



TUGAS AKHIR – RC141501

**PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88
MENGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED
FRAME (EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL
TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA**

MEIDIAS DJASIRMAN I

NRP 0311540000137

Dosen Pembimbing:

Budi Suswanto , ST., MT., Ph.D

Harun Al Rasyid , ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2019



TUGAS AKHIR – RC141501

**PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88
MENGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED
FRAME (EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL
TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA**

MEIDIAS DJASIRMAN I

NRP 0311540000137

Dosen Pembimbing :

Budi Suswanto , ST., MT., Ph.D

Harun Al Rasyid , ST., MT., Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan

Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Surabaya 2019



FINAL PROJECT – RC141501

**DESIGN OF MID AVENUE88 APARTMENT USING
ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) AND
CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFST) AT SERUI, PAPUA**

MEIDIAS DJASIRMAN I
NRP 0311540000137

ACADEMIC SUPERVISOR :
Budi Suswanto , ST., MT., Ph.D
Harun Al Rasyid , ST., MT., Ph.D

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

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88 MENGGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA

Tugas Akhir

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik

Pada

Bidang Studi Struktur

Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil

Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan

Institu Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

Meidias Djasirman I

NRP 03111540000137

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D. (Pembimbing 1)

2. Harun Al Rasyid S.T., M.T. (Pembimbing 2)



PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88 MENGGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA

Nama Mahasiswa : Meidias Djasirman I
NRP : 03111540000137
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
Harun Al Rasyid S.T., M.T., Ph.D.

Abstrak

Sebagai negara berkembang, diperlukannya wadah untuk menaungi kegiatan-kegiatan rakyat, tidak hanya dari perkantoran, tetapi juga tempat tinggal. Pemerintahan sedang gencarnya pembangunan infrastruktur di luar Pulau Jawa, dimana sebelumnya pembangunan infrastruktur terpust di Pulau Jawa, terutama bagian barat. Beriring dengan perkembangan ekonomi Indonesia, tentu infrasktrukur dibutuhkan untuk menaungi semua kegiatan, tidak terbatas wilayah tertentu. Walau sedemikian, Indonesia juga berada di dalam ring of fire yang memiliki ancaman gempa yang tinggi sehingga dibutuhkan strukur bangunan yang mampu menahan gempa.

Baja merupakan salah satu material yang bersifat daktail, yaitu baja dapat mengalami deformasi yang besar dibawah pengaruh tegangan tarik yang tinggi tanpa hancur dan putus. Adanya sifat daktail tersebut menjadikan baja lebih efektif menahan beban gempa. Salah satu system tahan gempa yang terdapat pada baja adalah sistem Eccentrically Braced Frames (EBF) yang merupakan konsep desain gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain MRF dengan kekakuan elastik yang tinggi dari desain CBF. Kelebihan dari system EBF ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada link. Link

merupakan bagian yang terletak antara joint pengaku diagonal dengan joint kolom –balok dan elemen yang diharapkan dapat menyerap energi gempa dan mengalami proses plastisifikasi pada elemen yang rusak tersebut.

Dalam perencanaan ini, penulis merencanakan bangunan Apartement MID Avenue 88 di Serui, Papua menggunakan modifikasi Eccentrically Braced Frame (EBF) agar bangunan daktil. Dalam perencanaan gedung ini juga bangunan direncanakan menggunakan Concrete Filled Steel Tube (CFST) untuk menampung gaya tekan dan tarik. Penulis juga akan merencanakan struktur bawah dari gedung

Dari hasil analisa yang telah dilakukan diperoleh, tebal pelat lantai dan atap dengan menggunakan bondek ialah 9 cm, dimensi balok induk WF 700x300x15x28 dan WF 600x300x14x23, panjang elemen link 100 cm, dimensi bresing WF 400x400x45x70, dimensi kolom CFT 800x800x60, CFT 750x750x60, CFT 700x700x60. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall dan pondasi menggunakan tiang pancang beton diameter 80 cm dengan kedalaman 28 meter. Kolom basement direncanakan dengan dimensi 120/120 cm. Dan dimensi Sloof 650/750 mm.

Kata kunci: Eccentrically Braced Frame, Perilaku Link, Baja-Beton komposit

DESIGN OF MID AVENUE88 APARTMENT USING ECCENTRICALLY BRACED FRAMES(EBF) AND CONCRETE FILLED STEEL TUBE(CFST) AT SERUI, PAPUA

Student Name : Meidias Djasirman I
NRP : 0311154000137
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
Harun Al Rasyid S.T., M.T., Ph.D.

Abstract

As a developing nation, platforms to support the population's activity is needed, not only offices, but also homes. Infrastructure improvement outside Java has been one of the government's main focus a few years before, whereas before, Java has been the main area for building infrastructures, especially the western region of Java. As the nation's economy keeps on growing, infrastructures are needed to support all of the population's activities without excluding any regions. On the other hand, we can't deny that Indonesia is located in the ring of fire, thus making the country prone to earthquakes, which means structures that can withstand earthquakes is needed.

Steel is one of the most common material used in buildings. It has a ductile characteristic, which means it can withstand lengths of deformation before it breaks. The ductility of steel makes it very effective to withstand earthquake. Eccentrically Braced Frames(EBF) is one of the several steel structure system which combines the concept of Moment Resisting Frames(MRF) and Concentrically Braced Frames(CBF). The advantage of EBF is that it has a great ductile structure which benefits from yielding at Link. Links are the segment located between the bracing joints and the beam-column joints. Links are expected to hold the quake's energy and go through a plastification process at the yielding element.

The purpose of this final assignment is to re-plan MID Avenue 88 Apartment at Serui, Papua using Eccentrically Based Frames (EBF) modification which will make the building ductile. The building will also be using Concrete Filled Steel Tube (CFST) to accommodate tension and compression forces. The lower section of the building will also be re-planned

From the analysis that was done it was indicated that the thickness of the floor deck is 9 cm, the dimension of the beams are WF 700x300x15x28 and WF 600x300x14x23, the length of the link is 100 cm, the dimension of the bracings are WF 400x400x45x70, the dimensions of the column are CFT 800x800x60, CFT 750x750x60, and CFT 700x700x60. The lower section of the building use retaining wall and spun piles with 80 cm diameter and 28 meter depth. Basement uses column with 120/120 cm dimension, and sloof with

Key words: Eccentrically Braced Frames, Link Characteristics, Steel-Concrete Composite

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul “PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88 MENGGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME(EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL TUBE(CFST) DI SERUI, PAPUA” Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Kedua orang tua, Fauziah Yuliantina dan Alm. Irmawan Djasman yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis. Serta tak lupa pula adik, Rania Irziah
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Harun Al Rasyid. S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sangat bermanfaat.
3. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan
4. Senior bidang struktur, Glory dan Pelangi
5. Teman-teman baja yang sudah menjadi teman diskusi dan motivasi selama pekerjaan
6. Teman-teman saya, Lilla, Wafi, Refo, Lunar, Oki, Galih, Andra atas dukungan
7. Keluarga besar angkatan Sipil ITS 2015

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

Surabaya, Juni 2018

(Penulis)

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL.....	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	iii
ABSTRAK.....	v
ABSTRACT.....	vii
KATA PENGANTAR.....	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xix

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4

BAB II TINJAUAN PUSATAKA

2.1 Umum.....	5
2.2 Sistem Eccentrically Braced Frame(EBF).....	5
2.2.1 Pengertian.....	5
2.2.2 Link.....	7
2.2.2.1 Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	7
2.2.2.2 Sudur Rotasi Link.....	8
2.2.2.3 Bresing Link.....	10
2.2.2.4 Kapasitas Link.....	11
2.3 Kolom <i>Concrete Filled Steel Tube</i> (CFST).....	11
2.3.1 Pengertian.....	11
2.3.2 Elemen <i>Link</i>	12
2.4 Sambungan.....	12
2.4.1 Klasifikasi Sambungan.....	12
2.4.2 Mekanisme Sambungan.....	14

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum.....	15
3.2 Metodologi Tugas Akhir	16
3.3 Studi Literatur	16
3.4 Preliminary	16
3.5 Pembebanan Struktur Sekunder dan Primer.....	17
3.5.1 Beban Mati.....	17
3.5.2 Beban Hidup	17
3.5.3 Beban Gempa.....	18
3.5.4 Kombinasi Pembebanan.....	23
3.6 Perhitungan Struktur Sekunder	24
3.6.1 Perencanaan Tangga.....	24
3.6.2 Perencanaan Plat Lantai	24
3.6.3 Perencanaan Balok Anak	24
3.7 Analisa Struktur	24
3.8 Kontrol Struktur Primer	27
3.8.1 Desain Balok	27
3.8.2 Link	36
3.8.3 Kolom.....	37
3.9 Sambungan	45
3.10 Pehitungan Struktur Bawah.....	47
3.10.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	47
3.10.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	48
3.10.3 Perencanaan Tebal Poer	48
3.10.4 Perhitungan Struktur Dinding Basement	49
3.11 Penggambaran Gambar Teknik.....	51

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai	51
4.1.1 Perencanaan Pelat Atap.....	51
4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai	52
4.2 Perencanaan Balok Anak	54
4.2.1 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap	54
4.2.2 Perencanaan Balok Anak Lantai Apartemen	59
4.3 Perencanaan Balok <i>Lift</i>	64
4.3.1 Perencanaan Balok Pembagi Lift.....	66
4.3.1 Rencana Balok Penggantung <i>Lift</i>	70
4.4 Perencanaan Tangga dan Bordes	75
4.4.1 Perencanaan Plat Anak Tangga.....	78
4.4.2 Perencanaan Penyangga Pelat Injak.....	80
4.4.4 Perencanaan Balok Bordes Tangga A.....	84
4.4.5 Balok Utama tangga.....	88
4.4.6 Balok Penumpu Tangga.....	92

BAB V PERMODELAN STRUKTUR

5.1 Penjelasan Umum.....	97
5.2 Pembebanan Struktur Utama.....	97
5.3 Kombinasi Pembebanan	99
5.4 Pembebanan Gempa Dinamis	99
5.4.1 Penentuan Klasifikasi Situs.....	100
5.4.2 Parameter Respons Spektrum Rencana.....	101
5.4.3 Faktor Reduksi Gempa.....	102
5.4.4 Faktor Keutamaan(I).....	102
5.4.5 Arah Pembebanan	103
5.5 Kontrol Penerimaan Permodelan Struktur	103
5.6 Kontrol Permodelan Struktur	106
5.6.1 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum	106
5.6.2 Kontrol Partisipasi Massa	109
5.6.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental.....	111
5.6.4 Kontrol Batas Persimpangan(Drift)	112
5.6.5 Kontrol Sistem Ganda.....	116

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Perencanaan <i>Link</i>	117
6.1.1 Balok <i>Link</i> Memanjang	117
6.1.2 Perencanaan Pengaku Memanjang	120
6.1.3 Balok <i>Link</i> Melintang.....	121
6.1.4 Perencanaan Pengaku <i>Link</i> Melintang	124
6.2 Balok diluar <i>Link</i>	125
6.2.1 Perencanaan Balok diluar <i>Link</i> arah memanjang	126
6.2.2 Perencanaan Balok diluar <i>Link</i> arah melintang...	129
6.3 Perencanaan Bresing	132
6.3.1 Bresing arah memanjang.....	132
6.3.2 Bresing arah melintang	135
6.4 Perencanaan Struktur Balok Induk.....	138
6.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang.....	138
6.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang	147
6.5 Perencanaan Kolom.....	155
6.6 Perencanaan Sambungan.....	160
6.6.1 Sambungan Balok Anak Balok Induk.....	160
6.6.2 Sambungan Balok Induk dengan Kolom	165
6.6.3 Sambungan Balok Tangga	177
6.6.3.1 Sambungan Bresing	177
6.6.3.2 Sambungan Bresing	177
6.6.4 Sambungan Bresing	181
6.6.5 Sambungan Antar Kolom.....	191
6.6.6 Sambungan Kolom dengan Baseplate.....	193

BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

7.1 Perencanaan Basement.....	199
7.1.1 Perencanaan Dimensi Dinding Penahan Tanah ..	199
7.1.2 Penulangan Dinding Tanah	202
7.1.3 Perencanaan Plat Dasar <i>Basement</i>	205
7.2 Perencanaan Pondasi	210
7.2.1 Data Perencanaan Pondasi	211
7.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal	211
7.2.3 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok.	214
7.2.4 Kontrol Bebas Maksimum 1 Tiang Pancang.....	217

7.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang.....	215
7.3 Perencanaan poer pada Kolom.....	219
7.3.1 Kontrol Geser Ponds	220
7.3.2 Penulangan Poer.....	224
7.4 Penulangan Kolom	235
7.4.1 Kontrol Rasio Tulangan Longitudal pada Kolom.....	236
7.4.2 Kontrol Kapasitas Babn Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	237
7.5 Penulangan Sloof Pondasi.....	239
7.5.1 Penulangan Lentur Sloof.....	239
7.5.2 Penulangan Geser Sloof.....	241
7.6 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang	242
7.6.1 Kontrol Dimensi Kolom.....	243
7.6.2 Penulangan Longitudinal Kolom	244
7.6.2.1 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom	245
7.6.3 Kontrol Kapasitas Beban Akisal Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	246
7.6.4 Perhitungan Tulangan Geser	247

BAB IX PENUTUP

9.1 Kesimpulan	249
9.2 Saran	251

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

BIODATA PENULIS

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Panjang Link	10
Tabel 3.1	Koefisien Situs Fa	20
Tabel 3.2	Koefisien Situs Fv	21
Tabel 4.1	Balok Anak Lantai Atap	63
Tabel 4.2	Balok Anak Lantai Apartemen	68
Tabel 5.1	Hasil Data Tanah Berdasarkan N-SPT	100
Tabel 5.2	Parameter Respons Gempa Wilayah Serui untuk Kelas Situs SD	101
Tabel 5.3	Berat Super Dead	104
Tabel 5.4	Berat Live	104
Tabel 5.5	Berat Dead	105
Tabel 5.6	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	107
Tabel 5.7	Rasio Partisipasi Massa MID Avenue88	109
Tabel 5.8	Periode dan Frekuensi Struktur	112
Tabel 5.9	Kontrol Simpangan yang Terjadi Akibat Beban Gempa pada Arah X	114
Tabel 5.11	Kontrol Simpangan yang Terjadi Akibat Beban Gempa pada Arah Y	115
Tabel 5.12	Kontrol Sistem Ganda	116
Tabel 6.1	Rekapitulasi Link Memanjang	121
Tabel 6.2	Rekapitulasi Link Melintang	125
Tabel 6.3	Rekapitulasi Balok Luar Link Memanjang	129
Tabel 6.4	Rekapitulasi Balok Luar Link Melintang	132
Tabel 6.5	Rekapitulasi Balok Memanjang	146
Tabel 6.6	Rekapitulasi Balok Melintang	154
Tabel 6.7	Rekapitulasi Kolom	160

Tabel 7.1	Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah	202
Tabel 7.2	Rekapitulasi Penulangan Plat Basement Akibat Uplift Air	208
Tabel 7.3	Rekapitulasi Penulangan Plat Basement Akibat Beban Parkir	210
Tabel 7.4	Daya Dukung Tanah Kedalaman 2-30	213
Tabel 7.5	Hasil Pembebanan Pondasi	214
Tabel 7.6	Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1	216
Tabel 7.7	Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2	217
Tabel 7.8	Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3	217
Tabel 7.9	Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1	218
Tabel 7.10	Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2	219
Tabel 7.11	Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3	219

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Struktur EBF.....	6
Gambar 2.2	Konfigurasi <i>dari EBF</i>	6
Gambar 2.3	Free Body Diagram Link	7
Gambar 2.4	Sudut Rotas Link	9
Gambar 2.5	Bresing Link	10
Gambar 2.6	Concrete Filled Steel Tube.....	12
Gambar 2.7	Klasifikasi Sambungan	13
Gambar 3.1	Diagram alir metodologi perencanaan struktur gedung baja.....	15
Gambar 3.2	Peta MCE-R untuk periode pendek (T = 0,2 detik)	19
Gambar 3.3	Peta MCE-R untuk periode panjang (T = 1 detik)	19
Gambar 3.4	Respons Spektrum Desain	24
Gambar 3.5	Frame Property Shape Type	26
Gambar 3.6	Frame Property Shape Data	26
Gambar 3.7	Frame Section Property	27
Gambar 3.8	Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud	35
Gambar 3.9	Potongan Balok dengan Baja Kanal	36
Gambar 3.10	Tekanan Aktif Pasif Tanah	53
Gambar 4.1	Pelat atap	51
Gambar 4.2	Penulangan pelat atap	52
Gambar 4.3	Pelat lantai.....	53
Gambar 4.4	Balok Anak Lantai Atap	55
Gambar 4.5	Diagram Momen Balok Anak	57
Gambar 4.6	Balok Anak Lantai Apartemen	59
Gambar 4.7	Diagram Momen Balok Anak	61
Gambar 4.8	Denah Lift	64
Gambar 4.9	Potongan Melintang Lift	64
Gambar 4.10	Balok Pembagi Lift	65

Gambar 4.11	Pembebanan Balok Pembagi Lift	66
Gambar 4.12	Balok Penggantung Lift	70
Gambar 4.13	Model Peembebanan Balok Penggantung Lift	71
Gambar 4.14	Denah Tangga	76
Gambar 4.15	Potongan Memanjang Tangga	77
Gambar 4.16	Pelat Anak Tangga	77
Gambar 4.17	Potongan Melintang Penyangga Plat Injak	79
Gambar 4.18	Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes.....	83
Gambar 4.19	Balok Bordes Tangga A	85
Gambar 4.20	Pembebanan pada Balok Utama Tangga	89
Gambar 4.21	Kontrol Lendutan	92
Gambar 4.22	Pembebanan Balok Penumpu Tangga	93
Gambar 5.1	Denah Struktur MID Avenue88	97
Gambar 5.2	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta dengan Periode Ulang 500 Tahun.....	102
Gambar 6.1	Elemen Link	117
Gambar 6.2	Link Memanjang yang Ditinjau	117
Gambar 6.3	Jarak Pengaku Link Memanjang	121
Gambar 6.4	Link Melintang yang Ditinjau	121
Gambar 6.5	Jarak Pengaku Link Melintang	125
Gambar 6.6	Elemen Balok Diluar Link	125
Gambar 6.7	Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau	126
Gambar 6.8	Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau.....	129
Gambar 6.9	Elemen Bresing	132
Gambar 6.10	Balok Induk Memanjang yang ditinjau	138
Gambar 6.11	Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang	142
Gambar 6.12	Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang	145
Gambar 6.13	Balok Induk Melintang yang ditinjau	147
Gambar 6.14	Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang.....	151

Gambar 6.15	Distribusi Tegangan Plastik Daerah Momen Negatif Balok Induk Melintang	153
Gambar 6.16	Kolom yang Ditinjau	155
Gambar 6.17	Sambungan Balok Antar Lantai dengan Balok Induk	160
Gambar 6.18	Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan balok induk.....	162
Gambar 6.19	Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan balok induk.....	164
Gambar 6.20	Tampak Atas Sambungan Balok Induk Dengan Kolom	165
Gambar 6.21	Tampak Samping Sambungan Balok Induk Dengan Kolom.....	166
Gambar 6.22	Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk	167
Gambar 6.23	Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk	171
Gambar 6.24	Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk	173
Gambar 6.25	Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok.....	176
Gambar 6.26	Detail Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga	177
Gambar 6.27	Detail Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	178
Gambar 6.28	Detail Sambungan Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom	179
Gambar 6.29	Sambungan Bresing dengan Balok Link	181
Gambar 6.30	Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom ...	182
Gambar 6.31	Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok	184
Gambar 6.32	Detail Plat Siku Sambungan dengan Plat Buhul ..	186
Gambar 6.33	Detail Plat Siku Sambungan Badan Balok	188
Gambar 6.34	Sambungan antar Kolom	191
Gambar 6.35	Sambungan Kolom dengan Baseplate	193
Gambar 7.1	Denah Dinding Penahan Tanah	199
Gambar 7.2	Tampak Samping Dinding Penahan Tanah	199
Gambar 7.3	Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah	201

Gambar 7.4	Denah Pondasi	202
Gambar 7.5	Pondasi Tiang Pancang	214
Gambar 7.6	Area Kritis Geser Akibat Kolom	220
Gambar 7.7	Area Kritis Geser Akibat 1 tiang pancang	222
Gambar 7.8	Pembebanan Poer Kolom Tipe 1(Arah Sumbu X)	224
Gambar 7.9	Pembebanan Poer Tipe 1(Arah Sumbu Y).....	226
Gambar 7.10	Pembebanan Poer Kolom Tipe 2(Arah Sumbu X)	228
Gambar 7.11	Pembebanan Poer Tipe 2(Arah Sumbu Y).....	230
Gambar 7.12	Pembebanan Poer Kolom Tipe 3(Arah Sumbu X)	231
Gambar 7.13	Pembebanan Poer Tipe 3(Arah Sumbu Y).....	233
Gambar 7.14	Diagram Interaksi Kolom 120/120	235
Gambar 7.15	Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	236
Gambar 7.16	Diagram Interaksi Sloof	240
Gambar 7.17	Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	240
Gambar 7.18	Penulangan Sloof	242
Gambar 7.19	Diagram Interaksi Diameter 560 mm	244
Gambar 7.20	Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn.....	245
Gambar 7.21	Penulangan Tusuk Konde dan Sengkang Tiang Pancang	248

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia merupakan salah satu negara berkembang di dunia. Dengan beriringnya waktu, Indonesia mengalami peningkatan ekonomi 5,27% dari triwulan-II 2017 ke triwulan-II 2018. Lapangan kerja juga meningkat dengan pertumbuhan 9,22%¹. Terlihat bahwa Indonesia memiliki peningkatan produktivitas baru ini. Seiring dengan pertumbuhan ekonomi, pemerintah negara juga sedang meningkatkan pembangunan di luar Jawa, dimana pada awalnya pembangunan infrastruktur terfokus hanya di Jawa Barat, dan sekarang di era pemerintahan Presiden Joko Widodo sudah mulai melakukan pembangunan di luar Jawa. Di kala pembangunan, tidak bisa dilupakan bahwa Indonesia merupakan negara yang rawan atas gempa, dimana wilayah Indonesia berada di tengah 3 lempeng tektonik, yaitu Eurasia, Indoaustralia dan Pasifik, sehingga rawan dengan pergerakan lempeng tektonik, yang mengakibatkan gempa bumi tektonik.

Dalam mewadahi perkembangan Indonesia, maka dibutuhkan berbagai infrastruktur untuk mewadahi pergerakan warga, termasuk gedung untuk menampung lapangan kerja dan tempat tinggal, tidak hanya di Jawa tapi

juga di luar Jawa. Mengingat juga potensi gempa yang besar di Indonesia dikarenakan berberapa faktor, maka juga diperlukan modifikasi-modifikasi yang dapat menanggulangi akibat gempa, sehingga meminimalisir akibat dari gempa.

Baja merupakan material yang umum pada bangunan, dikarenakan kekuatan tingginya, keseragaman, kelenturan. Daktilitas merupakan salah satu sifat dari baja, sifat ini sangat penting ketika membangun gedung di daerah rawan gempa. Daktilitas merupakan kemampuan materil untuk mengalami deformasi berkelanjutan sebelum keruntuhan.²

Eccentrically Braced Frames(EBF) merupakan modifikasi yang sangat umum digunakan pada daerah rawan gempa, karena menyediakan baik kekakuan elastis(*high elastic stiffness*) dan pemerataan gaya(*high energy dissipation*) ketika gempa. Rangka EBF untuk kebutuhan seismik mulai diperkenalkan awal 1970an di Jepang, lalu dikembangkan di Amerika Serikat tahun 1970an akhir. EBF mencakup balok, kolom, pengaku, serta *link*. Pendekatan dari perencanaan EBF adalah untuk menekankan leleh pada *link* agar elastisitas pada balok, kolom, dan pengaku tetap dipertahankan. Sehingga ketika gempa, *link* akan mendisipasikan gaya akibat gempa melalui deformasi plastis yang terkontrol. (Sina Kazemzadeh,2016)

Dalam upaya meningkatkan infrastruktur untuk menampung perkembangan Indonesia , maka diusulkan judul “Perencanaan MID Avenue 88 menggunakan modifikasi *Eccentrically Braced Frame*”³

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan utama

Bagaimana merencanakan modifikasi struktur MID Avenue 88 dengan menggunakan sistem rangka pengaku eksentris ?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana merencanakan *preliminary design* ?
2. Bagaimana menentukan pembebanan pada struktur ?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder ?
4. Bagaimana melakukan analisis struktur dengan program bantu struktur ?
5. Bagaimana merencanakan struktur primer meliputi balok dan kolom
6. Bagaimana merencanakan pengaku eksentris dan *link* ?
7. Bagaimana merencanakan sambungan pada struktur ?
8. Bagaimana merencanakan pondasi ?
9. Bagaimana menggambarkan hasil perhitungan struktur dalam gambar teknik ?

1.3 Tujuan

Tujuan modifikasi ini adalah:

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur MID Avenue 88
2. Bagaimana menentukan pembebanan pada struktur ?
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat, balok anak, dan tangga
4. Memodelkan dan melakukan analisis struktur dengan program bantu
5. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok dan kolom
6. Merencanakan pengaku eksentris dan *link*
7. Merencanakan sambungan
8. Merencanakan pondasi
9. Menggambarkan hasil perencanaan struktur dalam gambar teknik

1.4 Batasan Masalah

Modifikasi ini dibatasi.

