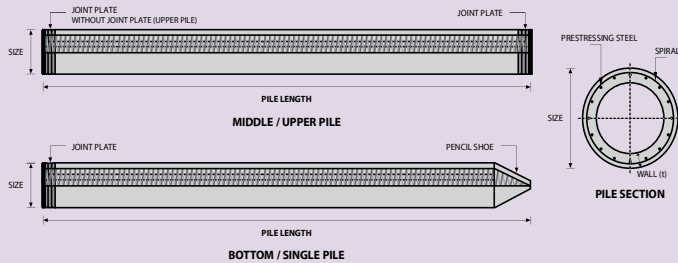
Super Hot Columns



Submerged arc welded steel tubes

Designation Size	Thickness t	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Surface Area Per Metre	
D	D	t	A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	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	5630	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
	60	978	1236	598000	21.6	19800	24800	1020000	30400	2.16
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	30980	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	21900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	24250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	27290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	30230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	33070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	36480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	39740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	45790	2521000	56590	2.99

PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength $f_c' = 52 \text{ MPa}$ (Cube 600 kg/cm^2)

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm^2)	Section Inertia (cm^4)	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6-12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6-13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6-14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6-15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6-13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6-14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6-15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6-16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6-14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6-15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6-16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6-17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6-14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6-15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6-16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6-17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6-18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6-15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6-16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6-17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6-18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6-19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6-16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6-17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6-18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6-19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6-20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6-20
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6-21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6-22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6-23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6-24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6-22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6-23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6-24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6-24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	120.00	240.00	555.23	385.70	6-24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6-24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6-24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6-24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	B	170.00	306.00	751.90	409.60	6-24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6-24

Unit Conversion : 1 ton = 9,8060 kN

Note : *) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

**) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

**) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

Penggunaan

1. Lantai beton : pabrik, gudang, gedung bertingkat, parkir, dll
2. Dinding beton : gedung bertingkat, perumahan, penyekat ruangan, dll
3. Jalan beton, konstruksi cakar ayam, landasan pesawat terbang
4. Saluran irigasi, saluran drainase, bronjong
5. Kerangka kolom dan balok praktis untuk perumahan
6. Dinding penahan, dinding pemikul beban di dalam gedung
7. Pagar, teralis, kandang hewan

Applications

1. Concrete floor : factory, warehouse, high rise building, car park, etc
2. Concrete wall : high rise building, houses, room divider, etc
3. Rigid pavement, strip footing construction, landing strip
4. Irrigation and drainage open channels, gabion basket
5. Non structural column and beam reinforcement for houses
6. Retaining wall, structural wall inside the building
7. Fence, railings, cages

PERENCANAAN & DESAIN

PLANNING & DESIGN

Perhitungan Konversi

Mengganti tulangan biasa (U-24) dengan JKBL Union (U-50)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Luas JKBL union} &= 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2,515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Conversion Calculation

Substituting union wire mesh (U-50) for ordinary reinforcement (U-24)

Formula :

$$\text{Union Wire Mesh area (U-50)} = \text{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\text{Yield stress U-24}}{\text{Yield stress U-50}}$$

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

WIRE AREA TABLE

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



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

P1 = Pilecap 1
 P2 = Pilecap 2
 P3 = Pilecap 3
 P4 = Pilecap 4
 S1 = Sloof 450x650

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Sloof &
 Pondasi

1 : 300

Kode

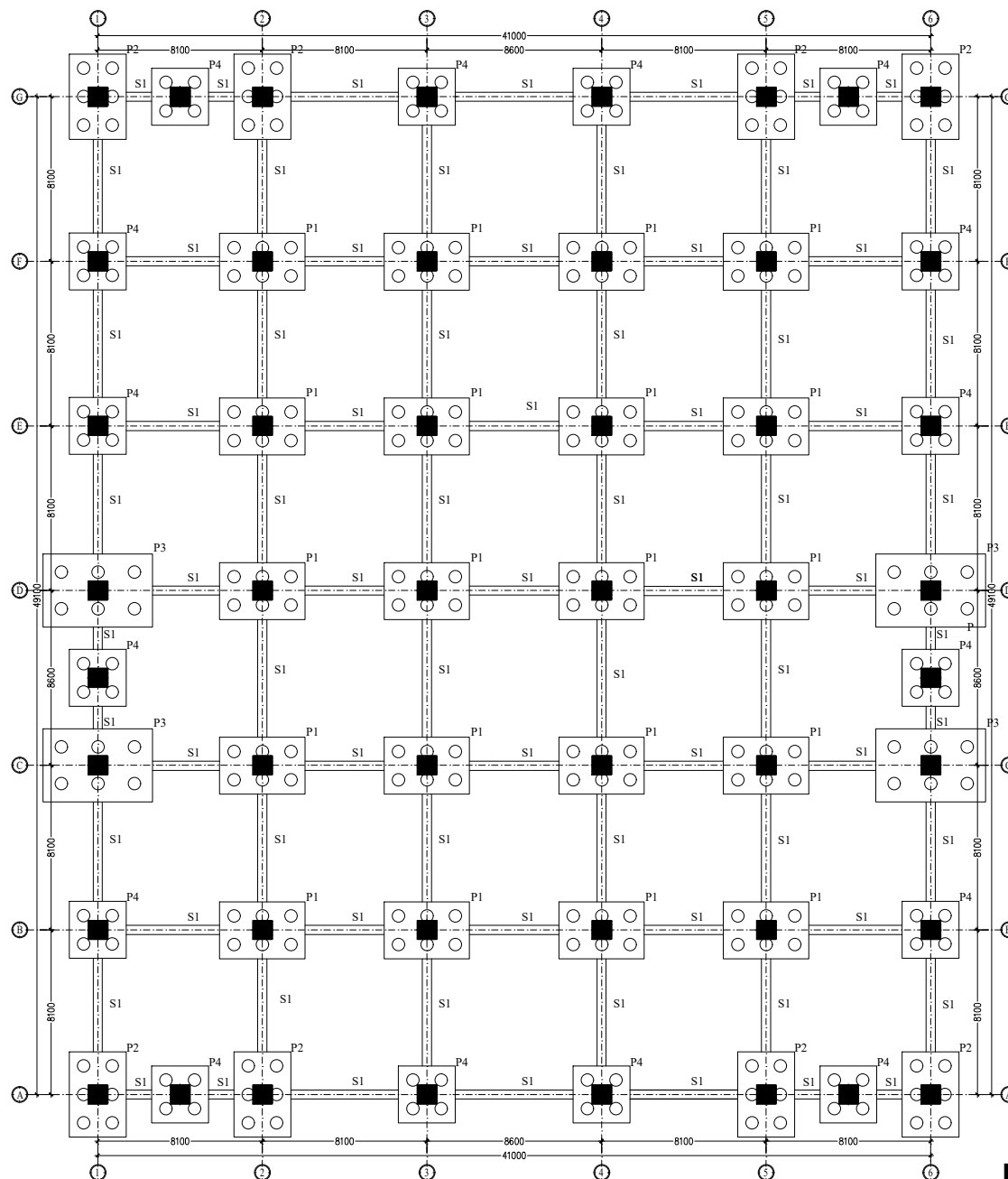
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

1

29



Denah Sloof & Pondasi

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

KP = Kolom Pedestal 950x950

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Denah Kolom
Pedestal

1 : 300

Kode

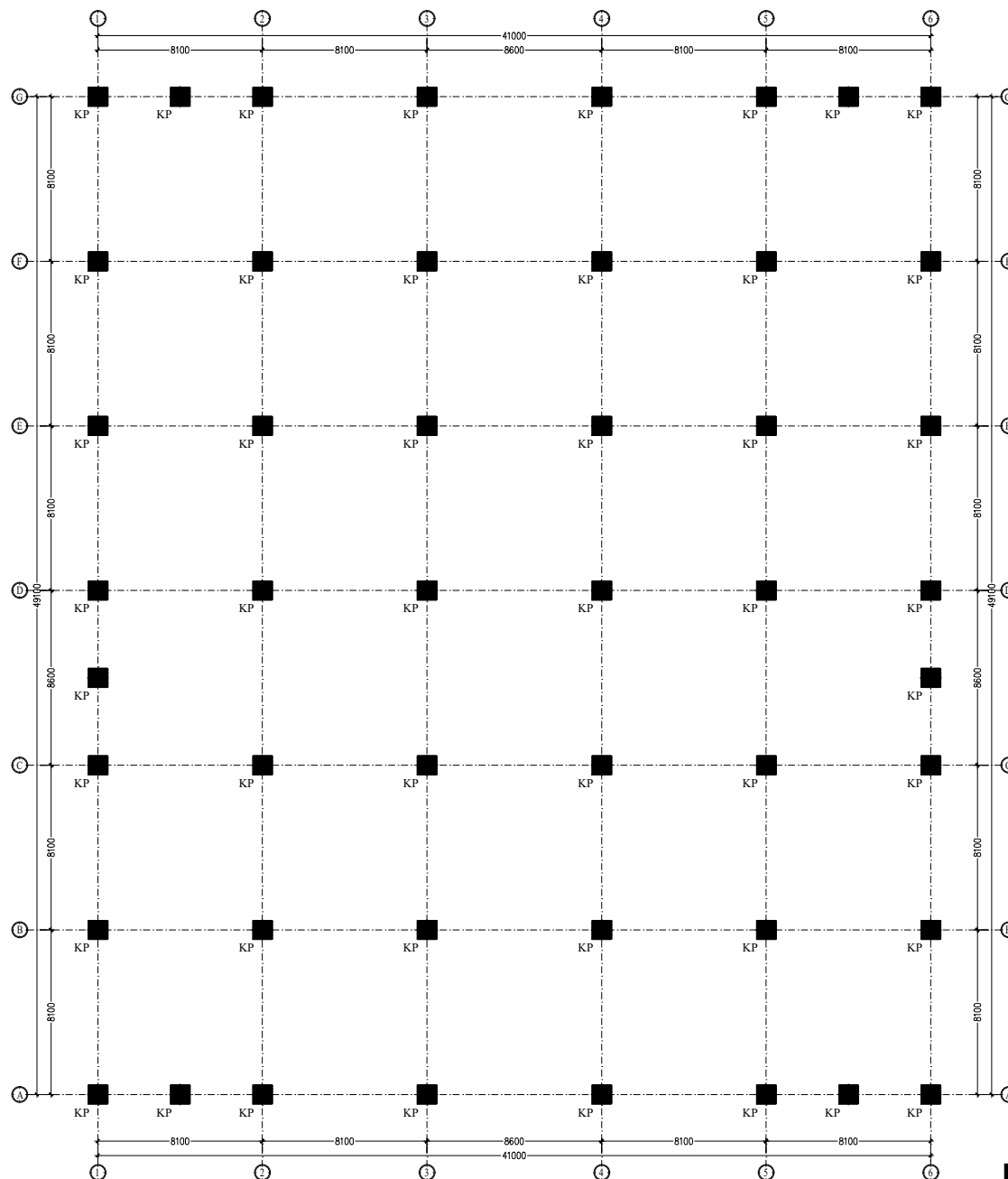
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

2

29



Denah Kolom Pedestal

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

K1 = Kolom RCFT 700x700x28x28
VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Kolom
Lt. 1 - 5

1 : 300

Kode

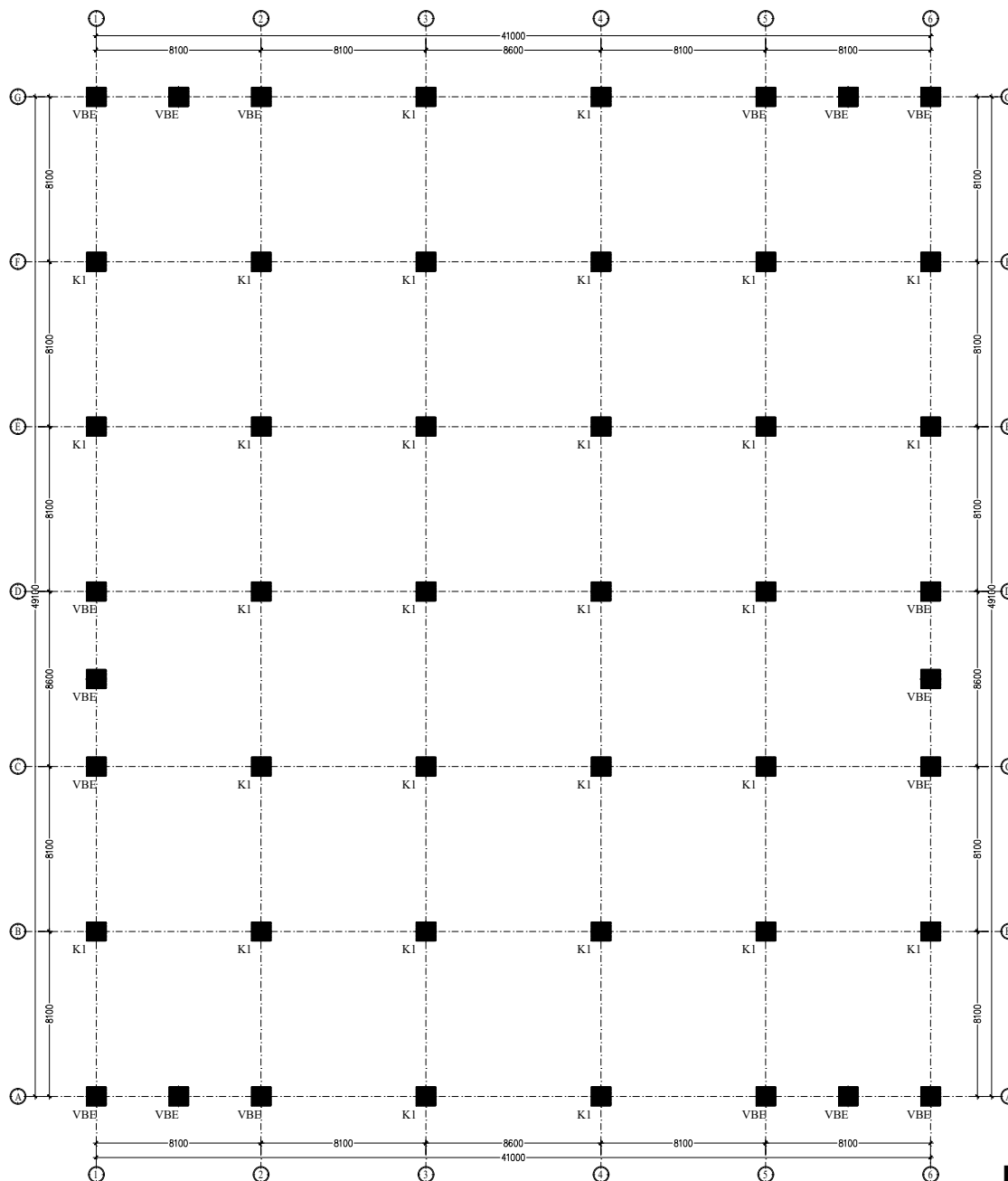
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

3

29



Denah Kolom Lt. 1 - 5

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

K2 = Kolom RCFT 550x550x28x28
VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Kolom
Lt. 6 - 10