1. Tidak menghitung biaya
2. Tidak meninjau metode pelaksanaan proyek

3. Tidak mempertimbangkan sistem sanitasi dan instalasi

1.5 Manfaat

Tugas Akhir ini diharapkan akan membawa manfaat:

1. Menghasilkan perencanaan ulang Gedung Mid Avenue 88 dengan *Eccentrically Braced Frame*
2. Menjadi acuan studi bagi pembaca kedepannya
3. Menambah pengetahuan penulis dan pembaca mengenai *Eccentrically Braced Frame*

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

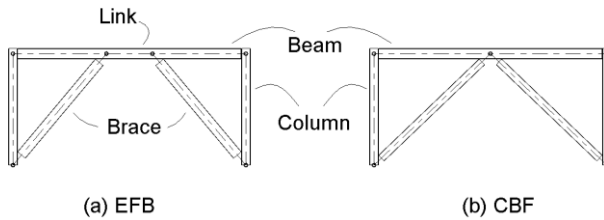
2.1 Umum

Baja merupakan material yang cukup umum dipakai dalam perencanaan struktur, baik jembatan maupun gedung, dikarenakan sifat-sifat termasuk: Kekuatan tinggi, Elastis, Keseragaman, dan Daktilitas. Baja memiliki kekuatan tinggi untuk materil yang memiliki satuan berat ringan, penting dalam perencanaan gedung atau jembatan. Baja juga memiliki sifat keseragaman, dimana sifat dari baja tidak berubah signifikan beriring waktu jika dibandingkan dengan beton bertulang Sifat elastis juga dimiliki oleh baja, dimana baja dapat menerima beban besar dan tetap elastis, momen inersia dari baja dapat diperhitungkan secara akurat berbeda dengan beton bertulang dimana perhitungannya tidak akurat. Daktilitas menjadi salah satu keunggulan penting dari baja, dimana dapat deformasi secara berkelanjutan sebelum keruntuhan(McCormac,2011)

2.2 Sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF)

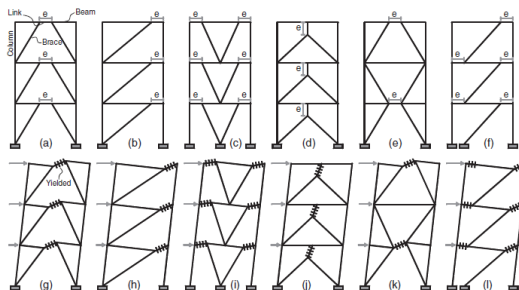
2.2.1 Pengertian

EBF sudah umum digunakan sebagai bentuk sistem penahan gaya seismik, walau sebelumnya digunakan sebagai pengikat angin. EBF merupakan sistem dimana pengaku disambung ke balok yang disebut dengan *link*, beda dengan *Cocentrically Braced Frame*(CBF) dimana pengaku disambungkan ke perpotongan balok dan pengaku. Perbedaan EBF dan CBF bisa dilihat pada Gambar 2.1 (Hague, 2013)



Gambar 2.1 Struktur EBF
Sumber : Hague, 2013

Ada beberapa rupa dari sistem EBF. Sistem EBF berpusat pada segmen kecil setelah pengaku, segmen kecil ini disebut sebagai *link*. Di sistem ini diharapkan leleh hanya terjadi pada link, dan kolom, balok dan pengaku tetap elastis. Sehingga saat gempa melanda, link akan mendisipasi gaya dari gempa dan terjadi deformasi plastis terkontrol.

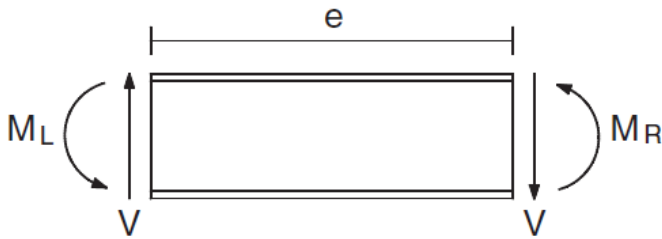


Gambar 2.2 Konfigurasi dari EBF
Sumber: Kazemzadeh, 2016

2.2.2 Link

2.2.2.1 Perilaku Link

Link pada EBF direncanakan untuk mendisipasi energi akibat gempa. Leleh pada link disebabkan oleh gaya geser dan momen. Link bekerja dengan menerima gaya geser yang berlawanan pada kedua ujungnya, sedangkan momen di kedua ujung memiliki gaya dan arah yang sama. Gambar 2.2 menunjukkan *free body diagram* dari link yang menunjukkan gaya yang diterima oleh link, dengan mengabaikan interaksi momen-geser. (S. Kazemzadeh, 2016)



Gambar 2.3 Free Body Diagram Link

Sumber : Kazemzadeh, 2016

Panjang link bergantung pada beban yang akan diproyeksikan ke link. Link tekuk yang menerima beban aksial rendah dinilai memiliki sifat inelastis yang terukur menurut penelitas Engelhardt dan Popov. Tapi link tekuk yang menerima beban aksial menengah belum dilakukan penelitian yang lebih jauh(Hague,2013). Batasan menentukan panjang link adalah sebagai berikut(AISC,2010)

$$e \leq \frac{1.6 Mp}{v_p} \text{ untuk } p' \leq 0.5 \quad (2.1)$$

$$e \leq \frac{1.6 M_p}{V_p} (1.15 - 0.3 p') \quad (2.2)$$

untuk $p' > 0.5$

Dimana:

e = Panjang link

$$p' = \frac{P_r/P_c}{V_r/V_c}$$

P_r = P_u (LRFD) atau P_a (ASD)

P_c = P_y (LRFD) atau P_a (ASD)

V_r = V_u (LRFD) atau V_a (ASD)

V_c = V_y (LRFD) atau $V_y/1.5$ (ASD)

M_p = Momen Plastis = $Z_x \cdot f_y$

V_p = Gaya geser plastis = $0.6 \cdot f_y \cdot A_w$

Ada beberapa perbedaan antara link panjang dan pendek. Link panjang dapat menunjang estetika dari bangunan, tapi setelah dilakukan penelitian oleh Roeder, disimpulkan bahwa link pendek bekerja lebih baik dalam hal kekuatan dan daktilitas apabila diberi pembebanan secara berkelangsungan(Engelhardt,2013)

2.2.2.2 Sudut Rotasi Link

Sudut rotasi link(γ) adalah sudut inelastik(γ_p) diantara link dan balok di luar balok ketika terjadi deformasi struktur. Sudut rotasi link tidak boleh melampaui sudut rotasi maksimal(γ_{pmax}) (S. Kazemzadeh, 2016)

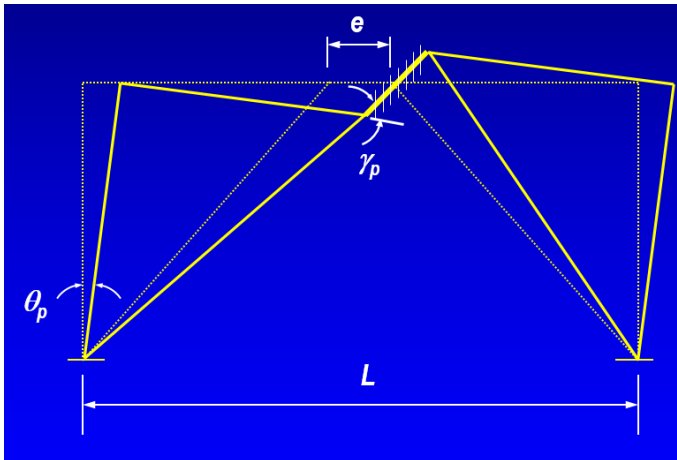
- a. Untuk link berpanjang $1.6M_p/V_p$ atau kurang:0.08rad
- b. Untuk link berpanjang $2.6M_p/V_p$ atau lebih: 0.02 rad

Keterangan

M_p = Momen Plastis

V_p = Gaya geser plastis

Apabila panjang link diantara $1.6M_p/V_p$ dan $2.6M_p/V_p$ maka sudut maksimal rotasi link ditentukan menggunakan interpolasi linear(AISC, 2010)



Gambar 2.4 Sudut Rotasi Link
Sumber: Engelhardt 2007

Untuk menentukan sudut rotasi link dapat menggunakan rumus sebagai berikut:

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.3)$$

Keterangan

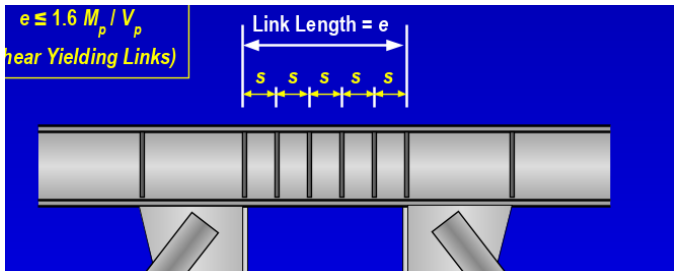
L = Lebar Bentang

e = Panjang Link

θ_p = Plastic story drift angle, radians

2.2.2.3 Bresing Link

Pengaku pada link dibutuhkan pada kedua sisi. Pengaku badan harus di las. Berikut merupakan ketentuan jarak antar bresing pada link.



Gambar 2.5 Bresing Link
Sumber :Engelhardt 2007

Tabel 2.1 Panjang Link
(AISC 341-10)

No	Panjang Link	Jenis Link	Rotasi
1	$e \leq 1,6 M_p/V_p$	Geser Murni	0,08 radian
			< 0,02 radian
2	$1,6 M_p/V_p \leq e \leq 2,6 M_p/V_p$	Dominan geser	Interpolasi antara 0,08 sampai 0,02
3	$2,6 M_p/V_p \leq e \leq 5 M_p/V_p$	Dominan Lentur	0,02 radian
4	$e \geq 5 M_p/V_p$	Lentur Murni	Tidak dibutuhkan

2.2.2.4 Kapasitas Link

Link memiliki gaya geser ijin (Φ_p) berdasarkan nilai terendah dari leleh akibat *shear yielding* atau *flexural yielding* (AISC 341-10)

a. Shear yielding

$$V_n = V_p \quad (2.4)$$

Keterangan:

$$V_p = 0.6F_y A_{tw} \text{ untuk } P_r / P_c \leq 0.15$$

$$V_p = 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - (P_r / P_c)^2} \text{ untuk } P_r / P_c > 0.15$$

$$A_{tw} = (d - 2t_f)t_w \text{ untuk profil-WF}$$

$$P_r = P_u$$

$$P_c = P_y = F_y \cdot A_g$$

b. Flexural Yielding

$$V_n = 2M_p / e \quad (2.5)$$

Keterangan:

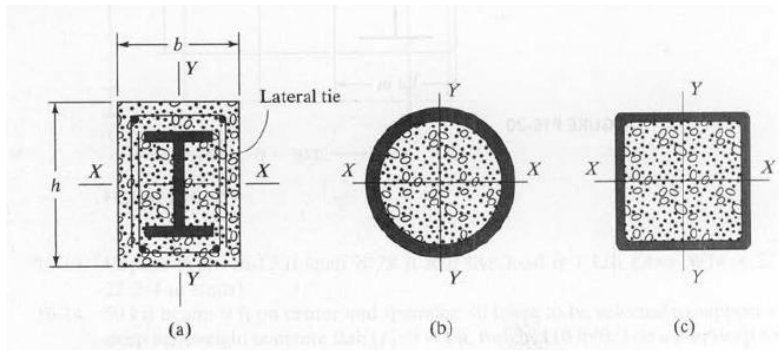
$$M_p = F_y \cdot Z \text{ untuk } P_r / P_c \leq 0.15$$

e = Panjang bersih link

2.3 Kolom *Concrete Filled Steel Tube* (CFST)

2.3.1 Pengertian

Kolom komposit dirancang dengan profil baja yang dilapis oleh beton, atau beton dikemas dalam baja pipa. Hasilnya dapat menanggulangi beban lebih tinggi dari beton bertulang yang memiliki ukuran yang sama. Pada gambar (a) terlihat profil dibungkus oleh beton. Bisa dilihat juga terdapat pengikat yang mengikat 4 tulangan, diberi pengikat dengan tujuan menantisipasi tulangan keluar dari beton apabila terjadi tekuk, dan juga untuk mempermudah konstruksi. Pada gambar (b) dan (c) terdapat beton yang dibungkus oleh pipa baja. (McCormac, 2010).



Gambar 2.6 Concrete Filled Steel Tube(CFST)
Sumber McCormac 2010

2.3.2 Kelebihan

Concrete Filled Steel Tube(CFST) memiliki kelebihan kekakuan, daktilitas, dan tahan api. Pipa baja memberi dukungan terhadap kekuatan beton dan mengurangi kerapuhan, sedangkan beton mencegah tekuk lokal sisi luar dari pipa baja(McCormac,2010).

Kolom CFST memiliki daya tahan tinggi terhadap gempa bumi dan kebakaran, ini dikarenakan penutupan beton dengan pipa baja yang mengakibatkan komposit pada kedua material(Talebi, 2017). Penelitian juga dilakukan oleh yang menyatakan bahwa CFST memiliki daktilitas tinggi setelah retak(Fam,2004)

2.4 Sambungan

2.4.1 Klasifikasi Sambungan

Sambungan pada struktur baja diklasifikasikan menjadi berikut(SNI,2002)

a. Sambungan Kaku

Pada struktur kaku, sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara

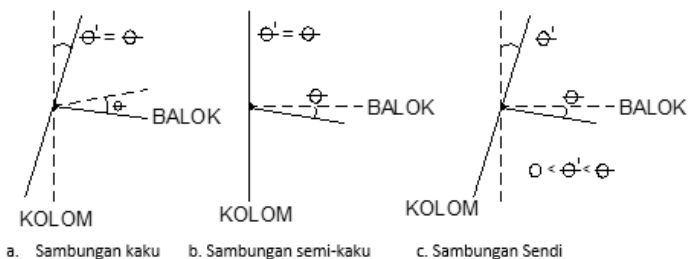
komponen yang disambung. Deformasi titik kumpul harus sedemikian sehingga tidak terlalu berpengaruh terhadap distribusi gaya maupun terhadap deformasi keseluruhan struktur

b. Sambungan Semi-Kaku

Sambungan Semi-Kaku tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus tetap memiliki kapasitas agar memiliki kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut. Dalam sambungan semi-kaku, perhitungan kekakuan, penyebaran gaya, dan deformasi harus menggunakan analisis mekanika yang hasilnya didukung oleh percobaan eksperimental

c. Sambungan Sendi

Sambungan Sendi juga tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut komponen yang disambungkan, tapi juga harus memiliki kekangan yang dapat diukur pada komponen yang disambung. Sambungan sendi harus dapat berotasi sesuai dengan yang diperlukan pada sambungan. Sambungan sendi tidak boleh mengakibatkan momen pada komponen yang disambung.



Gambar 2.7 Klasifikasi Sambungan
Sumber: Buku Ajar Struktur Bangunan Baja

2.4.2 Mekanisme Sambungan

Terdapat 2 mekanisme sambungan(SNI,2002)

a. Sambungan Tipe Tumpu

Sambungan tipe tumpu adalah sambungan yang dibuat dengan menggunakan baut yang dikencangkan oleh tangan, atau baut mutu tinggi yang dikencangkan untuk menimbulkan gaya tarik minimum yang disyaratkan, yang kuat rencananya disalurkan oleh gaya geser pada baut dan tumpuan pada bagian-bagian yang disambungkan

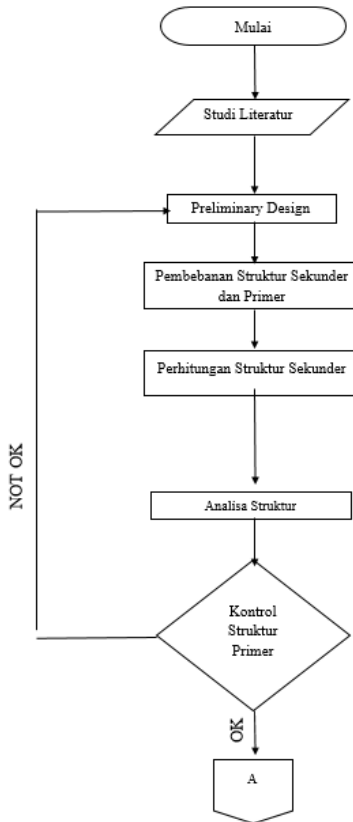
b. Sambungan Tipe Friksi

Sambungan tipe friksi adalah sambungan yang dibuat dengan menggunakan baut mutu tinggi yang dikencangkan untuk menimbulkan tarikan baut minimum yang disyaratkan sedemikian rupa sehingga gaya-gaya geser rencana disalurkan melalui jepitan yang bekerja dalam bidang kontak dan gesekan yang ditimbulkan antara bidang-bidang kontak

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan secara rinci urutan pelaksanaan dalam penyelesaian Tugas Akhir. Urutan yang digunakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada diagram 3.1, selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari diagram alir tersebut.





Gambar 3.1 Diagram alir metodologi perencanaan struktur gedung baja

3.2 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari bagan alur yang ada di atas dapat dijelaskan sebagai berikut

3.3 Studi Literatur

Dalam rangka pengerjaan Tugas Akhir ini, maka perlu dilakukan studi literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja menggunakan EBF

3.4 Preliminary

Data umum bangunan dan data tanah gedung MID Avenue 88:

1. Nama gedung : Gedung Apartemen MID Avenue88

2. Lokasi : Jl. Raya Darmo Permai III Blok B No.9, Sonokwijenan, Suko Manunggal, Kota SBY, Jawa Timur 60189
3. Fungsi : Gedung Apartemen
4. Jumlah lantai : 31 lantai + 1 lantai basement + Lantai Dasar
5. Struktur utama : Beton bertulang

Data gedung pusat perbelanjaan MID Avenue 88 setelah dimodifikasi adalah sebagai berikut:

1. Nama gedung : Gedung Apartemen MID Avenue88
2. Lokasi : Serui, Papua
3. Fungsi : Gedung Apartemen
4. Jumlah lantai : 31 lantai + Lantai Dasar + Basement 1 Lantai
5. Struktur utama : Balok baja dengan dek dan kolom *Concrete Filled Steel Tube*

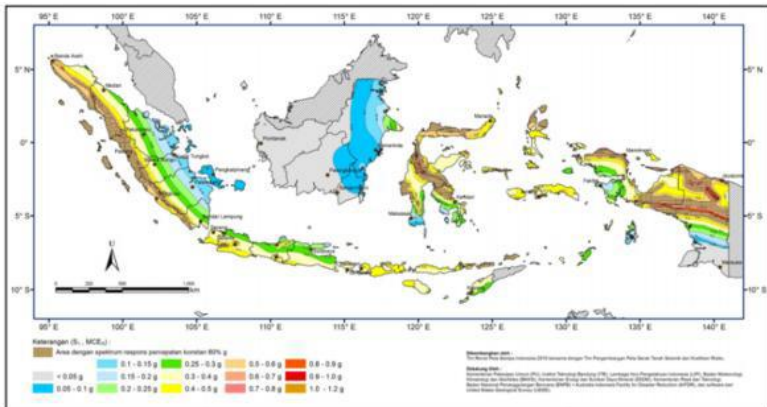
3.5 Pembebanan Struktur Sekunder dan Primer

3.5.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 pasal 3.1.1 yang dimaksud beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, kulit bangunan gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Untuk detail pembebanan beban mati akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

3.5.2 Beban Hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 padal 4.1, beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau bebam mati. Beban hidup diatur dalam SNI 1727:2013 pasal 4.



Gambar 3.2 Peta Percepatan Respon Spektral MCE-R
 Periode Panjang $T=1$ detik (S_1) di Batuan Dasar(SB)
 Sumber SNI 1726:2012

c. Menentukan Koefisien Situs(F_a , F_v)

Dari percepatan tanah wilayah, bisa didapatkan Koefisien Situs menggunakan tabel koefisien situs di SNI 1727-2012 pasal 6.2 Tabel 4 dan Tabel 5.

Tabel 3.1 Koefisien Situs Fa
Sumber SNI 1726 – 2012

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCEs) terpetakan pada perioda pendek $T=0.2 S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
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	1,5	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SSb				
Catatan:					
a. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier					
b. SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik					

Tabel 3.2 Koefisien Situs Fv
Sumber SNI 1726 – 2012

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCEs) terpetakan pada perioda 1 detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SSb				

Catatan:

- a. Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier
- b. SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

d. Menentukan Parameter Respons Spektrum

Setelah menentukan parameter percepatan dan koefisien situs, dapat ditentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (SMS) dan perioda 1 detik ($SM1$) dengan perumusan sebagai berikut yang berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 Rumus (5) dan (6)

$$SMS = FaSs \quad (3.1)$$

$$SM1 = FvS1 \quad (3.2)$$

Keterangan

S_s = Parameter Percepatan Gempa Wilayah perioda pendek

$S1$ = Parameter Percepatan Gempa Wilayah perioda 1,0 detik

e. Menentukan percepatan spektral desain

Parameter Percepatan Spektral Desain untuk perioda pendek dan perioda 1 detik, harus ditentukan melalui perumusan berikut ini (SNI 1726-2016 Pasal 6.3 Rumus (7) dan (8))

$$SDS = \frac{2}{3} SMS \quad (3.3)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} SM1 \quad (3.4)$$

Catatan : Jika digunakan prosedur desain yang disederhanakan sesuai pada 8, maka nilai SDS harus ditentukan sesuai 8.8.1 dan nilai $SD1$, tidak perlu ditentukan

f. Spektrum Respons Desain

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik-situs tidak digunakan, maka kurva spektrum respons harus dikembangkan dengan mengacu Gambar 1 dan mengikuti ketentuan di bawah ini:

1. Untuk Periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan:

$$S_a = SDS \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.5)$$

2. Untuk Periode lebih besar atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan SDS

3. Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (3.6)$$

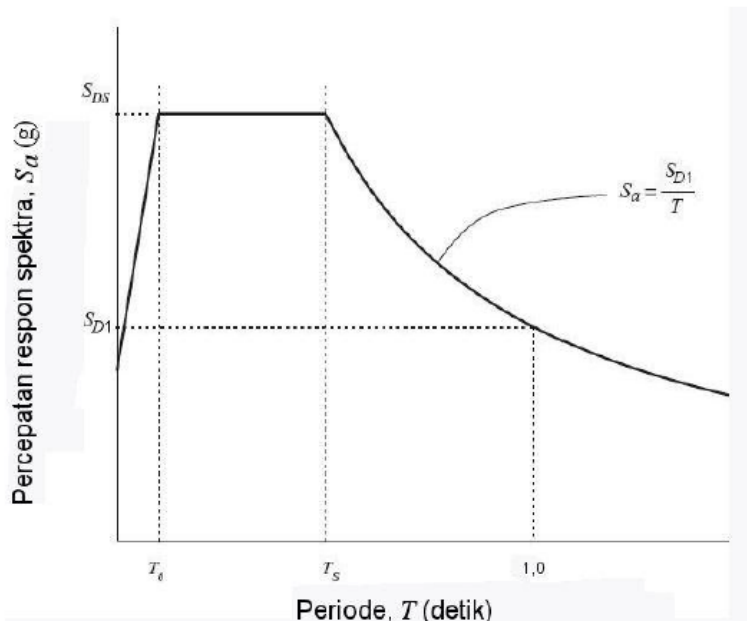
Keterangan

SDS = parameter respons spektral periode pendek

SD1 = parameter respons spektral periode 1,0 s

$$T_0 = 0.2 \frac{SD1}{SDS}$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$



Gambar 3.4 Respon Spektrum Desain
Sumber SNI 1726-2013 Pasal 6.4 Gambar 1

3.5.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi Pembebanan yang direncanakan untuk struktur baja ini sesuai dengan SNI 1727:2013 pasal 2.3.2, dimana baja harus mampu memikul semua kombinasi pembebanan di bawah ini :

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5 (Lr \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } S \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$
- $1,2D + 1,0 W + L + 0,5 (La \text{ atau } S \text{ atau } R)$
- $1,2D + 1,0E + 0.2L$
- $0,9D + 1,0W$
- $0.9D + 1,0E$

3.6 Perhitungan Struktur Sekunder

3.6.1 Perencanaan Tangga

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

$$\phi M_n \geq M_u \quad (3.7)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.8)$$

Dimana:

M_n = Momen nominal balok

M_u = Momen ultimate yang terjadi

3.6.2 Perencanaan Pelat Lantai

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

3.6.3 Perencanaan Balok Anak

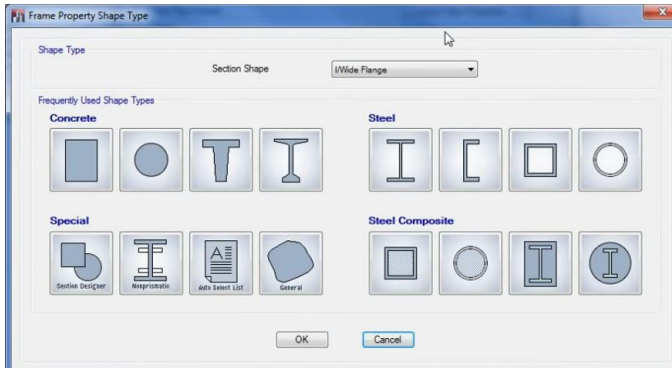
Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan persamaan 3.17 dan 3.18

3.7 Analisa Struktur

Untuk mengetahui gaya yang bekerja pada struktur akibat beban yang bekerja digunakan program aplikasi bantu ETABS untuk membantu analisa struktur tersebut. Gaya yang didapat dari program aplikasi bantu ETABS ini adalah gaya geser, gaya aksial, dan momen. Dalam tugas akhir ini metode yang digunakan untuk melakukan analisa struktur dengan Analisa Ragam Spektrum Respons.

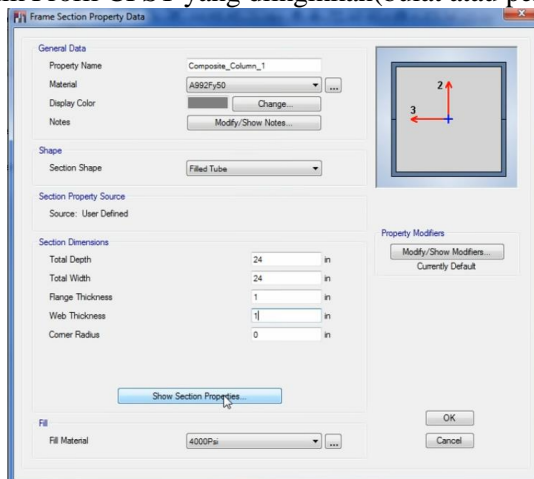
Dalam menetapkan profil *Concrete Filled Steel Tube (CFST)* dengan langkah-langkah sebagai berikut:

1. Klik Define – Frame Sections – Add New Properties



Gambar 3.5 Frame Property Shape Type

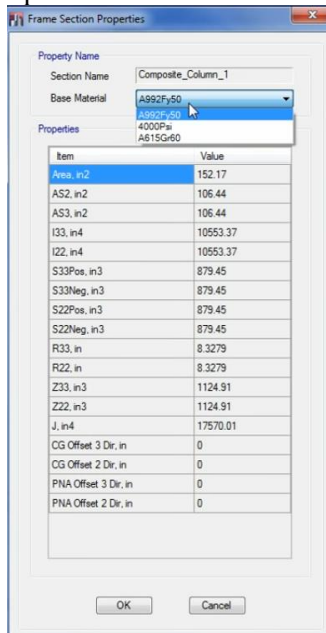
2. Klik Profil CFST yang diinginkan(bulat atau persegi)



Gambar 3.6 Frame Property Shape Data

- Pemberian nama “CFST” pada property name
- Materil dari baja ditentukan di “Material”
- Section shape diberi opsi “Filled Tube”
- Panjang dan lebar kolom ditentukan pada “Total Depth” dan “Total Width”

- Tebal baja ditentukan pada “Web Thickness” dan “Flange Thickness”
 - Apabila ingin direncanakan lengkungan pada sudut kolom maka ditentukan pada “Corner Radius”
 - Materil beton ditentukan pada “Fill Material”
3. Spesifikasi lengkap dari kolom dapat dilihat di “Show Section Properties”



Gambar 3.7 Frame Section Property

3.8 Kontrol Struktur Primer

Langkah selanjutnya setelah melakukan analisa struktur bangunan tersebut adalah kontrol desain. Kontrol desain dilakukan untuk mengetahui apakah elemen struktur awal yang kita digunakan sudah memenuhi persyaratan yang telah ditetapkan atau belum. Kontrol desain ini meliputi control desain balok, desain

kolom, desain balok-kolom dan juga desain elemen *link* pada struktur bangunan tersebut.

3.8.1 Desain Balok

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.9)$$

Keterangan:

M_u = momen lentur terfaktor

ϕ = faktor reduksi = 0,9

M_n = kuat nominal dari momen lentur penampang

a. Kontrol penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.10)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.11)$$

Untuk Badan (*web*) :

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.12)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.13)$$

Keterangan :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h= Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy= Kuat leleh profil baja

fr= Tegangan tekan residual pada plat sayap

b. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

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

- Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.14)$$

- Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y \cdot S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.15)$$

- Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.16)$$

c. Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

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

- Bentang pendek: $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.17)$$

- Bentang menengah: $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.18)$$

- Bentang panjang : $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.19)$$

d. Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghubung Geser

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

- Kuat Lentur Positif

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

$$\phi b = 0,9$$

Untuk

$$\frac{h}{tw} \leq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (3.20)$$

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

Untuk

$$\frac{h}{tw} \geq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad (3.21)$$

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

- Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur negative harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dimana $\phi b = 0,9$.

- e. Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

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

- f. Kuat Geser Rencana

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

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.22)$$

Keterangan :

ϕ = Faktor tahanan = 0,90

V_n = Tahanan geser nominal plat badan

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

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.23)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

• Bila $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Maka, $C_v = 1.0$ (3.24)

• Bila $1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (3.25)$$

• Bila $\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v \frac{E}{f_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 f_y} \quad (3.26)$$

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

$$\frac{h}{t_w} < 260 \quad (3.27)$$

Maka nilai $k_v = 5.0$

Keterangan :

A_w = Luas dari badan, tinggi keseluruhan dikalikan ketebalan badan

h = Jarak bersih antara sayap dikurangi jari-jari sudut

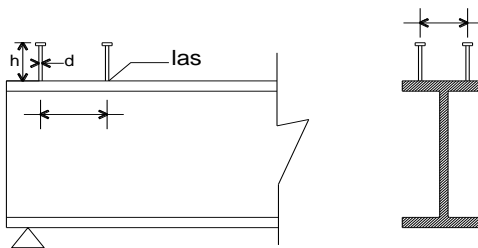
t_w = Ketebalan badan

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

- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c'$ → merata
 - Tegangan pada baja = f_y → tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0
 - Tegangan tarik pada tulangan = f_{yr}
 - Tegangan pada baja = f_y → tekan atau tarik: merata.

- Distribusi tegangan elastis → distribusi linear
 - Tegangan maximum tekan pada beton = $0,85 f_c'$
 - Tegangan maximum pada baja = f_y → tekan atau Tarik
- g. Kekuatan Penghubung Geser (*Shear-Connector*)
 - Kekuatan *Shear-Connector* stud (paku)

$$Q_n = 0,5 A_{sc} \left(\sqrt{f_c'} E_c \right) r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \quad (3.28)$$



Gambar 3.8 Potongan Balok dengan Penghubung Geser Stud
(Sumber : Isdarmanu, 2006)

Keterangan:

$r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa

$r_s \leq 1,00$ untuk dek baja gelombang

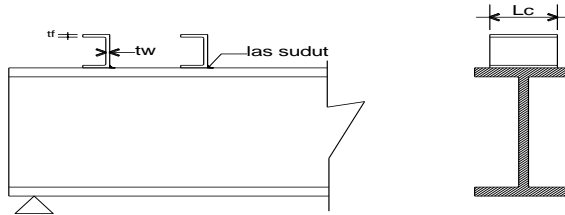
A_{sc} = luas penampang *Shear-Connector* $\left(\frac{\pi}{4} \cdot d^2 \right)$

E_c = Modulus elastisitas beton

- Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) \sqrt{f_c' E_c} \quad (3.29)$$

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



Gambar 3.9 Potongan Balok dengan Baja Kanal
(Sumber : Isdarmanu, 2006)

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.30)$$

Keterangan:

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

- Gaya Geser Horizontal Total (=Vh) → Pada Bidang Kontak Baja dengan Beton

a). Pada daerah momen positif:

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

- $0,85 f_c' . A_c$ → beton
 - $A_s . f_y$ → profil baja
 - ΣQ_n → *shear connector*
- b). Pada daerah momen negatif

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

- $A_r \cdot f_{yr}$
- ΣQ_n

Keterangan:

A_r = tulangan tarik pada pelat beton

f_{yr} = tegangan leleh tulangan.

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

3.8.2 Link

- Kuat Elemen *Link Beam*

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

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.33)$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.34)$$

Dimana:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal *flens*

t_w = Tebal *web*

- Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (short links):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p}$$

Link medium (intermediate links):

$$\begin{aligned} \frac{1,6M_p}{V_p} &\leq e \\ &\leq \frac{2,6M_p}{V_p} \end{aligned} \quad (3.36)$$

Link lentur(long links):

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.37)$$

Dimana :

M_p = momen plastis penampang link

$$= Z_x \cdot f_y$$

V_p = gaya geser plastis penampang (badan) link

$$= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f)$$

Z_x = modulus plastis penampang link.

- Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai

berikut:

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

3.8.3 Kolom

Dalam perencanaan kolom, digunakan kolom komposit jenis Concrete Filled Steel Tube (CFT) yang menerima gaya kombinasi normal dan lentur.

a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

- Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.38)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (\text{untuk penampang persegi}) \quad (3.39)$$

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{8e}} \quad (\text{untuk penampang bundar}) \quad (3.40)$$

b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit *CFT*

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.41)$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.42)$$

$$\lambda_r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{tak kompak}) \quad (3.43)$$

$$\lambda r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.44)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.45)$$

Dengan,

$$\begin{aligned} P_p &= f_y A_s \\ &+ C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \end{aligned} \quad (3.46)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$\begin{aligned} P_{no} &= P_p \\ &- \frac{P_p - P_y}{(\lambda r - \lambda p)^2} (\lambda - \lambda p)^2 \end{aligned}$$

Dengan,

$$\begin{aligned} P_y &= f_y A_s \\ &+ 0,7 f'_c (A_c \\ &+ A_{sr} \frac{E_s}{E_c}) \end{aligned} \quad (3.48)$$

- Untuk penampang langsing

$$\begin{aligned}
 P_{no} &= f_{cr} A_s \\
 &+ 0,7 f'_c (A_c + A_r \frac{E_s}{E_c})
 \end{aligned}
 \tag{3.49}$$

Penampang diisi beton

$$f_{cr} = \frac{9E_s}{(\frac{b}{t})^2} \text{ (Persegi)} \tag{3.50}$$

$$\begin{aligned}
 f_{cr} &= \\
 &\frac{0,72 F_y}{((\frac{D}{t})(\frac{F_y}{E_s}))^{0,2}} \text{ (Bundar)}
 \end{aligned}
 \tag{3.51}$$

c. Kuat Amplifikasi momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \tag{3.52}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_t \tag{3.53}$$

Keterangan:

B_1 = Pengali untuk menghilangkan efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap komponen struktur yang menahan tekan dan lentur.

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek $P-\delta$, ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

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

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

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

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

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

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

- Pengali B1 untuk efek P- δ

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \quad (3.54)$$

Keterangan:

$A = 1$ (DFBK)

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

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (3.55)$$

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

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

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.56)$$

Keterangan:

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

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm⁴

L= Panjang komponen struktur, mm

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

- Pengali B2 untuk efek P- δ

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} \quad (3.57)$$

Keterangan:

$\alpha = 1$ (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_{estory} = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk sidesway, atau dengan rumusan:

$$P_{estory} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.58)$$

Dengan,

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

Keterangan:

L= Tinggi tingkat (mm)

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

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

d. Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama dengan balok dengan dua arah sumbu penampang yaitu x dan y

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.45)$$

Keterangan:

M_u = Momen lentur terfaktor

ϕ = Faktor tahanan = 0,9

M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.46)$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.47)$$

$$\lambda_r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.48)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z_x$$

- Untuk penampang nonkompak

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

- Untuk penampang langsing

$$M_n = f_y S_e$$

Dimana,

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

$$b_e = 1,92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.52)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit diperhitungkan berdasarkan SNI 1729-2015 pasal I2 atau pasal H1.1

$$(3.53)$$

$$\text{Untuk } \frac{P_u}{P_c} \geq 0,2$$

$$\frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.54)$$

Untuk $\frac{Pu}{P_c} \leq 0,2$ (3.55)

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mrx}{M_{cx}} + \frac{Mry}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.56)$$

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

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

ϕ_c = Faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

3.9 Sambungan

Pada struktur dibutuhkan sambungan untuk menahan struktural dari kolom, balok, dan link. Tipe sambungan dapat dibagi dua seperti berikut

a. Sambungan Baut(SNI 1729:2015 pasal J3.6)

Kuat geser:

$$R_n = F_n A_b \quad (3.57)$$

Kuat tumpu:

$$(3.58)$$

$$R_n = F_{nt} A_b$$

“Dari nilai diatas dipilih nilai terkecil”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (3.59)$$

Dimana

F_n = Tegangan tarik nominal(F_{nt}) atau tegangan geser (F_{ny}), (Mpa)

A_b = Luas tubuh baut tidak berulir nominal atau bagian berulir (mm^2)

F_{nt} = Tegangan tarik nominal(F_{nt}) atau tegangan geser(F_{nv}) (Mpa)

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5 db

Jarak tepi maksimum = (4tp+100 mm) atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3 db

Jarak maksimum antar baut = 15 tp atau 200 mm

b. Sambungan Las(*SNI 1729:2015 pasal J2.3.4*)

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.60)$$

Tahanan terhadap Bahan Dasar Las

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (3.61)$$

Tahanan terhadap Bahan Dasar Baja

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (3.62)$$

Dimana :

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

3.10 Perhitungan struktur bawah

Pondasi umumnya berlaku sebagai elemen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi dipergunakan pondasi tiang pancang dengan data tanah yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapat dari hasil SPT (*Standart Penetration Test*). Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

3.10.1 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perencanaan struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan adalah hasil dari SPT (*Soil Penetration Test*). Daya dukung tiang pada pondasi didapatkan dengan menggunakan persamaan:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.63)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3.64)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3.65)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3.66)$$

Dimana:

SF= *Safety factor* = 3

$C_n = 40\bar{N}$

$C_{li} = f_{si} = N/2$ ton/m² untuk tanah lempung/lanau; $N/5$ ton/m²

Untuk tanah pasir

Asi = Luas selimut tiang pada segmen $i = o_i \times h_i$

3.10.2 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Dalam penggunaan pondasi tiang kelompok, terjadi repatisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Untuk menghitung repatisi beban tersebut adalah sebagai berikut:

$$P_v = \frac{v}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum_{i=1}^n (X_i)^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum_{i=1}^n (Y_i)^2} \quad (3.67)$$

Dimana X_i dan Y_i adalah koordinat sebuah tiang, dengan total n tiang.

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan disekeliling tiang, sehingga perlu memperhitungkan jarak antar tiang dalam pondasi kelompok. Sebaiknya, jarak minimum antar tiang dalam kelompok adalah 2 s/d 2,5 diameter tiang dan harus dikoreksi terlebih dahulu dengan yang koefisien efisiensi C_e .

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

Dimana:

\emptyset = Diameter tiang pancang

S = Jarak as ke as antar tiang dalam grup

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

$$\begin{aligned} Ql(\text{group}) & \\ &= Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times C_e \end{aligned} \quad (3.68)$$

3.10.3 Perencanaan Tebal Poer

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

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3. 69)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3. 70)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3. 71)$$

Dimana:

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

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

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

α_s = 30, untuk kolom tepi

40, untuk kolom interior

20, Untuk kolom sudut

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

$$\emptyset V_c > V_u \quad (3. 72)$$

Dimana:

$$\emptyset = 0.75$$

V_c = Kuat geser ponds beton

V_u = Gaya geser akibat beton

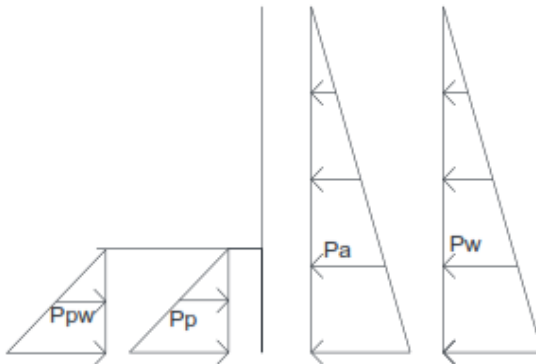
3.10.4 Perhitungan Struktur dinding *basement*

- Analisa terhadap stabilitas global

Berdasarkan metode fellenius untuk kasus ini lingkaran gelincir dibagi menjadi beberapa segmen dan lereng tersebut merupakan lereng jangka panjang maka digunakan rumus untuk faktor keamanan, yaitu:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.13)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 10 Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH \sqrt{Ka} \quad (3.74)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH \sqrt{Kp} \quad (3.75)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.76)$$

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 3 \quad (3.92)$$

3.11 Penggambaran Gambar Teknik

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

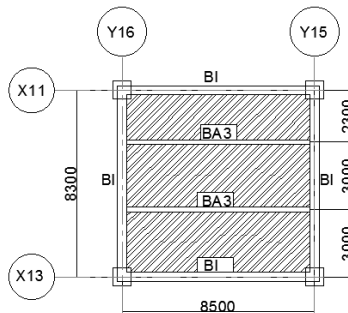
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai gedung ini menggunakan tabel perencanaan praktis dari Super Floor Deck dengan spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Direncanakan menggunakan satu baris penyangga selama pengerasan pelat beton
- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban finishing lainnya (tanpa berat sendiri pelat beton)
- Tebal bondek yang digunakan adalah 0,75 mm

4.1.1 Perencanaan Pelat Atap



Gambar 4. 1 Pelat Atap

Peraturan yang digunakan untuk menghitung pembebanan pelat atap adalah SNI 1727:2013.

- Beban Mati (q_D) :
 - Berat plafond = 11 kg/m²
 - Berat penggantung = 7 kg/m²

- Berat ducting dan plumbing = 19,1 kg/m²
 - Berat aspal (t = 2 cm) = 2 x 14 kg/m² = 28 kg/m² +
- $$q_{D \text{ Total}} = 65,1 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Hidup (Tabel 4-1 SNI 1727:2013)

$$\text{Beban hidup atap } q_{L \text{atap}} = 97,86 \text{ kg/m}^2$$

- Beban Berguna

$$\begin{aligned} q &= q_D + q_L \\ &= 65,1 \text{ kg/m}^2 + 97,86 \text{ kg/m}^2 \\ &= 163 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Data – Data Perencanaan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan menggunakan satu baris penyangga, maka diperoleh data-data sebagai berikut:

Bentang	= 3 m
Beban berguna	= 200 kg/m ²
Tulangan negatif	= 2,51 cm ² /m
Tebal pelat beton	= 0,09 m
Digunakan tulangan	= M8 (As = 0,503 cm ²)

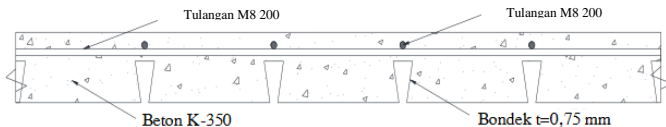
Maka, kebutuhan tulangan negatif setiap meter adalah:

$$s = 200 \text{ mm (Berdasarkan tabel perencanaan praktis)}$$

$$n = \frac{1000 \text{ mm}}{s}$$

$$n = \frac{1000 \text{ mm}}{200} = 5 \text{ buah}$$

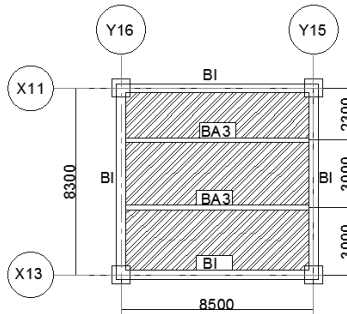
Jadi dipasang tulangan *wire mesh* M8-200



Gambar 4. 2

Penulangan Pelat Atap

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai



Gambar 4. 3 Pelat Lantai

Peraturan yang digunakan untuk menghitung pembebanan pelat lantai adalah SNI 1727:2013.

a. Beban Mati

$$\text{Berat plafond} = 11 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat penggantung} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat ducting dan plumbing} = 19,1 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat spesi } t = 1 \text{ cm} = 1 \times 21 = 21 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat keramik } t = 2 \text{ cm} = 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2 +$$

$$q_{D\text{total}} = 106,1 \text{ kg/m}^2$$

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

Beban hidup lantai apartemen

$$q_{L\text{atap}} = 488,28 \text{ kg/m}^2$$

c. Beban Berguna

$$q = q_D + q_L$$

$$= 106,1 \text{ kg/m}^2 + 488,28 \text{ kg/m}^2$$

$$= 594,38 \text{ kg/m}^2$$

d. Data – Data Perencanaan Pelat Bondek

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dan menggunakan satu baris penyangga, maka diperoleh data-data sebagai berikut:

Bentang	= 3 m
Beban berguna	= 600 kg/m ²
Tulangan negatif	= 3,49 cm ² /m
Tebal pelat beton	= 0,12 m
Digunakan tulangan	= M8 (As = 0,503 cm ²)

Maka, kebutuhan tulangan negatif setiap meter adalah:

$s = 125 \text{ mm}$ (Berdasarkan tabel perencanaan praktis)

$$n = \frac{1000 \text{ mm}}{125}$$

$$n = \frac{1000 \text{ mm}}{125} = 8 \text{ buah}$$

Jadi dipasang tulangan *wire mesh* M8-125

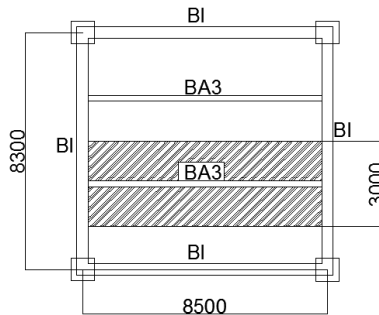
4.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dipikul pelat lantai ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13

W	= 66 kg/m	r	= 16 mm	bf	= 200 mm
A	= 84.12 cm ²	Z _x	= 1286 cm ³	f _y	= 250 Mpa
t _w	= 8 mm	i _y	= 4.54 cm	f _u	= 410 Mpa
t _f	= 13 mm	I _x	= 21700 cm ⁴		
d	= 400 mm	I _y	= 1740 cm ⁴		
h	= 400-2(13+16)				
	= 342 mm				



Gambar 4.4 Balok Anak Lantai Atap

a. Pembebanan pada Balok Anak Lantai Atap

• Beban Mati (PPIUG1983)

- Berat pelat bondek 10,1 x 3 = 30,3 kg/m
- Berat Beton 2400x12x3 = 216 kg/m
- Berat aspal (2cm) 2 x 14 x 3 = 84 kg/m
- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 3 = 54 kg/m
- Berat ducting dan plumbing 19.1 x 3 = 57,3 kg/m
- Berat profil = 44.1 kg/m +

$$q_d = \frac{980,6 \text{ kg/m}}{\quad}$$

- Sumbangan (10%)

$$= \frac{98,06 \text{ m}}{\quad}$$

$$q_d = 1078,66 \text{ kg/m}$$

• Beban Hidup (SNI 1727-2013)

$$q_l = 3 \text{ m} \times 97,89 \text{ kg/m}^2 = 293,578 \text{ kg/m}$$

• Beban Berguna

$$Q_u = 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l$$

$$= 1,2 \cdot 1078,66 + 1,6 \cdot 293,578 = 1709,996 \text{ kg/m}$$

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

• Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1709,996 \times 8^2$$

$$= 15443,41 \text{ kg.m}$$

• Gaya Geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1709,996 \times 8$$

$$= 7267,49 \text{ kg}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2(13)} = 7,69$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 7,69 < 10,752 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42,75$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 42,75 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2548,42 \cdot 1286 = 3277268,094 \text{ kg.cm}$$

$$= 32772,68 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 32772,68$$

$$= 29495,41 \text{ kg.m} > 15606,73 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 850 \text{ cm}$$

$$L_p = 226,003 \text{ cm}$$

$$L_r = 658,357 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah.}$$

- Bentang Menengah, maka

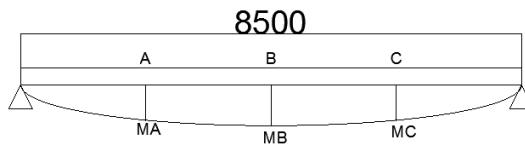
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

- Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{1709,996 \times 8,5}{2} \\ &= 7267,49 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 15443,41 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 7267,49 \text{ kg}$$



Gambar 4.5 Diagram Momen Balok Anak

$$M_A = M_C$$

$$= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8)$$

$$= 7267,49 \times 2,125 - 1709,99 \times 2,125 \times 1,0625$$

$$= 11582,56 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\max}$$

$$= 15443,41 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 15443,41}{2,5 \times 15443,41 + 3 \times 11582,56 + 4 \times 15443,41 + 3 \times 11582,56} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,13$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y \\ = 1360 \cdot 2548,42 = 3465851,172 \text{ kg.cm} = 34658,51 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 1.13 \left[3277268,094 - (3277268,094 - 0,7 \times 2548,42 \times 1190) \left(\frac{850 - 226,003}{658,357 - 226,003} \right) \right] \\ = 1830824 \text{ kg.cm}$$

$M_n = 1830824 \text{ kg.cm} < M_p$ maka dipakai M_n

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 18308,24$$

$$= 16477,42 \text{ kg.m} \geq 15443,41 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Cek Efisiensi

$$e = \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = \frac{15443,41}{16477,42} = 93,72\%$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = 42,75 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34,89 < 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

maka $V_n = 0,6 f_y A_w$

$$= 0,6 \times 2548,42 \times (40 \times 0,8) = 48929,66 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 48929,66 \text{ kg}$$

$$= 44036,70 \text{ kg} > 7267,49 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol Lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 3,54 \text{ cm}$$

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

$$= 1,87 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,87 \text{ cm} < 3,54 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

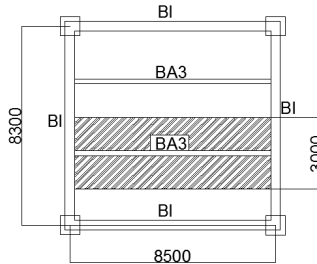
Tabel 4.1 Balok Anak Lantai Atap

Tipe	Profil	Bentang
BA1	WF 250x175x11x7	8.5
BA2	WF 100x50x5x7	3
BA3	WF 400x200x13x8	8.5

4.2.2 Balok Anak Lantai Apartemen

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 14 x 9

$$\begin{aligned}
 W &= 94.3 \text{ kg/m} & r &= 22 \text{ mm} & bf &= 299 \text{ mm} \\
 A &= 120.1 \text{ cm}^2 & Z_x &= 1846 \text{ cm}^3 & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tw &= 9 \text{ mm} & i_y &= 7.21 \text{ cm} & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 tf &= 14 \text{ mm} & I_x &= 33700 \text{ cm}^4 & & \\
 d &= 386 \text{ mm} & I_y &= 6240 \text{ cm}^4 & & \\
 h &= 386 - 2(14 + 22) & & & & \\
 &= 314 \text{ mm} & & & &
 \end{aligned}$$