1 : 300

Kode

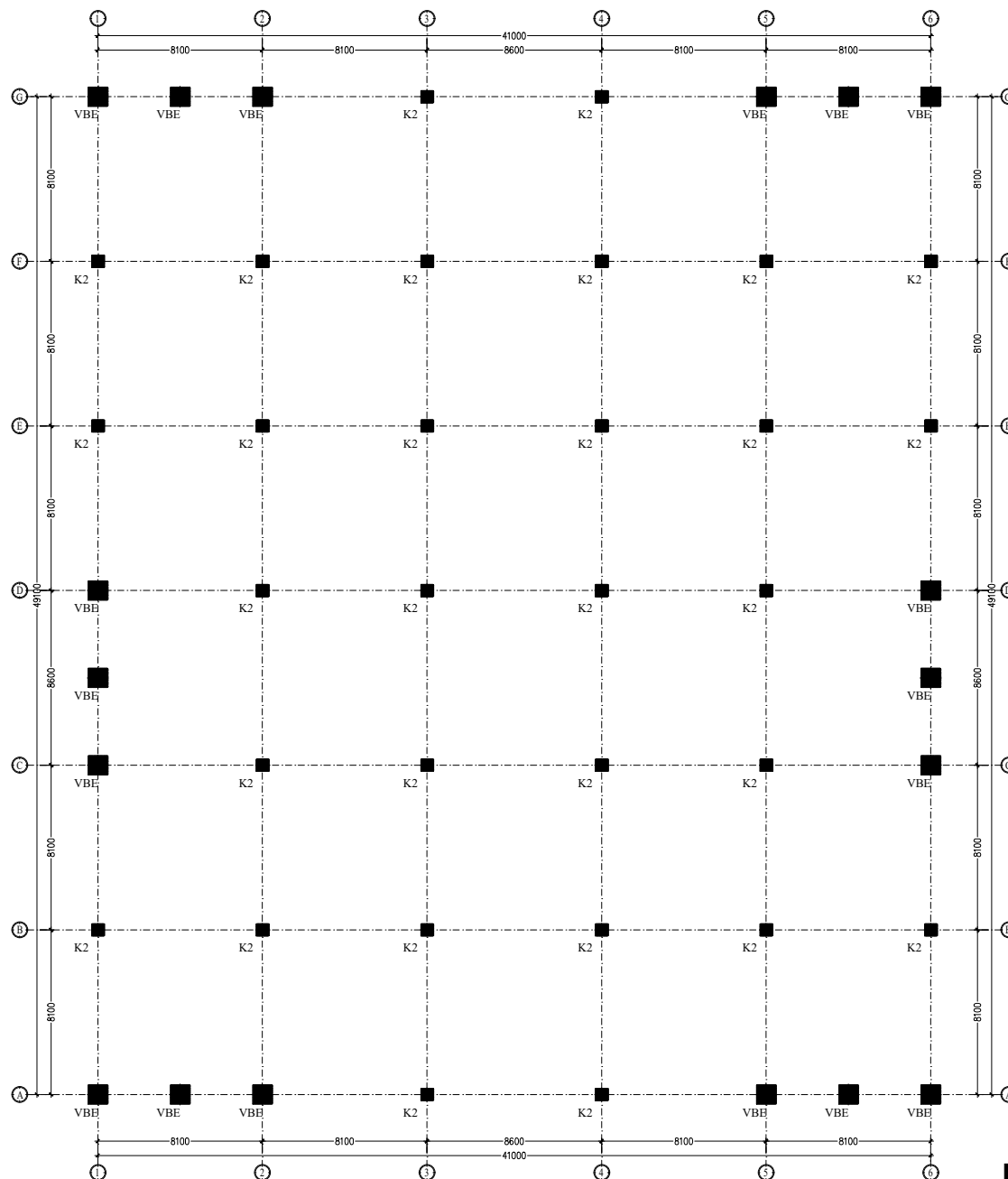
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

4

29



Denah Kolom Lt. 6 - 10

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

K3 = Kolom RCFT 450x450x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Kolom
 Lt. 11 - Atap

1 : 300

Kode

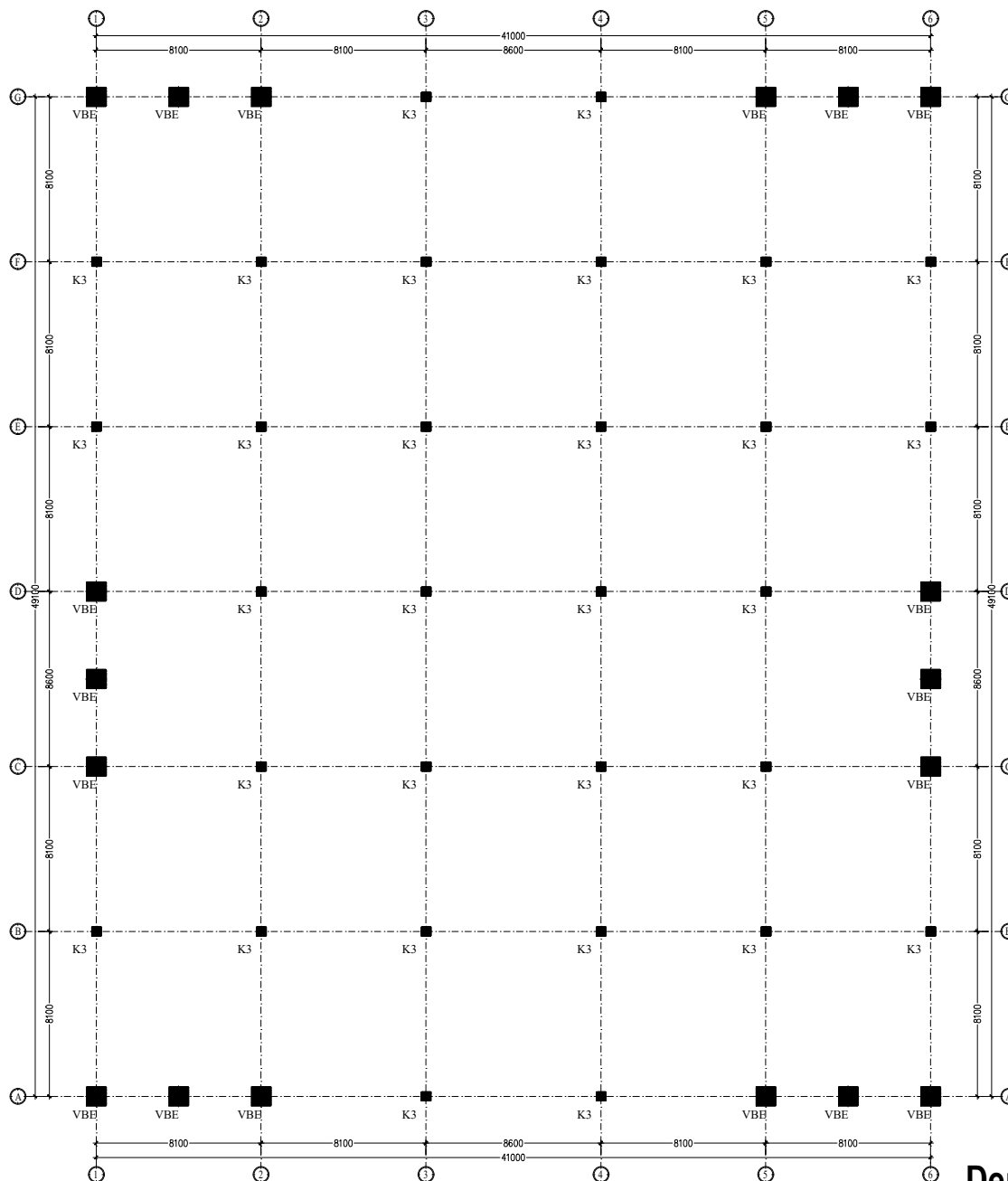
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

5

29



Denah Kolom Lt. 11 - Atap

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 K1 = Kolom RCFT 1 700x700x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah
 Pelat Lantai

1 : 300

Potongan
 Pelat Lantai

1 : 20

Kode

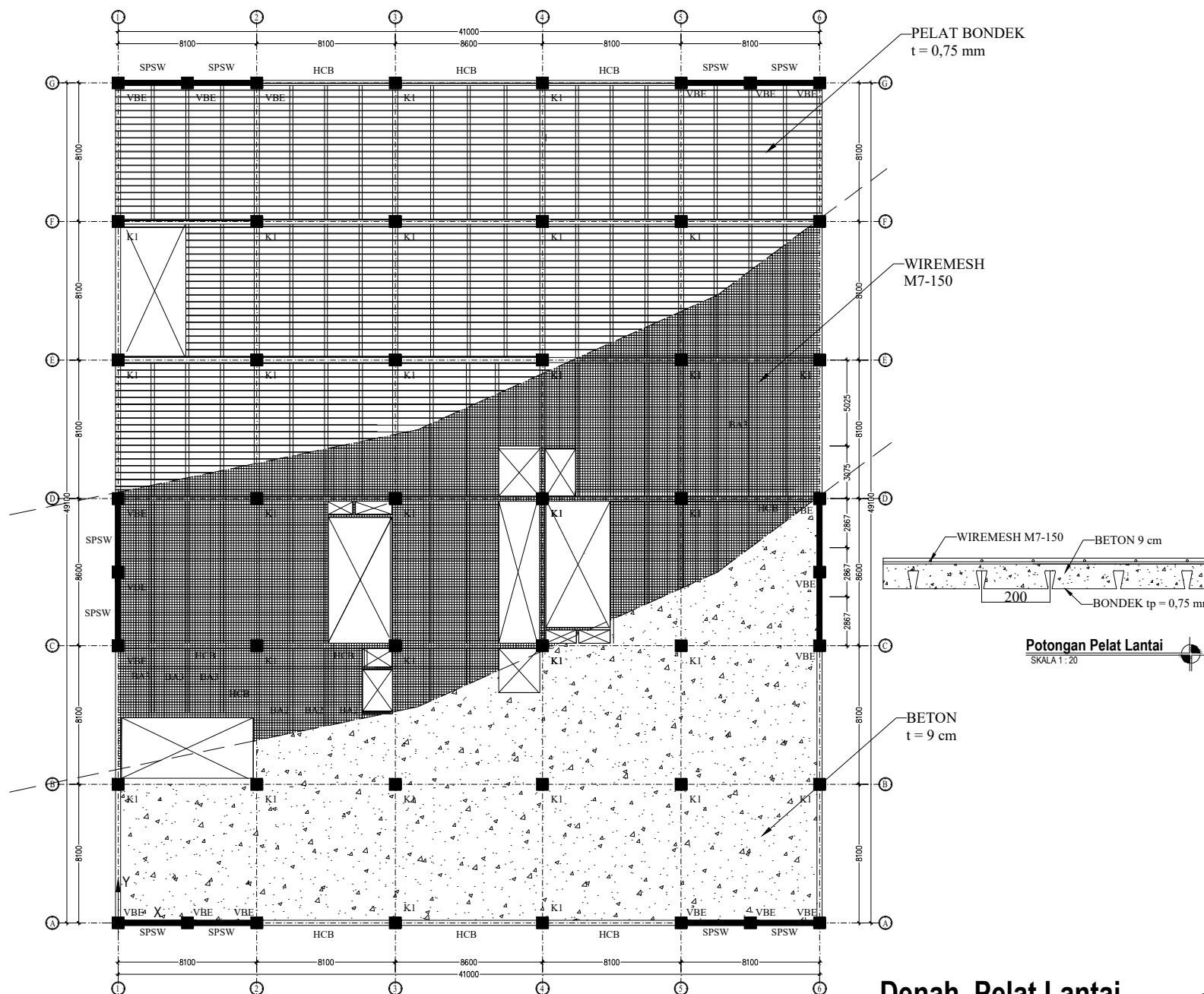
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

6

29



Denah Pelat Lantai

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 K1 = Kolom RCFT 1 700x700x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah
 Pelat Atap

1 : 300

Potongan
 Pelat Atap

1 : 20

Kode

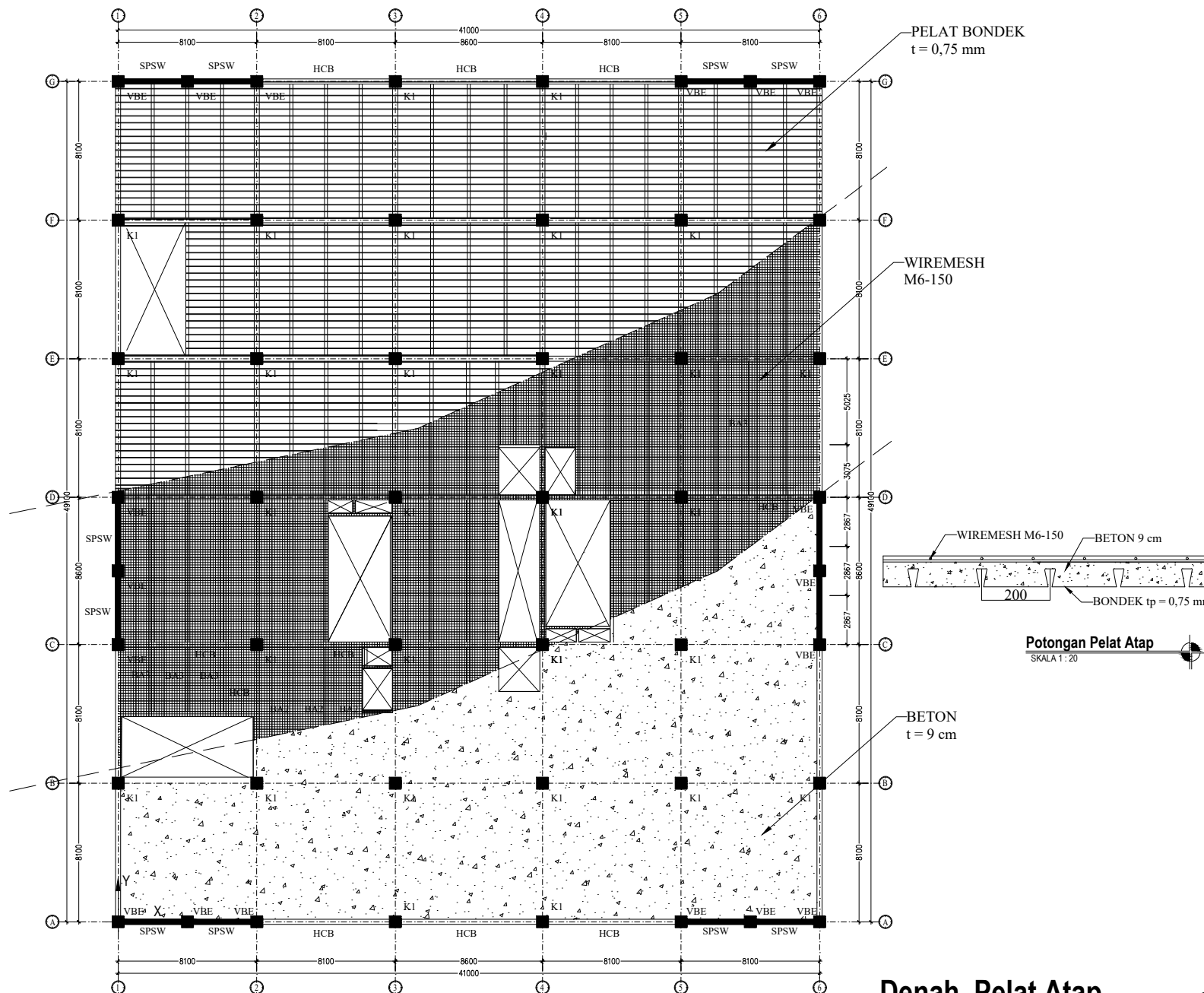
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

7

29



Denah Pelat Atap

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 BA1 = Balok Anak Parkir WF 350x175x7x11
 BA2 = Balok Anak Koridor WF 450x200x8x12
 BA3 = Balok Anak Kantor WF 400x200x7x11
 K1 = Kolom RCFT 1 700x700x28x28
 VBE = Kolom RCFT 2 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Balok Lt. 1