Gambar 4.6 Balok Anak Lantai Apartemen

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

• Beban Mati (PPIUG1983) :

- Berat pelat bondek 10,1 x 3 = 30,3 kg/m
- Berat Beton 12 cm 2400x0,12x3 = 318,3 kg/m
- Berat Dinding 75 x 3 = 225 kg/m
- Berat Spesi (1 cm) 1 x 21 x 3 = 63 kg/m
- Berat Tegel (2 cm) 2 x 24 x 3 = 144 kg/m
- Berat plafond + penggantung (11 + 7) x 3

$$= 58 \text{ kg/m}$$

- Berat ducting dan plumbing 19.1 x 3 = 57,3 kg/m

- Berat penggantung 7 x 3 = 21 kg/m

- Berat profil = 94,3 kg/m +

$$q_d = \overline{1531,9 \text{ kg/m}}$$

- Sambungan (10%) = 153,19 kg/m +

$$q_d = \overline{1685,09 \text{ kg/m}}$$

• Beban Hidup (SNI 1727-2013) :

$$q_l = 3 \text{ m} \times 195,78 \text{ kg/m}^2 = 587,34 \text{ kg/m}$$

• Beban Berguna :

$$Q_U = 1,2 \cdot q_d + 1,6 \cdot q_l = 1,2 \cdot 1685,09 + 1,6 \cdot 587,34 = 2961,852 \text{ kg/m}$$

b. Gaya Dalam pada Balok Anak Lantai Atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2961,852 \times 8,5^2$$

$$= 26749,23 \text{ kg.m}$$

- Gaya Geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2961,852 \times 8,5$$

$$= 12587,87 \text{ kg}$$

c. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur

- Kontrol terhadap Tekuk Lokal

- Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{299}{2(14)} = 10,678$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 10,678 < 10,74 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{314}{9} = 34,89$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,89 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Penampang Kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1846 = 4704383 \text{ kg.cm}$$

$$= 47043,83 \text{ kg.m}$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \cdot 47043,83$$

$$= 42339,45 \text{ kg.m} > 26749,23 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = 850 \text{ cm}$$

$$L_p = 358,916 \text{ cm}$$

$$L_r = 1056,783 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah.}$$

- Bentang Menengah, maka

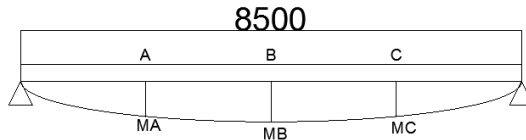
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] < M_p$$

- Reaksi Perletakan

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{q_u \cdot l}{2} \\ &= \frac{2951,852 \times 8,5}{2} \\ &= 12587,87 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 26749,23 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 12587,87 \text{ kg}$$



Gambar 4,7 Diagram Momen Balok Anak

$$\begin{aligned} M_A &= M_C \\ &= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8) \\ &= 12587,87 \times 2,125 - 2961,852 \times 2,125 \times 1,0625 \\ &= 20061,62 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_B &= M_{\max} \\ &= 26749,23 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 23149,968}{2,5 \times 23149,968 + 3 \times 17362,476 + 4 \times 23149,968 + 3 \times 17362,476} \leq 2,3$$

$$Cb = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow Cb = 1,13$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \cdot f_y \\ &= 2548,42 \cdot 1846 = 4704383 \text{ kg.cm} \\ &= 47043,83 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 1,13 [4704383 - (4704383 - 0,7 \times 2500 \times 1740) \cdot ((800 - 358,916) / (936,253 - 358,916))] \\ &= 4066123 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$M_n = 4066123 \text{ kg.cm} < M_p$ maka dipakai M_n

- Cek Kemampuan Penampang

$$\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \emptyset_b \cdot M_n &= 0,9 \times 40661,23 \\ &= 36595,1 \text{ kg.m} \geq 26749,23 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

• Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = 34,89 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 34,89 < 63,35 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2548,42 \times (38,6 \times 0,9) = 53119,27 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_n &= 0,9 \cdot 53119,27 \text{ kg} \\ &= 47807,34 \text{ kg} > 12587,87 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

• Kontrol Lendutan

$$L = 850 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{850}{360} = 2,36 \text{ cm}$$

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

$$= 2,24 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,72 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

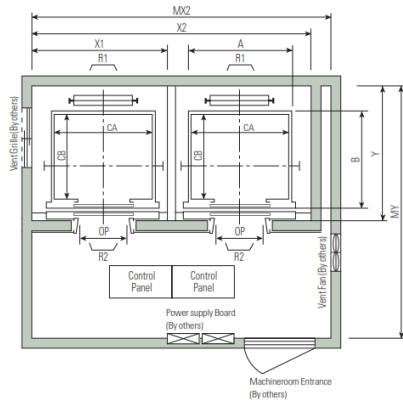
Tabel 4.2 Balok Anak Lantai Apartemen

Type	Profil	Bentang
BA1	WF 300x200x14x9	8.5
BA2	WF 100x50x5x7	3
BA3	WF 400x300x14x9	8.5

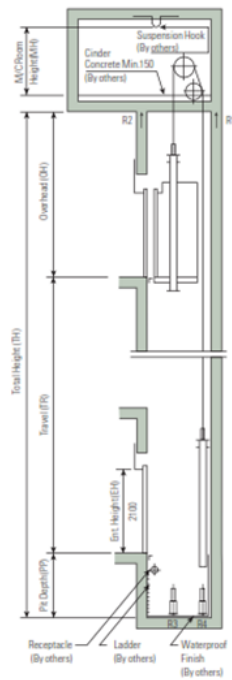
4.3 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut :

- Tipe *lift* : *Passenger Elevators*
- Merek : *HYUNDAI*
- Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
- Lebar pintu (*opening width*): 1100 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 2 *car*: 5500 x 2300 mm²
- Dimensi sangkar (*car size*) Internal: 2150 x 1600 mm²
Eksternal: 2250 x 1770 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 *cars*): 5650 x 4200 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
R1 = 8500 kg
R2 = 6800 kg



Gambar 4.8 Denah Lift

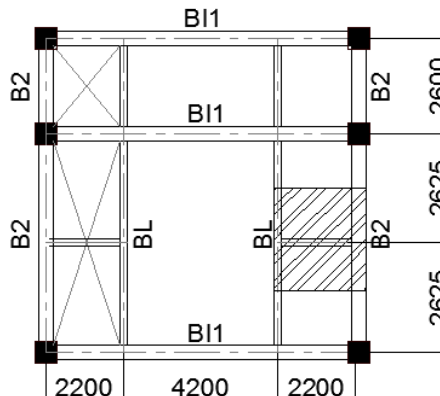


Gambar 4.9 Potongan Melintang Lift

4.3.1 Perencanaan Balok Pembagi Lift

Balok pembagi *lift* direncanakan menggunakan profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan data sebagai berikut :

$d = 100$	mm	$i_x = 3,98$	cm
$b_f = 50$	mm	$i_y = 1,12$	cm
$t_f = 7$	mm	$Z_x = 41,795$	cm ³
$t_w = 5$	mm	$Z_y = 9,288$	cm ³
$A = 17,85$	cm ²	$S_x = 37,5$	cm ³
$W = 9,3$	kg/m	$S_y = 5,91$	cm ³
$I_x = 187$	cm ⁴	$r = 8$	mm
$I_y = 14,8$	cm ⁴	$h = d - 2(t_f + r) = 70$	mm



Gambar 4. 10 Balok Pembagi Lift

1. Pembebanan pada balok pembagi lift

Beban mati merata

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok pembagi lift} &= 9,3 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan, dll (10\%)} &= 0,93 \text{ kg/m} + \\ \hline q_D &= 10,23 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

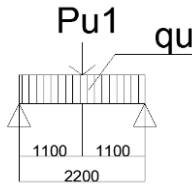
$$\text{Beban hidup terpusat pekerja (P}_L) = 100 \text{ kg}$$

Beban ultimate

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \times q_D \\ &= 1,2 \times 10,23 \text{ kg/m} \\ &= 12,276 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_U &= 1,6 \times P_L \\ &= 1,6 \times 100 \text{ kg} \\ &= 160 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok pembagi lift



Gambar 4. 11 Pembebanan Balok Pembagi Lift

Gaya Momen

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 + \frac{1}{4} \times p_u \times L \\ &= \frac{1}{8} \times 12,276 \text{ kg/m} \times (2,2 \text{ m})^2 + \frac{1}{4} \times 160 \text{ kg} \times 2,2 \text{ m} \\ &= 95,42 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya Geser

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L + \frac{1}{2} \times P_u \\ &= \frac{1}{2} \times 12,276 \text{ kg/m} \times 2,2 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 160 \text{ kg} \\ &= 93,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol Penampang

- Pelat Badan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 14$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{50 \text{ mm}}{2 \times 7 \text{ mm}} = 3,57$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Penampang Kompak :

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\ &= 41,795 \text{ cm}^3 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 106511,2 \text{ kg.cm} \\ &= 1065,112 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang (L_b) adalah:

$$L_b = L_{\text{balok}} = 50 \text{ cm (Jarak antar pengaku)}$$

Dari tabel L_p dan L_r diperoleh nilai sebagai berikut :

$$L_p = 55,754 \text{ cm}$$

$$L_r = 285,927 \text{ cm}$$

Dikarenakan $L_p > L_b$ maka balok termasuk dalam bentang menengah, sehingga :

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 41,795 \text{ cm}^3 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 106511,2 \text{ kg.cm} = 1065,112 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p = 1065,112 \text{ kg.m}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_U \\ 0,9 \times 1065,112 \text{ kg.m} &\geq 95,42 \text{ kg.m} \\ 958,60 \text{ kg.m} &> 95,42 \text{ kg.m} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

4. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ \frac{h}{t_w} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} ; C_v = 1 ; K_v = 5 \\ \frac{h}{t_w} &= \frac{70 \text{ mm}}{5 \text{ mm}} = 14 \\ 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} &= 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{250}} = 69,57 \\ \frac{h}{t_w} &\leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \rightarrow \text{Kondisi Geser Plastis} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \times (10 \text{ cm} \times 0,5 \text{ cm}) \times 1 \\ &= 7645,26 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 7645,26 \text{ kg} \\ &= 6880,734 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat, $V_U \leq \phi V_n$

$$93,54 \text{ kg} < 6880,734 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

5. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \times q_D \times L^4}{384 \times E \times I_X} + \frac{(P_L + P_D) \times L^3}{48 \times E \times I_X} \\
 &= \frac{5 \times ((0,1023) \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times (220 \text{ cm})^4}{384 \times 2038736 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 187 \text{ cm}^4} + \frac{100 \text{ kg} \times (220 \text{ cm})^3}{48 \times 2038736 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 187 \text{ cm}^4}} \\
 &= 0,066 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{240} = \frac{220 \text{ cm}}{240} = 0,92 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Syarat, $f^o \leq f_{ijin}$

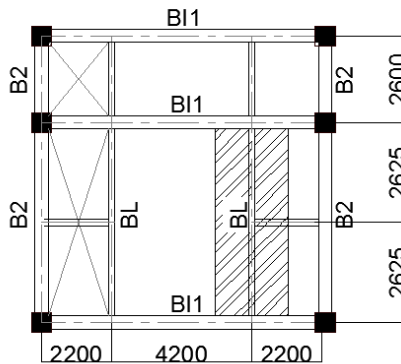
$$0,06 \text{ cm} < 0,92 \text{ cm (OK)}$$

Profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok penggantung *lift* pada lantai gedung apartemen ini

4.3.2 Perencanaan Balok Penggantung *Lift*

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 8 x 12 dengan data sebagai berikut :

d	= 446	mm	i_x	= 18,5	cm
b_f	= 199	mm	i_y	= 4,33	cm
t_f	= 12	mm	Z_x	= 1393	cm ³
t_w	= 8	mm	Z_y	= 244	cm ³
A	= 84,3	cm ²	S_x	= 1290	cm ³
W	= 66,2	kg/m	S_y	= 159	cm ³
I_x	= 28700	cm ⁴	r	= 18	m
I_y	= 1580	cm ⁴	h	= $d - 2(tf + r)$	= 386 mm



Gambar 4. 12 Balok Penggantung *Lift*

1. Pembebanan pada balok penggantung *lift*

Berat profil balok pembagi *lift* yang ditumpu :

$$\begin{aligned} P_D &= \frac{1}{2} \times \text{berat profil balok pembagi lift} \times L_{\text{balok}} \\ &= \frac{1}{2} \times 9,3 \text{ kg/m} \times 2,45 \text{ m} \\ &= 11,39 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban mati

$$\begin{aligned} \text{Berat profil balok penggantung lift} &= 66,2 \text{ kg/m} \\ \text{Berat sambungan, dll (10\%)} &= 6,62 \text{ kg/m} + \\ \hline q_D &= 72,82 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban hidup

$$\text{Beban pekerja terpusat} \quad (P_L) = 100 \text{ kg}$$

Beban merata ultimate

$$\begin{aligned} q_U &= 1,2 \times q_D \\ &= 1,2 \times 72,82 \text{ kg/m} \\ &= 87,38 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_U &= 1,2 \times P_D + 1,6 \times P_L \\ &= 1,2 \times 11,39 \text{ kg} + 1,6 \times 100 \text{ kg} \\ &= 173,67 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban terpusat *lift*

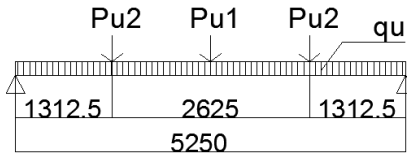
Pada pasal 4.6 Impact Load SNI 1727:2013 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 50% untuk mesin yang bergerak maju dan mundur atau unit tenaga-*driven*. Semua presentase harus meningkat bila disyaratkan oleh produsen.

$$R_A = R_1 \times KLL = 6600 \text{ kg} \times (1 + 50\%) = 9900 \text{ kg}$$

$$R_B = R_2 \times KLL = 5100 \text{ kg} \times (1 + 50\%) = 7650 \text{ kg}$$

$$P_{U2} \text{ yang digunakan adalah nilai R terbesar} = 9900 \text{ kg}$$

Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penggantung *lift*



Gambar 4. 13 Model Pembebanan Balok Penggantung *Lift*

Reaksi perletakan

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{1}{2} \times q_u \times L + \frac{1}{2} \times P_{U1} + P_{U2} \\ &= \frac{1}{2} \times 87,38 \text{ kg/m} \times 5,25 \text{ m} + \frac{1}{2} \times 173,276 \text{ kg} + 9900 \text{ kg} \\ &= 10215.52 \text{ kg} \end{aligned}$$

Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \times \frac{L}{2} - q_u \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} - P_{U2} \times \frac{L}{4} \\ &= 10215.52 \text{ kg} \times \frac{5,25 \text{ m}}{2} - 87,38 \text{ kg/m} \times \frac{5,25 \text{ m}}{2} \times \frac{5,4 \text{ m}}{4} - \\ &10215.52 \text{ kg} \times \frac{5,4 \text{ m}}{4} \\ &= 13520.93 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya geser

$$V_U = R_A = 10215.52 \text{ kg}$$

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang

- Pelat Badan :

$$\frac{h}{t_w} = \frac{386 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 48,25$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 106,35$$

$$\frac{h}{t_w} < \lambda_{pw} \rightarrow \text{Profil Badan Kompak}$$

- Pelat Sayap :

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{199 \text{ mm}}{2 \times 12 \text{ mm}} = 8,29$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{2 \times 10^5 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 10,75$$

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} < \lambda_{pf} \rightarrow \text{Profil Sayap Kompak}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Penampang Kompak :

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 1393 \text{ cm}^3 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3549949 \text{ kg.cm} = 35499,49 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang (L_b) adalah :

$L_b = 200 \text{ cm}$ (Jarak antar pengaku)

Dari tabel L_p dan L_r diperoleh nilai sebagai berikut :

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

$$L_r = 607,877 \text{ cm}$$

Dikarenakan $L_p > L_{br}$ maka balok termasuk dalam bentang menengah, sehingga :

$$M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1393 \text{ cm}^3 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3549949 \text{ kg.cm} = 35499,49 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p = 35499,49 \text{ kg.m}$$

Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \times M_n \geq M_U$$

$$0,9 \times 35499,49 \text{ kg.m} \geq 17765,47 \text{ kg.m}$$

$$31949,54 \text{ kg.m} > 17765,47 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

3. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} ; C_v = 1 ; K_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{386 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 48,25$$

$$1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^5}{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} \rightarrow \text{Kondisi Geser Plastis}$$

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

$$= 0,6 \times 2548,42 \text{ kg/cm}^2 \times (44,6 \text{ cm} \times 0,8 \text{ cm}) \times 1$$

$$= 54556,57 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 54556,57 \text{ kg}$$

$$= 49100,92 \text{ kg}$$

Syarat, $V_U \leq \phi V_n$
 $10215.52b \text{ kg} < 10215.52 \text{ kg (OK)}$

4. Kontrol lendutan

$$\begin{aligned}
 f^o &= \frac{5 \times q_{DL} \times L^4}{384 \times E \times I_X} + \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I_X} \\
 &= \frac{5 \times ((0,7282) \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times (525 \text{ cm})^4}{384 \times 2038736 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 28700 \text{ cm}^4}}{+ \frac{((2 \times 9900) + 10,23 + 100) \text{ kg} \times (525 \text{ cm})^3}{48 \times 203876 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 28700 \text{ cm}^4}} \\
 &= 1,04 \text{ cm} \\
 f_{ijin} &= \frac{L}{360} = \frac{525 \text{ cm}}{360} = 1,46 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Syarat, $f^o \leq f_{ijin}$
 $1,04 \text{ cm} < 1,46 \text{ cm (OK)}$

Profil WF 450 x 200 x 8 x 12 dapat digunakan sebagai balok penggantung *lift* pada lantai gedung apartemen ini.

4.4 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Pada apartment ini, direncanakan menggunakan tangga konstruksi baja dan beton komposit dengan data teknis sebagai berikut :

1	Mutu baja	= BJ-41
2	Tinggi antar lantai (H)	= 340 cm
3	Tinggi bordes	= 170 cm
4	Lebar tangga	= 150 cm
5	Panjang bordes	= 310 cm
6	Lebar injakan (i)	= 30 cm
7	Tinggi tanjakan (t)	= 17 cm

- 8 Lebar pegangan tangga = 10 cm
 9 Lebar bordes = 100 cm
 10 Panjang tangga = 200 cm

1. Perhitungan jumlah tanjakan

$$\frac{\text{Tinggi bordes}}{\text{Tinggi tanjakan}} = \frac{170 \text{ cm}}{17 \text{ cm}} = 10 \text{ buah}$$

2. Perhitungan jumlah injakan

$$\begin{aligned} \text{Jumlah injakan} &= \text{jumlah tanjakan} - 1 \\ &= 10 \text{ buah} - 1 \\ &= 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

3. Persyaratan jumlah tanjakan dan injakan

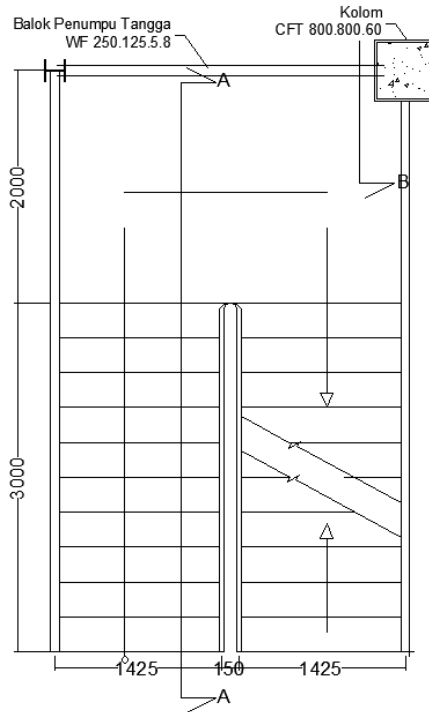
$$\begin{aligned} 60 \text{ cm} &\leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &\leq ((2 \times 17 \text{ cm}) + 30 \text{ cm}) < 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &= 64 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$25^\circ < \alpha < 40^\circ$$

$$25^\circ < \text{arc tan}\left(\frac{\text{Tinggi tanjakan}}{\text{lebar injakan}}\right) < 40^\circ$$

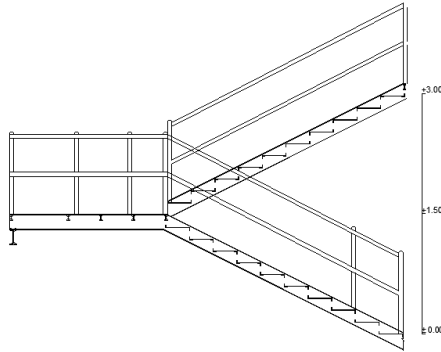
$$25^\circ < \text{arc tan}\left(\frac{17 \text{ cm}}{30 \text{ cm}}\right) < 40^\circ$$

$$25^\circ < 26,57 < 40^\circ \text{(OK)}$$



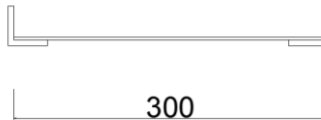
Gambar 4.14 Denah Tangga

4.4.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga



Gambar 4.15 Potongan Memanjang Tangga

Tebal pelat	= 5 mm
Berat jenis baja	= 7850 kg/m ³
Mutu baja BJ 41 → fy	= 2500 kg/cm ²
fu	= 4100 kg/cm ²



Gambar 4.16 Pelat Anak Tangga

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

• Beban Mati :

- Pelat 0,004 x 7850 x 1,5	= 47,1 kg/m
- Sambungan (10%)	= 4,71 kg/m +
	<u>q_D = 51,81 kg/m</u>

• Beban Hidup :

- Tangga 488,4 x 1,5	= 732.6 kg/m
- Orang	= 100 kg

- Beban Berguna :

- $Q_u = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$
 $= 1,2 \cdot 51,81 + 1,6 \cdot 732,6 = 1234,332 \text{ kg/m}$
- $P_u = 1,6 \cdot p_L$
 $= 1,6 \cdot 100 = 160 \text{ kg}$

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1234,332 \times 0,3^2$$

$$= 13,87 \text{ kg.m (akibat } Q_u) \text{ Menentukan!}$$

$$M_u = \frac{1}{8} \times 1,2 \times q_d \times L^2 + \frac{1}{4} \times p_u \times L$$

$$= \frac{1}{8} \times 1,2 \times 51,81 \times 0,3^2 + \frac{1}{4} \times 160 \times 0,3$$

$$= 12,699 \text{ kg.m (akibat } P_u)$$

c. Kontrol pelat

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 170 \times 0,5^2$$

$$= 10,625 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 10,625 \times 2500$$

$$= 26562,5 \text{ kg.cm}$$

$$= 265,625 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 265,625$$

$$= 239,06 \text{ kg.m} \geq 12,699 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

- $L = 30 \text{ cm}$
- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083 \text{ cm}$

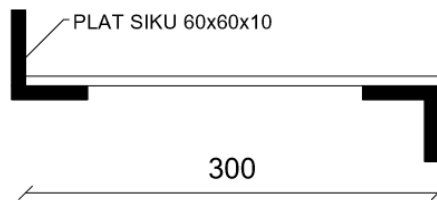
$$- f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,04 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,04 \text{ cm} < 0,083 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

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

4.4.2 Perencanaan Penyangga Pelat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan panjang 1,425 m. Potongan melintang penyangga pelat injak dapat dilihat pada Gambar 4.10.



Gambar 4.17 Potongan Melintang Penyangga Plat Injak

Penyangga pelat injak direncanakan dengan profil siku 60x60x10, dengan data sebagai berikut:

$$W = 8,69 \text{ kg/m}$$

$$A = 11,1 \text{ cm}^2$$

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$t_w = d = 10 \text{ mm}$$

$$i_x = 1,78 \text{ cm}$$

$$i_y = 1,78 \text{ cm}$$

$$I_x = 34,9 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 34,9 \text{ cm}^4$$

Bahan :

$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$L_{\text{profil}} = 1,7 \text{ m}$$

a. Perencanaan pembebanan pelat siku

• Beban Mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{- Profil siku} = 8,69 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Pelat } 0,004 \times 7850 \times 0,3/2 = 4,71 \text{ kg/m} +$$

$$\underline{q_D = 13,4 \text{ kg/m}}$$

$$\text{- Sambungan (10\%)} = 1,34 \text{ kg/m} +$$

$$\underline{q_D = 14,74 \text{ kg/m}}$$

• Beban Hidup (1/2 lebar injakan)

$$\text{- Tangga } 488,44 \times 0,3/2 = 73,266 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Orang} = 100 \text{ kg}$$

b. Gaya dalam yang terjadi

• Momen yang terjadi

$$M_d = \frac{1}{8} \times q_d \times L^2 = \frac{1}{8} \times 13,4 \times 0,17^2$$

$$= 4,84 \text{ kg.m (Akibat } q_D)$$

$$M_l = \frac{1}{3} \times p_l \times L = \frac{1}{3} \times 100 \times 1,7$$

$$= 56,6 \text{ kg.m (Akibat } P_l) \text{ Menentukan!}$$

$$M_t = \frac{1}{8} \times q_l \times L^2 = \frac{1}{8} \times 75 \times 0,17^2$$

$$= 23,4 \text{ kg.m (Akibat Tangga)}$$

• Gaya geser yang terjadi

$$V_d = \frac{1}{2} \times q_d \times L = \frac{1}{2} \times 14,74 \times 0,17^2$$

$$= 12,52 \text{ kg (Akibat } q_d)$$

$$V_l = \frac{1}{2} \times 2 \times p_l = \frac{1}{2} \times 100 \times 2$$

$$= 100 \text{ kg (Akibat } P_l)$$

• $M_U = 1,2 \cdot M_D + 1,6 \cdot M_L$

$$= 1,2 \cdot 4,84 + 1,6 \cdot 56,6 = 96,4 \text{ kg/m}$$

- $V_U = 1,2 \cdot V_D + 1,6 \cdot V_L$
- $= 1,2 \cdot 12,52 + 1,6 \cdot 100 = 175,03 \text{ kg}$

c. Kontrol penampang profil

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = (tw \times d) \times \frac{1}{2}d + (tw(b - tw)) \times \frac{1}{2}tw$$

$$= (0,1 \times 0,6) \times \frac{1}{2} 0,6 + (0,1(0,6 - 0,1)) \times \frac{1}{2} 0,1$$

$$= 20,5 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 20,5 \times 2500$$

$$= 215250 \text{ kg.cm}$$

$$= 512,5 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 512,5$$

$$= 461,25 \text{ kg.m} \geq 96,4 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

- $L = 150 \text{ cm}$

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{170}{360} = 0,47 \text{ cm}$

- $f^0 = \left(\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) + \left(\frac{23}{648} \times \frac{p \cdot L \cdot L^3}{E \cdot I_x} \right) = 0,38 \text{ cm}$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,38 \text{ cm} < 0,47 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga profil siku 60x60x10 dapat digunakan sebagai penyangga pelat injak.