1 : 300

Kode

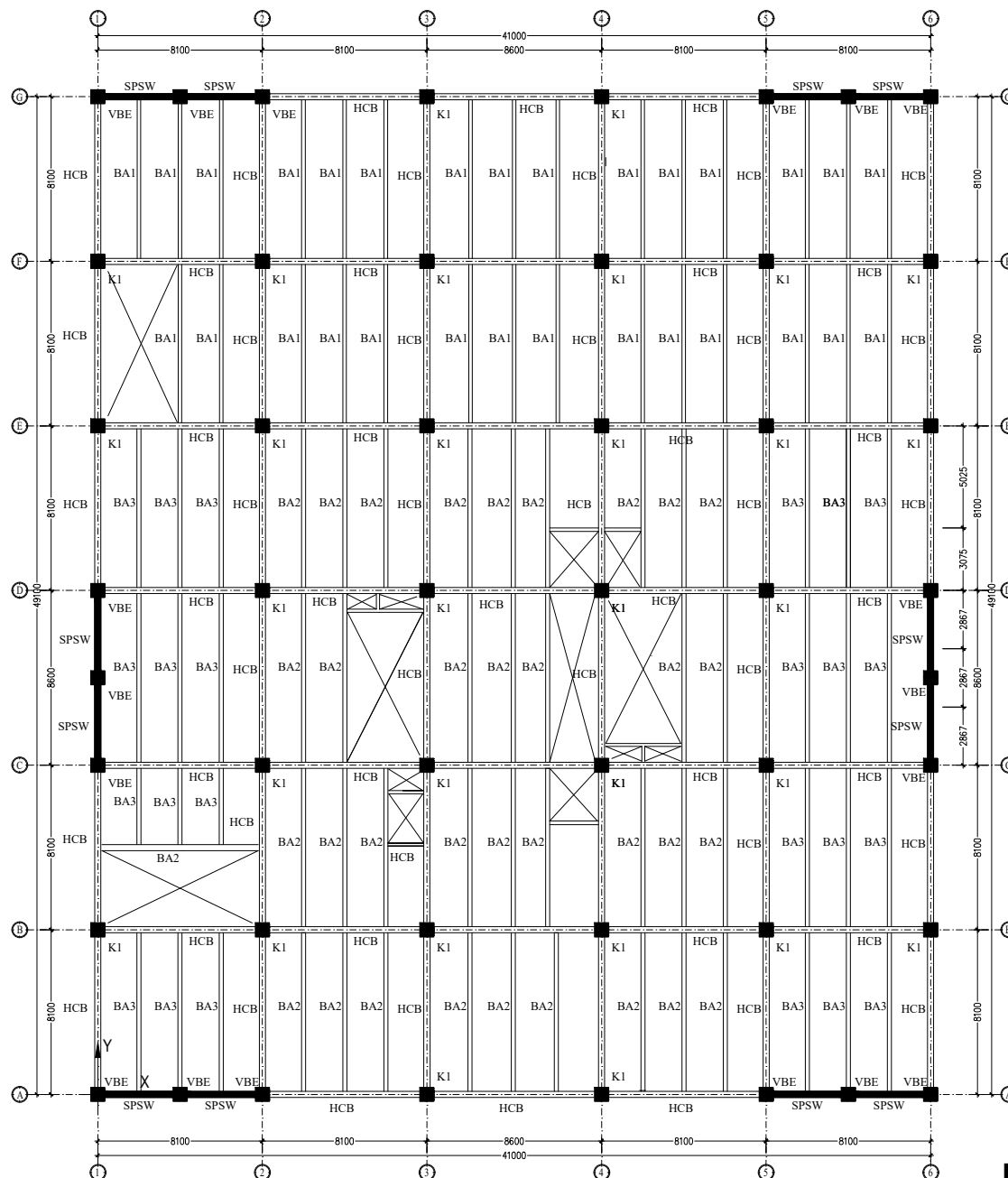
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

8

29



Denah Balok Lt. 1

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castlatted Beam
 WF 882x300x12x20
 BA2 = Balok Anak Koridor WF 450x200x8x12
 BA3 = Balok Anak Kantor WF 400x200x7x11
 K1 = Kolom RCFT 1 700x700x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
 Lt. 2 - 3

1 : 300

Kode

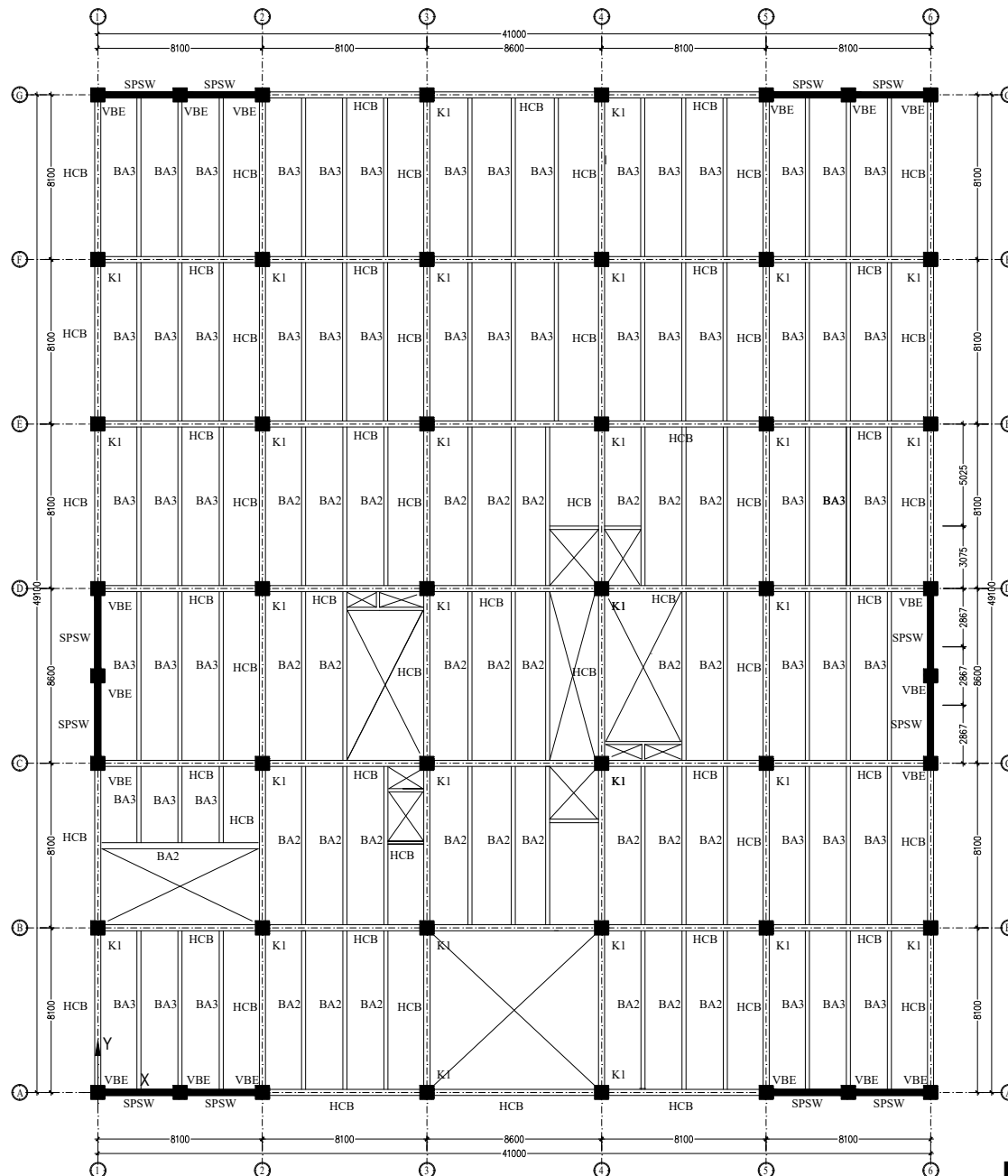
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

9

29



Denah Balok Lt. 2 - 3

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 BA2 = Balok Anak Koridor WF 450x200x8x12
 BA4 = Balok Anak Kelas WF 400x200x8x11
 K1 = Kolom RCFT 1 700x700x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
 Lt. 4 - 13

1 : 300

Kode

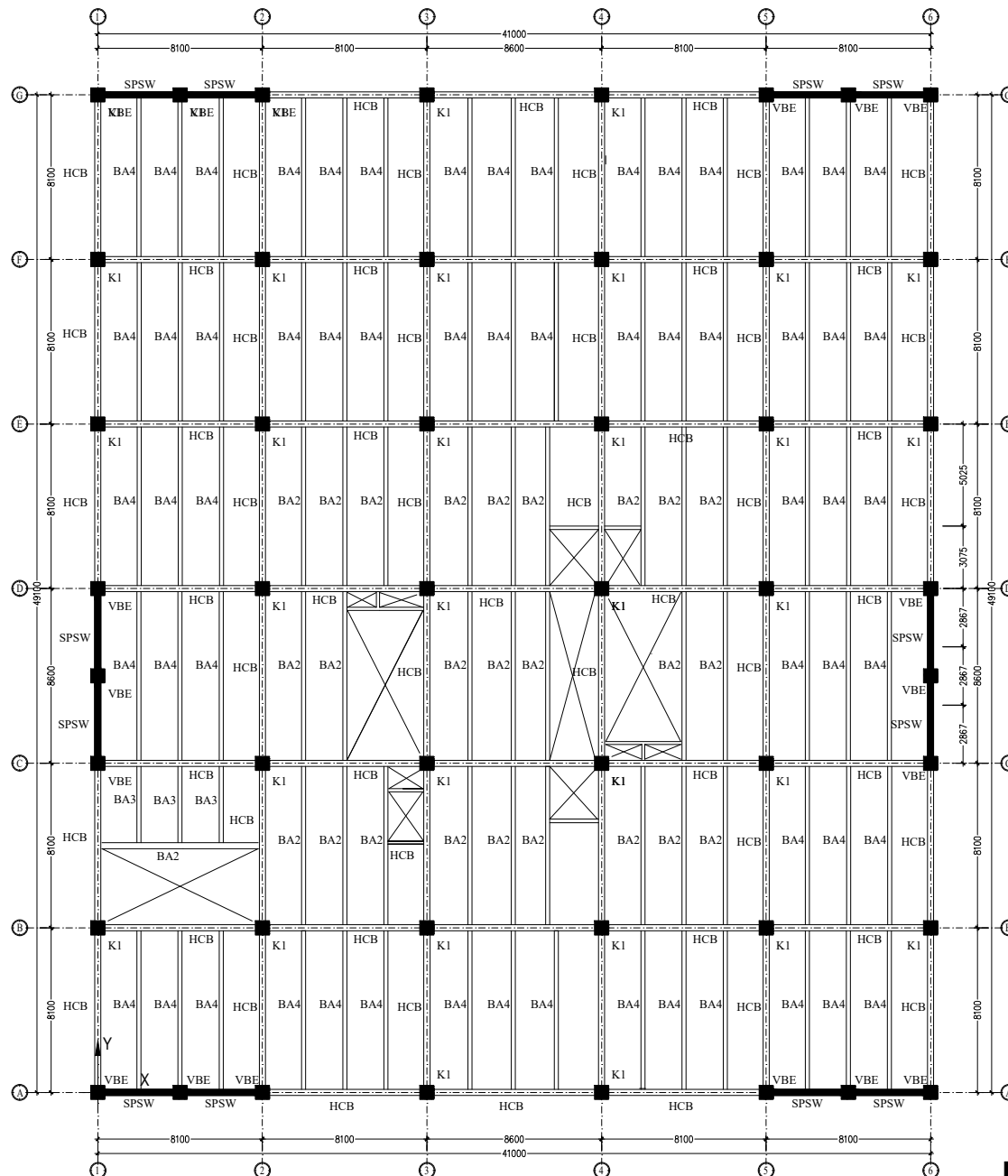
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

10

29



Denah Balok Lt. 4 - 13

SKALA 1 : 300





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 BA5 = Balok Anak Atap WF 350x200x7x11
 BA6 = Balok Anak Kelas WF 600x200x10x16
 BP = Balok Penumpu Lift 500x200x9x14
 K3 = Kolom RCFT 3 450x450x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 SPSW = Steel Plate Shear Wall t = 3 mm

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 0311154000032

Nama Gambar

Skala

Denah Balok
 Lt. Atap

1 : 300

Denah Balok
 Rumah Lift

Kode

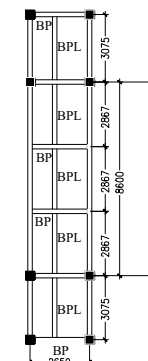
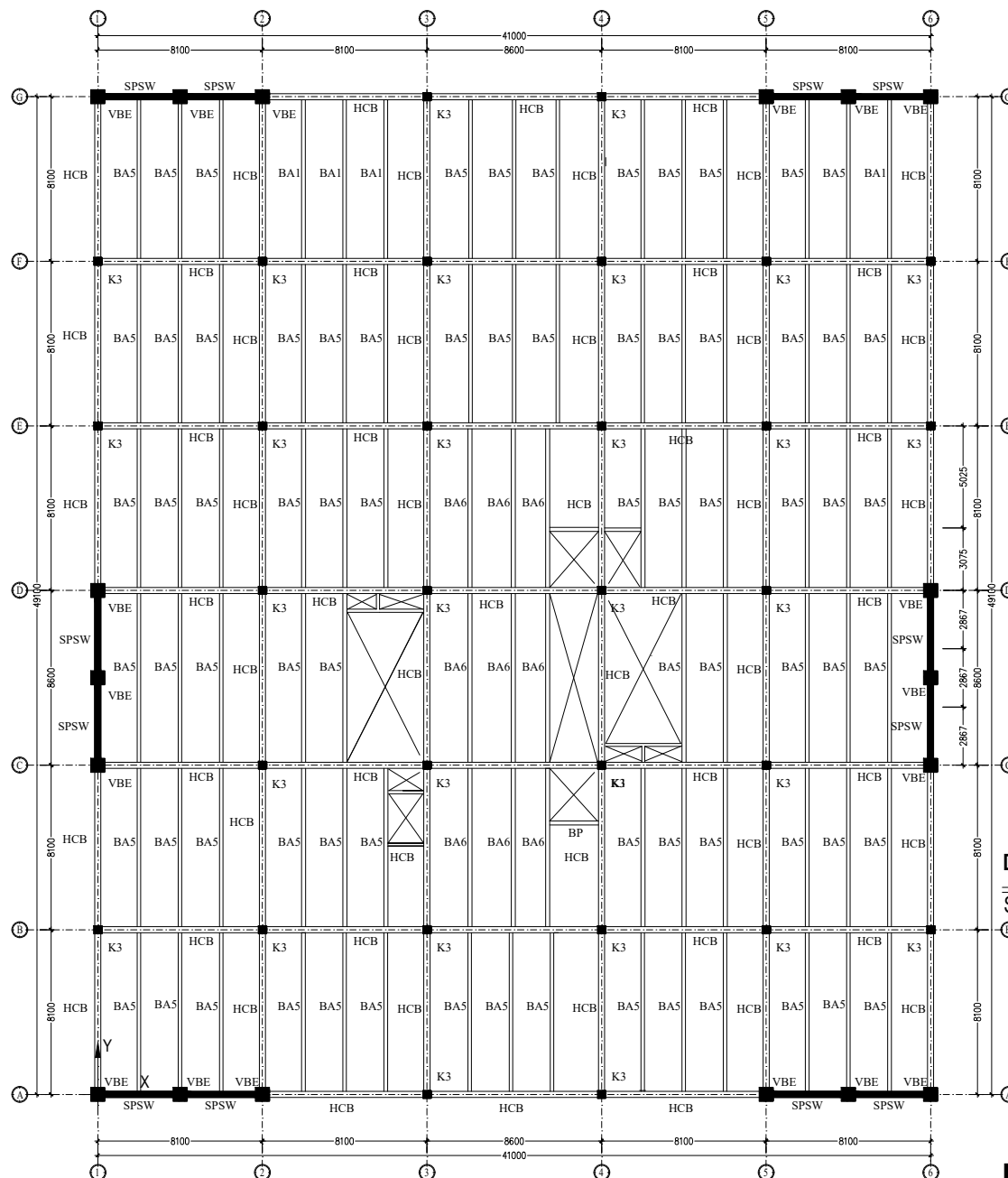
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

11

29



Denah Balok Rumah Lift (ELV. +70,0)