4.4.3 Perencanaan Pelat Bordes

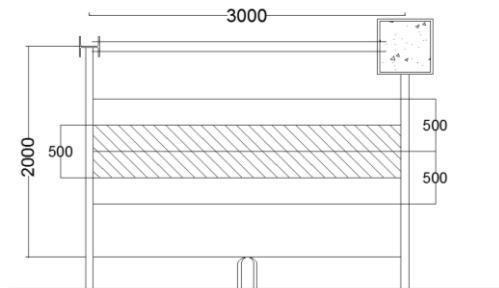
Tebal pelat $= 7 \text{ mm}$

Berat jenis baja $= 7850 \text{ kg/m}^3$

Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

Jarak antar balok bordes = 42,5 cm
 Lebar tangga = 142,5 cm
 Lebar bordes = 150 cm



Gambar 4.18 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

• Beban Mati

- Pelat 0,007 x 7850 x 1,5 = 82,43 kg/m
 - Sambungan (10%) = 8,24 kg/m +
 $q_D = 90,66 \text{ kg/m}$

• Beban Hidup

- Tangga 488,44 x 1,5 = 732,66 kg/m

• Beban Berguna :

$$Q_u = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$$

$$= 1,2 \cdot 90,66 + 1,6 \cdot 732,66 = 1281,05 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam yang terjadi

• Momen yang terjadi

$$M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1281,05 \times 0,5^2$$

$$= 40,03 \text{ kg.m}$$

c. Kontrol pelat

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 150 \times 0,5^2$$

$$= 9,38 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 9,38 \times 2500$$

$$= 23437,5 \text{ kg.cm}$$

$$= 234,38 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 234,38$$

$$= 210,94 \text{ kg.m} \geq 40,03 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$- L = 55 \text{ cm}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{55}{360} = 0,153 \text{ cm}$$

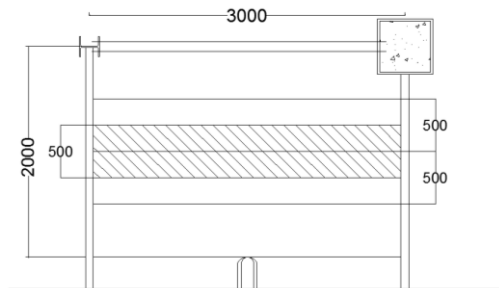
$$- f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,069 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,069 \text{ cm} < 0,153 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga pelat dengan tebal 7 mm dapat digunakan sebagai pelat anak tangga.

4.4.4 Perencanaan Balok Bordes Tangga A

Balok bordes tangga A direncanakan dengan Panjang 1,7 m. Balok bordes tangga A yang direncanakan dapat dilihat Gambar 4.18



Gambar 4.19 Balok Bordes Tangga A

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

W	= 9,3 kg/m	A	= 11,85 cm ²
bf	= 50 mm	d	= 100 mm
tf	= 7 mm	tw	= 5 mm
r	= 8 mm	ix	= 3,98 cm
iy	= 1,12 cm	Ix	= 187 cm ⁴
Iy	= 14,8 cm ⁴	Sx	= 37,5 cm ³
Sy	= 5,91 cm ³	Zx	= 42 cm ³
Zy	= 9 cm ³	h	= d - 2(tf+r)
			= 70 mm
Lp	= 55,75 cm	lr	= 286,93 cm

Bahan :

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \text{ balok} = 1,5 \text{ m}$$

$$L \text{ bentang} = 0,55 \text{ m}$$

a. Perencanaan pembebanan pelat tangga

• Beban Mati:

- Pelat 0,007 x 7850 x 0,5	= 30,22	kg/m
- Profil	= 9,3	kg/m
- Qd	= 27,48	kg/m
- Sambungan (10%)	= 2,75	kg/m +

$$q_D = 40,45 \quad \text{kg/m}$$

- Beban Hidup :
 - Tangga $488,44 \times 0,5 = 244,22 \quad \text{kg/m}$
- Beban Berguna:
 - $Q_u = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$
 $= 1,2 \cdot 32,6 + 1,6 \cdot 207,587 = 439,295 \quad \text{kg/m}$

b. Gaya dalam yang terjadi

- Momen yang terjadi
 - $M_u = \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 = \frac{1}{8} \times 439,295 \times 1,5^2$
 $= 123,54 \quad \text{kg.m (1/2 bentang)}$
- Gaya geser yang terjadi
 - $R_a = R_b = V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 439,295 \times 1,5$
 $= 329,44 \quad \text{kg}$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
 - Pelat sayap
 - $\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{50}{2 \cdot 7} = 3,57$
 - $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,74$
 - $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 10,74 \rightarrow$ penampang kompak
 - Pelat badan
 - $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14$
 - $\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,34$
 - $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow < 106,34 \rightarrow$ penampang kompak
- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 42 = 105000 \quad \text{kg.cm}$
 $= 1050 \quad \text{kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 123,54 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 150 \text{ cm}$$

$$L_p = 55,74 \text{ cm}$$

$$L_r = 286,9 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang Menengah.}$$

- Karena bentang menengah, maka

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

$$M_A = M_C$$

$$= 119 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 158,79 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = \frac{12,5 \times 158,79}{2,5 \times 158,79 + 3 \times 119 + 4 \times 158,79 + 3 \times 119} \leq 2,3$$

$$C_b = 1,13 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,13$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 42 \cdot 2500 = 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 1,13 \left[105000 - (105000 - 0,7 \times 2500 \times 37,5) \left(\frac{170 - 55,754}{286,93 - 55,754} \right) \right]$$

$$= 97205,48 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 97205,48 \text{ kg.cm} < M_p \text{ maka dipakai } M_n$$

- Cek Kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 97205,48$$

$$= 874,84 \text{ kg.m} \geq 123,54 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{70}{5} = 14 : 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,356$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 14 < 63,356 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (1,185 \times 0,5) = 1244,25 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \times 1244,25 \text{ kg}$$

$$= 1119,825 \text{ kg} \geq 329,44 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol lendutan

$$\text{- } L = 150 \text{ cm}$$

$$\text{- } f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{150}{360} = 0,4167 \text{ cm}$$

$$\text{- } f^o = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,22 \text{ cm} < 0,417 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

Sehingga profil WF 100x50x5x7 digunakan sebagai balok bordes tangganya.

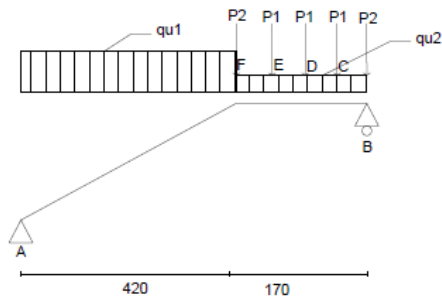
4.4.5 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak diatas dua tumpuan sederhana dengan beban yang dipikul berasal dari beban merata profil, balok bordes, dan anak tangga.

Balok utama tangga direncanakan dengan profil WF 300x150x6,5x9 dengan data sebagai berikut:

W	= 36,7 kg/m	A	= 46,78 cm ²
bf	= 150 mm	d	= 300 mm
tf	= 9 mm	tw	= 6,5 mm
r	= 13 mm	ix	= 12,4 cm
iy	= 3,29 cm	Ix	= 7210 cm ⁴

$$L_p = 163,777 \text{ cm} \quad l_r = 478,200 \text{ cm}$$



Gambar 4.20 Pembebanan pada Balok Utama Tangga

a. Pembebanan balok utama tangga

• Beban Mati

- Pelat $0,004 \times 7850 \times 1,7/2$ = 23,5 kg/m
- Profil siku $2 \times 8,69/0,3 \times 1,7/2$ = 49,2 kg/m
- Hand rail = 20 kg/m
- Profil / $\cos 27^\circ$ = 41,03 kg/m +
- $q_{D1} = 133,73 \text{ kg/m}$
- Sambungan (10%) = 13,37 kg/m +
- $q_{D1} = 147,1 \text{ kg/m}$

- Hand rail = 20 kg/m
- Profil = 36,7 kg/m +
- $q_{D2} = 56,7 \text{ kg/m}$
- Sambungan (10%) = 5,67 kg/m +
- $q_{D2} = 62,37 \text{ kg/m}$

• Beban Hidup

$$q_{L1} = q_{L2} = \text{Tangga } 488,44 \times 1,5/2 = 366,33 \text{ kg/m}$$

• Beban Berguna

$$\begin{aligned} Q_{u1} &= 1,2 \cdot q_{D1} + 1,6 \cdot q_{L1} \\ &= 1,2 \cdot 147,1 + 1,6 \cdot 366,33 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 762,65 \text{ kg/m} \\
 Q_{u2} &= 1,2 \cdot q_{D2} + 1,6 \cdot q_{L2} \\
 &= 1,2 \cdot 62,37 + 1,6 \cdot 366,33 \\
 &= 660,97 \text{ kg/m} \\
 P &= 0,5 \times 1,2 \times q_d \times 1,7 \\
 &= 0,5 \times 1,2 \times 40,45 \times 1,5 \\
 &= 36,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b. Gaya dalam yang terjadi

• Reaksi

$$\begin{aligned}
 R_A &= 2091,39 \text{ kg} \\
 R_B &= 1970,55 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1934,15 \text{ kg} \\
 M_u &= 2437,17 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap lentur

• Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = \frac{174}{2 \cdot 9} = 9,6$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 9,6 < 10,75 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 50 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 522 \\
 &= 1305000 \text{ kg.cm} \\
 &= 13050 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kg.m} \geq 2437,17 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK !}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 33,54 \text{ cm}$$

$$L_p = 110,5 \text{ cm}$$

$$L_r = 361,12 \text{ cm}$$

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

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot f_y$$

$$= 2500 \times 522$$

$$= 1305000 \text{ kg.cm}$$

$$= 13050 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 13050$$

$$= 11745 \text{ kg.m} \geq 2437,17 \text{ kg.m} \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{300}{6} = 50 > 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,35$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 50 < 63,35 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{maka } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 30 \times 0,65 = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \times 29250 \text{ kg}$$

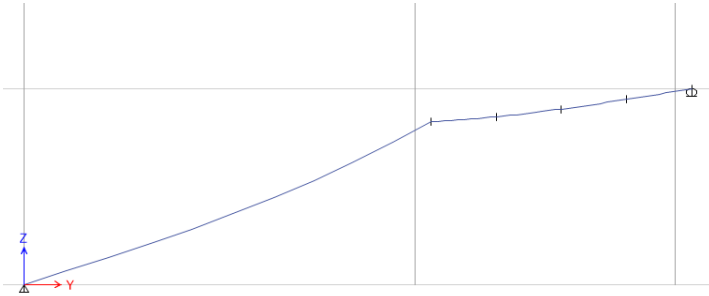
$$= 26325 \text{ kg} \geq 1934,15 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

- Kontrol lendutan

$$- L = \sqrt{4,2^2 + 2,1^2} = 3,35 \text{ m}$$

$$- f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{335}{360} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,025 \text{ cm} < 0,93 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 4.21 Kontrol Lendutan

Sehingga profil WF 350x175x6x9 digunakan sebagai balok utama tangga

4.4.6 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF 300x150x6,5x9, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 36,7 \text{ kg/m}$	$r = 13 \text{ mm}$	$h = d - 2(tf + r)$
$A = 46,78 \text{ cm}^2$	$Z_x = 522 \text{ cm}^3$	$= 256 \text{ mm}$
$d = 300 \text{ mm}$	$Z_y = 104 \text{ cm}^3$	$S_x = 481 \text{ cm}^3$
$bf = 150 \text{ mm}$	$i_x = 12,4 \text{ cm}$	$S_y = 67,7 \text{ cm}^3$
$tw = 6,5 \text{ mm}$	$i_y = 3,29 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$
$tf = 9 \text{ mm}$	$I_x = 7210 \text{ cm}^4$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
$I_y = 508 \text{ cm}^4$	$E = 200000 \text{ Mpa}$	

a. Perhitungan Pembebanan

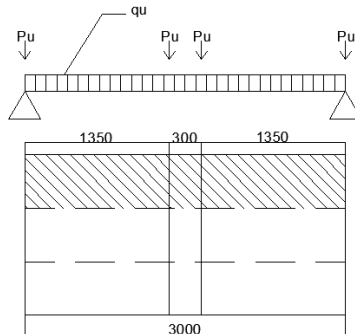
- Beban Mati

- Berat profil balok utama (berat) $\frac{= 36,7 \text{ kg/m} +}{= 36,7 \text{ kg/m}}$

- Sambungan (10%) $\frac{= 4,47 \text{ kg/m} +}{q_d = 41,17 \text{ kg/m}}$

- Beban Berguna

- $q_{U2} = 1,2 \cdot q_{D2} + 1,6 \cdot q_{L2}$
 $= 1,2 \times 41,17 + 1,6 \times 0$
 $= 49,4 \text{ kg/m}$
- $P_u = 2994,77$ (Dari reaksi R_B balok utama)



Gambar 4.22 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

- Gaya Dalam pada Balok Penumpu
 - Gaya geser yang terjadi
 $V_u = R_A = -2045,33 \text{ kg}$
 - Momen yang terjadi
 $M_u = 2864,54 \text{ kgm}$
- Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Lentur
 - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 522 \times 2500 = 1305000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$2864,54 \leq 0,9 \times 13050$$

$$2864,54 \leq 11745 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 80 \text{ cm}$$

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

$$L_r = 404,55 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ (Bentang pendek)

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 522 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$5146,08 \leq 0,9 \times 762500$$

$$5146,08 \leq 6862,5 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{5} = 41,6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 30 \times 0,65 \times 1$$

$$= 29250 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$2045,33 \leq 29250 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

- $L = 300 \text{ cm}$

- $f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{300}{360} = 0,64 \text{ cm}$

- $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \cdot L^4}{E \cdot I_x} + \left[\frac{Pa}{24} \times \frac{(3L^2 - 4a^2)}{E \cdot I_x} \right]$

$$\begin{aligned} &= \frac{5}{384} \times \frac{(28.27).0^4}{2000000x3540} + \left[\frac{1}{24} \times \frac{(3x360^2 - 4x165^2)}{2000000x3540} \right] \\ &= 0,008 \text{ cm} \\ f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,008\text{cm} < 0,64\text{cm} \rightarrow \text{(OK)} \end{aligned}$$

Halaman ini sengaja dikosongkan

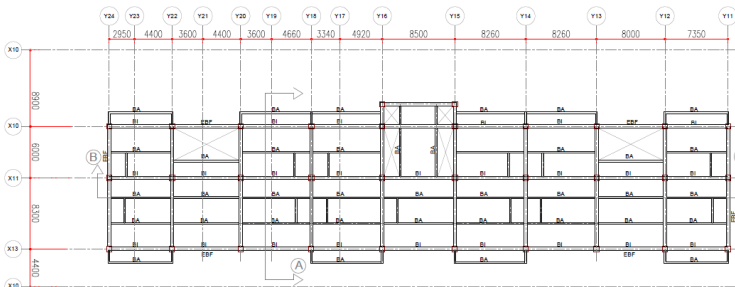
BAB V

PERMODELAN STRUKTUR

5.1 Penjelasan Umum

Struktur yang dianalisis pada tugas akhir ini adalah bangunan gedung MID Avenue88 yang terdiri dari 31 lantai dengan total tinggi 105,4 m.

Pemodelan struktur pada modifikasi bangunan gedung ini menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa. Tipe bresing yang digunakan adalah konfigurasi *inverted-V*. Denah dan potongan tiap As struktur yang ada dalam pemodelan adalah sebagai berikut :



Gambar 5. 1 Denah Struktur MID Avenue88

Pemodelan struktur apartemen dilakukan menggunakan program bantu ETABS 16 dengan dimodelkan sesuai dengan kondisi sebenarnya. Program ini memodelkan struktur secara tiga dimensi dan membantu perhitungan yang digunakan untuk mengontrol struktur agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2013 (Baja) dan SNI-1729-2012 (Gempa).

5.2 Pembebanan pada Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada SNI-1727-2013, ASCE 7-2002 dan PPIUG 1983 dengan rincian sebagai berikut :

1. Beban mati (*dead load*)

Beban mati merupakan seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisah dari bangunan selama masa layannya. Beban mati pada struktur terdiri dari beban sendiri bangunan (diperoleh dari program bantu ETABS 16) dan beban mati tambahan seperti beban dinding dan beban merata. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain :

1. Berat sendiri beton bertulang yang memiliki massa jenis sebesar 2400 kg/m^3
 2. Berat pelat bondek sebesar 11.23 kg/m^2
 3. Berat sendiri baja profil yang terpasang sebagai struktur rangka baja berupa kolom, balok, bresing dan link dengan massa jenis sebesar 7850 kg/m^3
 4. Beban dinding bata ringan sebesar 100 kg/m^2
 5. Beban spesi sebesar 21 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
 6. Beban tegel sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
 7. Beban aspal sebesar 14 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 2 cm
 8. Beban *ducting plumbing* yang ditetapkan sebesar $19,1 \text{ kg/m}^2$
 9. Beban plafond sebesar 11 kg/m^2
 10. Beban penggantung plafond sebesar 7 kg/m^2
2. Beban hidup (*live load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan. Rincian pembebanan untuk beban hidup adalah sebagai berikut :

- a. Beban hidup lantai atap = $97,86 \text{ kg/m}^2$
 - b. Beban hidup lantai apartement = $488,28 \text{ kg/m}^2$
3. Beban gempa (*earthquake load*)

Untuk parameter gempa yang digunakan diambil dari website dinas Pekerjaan Umum dengan lokasi input berada di Serui, Papua.

5.3 Kombinasi Pembebanan

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

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

- 1 $1 D + 1 L$
- 2 $1,4 D$
- 3 $1,2 D + 1,6 L$
- 4 $1,2 D + 1 L$
- 5 $1,2 D + 1 Ex + 1 L$
- 6 $1,2 D + 1 Ey + 1 L$
- 7 $0,9 D + Ex$
- 8 $0,9 D + Ey$

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup lantai

E = beban gempa yang dinyatakan dalam arah X dan Y

5.4 Pembebanan Gempa Dinamis

Pada struktur MID Avenue88 terdiri dari 30 lantai dengan total tinggi 90 m. Perhitungan beban gempa struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamis sesuai SNI 1726:2012. Analisisnya dilakukan berdasarkan analisis respons dinamis dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.4.1 Penentuan Klasifikasi Situs

Penentuan jenis tanah untuk peninjauan gempa adalah data tanah pada lapisan setebal 30 m paling atas sesuai SNI 1726:2012.

Tabel 5. 1 Hasil Data Tanah Berdasarkan N-SPT

Lapisan ke-i	Tebal Lapisan (di) (m)	Deskripsi Jenis Tanah	Nilai N-SPT	di/N
1	2	Urug	8	0,25
2	2	Pasir (coklat)	13	0,15
3	5	Pasir (coklat, hitam) terdapat Andesit Ø 10-15 cm	20,5	0,24
4	3	Pasir kasar (coklat, hitam)	20,5	0,15
5	4	Pasir halus (coklat, hitam)	18	0,22
6	4	Pasir kasar (coklat, hitam)	27,5	0,15
7	4	Batu pasir (coklat, hitam)	36	0,11
8	3	Pasir sedang (coklat, hitam)	41	0,07
9	3	Pasir halus (coklat, hitam)	46	0,07
Total	30			1,41

Berdasarkan hasil dari tabel tersebut maka nilai \bar{N} adalah :

$$15 < \bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \bar{N}_i} < 50$$

$$15 < \bar{N} = \frac{30}{1,41} < 50$$

$$15 < \bar{N} = 21,26 < 50$$

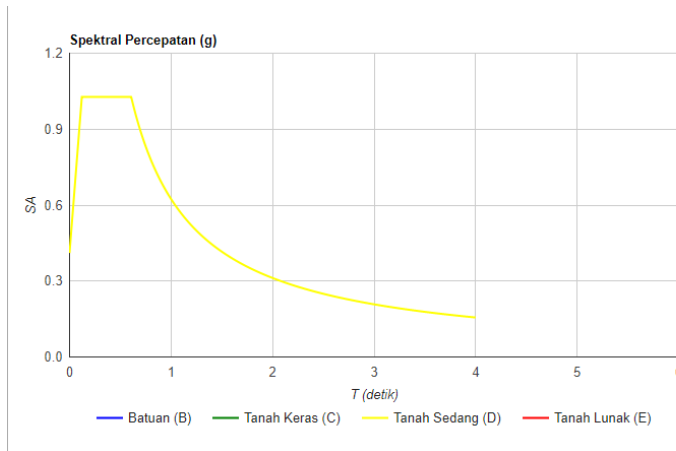
Dikarenakan nilai $15 < \bar{N} < 50$, maka jenis tanahnya termasuk tanah sedang.

5.4.2 Parameter Respons Spektrum Rencana

Parameter respons spektrum rencana digunakan untuk menentukan gaya gempa rencana yang bekerja pada struktur. Berikut adalah parameter respons spektrum untuk wilayah Serui, Papua dengan kondisi tanah sedang (kelas situs SD).

Tabel 5. 2 Parameter Respons Gempa Wilayah Serui untuk Kelas Situs SD (Tanah Sedang)

Variabel	Nilai
PGA (g)	0,6
S _S (g)	1,5
S _I (g)	0,6
F _a	1,0
F _v	1,0
S _{MS} (g)	1,5
S _{M1} (g)	0,6
S _{DS} (g)	1,0
S _{D1} (g)	0,4
T ₀ (detik)	0,08
T _S (detik)	0,4



Gambar 5. 2 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Serui dengan Periode Ulang 500 Tahun

5.4.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini direncanakan menggunakan Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 untuk sistem rangka bangunan dengan menggunakan bresing eksentrik didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi (C_d) = 4, dan nilai koefisien modifikasi respons (R) = 8.

5.4.4 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa renana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan gedung apartment/rumah susun. Pada tabel 1 SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I_e = 1$.