SKALA 1 : 300

Denah Balok Lt. Atap

SKALA 1 : 300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 0311154000032

Nama Gambar

Skala

Portal As A-A

1 : 400

Kode

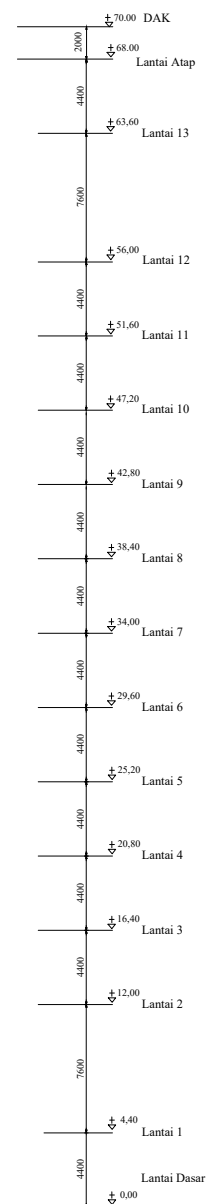
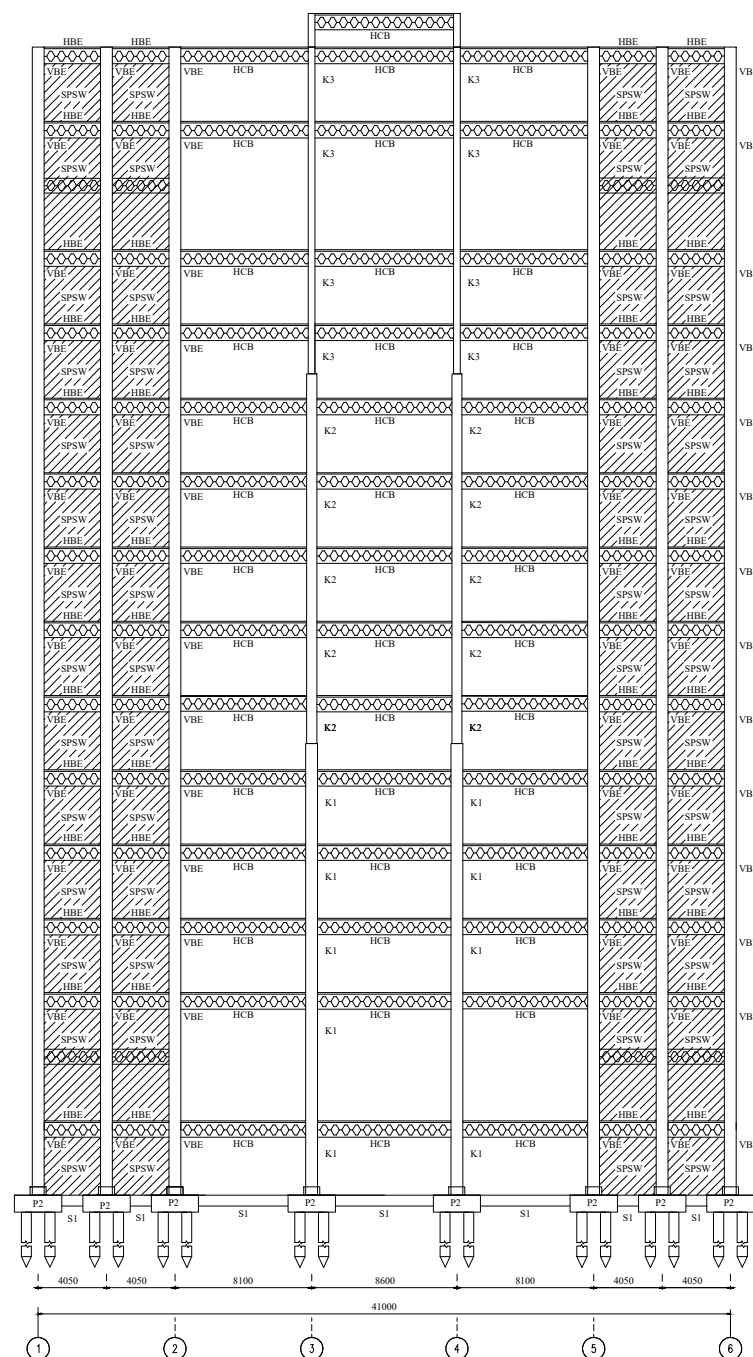
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

12

29



Keterangan

HCB = Hexagonal Castellated Beam
 WF 882x300x12x20
 K1 = Kolom RCFT 700x700x28x28
 K2 = Kolom RCFT 550x550x28x28
 K3 = Kolom RCFT 450x450x28x28
 VBE = Kolom RCFT 700x700x28x28
 HBE = HCB WF 882x300x12x20
 SPSW = Steel Plate Shear Wall (t=3 mm)
 S1 = Sloof 450x460
 P2 = Pilecap 2

Portal As A-A

SKALA 1 : 400





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Portal As 6-6

Skala

1 : 400

Kode

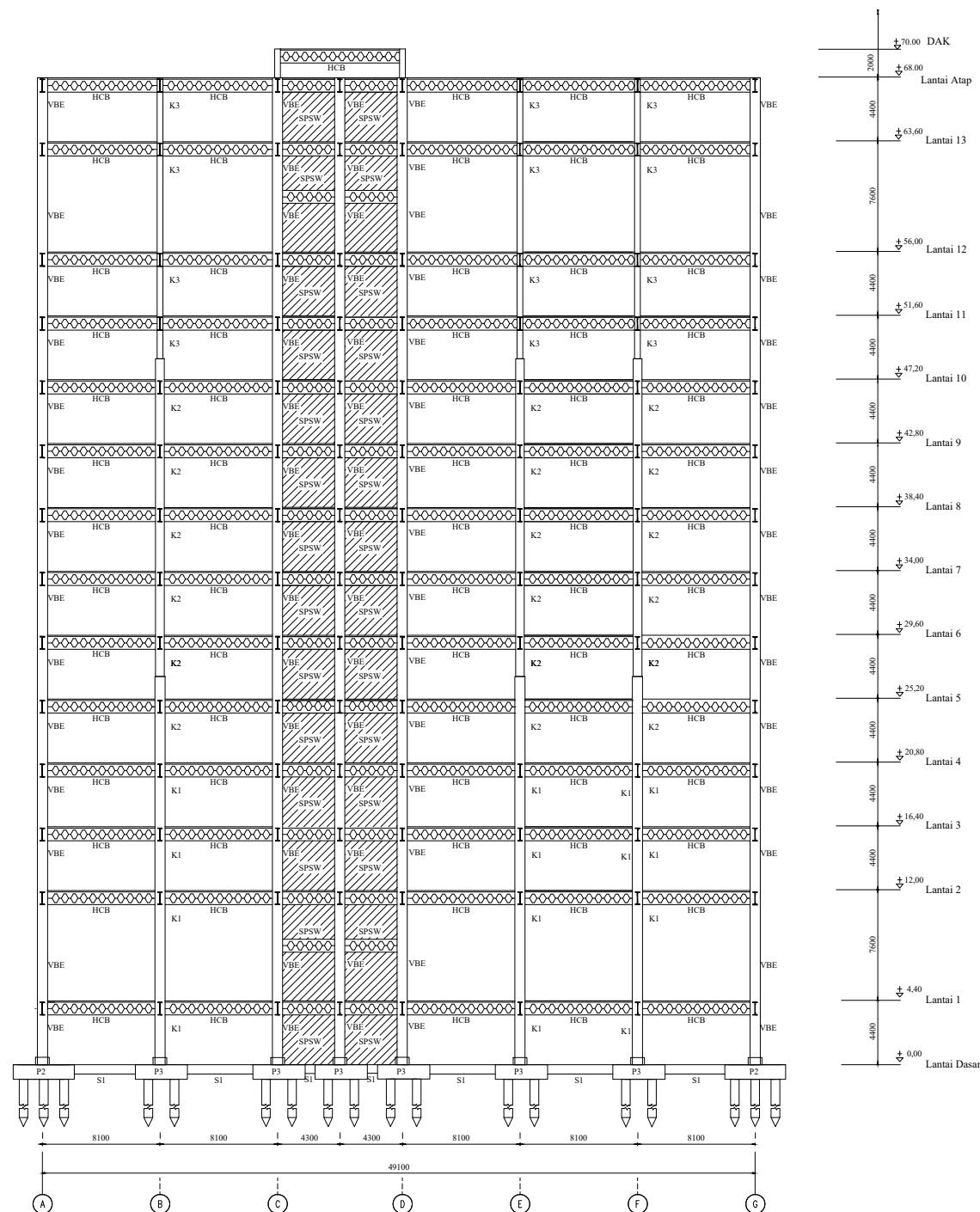
STR

No
Gambar

13

Jumlah
Gambar

29



Keterangan	
HCB	= Hexagonal Castellated Beam WF 882x300x12x20
K1	= Kolom RCFT 700x700x28x28
K2	= Kolom RCFT 550x550x28x28
K3	= Kolom RCFT 450x450x28x28
VBE	= Kolom RCFT 700x700x28x28
HBE	= HCB WF 882x300x12x20
SPSW	= Steel Plate Shear Wall (t=3 mm)
S1	= Sloof 450x460
P2	= Pilecap 2
P3	= Pilecap 3

Portal As 6-6

SKALA 1 : 400





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Denah Tangga
Potongan A-A

1 : 50

Kode

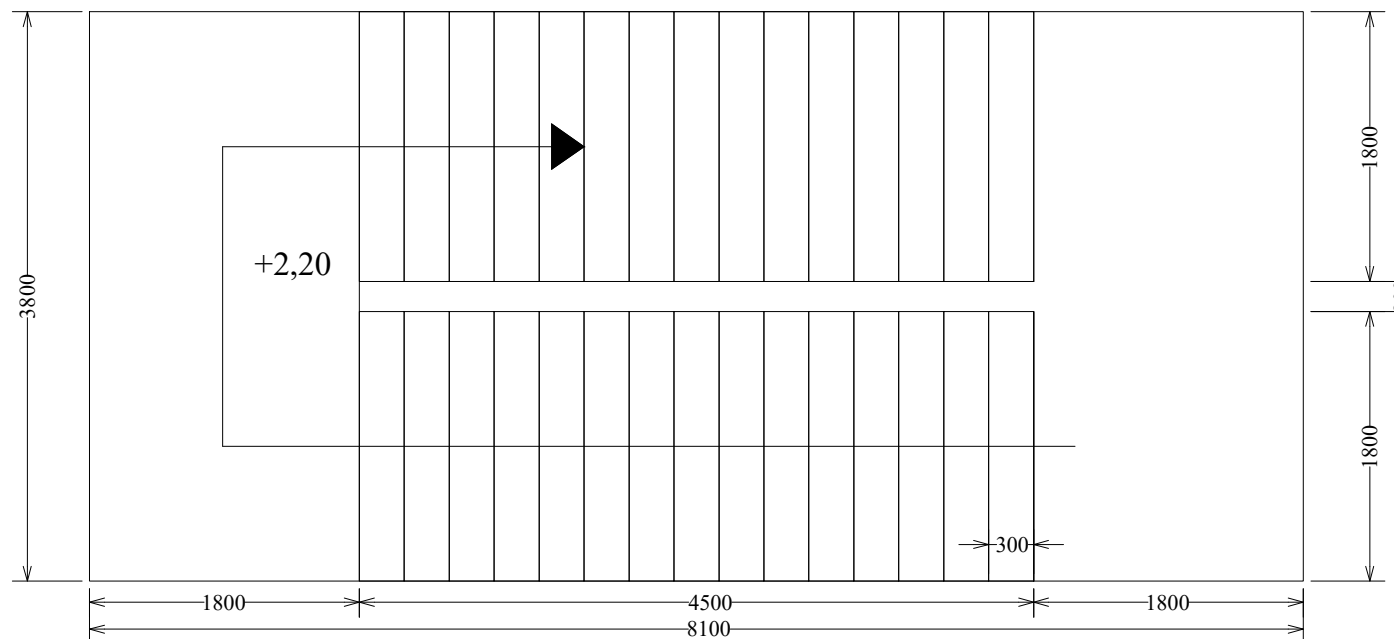
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

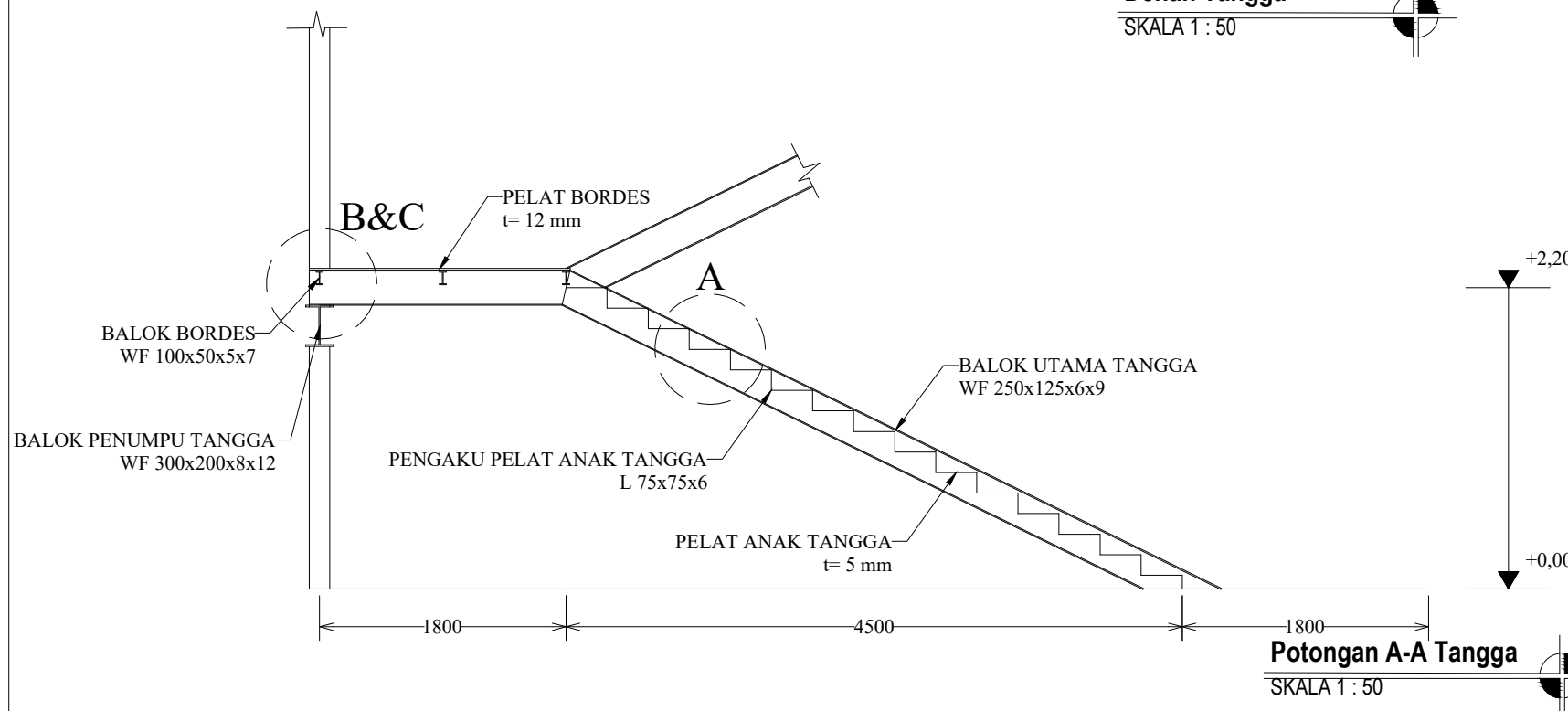
14

29



Denah Tangga

SKALA 1 : 50



Potongan A-A Tangga

SKALA 1 : 50



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 03111540000032

Nama Gambar

Skala

Tangga
 Detail A
 Detail B
 Detail C

1 : 15

Kode

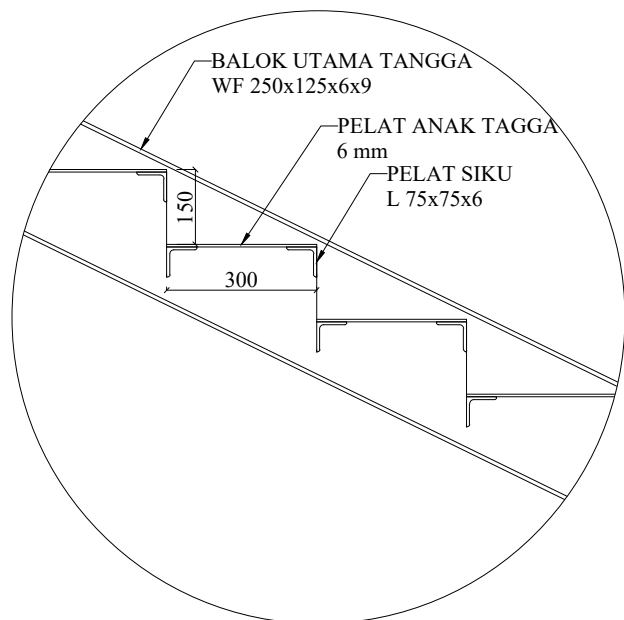
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

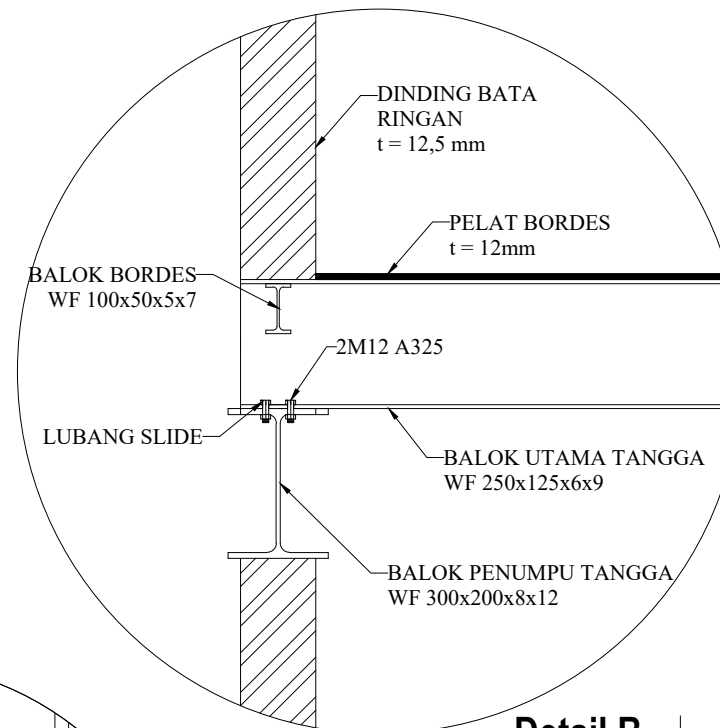
STR

15

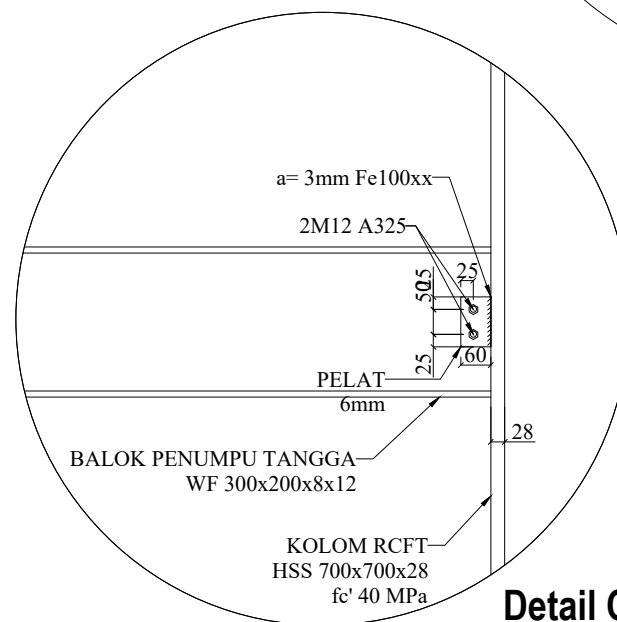
29



Detail A
 SKALA 1 : 15



Detail B
 SKALA 1 : 15



Detail C
 SKALA 1 : 15



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Sambungan
Balok Induk
Kolom

1 : 15

Kode

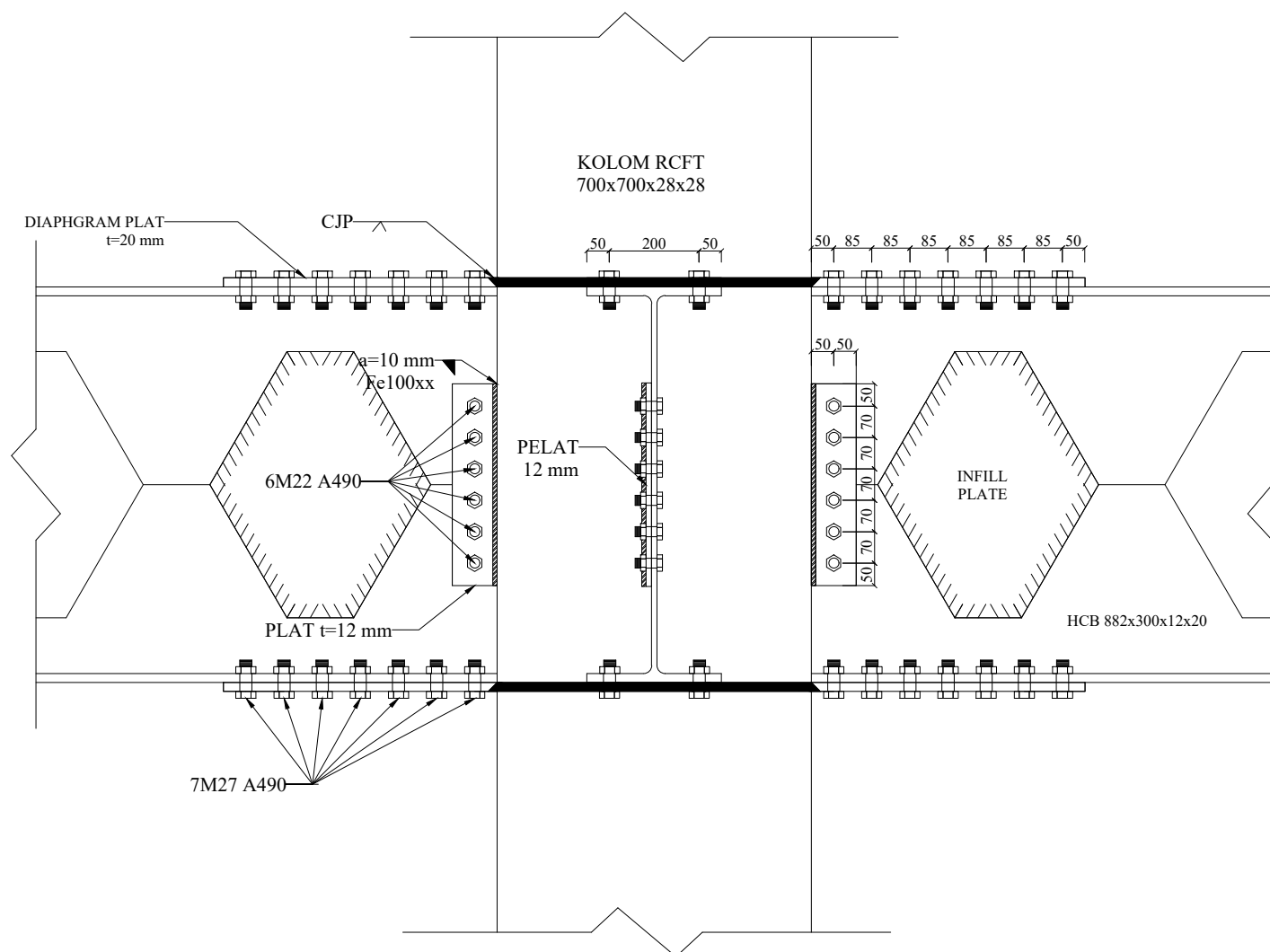
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

16

29



Sambungan Balok Induk - Kolom

SKALA 1 : 15





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Sambungan
Balok Induk
Kolom

1 : 15

Kode

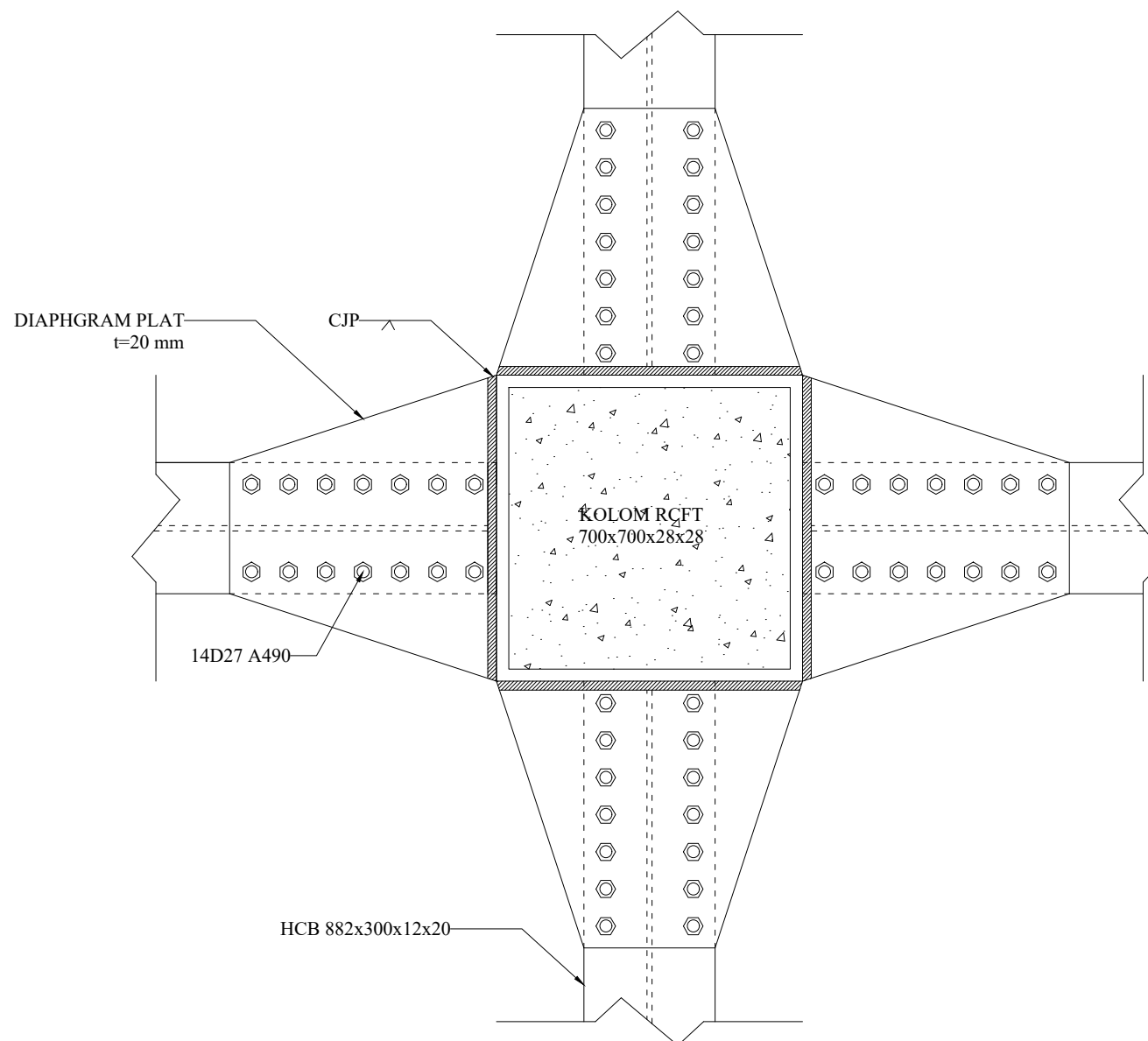
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