5.4.5 Arah Pembebanan

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

Gempa Respons Spektrum X :

100% efektivitas untuk arah X dan 30% efektivitas arah Y

Gempa Respons Spektrum Y :

100% efektivitas untuk arah Y dan 30% efektivitas arah X

$$\begin{aligned} \text{Skala faktor 100\%} &= 100\% \times g \times \frac{I}{R} \\ &= 100\% \times 9,81 \times \frac{1}{8} \\ &= 1,226 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Skala faktor 100\%} &= 30\% \times g \times \frac{I}{R} \\ &= 30\% \times 9,81 \times \frac{1}{8} \\ &= 0,368 \end{aligned}$$

5.5 Kontrol Penerimaan Permodelan Struktur

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

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

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

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS dan secara manual adalah pada tabel berikut

Tabel 5.3 Berat Super Dead

Berat SD	Beban	n	Panjang	Lantai	Massa
Dinding	340				
L=7.35		12	7.35	30	899640
L=8		12	8	30	979200
L=8.26		24	8.26	30	2022048
L=8.5		6	8.5	30	520200
L=3		13	3	30	397800
L=8.3		10	8.3	30	846600
L=6		12	6	30	734400
L=2.6		2	2.6	30	53040
Pelat Apartemen					
Plafond	11		1089.47	30	359525.1
Penggantung	7		1089.47	30	228788.7
Instalasi	19.1		1089.47	30	624266.31
Spesi	21		1089.47	30	686366.1
Tegel	48		1089.47	30	1568836.8
Pelat(t=12)	288		1089.47	30	9413020.8
Pelat Lantai Atap					
Pelat Atap(t=9)	216		1089.47	1	235325.52
Aspal	28		1089.47	1	235325.52
Plafond	11		1089.47	1	11984.17
Penggantung	7		1089.47	1	7626.29
Instalasi ducting dan plumbing	19.1		1089.47	1	20808.877
				Total	19333731.81

Tabel 5.4 Berat Live

Beban Hidup	Beban	n	Panjang	Lantai	Massa
Lantai	488.28		1089.47	31	16490958.76
Lantai Atap	97.86		1089.47	1	106615.5342
				Total	16597574.29

Tabel 5.5 Berat Dead

Berat Dead	Beban	n	Unit	Lantai	Massa
Balok Balkon WF 250x175x7x11	44.1				
L=1.5		16	1.5	31	32810.4
L=7.35		4	7.35	31	40192.74
L=8.26		6	8.26	31	67753.476
Balok Anak 3 WF 400x300x14x9	94.3				
L=7.35		4	7.35	30	83172.6
L=8		4	8	30	90528
L=8.26		8	8.26	30	186940.32
L=8.5		1	8.5	30	24046.5
Balok Anak 1 WF 300x200x14x9	65.4				
L=7.35		2	7.35	30	28841.4
L=8		2	8	30	31392
L=8.26		4	8.26	30	64824.48
L=8.5		1	8.5	30	16677
Balok Anak Atap 3 WF 400x200x13x8	66				
L=7.35		4	7.35	1	1940.4
L=8		4	8	1	2112
L=8.26		8	8.26	1	4361.28
L=8.5		1	8.5	1	561
Balok Anak Atap 1 WF 250x175x7x11	44.1				
L=7.35		2	7.35	1	648.27
L=8		2	8	1	705.6
L=8.26		4	8.26	1	1457.064
L=8.5		1	8.5	1	374.85
Balok KM WF 100x50x5x7	9.3	13	3	31	11243.7
Balok Lift WF 400x200x13x8	66	2	8.6	31	35191.2
Balok P.Lift WF 100x50x5x7	9.3	2	2.1	31	1210.86
Balok X 1-16 WF 700x300x15x28	215				
L=7.35		6	7.35	31	293926.5
L=8		6	8	31	319920
L=8.26		12	8.26	31	660634.8
L=8.5		4	8.5	31	226610
Balok X 17-31 WF 500x300x11x18	128				
L=7.35		6	7.35	31	174988.8
L=8		6	8	31	190464
L=8.26		12	8.26	31	393308.16
L=8.5		4	8.5	31	134912
Balok Y 1-16 WF 600x300x13x20	151				
L=6		10	6	31	280860
L=8.3		10	8.3	31	388523
L=2.6		2	2.6	31	24341.2
Balok Y lt 17-31 WF 600x300x14x23	175				
L=6		10	6	31	325500
L=8.3		10	8.3	31	450275
L=2.6		2	2.6	31	28210
Bracing WF 400x400x45x70	605				
L=4.22		4	4.22	31	316584.4
L=4.98		4	4.98	31	373599.6
L=4.88		8	4.88	31	732195.2
Kolom 800x800x60	2634.24	32	3.4	11	3152658.432
Kolom 700x700x60	2213.04	32	3.4	10	2407787.52
Kolom 600x600x60	1512.84	32	3.4	10	1645969.92
Bondek	10.1		1089.47	30	330109.41
				Total	13578363.08

Syarat :

$$\frac{\text{selisih perhitungan}}{\text{Output joint reaction Etabs}} < 5\%$$

$$\frac{47499441 \text{ kg}}{49509669 \text{ kg}} < 5\%$$

$$4,06\% < 5\%$$

Maka permodelan struktur dapat diterima.

5.6 Kontrol Permodelan Struktur

Setelah melakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS 16, untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap batasan-batasan yang terdapat pada peraturan SNI 1726:2012. Hal-hal yang harus dikontrol antara lain :

- Kontrol nilai akhir respons spektrum
- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol waktu getar alami fundamental
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

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

5.6.1 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

SNI 1726:2012 menjelaskan bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung dalam arah yang ditetapkan tidak boleh kurang dari 85% nilai respons statiknya. Rumus gaya geser statik adalah sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 1726:2012, Pasal 7.8.1.1})$$

Dimana :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,125$$

C_s diatas tidak boleh melebihi dari :

$$C_{s \max X} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,96}{3,357 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,041$$

$$C_{s \max Y} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,96}{2,88 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,042$$

C_s diatas tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} C_s &= 0,044 S_{DS} I_e && \geq 0,01 \\ &= 0,044 \times 1 \times 1 && \geq 0,01 \\ &= 0,044 && \geq 0,01 \rightarrow \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Maka diambil nilai $C_s = 0,044$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur adalah:

Berat total struktur adalah sebesar 45861119 kg

$$\begin{aligned} V_{\text{statik}} &= C_s \times W \\ &= 0,044 \times 49509669 \text{ kg} \\ &= 2178425,44 \text{ kg} \end{aligned}$$

Tabel 5. 6 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Output Case	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
QUAKE X	2111369,99	256900,24
QUAKE Y	260168,47	1949555,36

Kontrol nilai akhir respons :

a. Gempa arah x :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq V_{\text{statik}} \\ 2111369,99 \text{ kg} &\geq 2178425,44 \text{ kg} \\ 2111369,99 \text{ kg} &\geq 2178425,44 \text{ kg} \rightarrow \mathbf{Memenuhi} \end{aligned}$$

b. Gempa arah y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq V_{\text{statik}} \\ 1949555,36 \text{ kg} &\geq 2178425,44 \text{ kg} \\ 1949555,36 \text{ kg} &\geq 2178425,44 \text{ kg} \rightarrow \text{Tidak Memenuhi} \end{aligned}$$

Dari kontrol nilai akhir respons di atas, analisis struktur Apartement MID Avenue88 belum memenuhi syarat nilai akhir respons. SNI 1726:2018, Pasal 11.1.4 menjelaskan bahwa jika gaya geser dasar hasil analisis kurang dari 100%, maka harus diperbesar dengan faktor skala $\frac{C_s \times W}{V}$.

c. Gempa arah x :

$$\frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} = \frac{2017889,22 \text{ kg}}{2178425,44 \text{ kg}} = 1,83$$

d. Gempa arah y :

$$\frac{V_{\text{statik}}}{V_{\text{dinamik}}} = \frac{2017889,22 \text{ kg}}{2178425,44 \text{ kg}} = 1,85$$

Setelah dikalikan faktor skala di atas, didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut

Tabel 5. 7 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Output Case	GlobalFX	GlobalFY
Text	Kgf	Kgf
QUAKE X	1876926,77	256902,67
QUAKE Y	260170,91	1876093,28

a. Gempa arah x :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq V_{\text{statik}} \\ 1876926,77 \text{ kg} &\geq 2017889,22 \text{ kg} \\ 1876926,77 \text{ kg} &\geq 2017889,22 \text{ kg} \rightarrow \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

b. Gempa arah y :

$$\begin{aligned} V_{\text{dinamik}} &\geq V_{\text{statik}} \\ 1876093,78 \text{ kg} &\geq 2017889,22 \text{ kg} \\ 1876093,78 \text{ kg} &\geq 2017889,22 \text{ kg} \rightarrow \text{Memenuhi} \end{aligned}$$

Dari kontrol nilai akhir respons di atas, analisis struktur MID Avenue 88 masih memenuhi persyaratan nilai akhir respons sesuai dengan Pasal 7.8 SNI 1726:2012.

5.6.2 Kontrol Partisipasi Massa

Pasal 7.9.1 SNI 1726:2012 menjelaskan bahwa perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa aktual dari masing-masing arah. Perhitungan analisis partisipasi massa dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS 16 seperti yang pada tabel berikut :

Tabel 5. 3 Rasio Partisipasi Massa MID Avenue88

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0	0.7463
Modal	2	0.0013	0.7508
Modal	3	0.7682	0.7508
Modal	4	0.7682	0.8739
Modal	5	0.7685	0.8782
Modal	6	0.8855	0.8782
Modal	7	0.8855	0.915
Modal	8	0.8855	0.9172

Modal	9	0.898	0.9172
Modal	10	0.8982	0.9172
Modal	11	0.8983	0.9172
Modal	12	0.8983	0.9172
Modal	13	0.8983	0.9172
Modal	14	0.8983	0.9172
Modal	15	0.8983	0.9172
Modal	16	0.8983	0.9172
Modal	17	0.8983	0.9172
Modal	18	0.8983	0.9172
Modal	19	0.8983	0.9172
Modal	20	0.8983	0.9172
Modal	21	0.8983	0.9172
Modal	22	0.8983	0.9172
Modal	23	0.8983	0.9172
Modal	24	0.8983	0.9172
Modal	25	0.8983	0.9172
Modal	26	0.8983	0.9172
Modal	27	0.8983	0.9172
Modal	28	0.8983	0.9172
Modal	29	0.8983	0.9172
Modal	30	0.8983	0.9172
Modal	31	0.8983	0.9172
Modal	32	0.8983	0.9172
Modal	33	0.8983	0.9172
Modal	34	0.8983	0.9172
Modal	35	0.8983	0.9172
Modal	36	0.8983	0.9172
Modal	37	0.8983	0.9172

Modal	38	0.8983	0.9172
Modal	39	0.9243	0.9172

Berdasarkan tabel di atas dapat diketahui jika partisipasi massa arah X sebesar 92,43% terjadi pada moda ke 39 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91,5% terjadi pada moda ke 7. Maka dapat disimpulkan bahwa analisis struktur yang dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.6.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Pemberian batasan terhadap nilai waktu getar alami fundamental (T) dilakukan untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel. Batasan tersebut terdapat pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1. Periode fundamental ditentukan dengan menggunakan rumus berikut :

$$T = C_t \cdot h_n^x$$

Nilai T di atas merupakan batas bawah periode struktur yang ditinjau, sedangkan batas atasnya diperoleh dengan cara mengalikan nilai T dengan koefisien batas (C_u) yang besarnya tergantung pada nilai S_{D1} . Struktur MID Avenue88 ini menggunakan baja sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) dan memiliki ketinggian 90 m. Pada Tabel 15 SNI 1726:2012 diperoleh nilai sebagai berikut :

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 105,4 \text{ m}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} T_a \text{ min} &= C_t \cdot h_n^x \\ &= 0,0731 \times 105,4^{0,75} \\ &= 2,4 \text{ s} \end{aligned}$$

Berdasarkan Tabel 14 SNI 1726:2012, untuk nilai $S_{D1} = 0,461$ diperoleh nilai C_u sebesar 1,4.

$$\begin{aligned}
 T_a \text{ max} &= C_u \times T_a \text{ min} \\
 &= 1,4 \times 2,4 \text{ s} \\
 &= 3,366 \text{ s}
 \end{aligned}$$

Sedangkan nilai waktu getar alami fundamental (T) hasil analisis dengan menggunakan program bantu ETABS 16 terdapat pada tabel berikut ini.

Tabel 5. 4 Periode dan Frekuensi Struktur

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	3.357
Modal	2	2.88
Modal	3	2.017
Modal	4	0.869
Modal	5	0.833
Modal	6	0.536

Berdasarkan tabel di atas diperoleh nilai $T = 3,025 \text{ s}$. Nilai ini lebih kecil dari nilai $T_a \text{ max} = 3,06 \text{ s}$. Sehingga analisis struktur yang dilakukan telah memenuhi persyaratan Pasal 7.8.2 SNI 1726:2012.

5.6.4 Kontrol Batas Simpangan (*Drift*)

Pemberian batasan terhadap simpangan antar lantai dilakukan untuk mencegah terjadinya kerusakan non-struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Berdasarkan Pasal 7.9.3 SNI 1726:2012 untuk memenuhi persyaratan simpangan antar lantai dapat dihitung menggunakan rumus berikut :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkal 1 :

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

Perhitungan Δ_i untuk tingkal 1 :

$$\Delta_2 = C_d \times (\delta_{e2} - \delta_{e1}) / I$$

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

Berdasarkan Tabel 9 SNI 1726:2012 untuk sistem rangka bresing eksentrik diperoleh nilai $C_d = 4$ dan berdasarkan Tabel 2 SNI 1726:2012 diperoleh nilai $I = 1$. Menurut Tabel 16 SNI 1726:2012 untuk sistem stuktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah sebagai beriku :

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

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Masing-masing tinggi tingkat pada Apartement Aeropolis Lucent Residence (Tower 3) adalah 3,6 m. Maka simpangan ijinnya adalah :

$$\begin{aligned} \Delta_a &= 0,020 \cdot h_{sx} \\ &= 0,020 \times 3.4 \text{ m} \\ &= 0,068 \text{ m} \end{aligned}$$

Dari analisa akibat beban lateral (beban gempa) dengan program bantu ETABS 16, diperoleh nilai simpangan yang terjadi, kemudian dilakukan kontrol simpangan sesuai dengan SNI 1726:2012 sebagai berikut :

Tabel 5. 5 Kontrol Simpangan yang Terjadi Akibat Beban Gempa pada Arah X

Story	hi(m)	hsx	δ_e (m)	δ (m)	Δ_a	Δa (m)	Ket
Story31	93	3.4	0.075507	0.302028	0.008652	0.068	ok
Story30	90	3.4	0.073344	0.293376	0.009188	0.068	ok
Story29	87	3.4	0.071047	0.284188	0.00966	0.068	ok
Story28	84	3.4	0.068632	0.274528	0.010076	0.068	ok
Story27	81	3.4	0.066113	0.264452	0.010448	0.068	ok
Story26	78	3.4	0.063501	0.254004	0.010772	0.068	ok
Story25	75	3.4	0.060808	0.243232	0.01106	0.068	ok
Story24	72	3.4	0.058043	0.232172	0.011296	0.068	ok
Story23	69	3.4	0.055219	0.220876	0.0115	0.068	ok
Story22	66	3.4	0.052344	0.209376	0.01164	0.068	ok
Story21	63	3.4	0.049434	0.197736	0.011788	0.068	ok
Story20	60	3.4	0.046487	0.185948	0.01178	0.068	ok
Story19	57	3.4	0.043542	0.174168	0.011592	0.068	ok
Story18	54	3.4	0.040644	0.162576	0.0223	0.068	ok
Story17	51	3.4	0.035069	0.140276	0.01082	0.068	ok
Story16	48	3.4	0.032364	0.129456	0.010776	0.068	ok
Story15	45	3.4	0.02967	0.11868	0.010748	0.068	ok
Story14	42	3.4	0.026983	0.107932	0.010708	0.068	ok
Story13	39	3.4	0.024306	0.097224	0.010652	0.068	ok
Story12	36	3.4	0.021643	0.086572	0.010504	0.068	ok
Story11	33	3.4	0.019017	0.076068	0.010392	0.068	ok
Story10	30	3.4	0.016419	0.065676	0.010224	0.068	ok
Story9	27	3.4	0.013863	0.055452	0.009984	0.068	ok
Story8	24	3.4	0.011367	0.045468	0.00968	0.068	ok
Story7	21	3.4	0.008947	0.035788	0.009264	0.068	ok
Story6	18	3.4	0.006631	0.026524	0.008716	0.068	ok
Story5	15	3.4	0.004452	0.017808	0.007924	0.068	ok
Story4	12	3.4	0.002471	0.009884	0.006552	0.068	ok
Story3	9	3.4	0.000833	0.003332	0.006552	0.068	ok
Story2	6	3.4	0.002471	0.009884	0.006552	0.068	ok
Story1	3	3.4	0.000833	0.003332	0.003332	0.068	ok

Tabel 5. 11 Kontrol Simpangan yang Terjadi Akibat Beban Gempa pada Arah Y

Story	hi(m)	hsx	δ_e (m)	δ (m)	Δ_a	Δ_a (m)	Ket
Story31	93	3.4	0.09654	0.38616	0.005164	0.068	ok
Story30	90	3.4	0.095249	0.380996	0.01242	0.068	ok
Story29	87	3.4	0.092144	0.368576	0.012952	0.068	ok
Story28	84	3.4	0.088906	0.355624	0.013384	0.068	ok
Story27	81	3.4	0.08556	0.34224	0.01374	0.068	ok
Story26	78	3.4	0.082125	0.3285	0.014032	0.068	ok
Story25	75	3.4	0.078617	0.314468	0.014268	0.068	ok
Story24	72	3.4	0.07505	0.3002	0.01444	0.068	ok
Story23	69	3.4	0.07144	0.28576	0.014568	0.068	ok
Story22	66	3.4	0.067798	0.271192	0.014644	0.068	ok
Story21	63	3.4	0.064137	0.256548	0.014668	0.068	ok
Story20	60	3.4	0.06047	0.24188	0.014684	0.068	ok
Story19	57	3.4	0.056799	0.227196	0.014648	0.068	ok
Story18	54	3.4	0.053137	0.212548	0.014556	0.068	ok
Story17	51	3.4	0.049498	0.197992	0.016752	0.068	ok
Story16	48	3.4	0.04531	0.18124	0.011744	0.068	ok
Story15	45	3.4	0.042374	0.169496	0.013788	0.068	ok
Story14	42	3.4	0.038927	0.155708	0.013552	0.068	ok
Story13	39	3.4	0.035539	0.142156	0.013352	0.068	ok
Story12	36	3.4	0.032201	0.128804	0.013144	0.068	ok
Story11	33	3.4	0.028915	0.11566	0.012924	0.068	ok
Story10	30	3.4	0.025684	0.102736	0.012668	0.068	ok
Story9	27	3.4	0.022517	0.090068	0.01242	0.068	ok
Story8	24	3.4	0.019412	0.077648	0.012136	0.068	ok
Story7	21	3.4	0.016378	0.065512	0.011808	0.068	ok
Story6	18	3.4	0.013426	0.053704	0.01142	0.068	ok
Story5	15	3.4	0.010571	0.042284	0.010948	0.068	ok
Story4	12	3.4	0.007834	0.031336	0.010336	0.068	ok
Story3	9	3.4	0.00525	0.021	0.00942	0.068	ok
Story2	6	3.4	0.002895	0.01158	0.007752	0.068	ok
Story1	3	3.4	0.000957	0.003828	0.003828	0.068	ok

Berdasarkan hasil kontrol tabel di atas maka analisis struktur MID Avenue 88 telah memenuhi persyaratan sesuai dengan Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1 SNI 1726:2012.

5.6.5 Kontrol Sistem Ganda

Gedung ini direncanakan menggunakan Sistem Ganda dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan. Besarnya momen yang dipikul oleh SRPMK dinyatakan dalam tabel berikut ini.

Tabel 5. 12 Kontrol Sistem Ganda

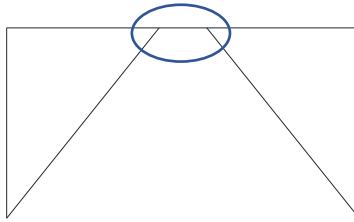
Sistem Rangka	Gempa X		Gempa Y	
	kg	%	kg	%
SRBE	12487765,5	67	1233024,8	66
SRPM	628810,6	33	644454,1	34
Total	1877576,1	100	1877478,9	100

Berdasarkan tabel di atas, dapat diketahui bahwa struktur gedung ini sudah memenuhi persyaratan sistem ganda, dengan gaya gempa yang diterima oleh SRPM sudah lebih besar dari 25% gaya gempa yang ditetapkan.

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

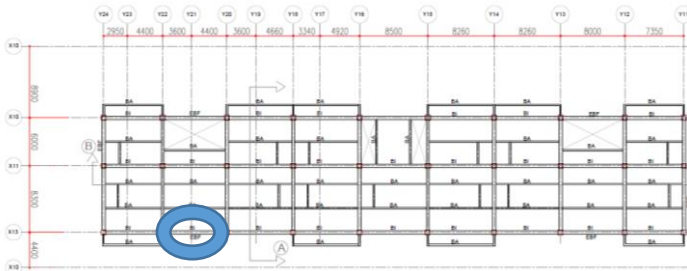
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015.

6.1 Perencanaan Link



Gambar 6.1 Elemen Link

6.1.1 Perencanaan Link Memanjang



Gambar 6.2 Link Memanjang yang Ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 215 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 273,6 \text{ cm}^2 & Z_x &= 7344 \text{ cm}^3 & &= 622 \text{ mm} \\
 d &= 708 \text{ mm} & Z_y &= 1314 \text{ cm}^3 & S_x &= 6700 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 302 \text{ mm} & i_x &= 29,4 \text{ cm} & S_y &= 853 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 15 \text{ mm} & i_y &= 6,86 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 28 \text{ mm} & I_x &= 237000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$V_u = 86074,08 \text{ kg}$$

$$M_u = 48390,58 \text{ kgm}$$

a. Penentuan Jenis Link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 7344 \times 2500 = 17074414 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw = 0.6 \times 2500 \times (70,8 - 2 \times 2,8) \times 1,5 \\
 &= 149541,28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 17074414}{149541,28} = 182,69 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm.

b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{622}{15} = 41,47$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 237,6 \times 2500 = 697247,71 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 697247,71 = 627522,94 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$104587,2 \text{ kg} > 0 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$.

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 149541,28 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 17074414}{100} = 341488,28 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 149541,28 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$106335,7 \leq 0,9 \times 149541,28$$

$$86074,08 \text{ kg} \leq 134587,2 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{800}{100}\right) \cdot \frac{0,18}{340} = 0,00017$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,00017 < 0,08 \text{ radian (OK)}$$

6.1.2 Pengaku Link Arah Memanjang

Untuk pengaku dengan panjang $link \leq 1,6 \cdot Mp / V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1,5 - 70,8/5 = 30,84 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

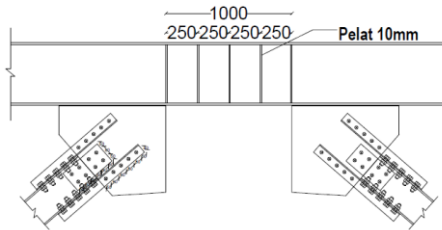
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 52 \times 1,5 - 70,8/5 = 63,84 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha = 0,00017$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 31,84 + \left(\frac{0,00017 - 0,08}{0,02 - 0,08}\right) \cdot (63,84 - 30,84) = 747,46 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x11= 8,25 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.

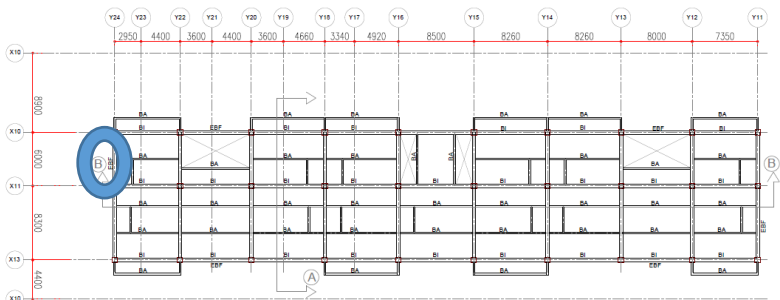


Gambar 6.3 Jarak Pengaku Link Memanjang

Tabel 6.1 Rekapitulasi Link Memanjang

Lantai	Link Memanjang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.1.3 Perencanaan Link Melintang



Gambar 6.4 Link Melintang yang Ditinjau

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$W = 215 \text{ kg/m}$ $r = 28 \text{ mm}$ $h = d - 2(tf + r)$

$A = 273,6 \text{ cm}^2$ $Z_x = 7344 \text{ cm}^3$ $= 622 \text{ mm}$

$$\begin{array}{lll}
 d = 708 \text{ mm} & Z_y = 1314 \text{ cm}^3 & S_x = 6700 \text{ cm}^3 \\
 bf = 302 \text{ mm} & i_x = 29,4 \text{ cm} & S_y = 853 \text{ cm}^3 \\
 tw = 15 \text{ mm} & i_y = 6,86 \text{ cm} & f_y = 250 \text{ Mpa} \\
 tf = 28 \text{ mm} & I_x = 237000 \text{ cm}^4 & f_u = 410 \text{ Mpa}
 \end{array}$$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$V_u = 76397,18 \text{ kg}$$

$$M_u = 136093,2 \text{ kgm}$$

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

a. Penentuan Jenis Link

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 7344 \times 2500 = 17074414 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0.6 \cdot f_y \cdot (d - 2tf) \cdot tw = 0.6 \times 2500 \times (70,8 - 2 \times 2,8) \times 1,5 \\
 &= 149541,28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 17074414}{149541,28} = 182,69 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan panjang link untuk Short adalah 100 cm.

b. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{622}{15} = 41,47$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 237,6 \times 2500 = 697247,71 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 697247,71 = 627522,94 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$104587,2 \text{ kg} > 0 \text{ kg}$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

c. Kontrol Kuat Geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari V_p atau $2 \text{ Mp}/e$.

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = 162385,32 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 17074414}{100} = 341488,28 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 162385,32 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$136093,2 \leq 0,9 \times 162385,32$$

$$136093,2 \leq 146146,8 \text{ kg (OK)}$$

d. Kontrol Sudut Rotasi Link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0,08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \frac{\delta x}{H \text{ lantai}} = \left(\frac{800}{100}\right) \cdot \frac{0,08}{300} = 0,008$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,008 < 0,08 \text{ radian (OK)}$$

6.1.4 Pengaku Link Arah Melintang

Untuk pengaku dengan panjang $link \leq 1,6 \cdot Mp / V_p$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1,2 - 58,8/5 = 24,24 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

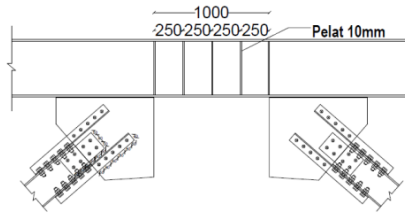
$$S = 52 \text{ tw} - d/5 = 30 \times 1,5 - 58,8/5 = 50,64 \text{ mm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 31,84 + \left(\frac{0,02 - 0,08}{0,02 - 0,08}\right) \cdot (50,64 - 24,24) = 49,7 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

Tebal pengaku digunakan nilai terbesar antara 0,75 tw (0,75x15= 135 mm,) dan 10 mm, sehingga digunakan 10 mm.