17

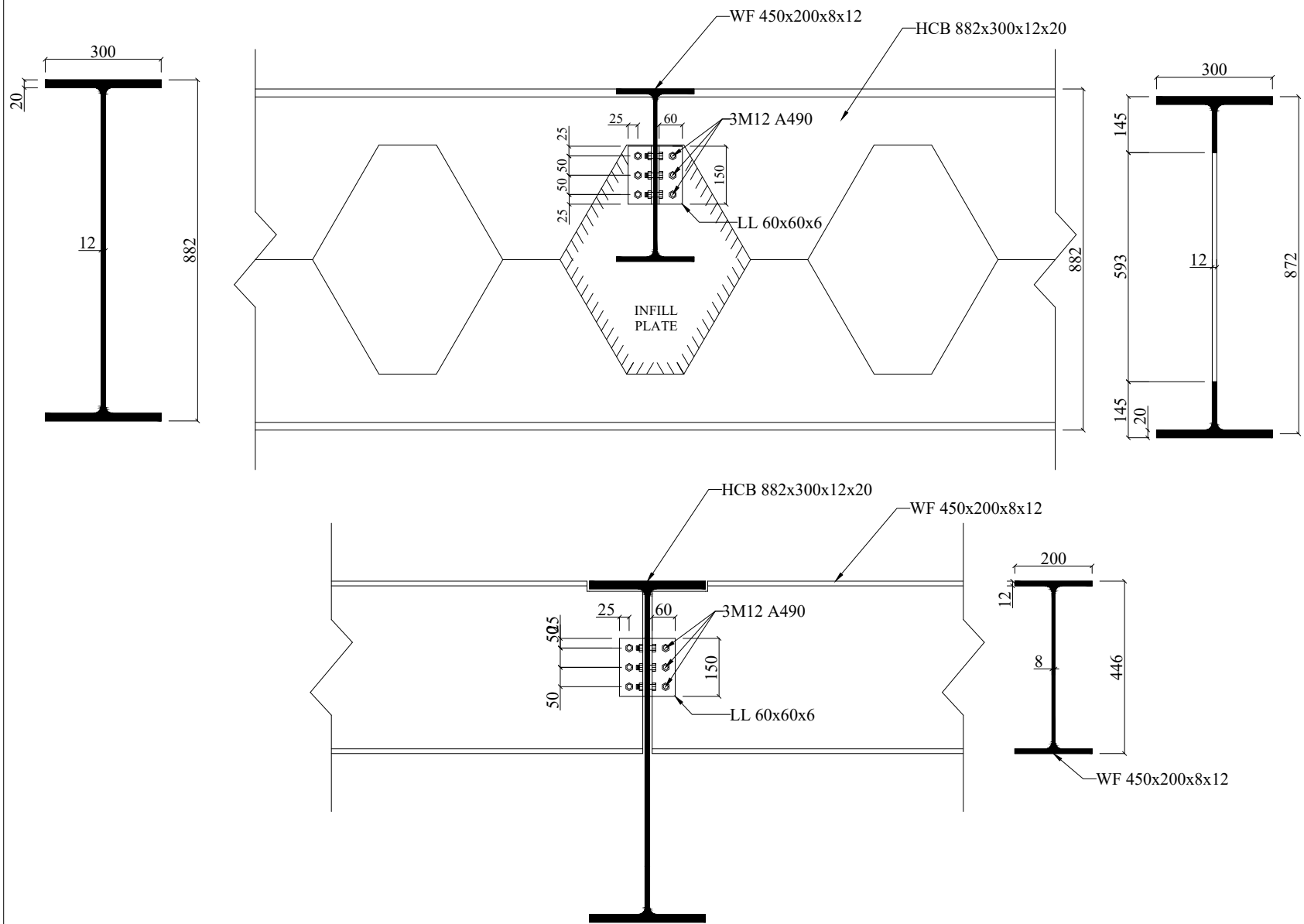
28



Sambungan Balok Induk - Kolom

SKALA 1 : 15





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

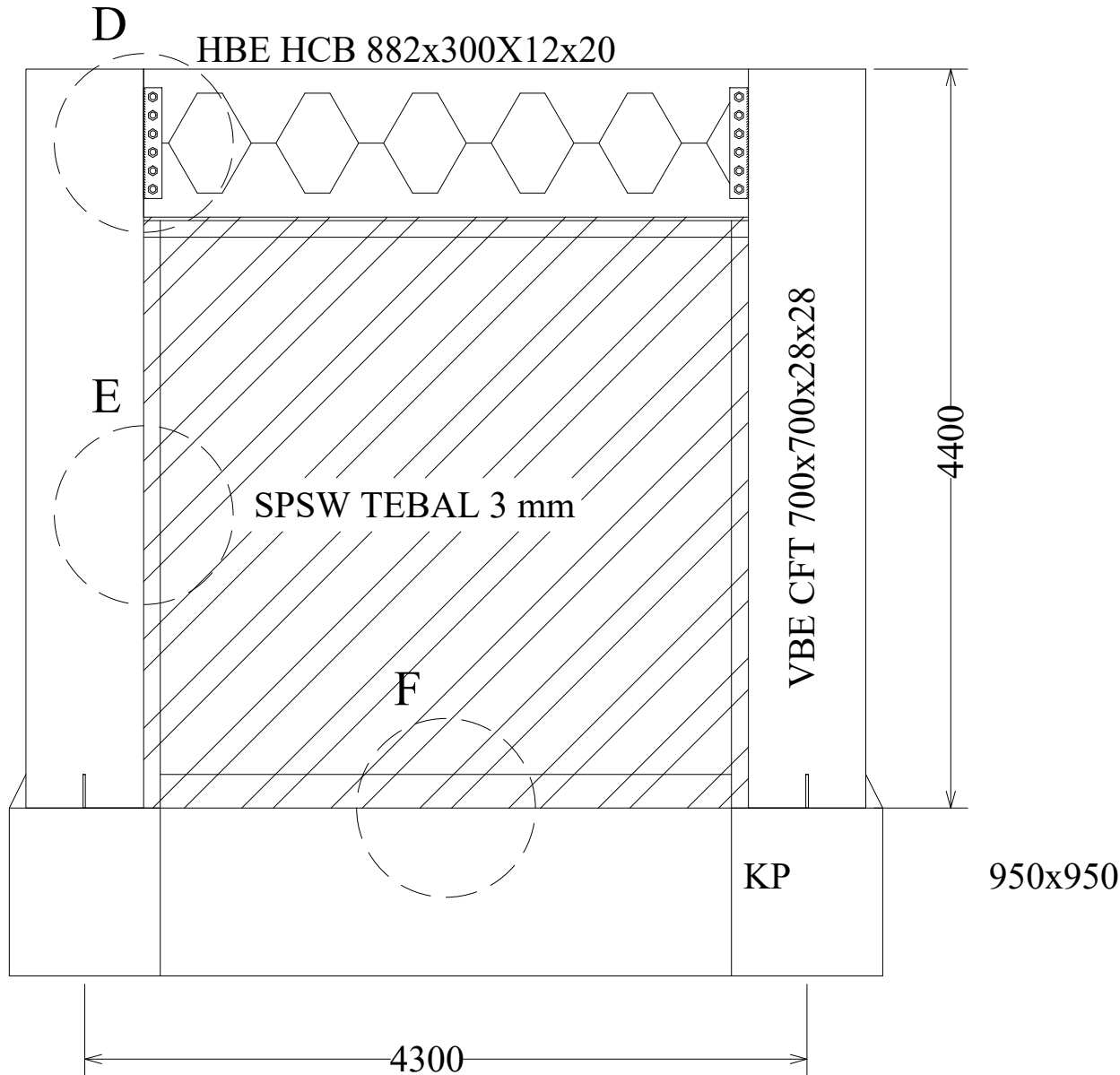
Nama Gambar	Skala
Sambungan Balok Anak Balok Induk	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	18	29

Sambungan Balok Anak - Balok Induk

SKALA 1 : 15





Sambungan Steel Plate Shear Wall

SKALA 1 : 40



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Sambungan
Steel Plate
Shear Wall

1 : 40

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

19

29



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
03111540000032

Nama Gambar

Skala

Detail
Sambungan D

1 : 15

Kode

No
Gambar

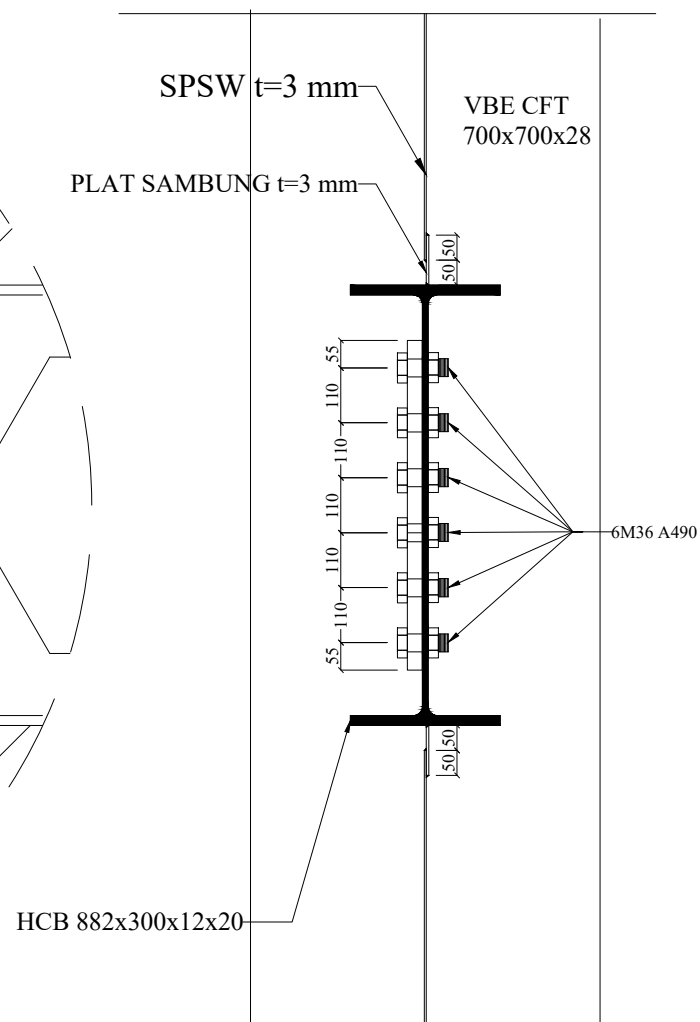
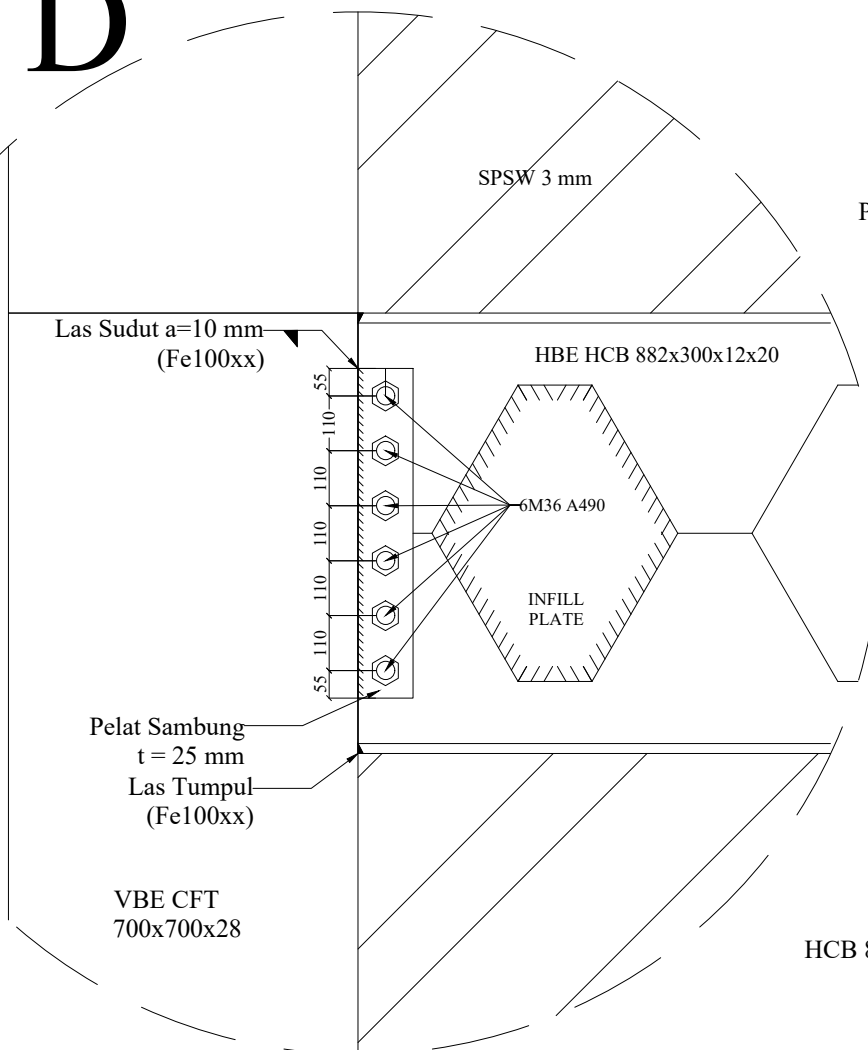
Jumlah
Gambar

STR

20

29

D



Detail D

SKALA 1 : 15





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Detail
Sambungan F
SambunganG

1 : 10

Kode

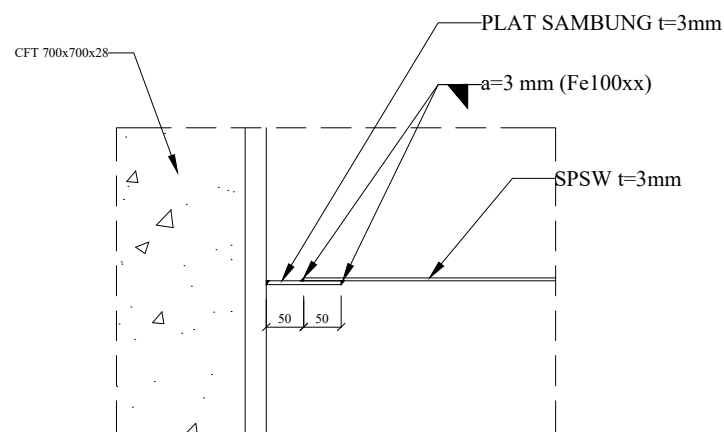
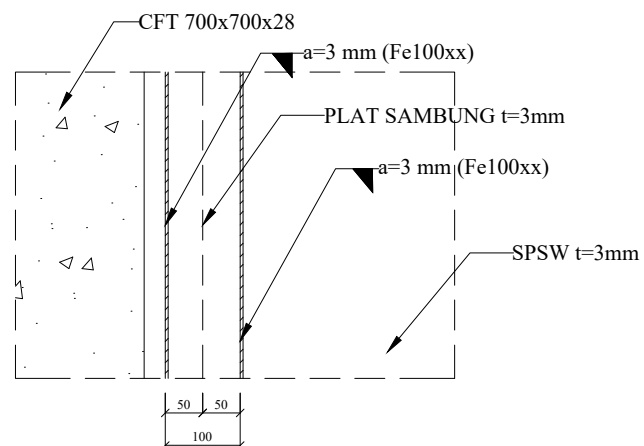
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

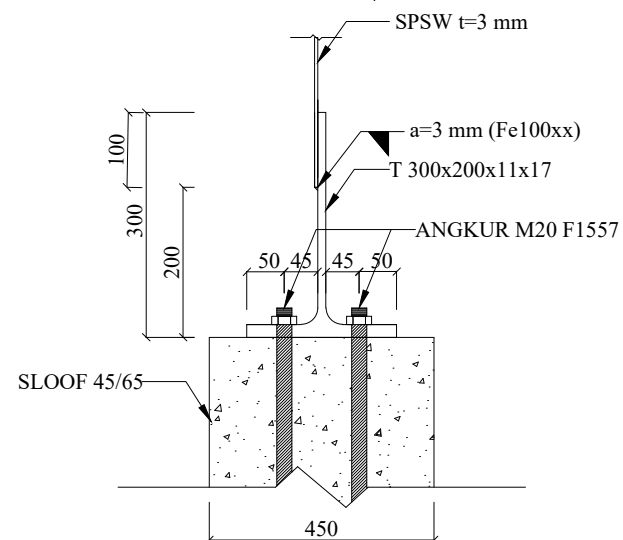
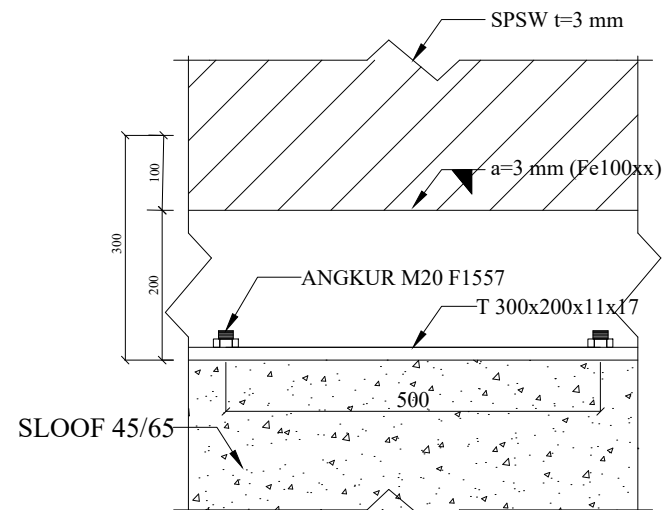
21

28



Detail F

SKALA 1 : 10



Detail G

SKALA 1 : 10





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Sambungan
Kolom - Kolom

1 : 10

Kode

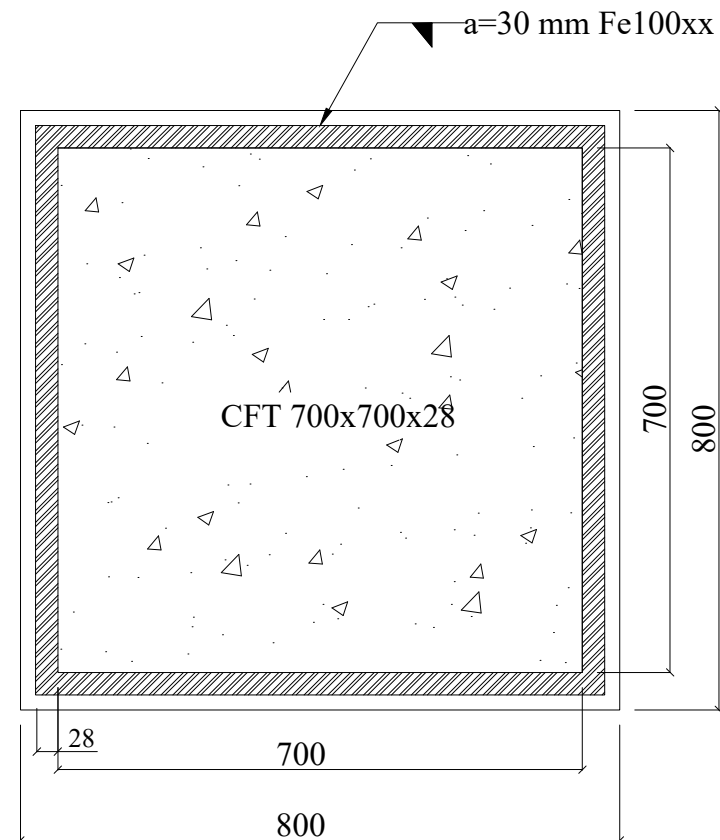
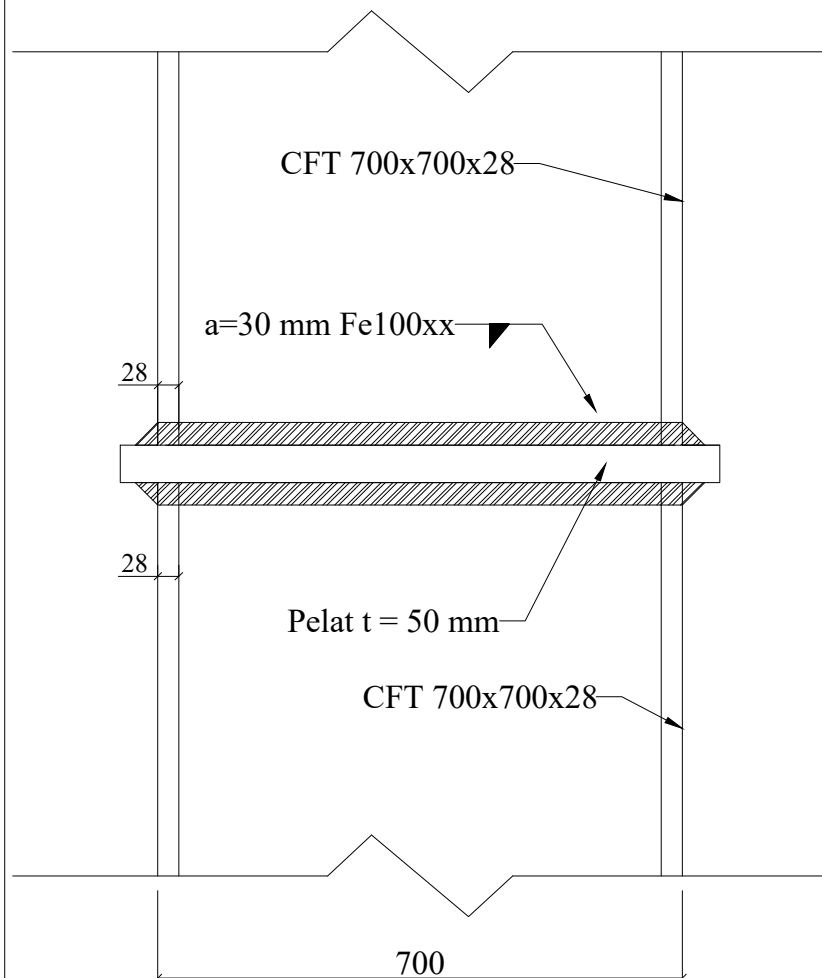
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