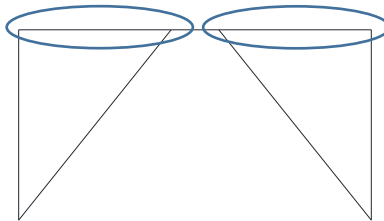


Gambar 6.5 Jarak Pengaku Link Melintang

Tabel 6.2 Rekapitulasi Link Melintang

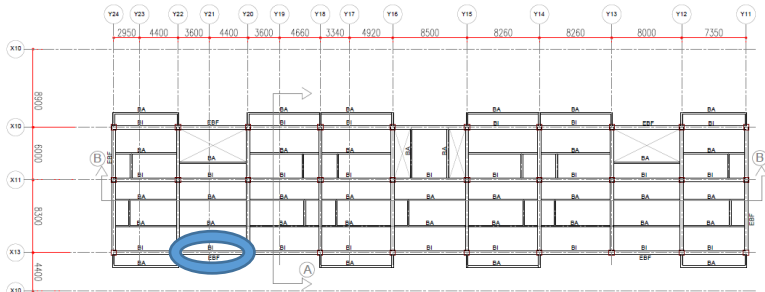
Lantai	Link Melintang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.2 Balok Luar Link



Gambar 6.6 Elemen Balok Diluar Link

6.2.1 Balok Diluar Link Arah Memanjang



Gambar 6.7 Balok Luar Link Memanjang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil I WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 151 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 192,5 \text{ cm}^2 & Z_x &= 4309 \text{ cm}^3 & &= 492 \text{ mm} \\
 d &= 588 \text{ mm} & Z_y &= 920 \text{ cm}^3 & S_x &= 4020 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 300 \text{ mm} & i_x &= 24,8 \text{ cm} & S_y &= 601 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 12 \text{ mm} & i_y &= 6,85 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 20 \text{ mm} & I_x &= 118000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 26145,85 \text{ kgm}$$

$$V_u = 102963,1 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_{\text{link}} = 149541,28 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1,1 \times 1,5 \times 149541,28 = 246743,119 \text{ kg}$$

1. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \times 20} = 7,5$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 8,54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{708}{15} = 41$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 86,33$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 18715596,3 \text{ kgcm} = 187155,963 \text{ kgm}$$

2. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

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

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 70,46$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_y A_w C_v = 0,6 \times 2500 \times 70,8 \times 1,5 \times 1 = 149541,28 \text{ kg}$$

3. Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 350 \text{ cm}$$

$$L_p = 341,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

Karena bentang menengah, maka;

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

Mencari Nilai C_b

$$M_a = 8862,15 \text{ kg.m}$$

$$M_b = 8654,05 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 14517,06 \text{ kg.m}$$

$$M_{max} = 21733,48 \text{ kg.m}$$

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

$$C_b = 1,71 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$M_p = Z_x \times F_y = 7344 \times 2500$$

$$= 18715596 \text{ kg.cm}$$

$$= 187155,96 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \times \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 1,71 \times \left[187155,96 - (187155,96 - 0,7 \times 2500 \times 6700) \right. \\ &\quad \left. \times \left(\frac{350 - 341,453}{1050,73 - 341,453} \right) \right] \\ &= 31803104 \text{ Kg.cm} \\ &= 318031,04 \text{ kg.m} > M_p = 187355,96 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 318031,04 \text{ kg.m}$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 318031,04 \text{ kg.m}$$

$$= 286227,9 > 21733,48 \text{ kg.m (ok)}$$

4. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi_v V_n} \leq 1,375$$

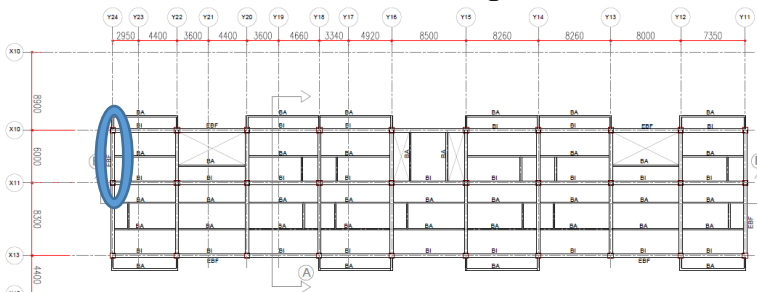
$$\frac{26145,85}{0,9 \times 187155,963} + 0,625 \frac{246743,12}{0,9 \times 149541,28} \leq 1,375$$

$$1,18 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.3 Rekapitulasi Balok Luar Link Memanjang

Lantai	Balok Luar Link Memanjang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.2.2 Balok Diluar Link Arah Melintang



Gambar 6.8 Balok Luar Link Melintang yang ditinjau

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 700x300x15x28, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 215 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 273,6 \text{ cm}^2 & Z_x &= 7344 \text{ cm}^3 & &= 622 \text{ mm} \\
 d &= 708 \text{ mm} & Z_y &= 1314 \text{ cm}^3 & S_x &= 6700 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 302 \text{ mm} & i_x &= 29,4 \text{ cm} & S_y &= 853 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 15 \text{ mm} & i_y &= 6,86 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 28 \text{ mm} & I_x &= 237000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$M_u = 33868,38 \text{ kgm}$$

$$V_u = 25276,02 \text{ kg}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$ dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_n = V_{p_{link}} = 162385,3 \text{ kg}$$

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n = 1.1 \times 1.5 \times 162385,3 = 267935,78 \text{ kg}$$

1. Kontrol Penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10,74$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{16} = 43,25$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y = 187155996,3 \text{ kgcm} = 187155,963 \text{ kgm}$$

2. Kontrol Penampang Profil terhadap Gaya Geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{808}{16} = 43,25$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6F_yA_wC_v = 0,6 \times 2500 \times 70,8 \times 1,2 \times 1 = 149541,28 \text{ kg}$$

3. Kontrol Kekuatan Lateral

$$L_b = 250 \text{ cm}$$

$$L_p = 341,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

Karena bentang pendek, maka;

Maka digunakan $M_n = M_p = 187155,963 \text{ kg.m}$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 187155,963 \text{ kg.m}$$

$$= 168440,37 > 33868,38 \text{ kg.m (ok)}$$

4. Kontrol Interaksi Geser dan Lentur

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

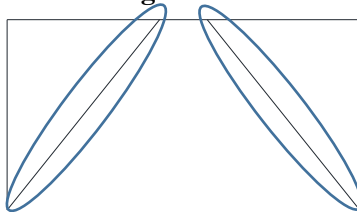
$$\frac{33868,38}{0,9 \times 187155,963} + 0,625 \frac{267935,78}{0,9 \times 149541,28} \leq 1,375$$

$$1,32 \leq 1,375 \text{ (OK)}$$

Tabel 6.4 Rekapitulasi Balok Luar Link Melintang

Lantai	Balok Luar Link Melintang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.3 Perencanaan Bresing



Gambar 6.9 Elemen Bresing

6.3.1 Perencanaan Bresing Arah Memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil I WF 400x400x45x70, dengan data – data sebagai berikut:

$$W = 605 \text{ kg/m} \quad r = 22 \text{ mm} \quad h = d - 2(tf + r)$$

$$A = 770,1 \text{ cm}^2 \quad Z_x = 14385 \text{ cm}^3 \quad = 314 \text{ mm}$$

$$d = 498 \text{ mm} \quad Z_y = 6713 \text{ cm}^3 \quad S_x = 12000 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 bf &= 432 \text{ mm} & ix &= 19,7 \text{ cm} & Sy &= 4370 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 45 \text{ mm} & iy &= 11,1 \text{ cm} & fy &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 70 \text{ mm} & Ix &= 298000 \text{ cm}^4 & fu &= 410 \text{ Mpa} \\
 \alpha &= 40,6^\circ \text{ (Sudut Bresing)} \\
 L &= 460,97 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 149541,3 = 280389,9 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{280389,9}{\sin 40,6} = 430844,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{280389,9}{\sin 40,6} = 430844,5 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{432}{2 \times 70} = 3,08$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{45} = 6,98$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{460,97}{19,7} = 23,4$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{460,97}{11,1} = 41,52$$

λ pakai = 41,52

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 2000000}{(41,53)^2} = 11666,693 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$41,53 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

41,53 \leq 133,219 maka,

$$\begin{aligned} F_{cr} &= \left[0.685 \frac{fy}{f_e} \right] x fy = \left[0.685 \frac{2500}{11666,693} \right] x 2500 \\ &= 2346,28 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

• Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1,5 \times 2500 \times 770,1 = 2943807,3 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 2943807,3 = 2649427 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

2649427 > 430844,54 kg (OK)

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot A_g \cdot F_{cr} = 1,1 \times 1,5 \times 82,06 \times 2346,28 = 2981336,9 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 2981336,9 = 2683203 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

2683203 kg > 430844,54 kg (OK)

6.3.2 Perencanaan Bresing Arah Melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 600x400x14x23, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned} W &= 605 \text{ kg/m} & r &= 22 \text{ mm} & h &= d - 2(tf + r) \\ A &= 770,1 \text{ cm}^2 & Z_x &= 14385 \text{ cm}^3 & &= 314 \text{ mm} \\ d &= 498 \text{ mm} & Z_y &= 6713 \text{ cm}^3 & S_x &= 12000 \text{ cm}^3 \\ bf &= 432 \text{ mm} & i_x &= 19,7 \text{ cm} & S_y &= 4370 \text{ cm}^3 \\ tw &= 45 \text{ mm} & i_y &= 11,1 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\ tf &= 70 \text{ mm} & I_x &= 298000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\ \alpha &= 39,4^\circ \text{ (Sudut Bresing)} \\ L &= 472,46 \text{ cm} \end{aligned}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 $R_y V_n$. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \cdot R_y \cdot V_n = 1,25 \times 1,5 \times 107889,9 = 202293,6 \text{ kg}$$

$$P_{u,tekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{202293,6}{\sin 39,4} = 318590,1 \text{ kg}$$

$$P_{u\text{tarik}} = \frac{V_u}{\sin\alpha} = \frac{202293,6}{\sin 39,4} = 318590,1 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{432}{2 \times 70} = 3,08$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{45} = 6,98$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{472,47}{19,7} = 23,98$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{472,47}{11,1} = 42,56$$

$$\lambda \text{ pakai} = 42,56$$

$$f_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 x 20000000}{(42,56)^2} = 11106,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$42,56 \leq 4.71 \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$42,56 \leq 133,219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e} \right] x f_y = \left[0.685 \frac{2500}{11106,16} \right] x 2500$$

$$= 2336,51 \text{ kg/cm}^2$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag = 1,5 \times 2500 \times 770,1 = 2943807,3 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 2943807,3 = 2649427 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$2649427 > 318590,09 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot Ag \cdot F_{cr} = 1,1 \times 1,5 \times 770,1 \times 2336,51 =$$

$$2981336,9 \text{ kg}$$

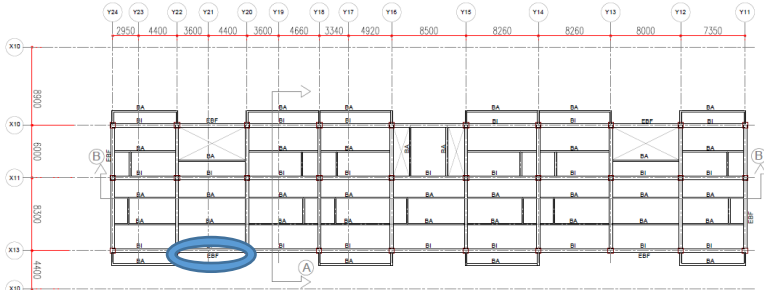
$$\phi_c P_n = 0,85 \times 2981336,9 = 2683203 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

$$2649427 \text{ kg} > 482468,02 \text{ kg (OK)}$$

6.4 Perencanaan Balok Induk

6.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang



Gambar 6.10 Balok Induk Memanjang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 700x300x28x15, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 215 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 273,6 \text{ cm}^2 & Z_x &= 7344 \text{ cm}^3 & &= 596 \text{ mm} \\
 d &= 708 \text{ mm} & Z_y &= 1314 \text{ cm}^3 & S_x &= 6700 \text{ cm}^3 \\
 bf &= 302 \text{ mm} & i_x &= 29,4 \text{ cm} & S_y &= 853 \text{ cm}^3 \\
 tw &= 15 \text{ mm} & i_y &= 6,86 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 tf &= 28 \text{ mm} & I_x &= 237000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 I_y &= 12900 \text{ cm}^4 & E &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

a. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{\max} = 56370,4 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 16729,35 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 7344 \times 2500 = 18715596 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$56370,4 \text{ kgm} \leq 0,9 \times 187155,96 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 826 \text{ cm}$$

$$L_p = 350,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

Karena bentang menengah, maka;

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

Mencari Nilai C_b

$$M_a = 29695,16 \text{ kg.m}$$

$$M_b = 2279,01 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 29066,67 \text{ kg.m}$$

$$M_{max} = 56370 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5MA_{B_{C_{max}}} \leq 2,30}$$

$$C_b = 2,15 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$M_p = Z_x \times F_y = 7344 \times 2500$$

$$= 18715596 \text{ kg.cm}$$

$$= 187155,96 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \times \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 2,15 \times \left[187155,96 - (187155,96 - 0,7 \times 2500 \times 6700) \right. \\ &\quad \left. \times \left(\frac{830 - 350,453}{1050,73 - 350,453} \right) \right] \\ &= 19334333 \text{ Kg.cm} \\ &= 193343,33 \text{ kg.m} > M_p = 1873550,4 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 193343,33 \text{ kg.m}$

Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 193343,33 \text{ kg.m}$$

$$= 174009 > 56370 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2548,42 \times 70,8 \times 2,8 \times 1 \\ = 303119,27 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n \\ 16729,35 \text{ kg} \leq 272807,34 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 826 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{826}{360} = 2,29 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0245 \text{ cm (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0245 \text{ cm} < 1,667 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

b. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{min} = 64661,94 \text{ kgm}$$

$$M_{max} = 58765,89 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = 18936,44 \text{ kg}$$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq L \frac{1}{8} = \frac{1}{8} 826 = 103,25 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 600 = 300 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 103,25 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 400 \times 11 \times 103,25 \\ = 386155 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

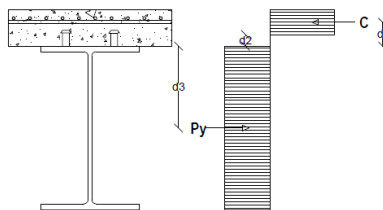
Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{684000}{0,85 \times 400 \times 103,25} = 11 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 50 + 110 - 110/2 = 105 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 708 = 354 \text{ mm}$$



Gambar 6.11 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Memanjang

$$C = 386155 \text{ kg}$$

$$T = 684000 \text{ kg}$$

$$Mn = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 386155 (105 + 0) + 684000 (354 - 0) = 282682275 \text{ kg.mm} = 282682,275 \text{ kg.m}$$

$$Mu \leq \phi_b Mn$$

$$58765,89 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 282682,28 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$Vn = 0,6F_yA_wC_v$$

$$= 0,6 \times 2500 \times 70,8 \times 2,8 \times 1 = 162385,32 \text{ kg}$$

$$Vu \leq \phi_v Vn$$

$$18936,44 \text{ kg} \leq 272807,34 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 826 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{826}{360} = 2,29 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0271 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0271 \text{ cm} < 2,29 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 8 mm

Luas Tulangan (A_r) = 0,503 cm²

Jumlah tulangan = Beff/Jarak tulangan = $103,25/20 = 6$ buah
selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 6 \times 0,503 \times 4800 = 14486,4 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 2,8 \times 2500 = 211400 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \left(\frac{684000 - 14486,4}{2} - 211400 \right)$$

$$= 123356,8 \text{ kg}$$

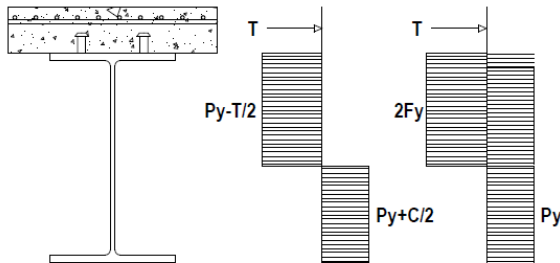
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{123356,8}{15 \times 2500} = 32,89 \text{ cm}$$

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

$$d_2 = \frac{(211400 \times 0,5 \times 2,8) + (123356,8 \times (2,8 + 0,5 \times 32,89))}{211400 + 123356,8} = 7,98 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 35,4 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - c = 5 + 11 - 2 = 14 \text{ cm}$$



Gambar 6.12 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 14486,4(14 + 7,98) + 684000(35,4 - 7,98) = 19075851,49 \text{ kgcm} = 190758,51 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$64661,94 \leq 0,9 \times 190758,51 \text{ (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$D = 20 \text{ mm}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{40} = 31975,35 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 3,14 \cdot (400 \cdot 31975,35)^{0,5} = 5614,839 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_s F_u = 1 \times 0,75 \times 3,14 \times 4100 = 9655,5 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Q_n} = \frac{684000}{2 \times 9655,5} = 36 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times ds = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{826}{40} = 23 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{14486,4}{2 \times 9655,5} = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times ds = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

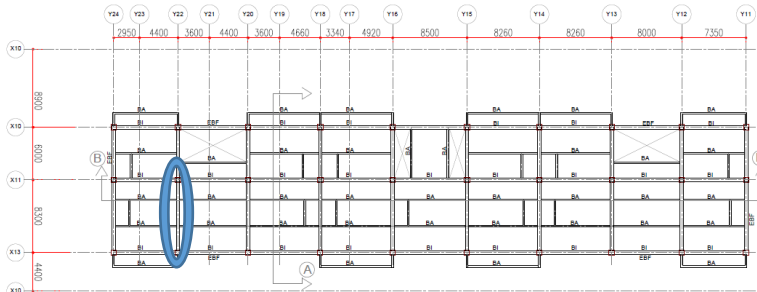
$$S = \frac{L}{N} = \frac{826}{2} = 413 = 400 \text{ cm}$$

Maka direncanakan *Shear Connector* dengan jarak 20 cm

Tabel 6.5 Rekapitulasi Balok Memanjang

Lantai	Balok Memanjang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang



Gambar 6.13 Balok Induk Melintang yang ditinjau

Balok induk arah memanjang direncanakan menggunakan profil WF 700x300x28x15, dengan data – data sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 W &= 215 \text{ kg/m} & r &= 28 \text{ mm} & h &= d-2(tf+r) \\
 A &= 273,6 \text{ cm}^2 & Z_x &= 7344 \text{ cm}^3 & &= 596 \text{ mm} \\
 d &= 708 \text{ mm} & Z_y &= 1314 \text{ cm}^3 & S_x &= 6700 \text{ cm}^3 \\
 b_f &= 302 \text{ mm} & i_x &= 29,4 \text{ cm} & S_y &= 853 \text{ cm}^3 \\
 t_w &= 15 \text{ mm} & i_y &= 6,86 \text{ cm} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 t_f &= 28 \text{ mm} & I_x &= 237000 \text{ cm}^4 & f_u &= 410 \text{ Mpa} \\
 I_y &= 12900 \text{ cm}^4 & E &= 200000 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

a. Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, beban yang dipikul terdiri dari beban profil, beban pelat bondek dan beban pelat beton. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{\max} = 56370,4 \text{ kgm}$$

$$V_{\max} = 16729,35 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{302}{2 \times 28} = 5,39$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 7344 \times 2500 = 18715596 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$74743,1 \text{ kgm} \leq 0,9 \times 187155,96 \text{ kgm} \text{ (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 300 \text{ cm}$$

$$L_p = 350,453 \text{ cm}$$

$$L_r = 1050,713 \text{ cm}$$

Karena bentang pendek, maka;

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 7344 \times 2500 = 18715596 \text{ kgcm}$$

$$\text{Maka digunakan } M_n = M_p = 187156 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 187156 \text{ kg.m}$$

$$= 168440,4 > 17219,67 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63,35$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 F_y A_w C_v = 0,6 \times 2548,42 \times 70,8 \times 2,8 \times 1 \\ &= 303119,27 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &\leq \phi_v V_n \\ 35699,75 \text{ kg} &\leq 272807,34 \text{ kg} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,3 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,258 \text{ cm (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,258 \text{ cm} < 1,667 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

b. Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, gaya servis telah terjadi. Berdasarkan hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam maksimum balok sebagai berikut:

$$M_{min} = 64661,94 \text{ kgm}$$

$$M_{max} = 58765,89 \text{ kgm}$$

$$V_{max} = 18936,44 \text{ kg}$$

1. Zona Momen Positif

Menghitung momen nominal

- Lebar efektif

$$B_{eff} \leq L \frac{1}{8} = \frac{1}{8} 830 = 207,5 \text{ cm}$$

$$B_{eff} \leq \frac{1}{2} S = \frac{1}{2} 735 = 367,5 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai $B_{eff} = 207,5 \text{ cm}$

- Kriteria penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{596}{15} = 39,73$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak), sehingga momen nominal dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

- Kontrol Momen

$$C1 = 0,85 f_c' t_{plat} b_{eff} = 0,85 \times 400 \times 11 \times 207,5 \\ = 776050 \text{ kg}$$

$$C2 = A_s f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

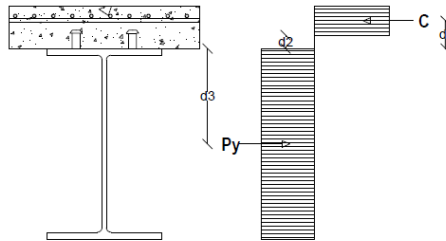
Karena $C1 < C2$, maka garis netral terletak pada baja

$$a = \frac{c}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{776050}{0,85 \times 400 \times 207,5} = 9,7 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 50 + 110 - 97/2 = 111,52 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{1}{2} D = \frac{1}{2} 708 = 354 \text{ mm}$$



Gambar 6.14 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif Balok Induk Melintang

$$C = 776050 \text{ kg}$$

$$T = 684000 \text{ kg}$$

$$M_n = C (d_1 + d_2) + T (d_3 - d_2) = 776050 (111,52 + 0) + 684000 (354 - 0) = 328684000 \text{ kg.mm} = 328,684 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$43939,07 \text{ kg.m} \leq 0,9 \times 328,684 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{16} = 43,25$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63,3567$$

$$\frac{h}{tw} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 70,8 \times 2,8 \times 1 = 162385,32 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$44094,93 \text{ kg} \leq 272807,34 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 830 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{830}{360} = 2,3 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,306 \text{ (Hasil dari program ETABS)}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,306 \text{ cm} < 2,3 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Zona Momen negatif

Data tulangan negatif pelat:

Diameter = 8 mm

Luas Tulangan (A_r) = 0,503 cm²

Jumlah tulangan = Beff/Jarak tulangan = 207,5/20 = 11 buah
selimut beton (c) = 20 mm

- Menghitung momen nominal

$$T = n \cdot A_r \cdot f_y = 20 \times 0,503 \times 4800 = 26558,4 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s f_y = 273,6 \times 2500 = 684000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 2,8 \times 2500 = 211400 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \left(\frac{684000 - 14486,4}{2} - 211400 \right)$$

$$= 117320,8 \text{ kg}$$

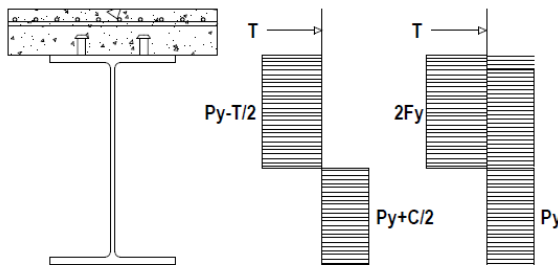
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot F_y} = \frac{117320,8}{15 \times 2500} = 31,28 \text{ cm}$$

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

$$d_2 = \frac{(211400 \times 0,5 \times 2,8) + (123356,8 \times (2,8 + 0,5 \times 32,89))}{211400 + 123356,8} = 1,65 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = 35,4 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - c = 5 + 11 - 2 = 14 \text{ cm}$$



Gambar 6.15 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif
Balok Induk Melintang

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) = 26558,4(14 + 1,65) + 684000(35,4 - 1,65) = 23502184,58 \text{ kgcm} = 235021,85 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$89938,2 \leq 0,9 \times 235021,85 \text{ (OK)}$$

3. Perencanaan Shear Connector (Stud)

$$D = 20 \text{ mm}$$

$$A_{sa} = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c} = 0,043 \times 2400^{1,5} \sqrt{40} = 31975,35 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5} = 0,5 \cdot 3,14 \cdot (400 \cdot 31975,35)^{0,5} = 5614,839 \text{ N}$$

$$R_g R_p A_{sa} F_u = 1 \times 0,75 \times 3,14 \times 4100 = 9655,5 \text{ kg}$$

Jumlah penghubung geser momen positif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{684000}{2 \times 9655,5} = 36 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen positif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times ds = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

$$S = \frac{L}{N} = \frac{826}{40} = 23 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Jumlah penghubung geser momen negatif yang diperlukan jika dipasang 2 penghubung geser dalam satu baris:

$$N = \frac{v'}{2Qn} = \frac{14486,4}{2 \times 9655,5} = 2 \text{ buah}$$

Jarak antar penghubung geser momen negatif adalah:

$$S_{\min} = 6 \times ds = 6 \times 2 = 12 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8 \times t_{\text{plat}} = 8 \times 11 = 88 \text{ cm}$$

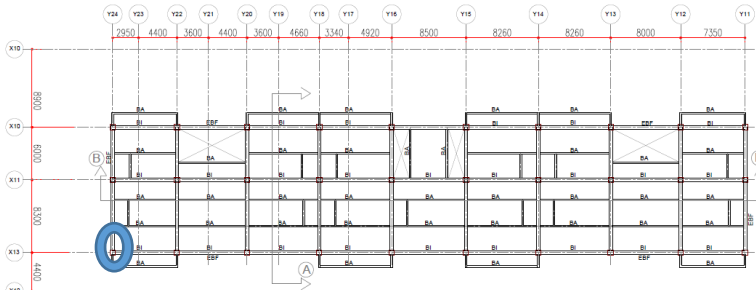
$$S = \frac{L}{N} = \frac{826}{2} = 413 = 400 \text{ cm}$$