22

29



Sambungan Kolom - Kolom

SKALA 1 : 10





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Sambungan
Kolom
Baseplate

1 : 10

Kode

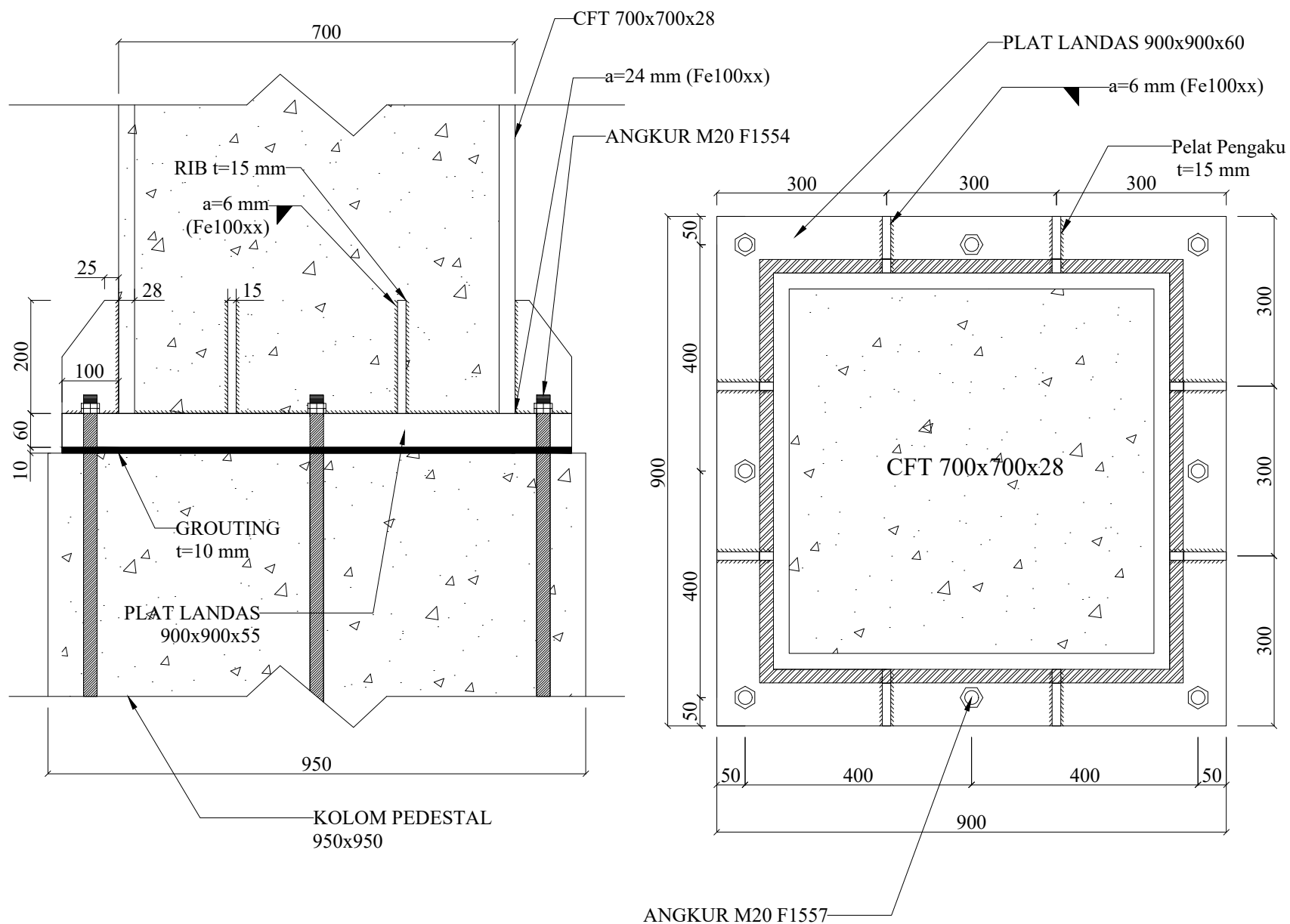
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

23


29



Sambungan Kolom - Baseplate

SKALA 1 : 10



KETERANGAN	TUMPUAN	LAPANGAN			
KOLOM PEDESTAL 950 x 950			Departemen Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan Intitut Teknologi Sepuluh Nopember		
				Judul Tugas Akhir	
			MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK HEXAGONAL CASTELLATED DENGAN SISTEM PENGAKU STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)		
			Dosen Pembimbing		
			Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D Ir. Heppy Kristijanto, MS		
TULANGAN LENTUR	16D28	16D28	Keterangan		
SENGKANG	D12 - 200	D12 - 200			
Sloof 450x650			Nama Mahasiswa		
				Dovan Alfano Dewana 03111540000032	
			Nama Gambar	Skala	
			Penulangan Kolom Pedestal Sloof		1 : 15
TULANGAN LENTUR	8D22		Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
SENGKANG	D12 - 300		STR	24	29



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG FAKULTAS FARMASI
 UNIVERSITAS AIRLANGGA
 KAMPUS C MENGGUNAKAN
 BALOK HEXAGONAL
 CASTELLATED DENGAN SISTEM
 PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
 WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
 Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
 0311154000032

Nama Gambar

Skala

Pilecap 1
 Potongan A
 Potongan B

1 : 50

Kode

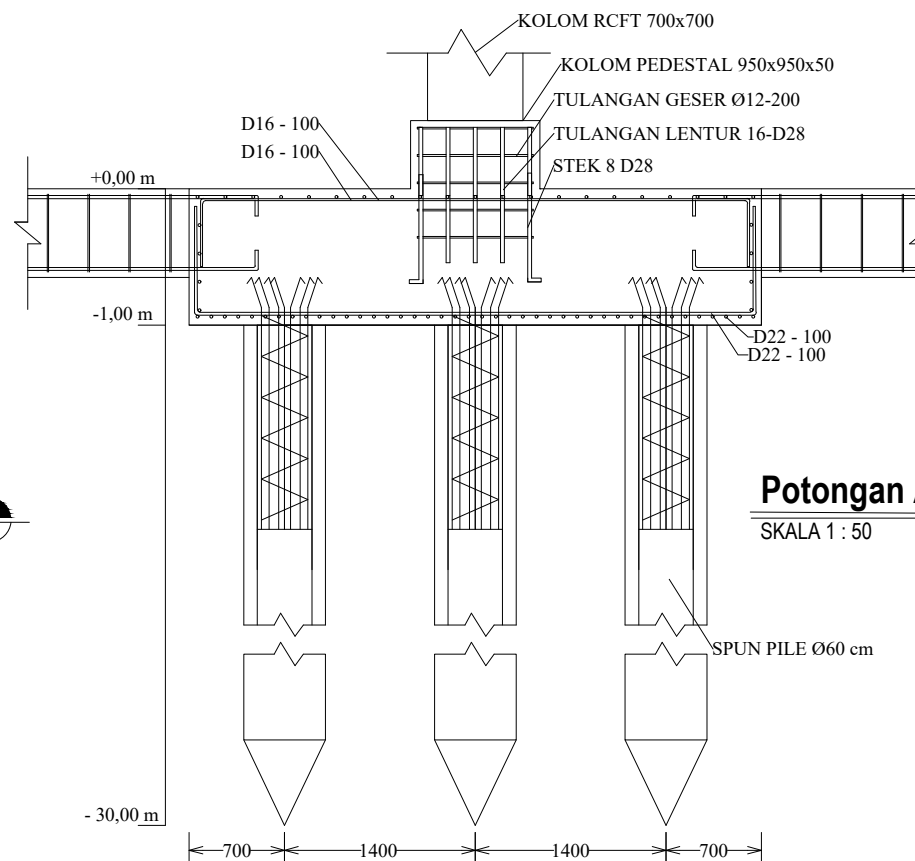
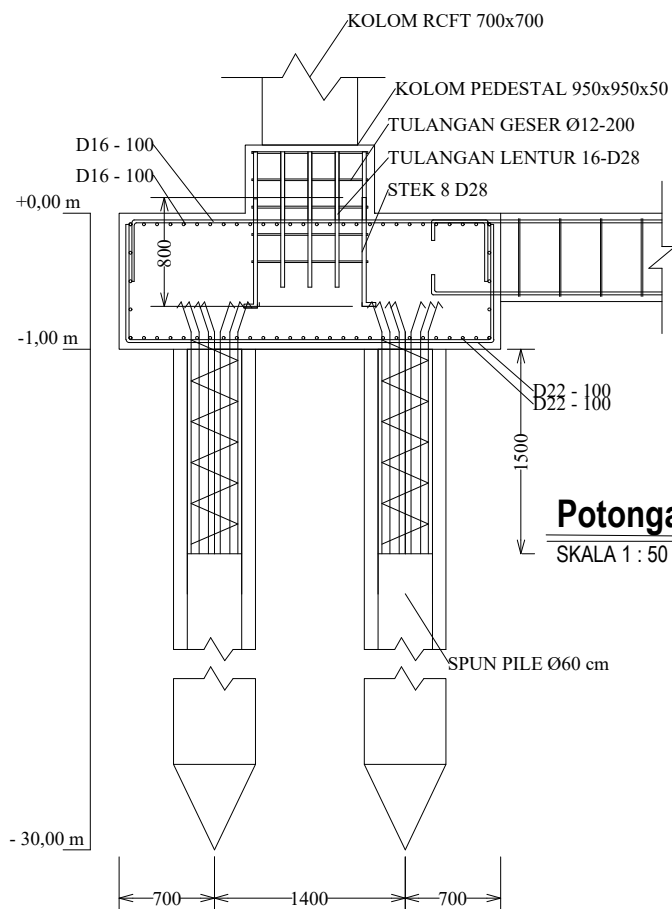
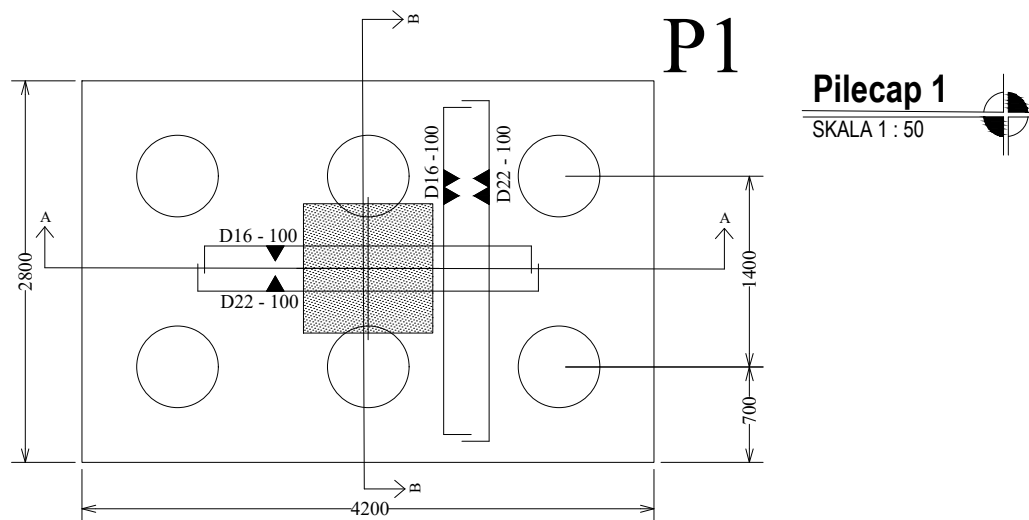
No
 Gambar

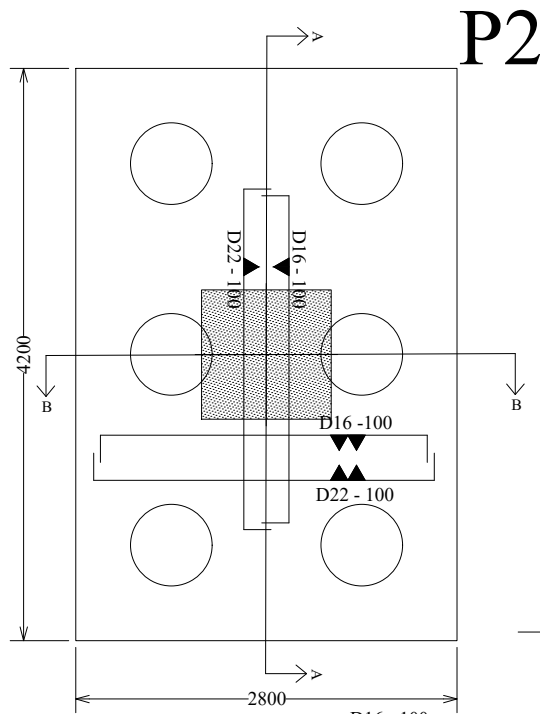
Jumlah
 Gambar

STR

25

29

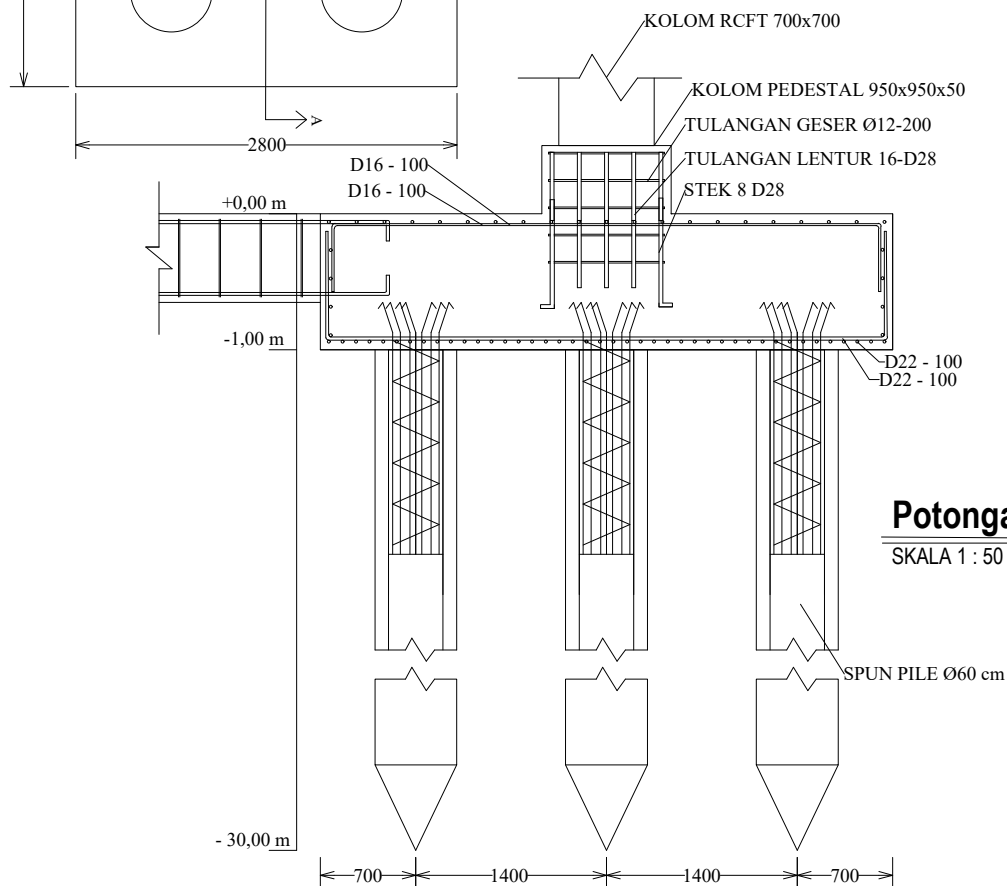




P2

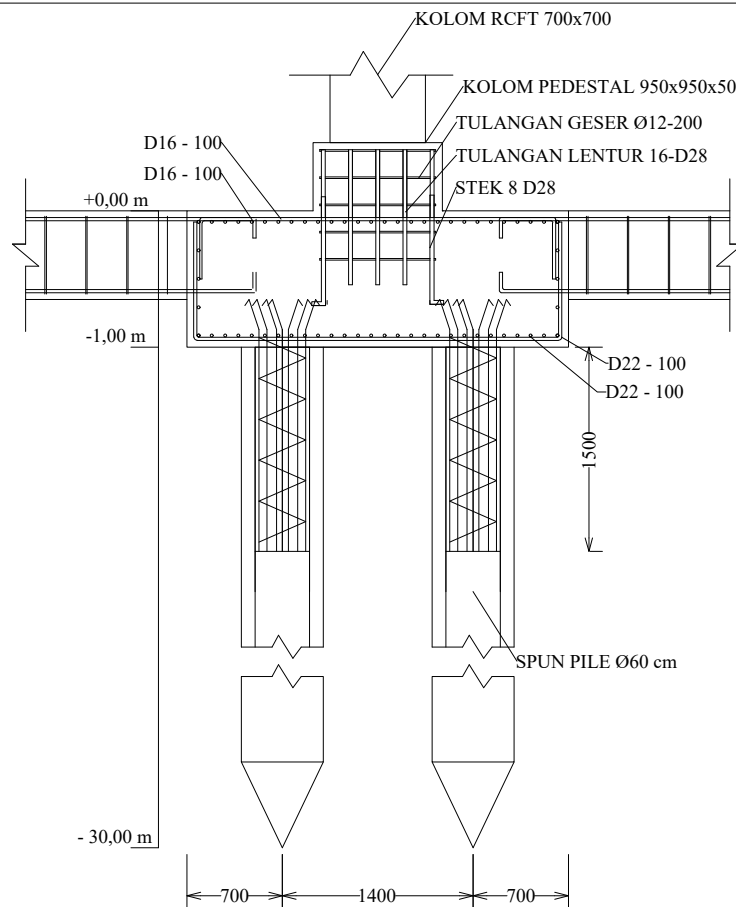
Pilecap 2

SKALA 1 : 50



Potongan A

SKALA 1 : 50



Potongan B

SKALA 1 : 50



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Pilecap 2
Potongan A
Potongan B

1 : 50

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

26

29



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Pilecap 3
Potongan A

1 : 50

Kode

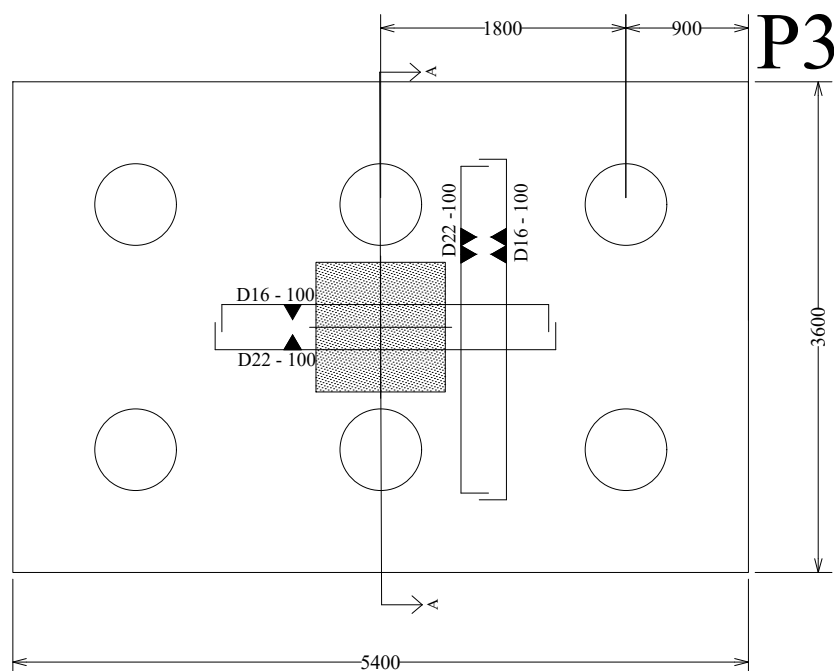
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

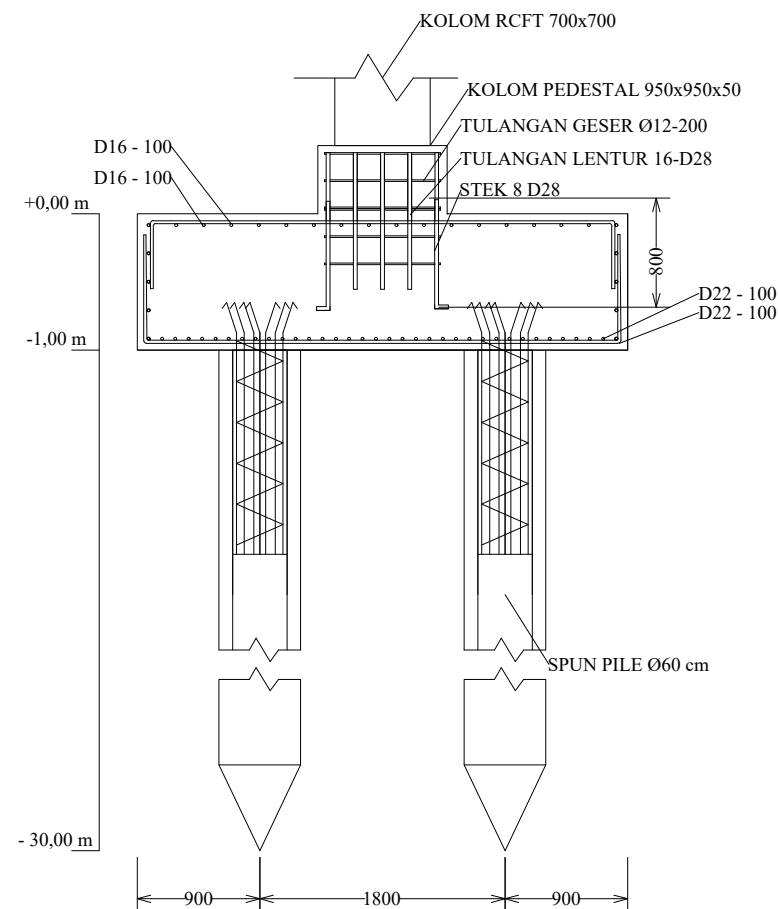
27

29



Pilecap 3

SKALA 1 : 50



Potongan A

SKALA 1 : 50





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG FAKULTAS FARMASI
UNIVERSITAS AIRLANGGA
KAMPUS C MENGGUNAKAN
BALOK HEXAGONAL
CASTELLATED DENGAN SISTEM
PENGAKU STEEL PLATE SHEAR
WALL (SPSW)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST.,MT.,Ph.D
Ir. Heppy Kristijanto, MS

Keterangan

Nama Mahasiswa

Dovan Alfano Dewana
0311154000032

Nama Gambar

Skala

Pelat
Lantai Dasar

1 : 50

Kode

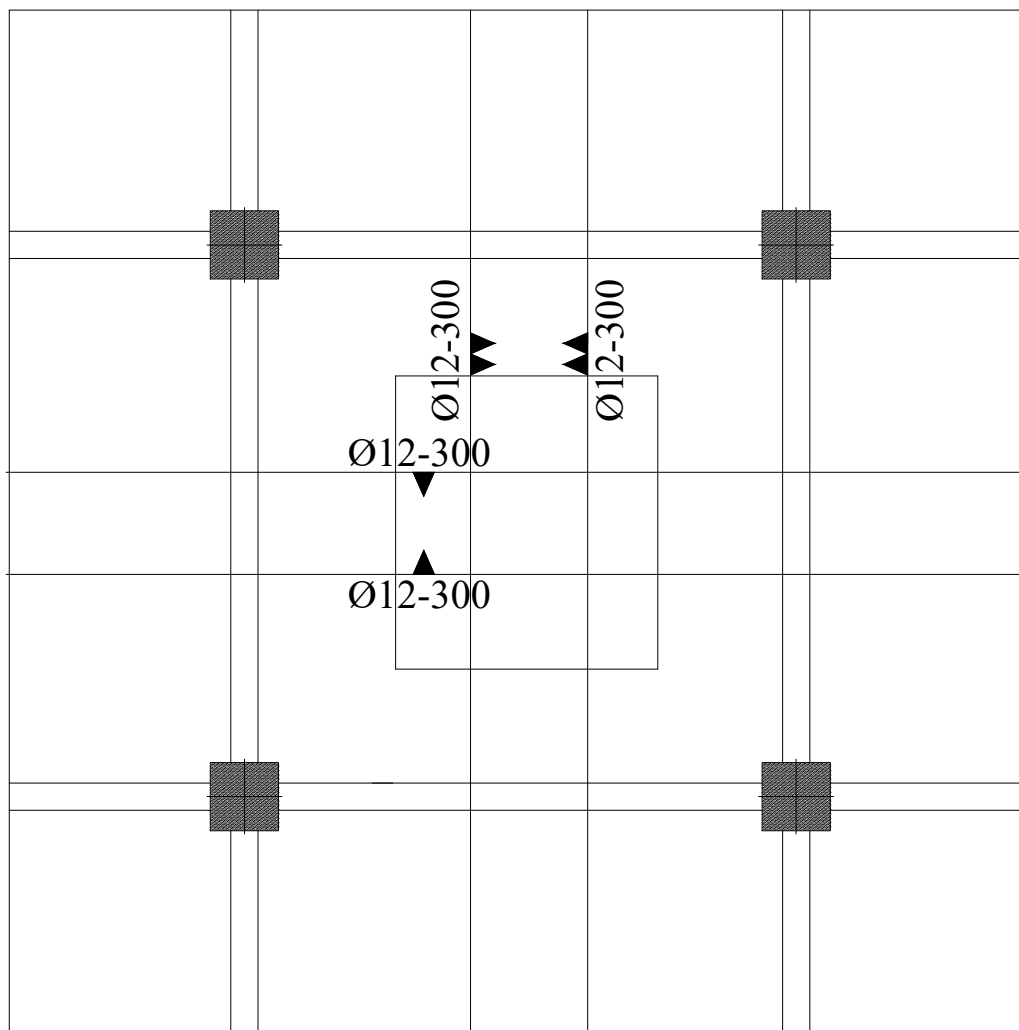
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

29

29



Pelat Lantai Dasar

SKALA 1 : 50





Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: BUDI SUSWANTO, S.T., M.T, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: DOVAN ALFANO DEWANA
NRP	: 03111540000032
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANDARA KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK HEXAGONAL CASTELLATED DENGAN SISTEM PENGAKU STEEL PLATE SHEAR WALL (CSPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 14645 / IT2.VI. A.1 / PP.05.02.00 / 2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	13-3-2019	Preliminari desain - Pembentukan pelat bundel di dekulon sesuai fungsi; - Sketsa decking - Pelat beton 2 arah	Melanjutkan perhitungan	
2	25-3-2019	- Ganti arah balok anak - Rih profil dengan I terbalik dan iu terkecil	Melanjutkan perhitungan	
3	5-4-2019	- Dibuat koneksi perhitungan manual tangga dan perhitungan dengan alat bantu - Penambahan slot geser pada balok - Balok penumpu tangga - Perhitungan balok lift per segmen	Melanjutkan perhitungan	
4	19-4-2019	- Permodelan kolom dibagi jalaran redudasi	Melanjutkan perhitungan	
5	26-4-2019	- Struktur primer balok HCB menggunakan tabel profil jadi - Pembesian in-fill plate pada bagian ujung bentang, dan sambungan - Axi kontrol inersia	Melanjutkan perhitungan	
6	14-5-2019	- Dimensi RCFT dibedakan agar tidak boros - Dimensi VBE dan HBE disamakan hap lan tanga dan BJ SPSW ditambahkan	Melanjutkan perhitungan	
7	21-5-2019	- Balok SWI Baru untuk sambungan - Optimasi kebutuhan pancing - Pile cap hitungan tahanan diambil 50% tahanan tarik - Pile cap dibuat corang	Melanjutkan laporan	
8	24-5-2019	Finalisasi laporan dan gambar		



PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Ir. HEPPY KRISTIJANTO, MS
NAMA MAHASISWA	: DOVAN ALFANO DEWANA
NRP	: 03111540000032
JUDUL TUGAS AKHIR	: MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG FAKULTAS FARMASI UNIVERSITAS AIRLANGGA KAMPUS C MENGGUNAKAN BALOK HEXAGONAL CASTELLATED DENGAN SISTEM PENDEKAT STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW)
TANGGAL PROPOSAL	: 2 Januari 2019
NO. SP-MMTA	: 14695 / IT2.VI.A.1 / PP.05.02.00 / 2019

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	26/1/2019	<ul style="list-style-type: none"> - Pemilihan Struktur Sekunder dengan 2x yang sama dengan profil paling ringan - Pembebanan tangga dengan 2 orang beriringan - Beban lift diriskusikan pemodelan - Beban tangga dimasukkan pemodelan 	melanjutkan perhitungan primer	
2	10/1/2019	<ul style="list-style-type: none"> - Selesai Profil dari brosur di cek juga dengan manual - Sambungan balok anak jadi 1 	melanjutkan perhitungan	
3	21/1/2019	<ul style="list-style-type: none"> - Kedalaman dan diameter pancing, - Relat 'antai' beton tanpa uplifit stir 	Revisi	

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Dovan Alfano Dewana dilahirkan di Kediri pada 2 September 1997, merupakan anak kedua dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Kayen Kidul, SMP Negeri 1 Kediri dan SMA Negeri 2 Kediri. Setelah lulus dari SMA Negeri 2 Kediri pada tahun 2015, penulis melanjutkan pendidikan sarjana (S1) di Departemen Teknik Sipil FTSP-ITS melalui jalur SNMPTN dan terdaftar dengan NRP 3115100032. Selama menjadi mahasiswa, penulis aktif dalam beberapa kegiatan kampus diantaranya : pengkaderan, seminar, kepanitiaan, lembaga dakwah dan kegiatan sosial. Penulis pernah menjadi kepala departemen pembinaan Al Hadiid Teknik Sipil 2017/2018. Di Departemen Teknik Sipil ini penulis mengambil topik TA bidang Struktur khususnya bangunan gedung. E-mail : alfanodovan@gmail.com