Maka direncanakan *Shear Connector* dengan jarak 20 cm

Tabel 6.6 Rekapitulasi Balok Melintang

Lantai	Balok Melintang
1-16	WF 700.300.15.28
17-30	WF 600.300.14.23

6.5 Perencanaan Kolom



Gambar 6.16 Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 800x800x60 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Continental Steel

H = 800 mm	$I_x = 14920000 \text{ cm}^4$	$A_s = 1683 \text{ cm}^2$
B = 800 mm	$I_y = 14920000 \text{ cm}^4$	
t = 60 mm	$Z_x = 37290 \text{ cm}^3$	$E_s = 200000 \text{ Mpa}$
$i_y = 27,2 \text{ cm}$	$Z_y = 37290 \text{ cm}^3$	$E_c = 0,043 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c}$
$i_x = 27,2 \text{ cm}$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$E_c = 31975.35 \text{ kg/cm}^2$
$f_c' = 40 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$	

Dari hasil analisa ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

$M_{ux} = 27083,86 \text{ kgm}$
 $M_{uy} = 162709,86 \text{ kgm}$
 $P_u = 1533214,92 \text{ kg}$

- Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{1683}{4624 + 1683} \times 100\% \geq 1\%$$

$$26,68\% \geq 1\%$$

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{800}{2 \times 60} = 6,67$$

$$\lambda_p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63,922$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$$P_{no} = P_p$$

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

$$P_p = 2548,42 \times 1683 + 0,85 \times 407,75 (4624 + 0)$$

$$P_p = 5891600,41 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{700}{2 \times 28} = 12,5$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31,678$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Penampang Kompak)}$$

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 37290 \times 2548,42 = 95030581,04 \text{ kgcm} = 950305,81 \text{ kgm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$27083,86 \leq 0,9 \times 950305,81 \text{ (OK)}$$

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

b. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 1984,65 \text{ kgm}$$

$$M2 = 7681,80 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 198979,25 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 7681,81 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 0,6 + 0,4 \left(\frac{1984,65}{7681,8} \right) = 0,7$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 1492000}{(1 \times 300)^2} = 3335770048 \text{ kg}$$

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

$$B1 = \frac{0,68}{1 - \frac{1994105,32}{3335770048}} \geq 1$$

$$B1 = 0,71 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

- c. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{\text{story}} = 1828741,53 \text{ kg}$$

$$Pe_{story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = 85071069,9 \text{ kg}$$

$$B2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{estory}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{1828741,53}{85071069,9}\right)} = 1,02 \geq 1$$

d. Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{rx} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1x7681,81 + 1,02x198979,25$$

$$M_{rx} = 211032,413 \text{ kgm}$$

2 Arah sumbu Y

a. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari analisa ETABS diperoleh sebagai berikut

$$M1 = 5,29 \text{ kgm}$$

$$M2 = -2,14 \text{ kgm}$$

$$M_{lt} = 179050,16 \text{ kgm}$$

$$M_{nt} = 5,29 \text{ kgm}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 0,6 + 0,4 \left(\frac{5,29}{-2,14} \right) = 1,58$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 556600}{(1 \times 400)^2} = 333570048 \text{ kg}$$

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

$$B1 = \frac{1,58}{1 - \frac{1425163,7}{333570048}} \geq 1$$

$$B1 = 1,59 \geq 1$$

$$B1 = 1$$

b. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

$$P_{story} = 1828741,53 \text{ kg}$$

$$P_{e\ story} = \frac{Rm. H. L}{\Delta H} = 46480,44 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e\ story}}\right)} = \frac{1}{\left(1 - \frac{1828741,53}{46480,44}\right)} = 1,02 \geq 1$$

c. Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1 M_{lt} + B_2 M_{nt} = 1 \times 179050,16 + 1,02 \times 5,29$$

$$M_{ry} = 182923,22 \text{ kgm}$$

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{l_t} = 1828742 + 1,02 \times 165363,8$$

$$P_r = 1997738 \text{ kg}$$

• Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1997738,18}{0,9 \times 5891600} = 0,37 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{P_u}{\phi P_{nx}} + \left(\frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b \cdot M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b \cdot M_{cy}}\right)\right) \leq 1$$

$$\frac{1997738,18}{0,9 \times 5302440} + \left(\frac{8}{9} \left(\frac{211032,4}{855275,2} + \frac{182923,2}{855275,2}\right)\right) \leq 1$$

$$0,83 \leq 1 \text{ (OK)}$$

Maka Kolom CFT 800 x 800 x 60 dapat digunakan

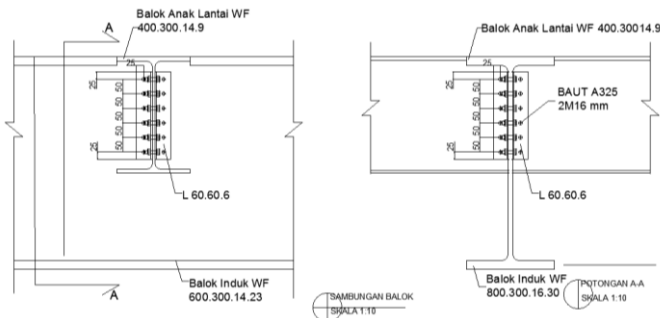
Tabel 6.7 Rekapitulasi Kolom

Lantai	Kolom CFT
1-11	CFT 800.800.60
12-20	CFT 750.750.60
21-30	CFT 700.700.60

6.6 Perencanaan Sambungan

6.6.1 Sambungan Balok Anak Balok Induk

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 18834,75 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x300x9x14 dan balok induk WF 600x300x12x17. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan $M16As=2,01\text{cm}^2$.



Gambar 6.17 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada Badan Balok Anak

Mutu baut A325 ($F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_n &= \phi \cdot F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 14049,74 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16+1,5) = 16,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 16,25 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \cdot 4100$$

$$= 3667,43 \text{ kg} \leq 9629,36 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 6863,4 = 3667,43 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 18834,75 / 3667,43 = 5,13 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut M19.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.3 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 72 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm}$$

$$= 48 \text{ mm s/d 72 mm}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

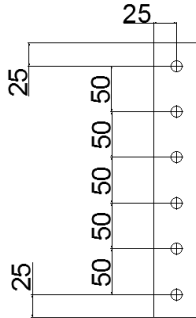
- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\emptyset \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$



Gambar 6.18 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 30 \times 0,6 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (30 - 6 \times 1,75) \times 0,6 = 11,7 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 18 \cdot 2500 = 27522,94 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 11,7 \cdot 4100 = 22004,59 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 22004,59 = 44009,17 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi p_u \rightarrow 18834,75 \text{ kg} < 44009,17 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan pada Badan Balok Induk

Mutu baut A325 ($F_{nv} = 4750 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015
Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.m.Ab = 0,75 \cdot 4750 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 14049,74 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 25 - 0,5 (16+1,5) = 16,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 1,625 \cdot 0,6 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \cdot 4100$$

$$= 3667,43 \text{ kg} \leq 9629,36 \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.Rn = 0,75 \cdot 6863,4 = 3667,43 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 18834,75/3667,43 = 5,13 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 12 buah baut M19.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.3 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 72 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 25 \text{ mm}$$

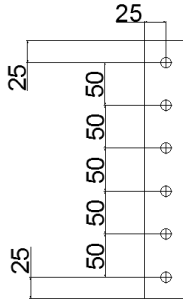
$$\begin{aligned}\text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d 15tp atau 200 mm} \\ &= 48 \text{ mm s/d 72 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 50 \text{ mm}$$

- Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 60x60x6

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = $16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)
 $= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$



Gambar 6.19 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{siku} = 30 \times 0,6 = 18 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (30 - 6 \times 1,75) \times 0,6 = 11,7 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,6 \cdot 18 \cdot 2500 = 27522,94 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,6 \cdot 11,7 \cdot 4100 = 22004,59 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 22004,59 = 44009,17 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset p_u \rightarrow 18834,75 \text{ kg} < 44009,17 \text{ kg (OK)}$$

6.6.2 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.

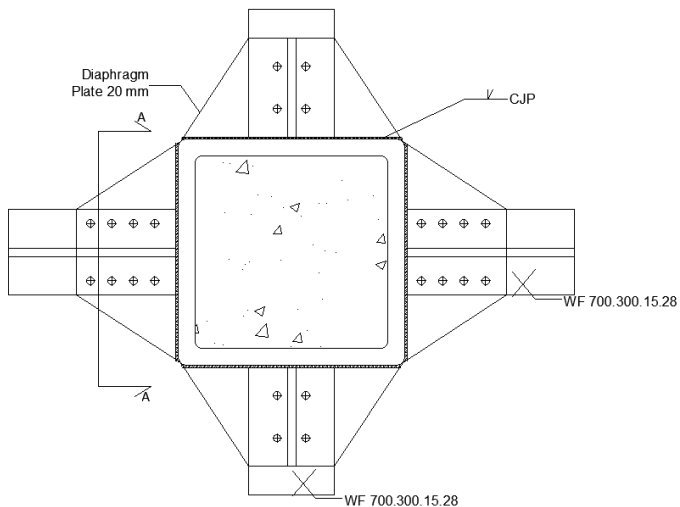
Balok Induk Memanjang = WF 700 x 300 x 28 x 15

Balok Induk Melintang = WF 700 x 300 x 28 x 15

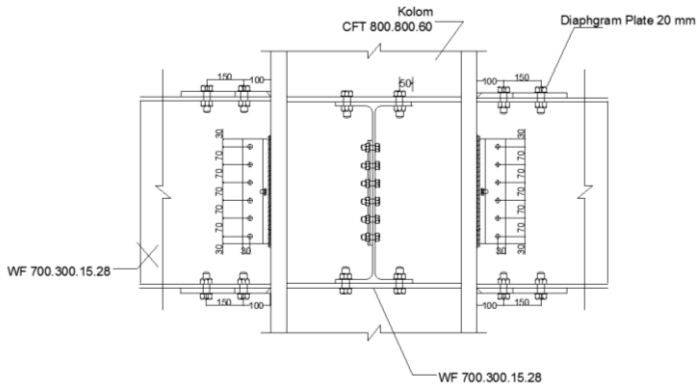
Kolom = CFT 800 x 800 x 60

Mutu Las = FE_{90xx}

Mutu baut A490 ($f_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2



Gambar 6.20 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 6.21 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya pada sambungan Didapat dari analisa ETABS

$$M_u = 56370,4 \text{ kgm}$$

$$V_u = 16729,35 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada badan balok Plate tebal 5 mm

$$\text{baut} = M22 ; A_s = 3,80 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A325 ($f_{nv} = 3792,05 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nv} \cdot m \cdot A_b = 0,75 \cdot 3792,05 \cdot 1 \cdot 3,80$$

$$= 10811,11 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut:

$$l_c = 30 - 0,5 (22+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 1,83 \cdot 0,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 0,5 \cdot 4100 \\ &= 3432,34 \text{ kg} \leq 8275,23 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 3432,34 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 16729,35/3432,34 = 4,87 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 60 mm} \end{aligned}$$

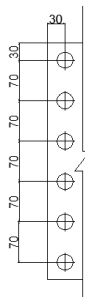
$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3d \text{ s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 66 \text{ mm s/d 120 mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned} \phi \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.22 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk

Dimensi Plat Siku

$$L = 410 \text{ mm}$$

$$B = 60 \text{ mm}$$

$$t_{\text{siku}} = 5 \text{ mm}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{siku}} = 41 \times 0,5 = 20,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{siku}} = (41 - 6 \times 2,35) \times 0,5 = 13,45 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,6 \cdot 20,5 \cdot 2548,42 = 31345,57 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,6 \cdot 13,45 \cdot 4179,41 = 25295,87 \text{ kg (menentukan)}$$

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 16729,35 \text{ kg} < 25295,87 \text{ kg}$$

• Sambungan geser pada kolom
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 41 cm

Mutu las yang digunakan F_{E90xx}

$$A_{we} = t_e \cdot (2 \cdot 41)$$

$$= 1 \times (2 \cdot 41)$$

$$= 82 \text{ m}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{30312,58}{82} = 369,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2215,395 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{369,66}{2215,395} = 0,17 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,17}{0,707} = 0,25 \text{ cm} > (a \text{ min} = 3 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 3 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\max} = 5 - 2 = 3 \text{ mm}$.

Maka dipakai las sudut dengan tebal kaki 3 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{Dbalok} = \frac{56370,4}{0,708} = 79619,21 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$te = 1 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1 = 2215,395 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{plat} \\ = 1 \times 80 = 80 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{79619,21}{80} = 995,24 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

- Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok
Plate tebal 20 mm

$$\text{baut} = M22 ; A_s = 3,8 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A325 ($f_{nv} = 3792,05 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv}.m.A_b = 0,75 \cdot 3792,05 \cdot 1 \cdot 3,8 \\ &= 10811,11 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\begin{aligned}\ell_c &= 50 - 0,5(22 + 1,5) = 38,25 \text{ mm} \\ \emptyset.R_n &= 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 1,2 \cdot 3,83 \cdot 2 \cdot 4179,41 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,5 \cdot 4179,41 \\ &= 25013,76 \text{ kg} \geq 24825,69 \text{ kg} \\ \emptyset.R_n &= 10811,11 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 79619,21 / 10811,11 = 7,97 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S}_2\text{)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 60 mm}\end{aligned}$$

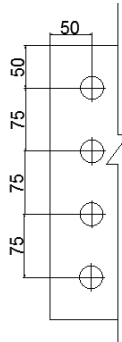
Pakai $S_2 = 50 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d 24tp atau 305 mm} \\ &= 66 \text{ mm s/d 305 mm}\end{aligned}$$

Pakai $S = 75 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 6.23 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Dimensi Plat

$$L = 325 \text{ mm}$$

$$B = 100 \text{ mm}$$

$$T = 20 \text{ mm}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 32,5 \times 2 = 65 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (32,5 - 4 \times 2,35) \times 2 = 46,2 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset \cdot 0,6 \cdot A_g \cdot f_y = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 65 \cdot 2548,42 = 99388,38 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\emptyset P_u = \emptyset \cdot A_n \cdot f_u = 0,6 \cdot 46,2 \cdot 4179,41 = 86889,91 \text{ kg (menentukan)}$$

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 79619,21 \text{ kg} < 86889,91 \text{ kg}$$

- Perhitungan gaya geser pada sambungan

Didapat dari analisa Etabs

$$M_u^* = 74743,1 \text{ kgm}$$

$$V_{u1} = 35699,75 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada badan balok
Plate tebal 10 mm

baut = M22 ; $A_s = 3,8 \text{ cm}^2$

Mutu baut A325 ($f_{nv} = 3792,05 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv}.m.A_b = 0,75 \cdot 3792,05 \cdot 2 \cdot 3,8 \\ &= 21622,23 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\ell_c = 30 - 0,5(22+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 1,825 \cdot 1 \cdot 4179,41 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1 \cdot 4100 \\ &= 6864,68 \text{ kg} \leq 16550,46 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 6864,68 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 35699,75 / 6864,68 = 5,2 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S}_2\text{)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 120 mm} \end{aligned}$$

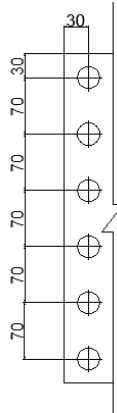
Pakai $S_2 = 30 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d 24tp atau 200 mm} \\ &= 66 \text{ mm s/d 240 mm} \end{aligned}$$

Pakai $S = 70 \text{ mm}$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned} \emptyset \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.24 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok Induk
Dimensi Pelat Siku

$$L = 410 \text{ mm}$$

$$B = 100 \text{ mm}$$

$$t_{\text{plat}} = 10 \text{ mm}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 41 \times 1 = 41 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (41 - 6 \times 2,35) \times 1 = 26,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,6 \cdot 4 \cdot 2548,42 = 61691,13 \text{ kg}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,6 \cdot 26,9 \cdot 4179,41 = 50591,74 \text{ kg (menentukan)}$$

$$V_u \leq \phi p_u \rightarrow 35699,75 \text{ kg} < 50591,74 \text{ kg} \text{..OK!}$$

- Sambungan geser pada kolom
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 42 cm

Mutu las yang digunakan F_{E90xx}

$$\begin{aligned} A_{we} &= te \cdot (2 \cdot 41) \\ &= 1 \times (82) \\ &= 82 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat geser beban sentris

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{Pu}{A} = \frac{53797,35}{82} = 6550,65 \text{ kg/cm}^2 \\ F_{nw} &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2215,395 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{6550,65}{2215,395} = 2,96 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{2,96}{0,707} = 4,19 \text{ cm} > (a \text{ min} = 5 \text{ mm})$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 5 \text{ mm}$ dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan $a_{\max} = 10 - 2 = 8 \text{ mm}$.

Maka dipakai las sudut dengan tebal kaki 8 mm.

- Sambungan pada diaphragm plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{D_{balok}} = \frac{747431,1}{0,708} = 105569,4 \text{ kg}$$

Kekuatan rencana las tumpul

$$te = 1 \text{ cm}$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1 = 2215,395 \text{ kg/cm}^2$$

Luas las tumpul

$$A_1 = te \cdot d_{plat}$$

$$= 2 \times 80 = 160 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{53797,35}{84} = 336,23 \leq F_{nw} \text{ (OK)}$$

• Sambungan pada diaphragm plat dengan sayap balok
Plate tebal 20 mm

$$\text{baut} = \text{M22} ; A_s = 3,8 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A325 ($f_{nv} = 3792,05 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI
1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset.F_{nv}.m.A_b = 0,75 \cdot 3792,05 \cdot 2 \cdot 3,8 \\ &= 43244,46 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut:

$$\begin{aligned} \ell_c &= 100 - 0,5(22+1,5) = 88,25 \text{ mm} \\ \emptyset.R_n &= 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 8,825 \cdot 2 \cdot 4179,41 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 2 \cdot 4179,41 \\ &= 66389,91 \text{ kg} \leq 33100,92 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset.R_n = 33100,92 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 104094,2 / 33100,92 = 3,14 \approx 4 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S}_2\text{)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 28 \text{ mm s/d 120 mm} \end{aligned}$$

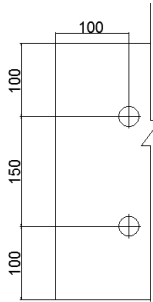
$$\text{Pakai } S_2 = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d 24tp atau 305 mm} \\ &= 66 \text{ mm s/d 305 mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S = 150 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

$$\begin{aligned}\varnothing \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm} \text{ (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 6.25 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Dimensi Plat

$$L = 350 \text{ mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 35 \times 2 = 70 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (35 - 2 \times 2,35) \times 2 = 60,6 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\varnothing P_u = \varnothing A_g f_y = 0,6 \cdot 70 \cdot 2548,42 = 107033,6 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\varnothing P_u = \varnothing A_n f_u = 0,6 \cdot 45,9 \cdot 4179,41 = 113972,5 \text{ kg}$$

Syarat:

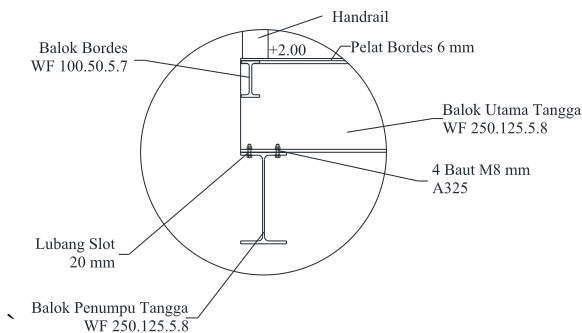
$$V_u \leq \varnothing p_u \rightarrow 105569,4 \text{ kg} < 107033,6 \text{ kg}$$

6.6.3 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

6.6.3.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

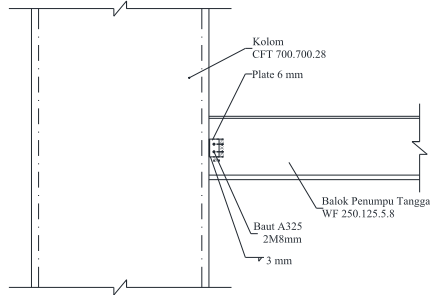
Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 250x125x5x8 berada diatas balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang $2,5db = 20$ mm.



Gambar 6.26 Detail Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

6.6.3.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1968,345 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dimensi kolom CFT 700x700x28.



Gambar 6.27 Detail Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:
Profil pelat 5 mm

$$\text{baut} = \text{M8}; A_s = 0,502 \text{ cm}^2$$

Mutu baut A325 ($F_{nv}=4750\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset. F_{nv}.A_b.m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 0,502 \cdot 1 \\ &= 1756,22 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 25 - 0,5(8+1,5) = 20,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset R_n = \emptyset 1,2 \ell_c t F_u \leq \emptyset 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \cdot 20,25 \cdot 0,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 4100$$

$$= 3808,49 \text{ kg} \leq 3009,17 \text{ kg}$$

$$\emptyset.R_n = 1756,22 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \phi V_n = 2091,39 / 1756,22 = 1,19 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M8.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S1)} &= 1,5db \text{ atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai S1 = 25 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : (S2)} &= 1,5 \text{ db atau Tabel J3.4 s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 12 \text{ mm s/d } 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

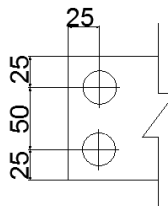
Pakai S2 = 50 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Tebal pelat penyambung 6 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} \phi \text{ lubang} &= 8 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm} \end{aligned}$$



Gambar 6.28 Detail Sambungan Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 10 \times 0,5 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (10 - 2 \times 0,95) \times 0,5 = 3,2 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 5 \cdot 2500 = 7645,26 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 3,06 \cdot 4100 = 6018,35 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq \emptyset P_u \rightarrow 2091,39 \text{ kg} < 6018,35 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

Panjang Pelat (d plat) = 7 cm

Mutu las yang digunakan F_{E70xx}

$$A_{we} = t_e \cdot (d_{\text{plat}})$$

$$= 1 \times (10)$$

$$= 10 \text{ cm}^2$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{P_u}{A} = \frac{2091,39}{10} = 209,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset F_{nv} = \emptyset \times 0,6 \times F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 = 2214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{209,92}{2214,45} = 0,09 \text{ cm}$$

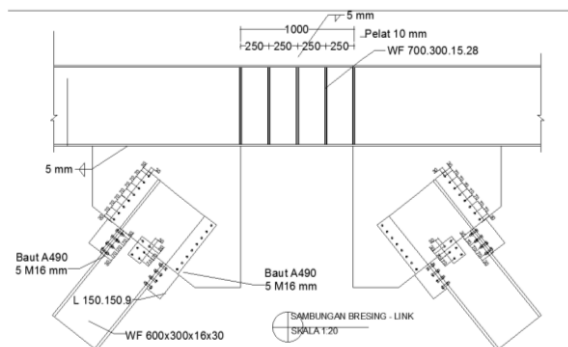
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,09}{0,707} = 0,13 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 3 \text{ mm}$

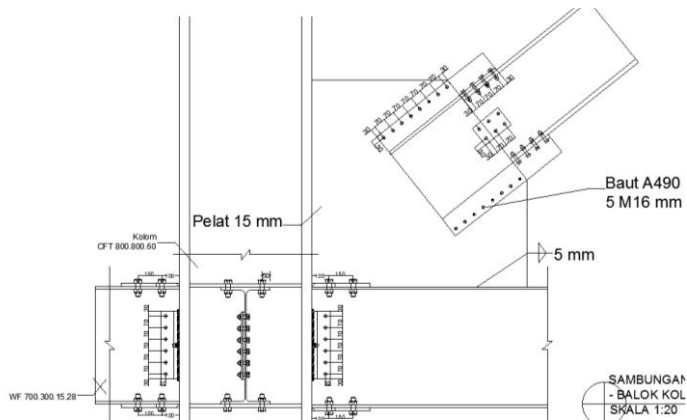
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

6.6.4 Sambungan bresing

Sesuai peraturan SNI 1729:2015, mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$. Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi balok link adalah WF 700x300x15x28 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 400x400x45x70 dengan tebal pelat buhul (gusset) sebesar 8 mm.



Gambar 6.29 Sambungan Bresing dengan Balok Link



Gambar 6.30 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- Gaya pada bresing

Hasil dari program bantu Etabs:

$$P_u = 107889,91 \text{ kg}$$

Gaya pada satu sayap

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot b_f \cdot t_f}{A} = \frac{107889,91 \times 43,2 \times 7}{770,1} = 79435,89 \text{ kg}$$

Gaya pada badan

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 107889,91 - (2 \times 79435,89) = 43421,8 \text{ kg}$$

- Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku (A)

Profil siku 130x130x15

baut = M22; $A_s = 3,82 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b m = 0,75 \cdot 4658,51 \cdot 3,82 \cdot 1$$

$$= 13281,4 \text{ kg}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$l_c = 30 - 0,5 (22+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$\emptyset R_n = 0,75 \cdot 1,2 l_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 1,825 \cdot 1,9 \cdot 4179,75 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,5 \cdot 4179,41$$

$$= 79435,89 \text{ kg (Menentukan)} \leq 24825,69 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n = 10297,02 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 115759,03 / 10297,02 = 7,71 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\text{Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm}$$

$$= 22 \text{ mm s/d 150 mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S) = 3db s/d 24tp atau 200 mm}$$

$$= 66 \text{ mm s/d 305 mm}$$

$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

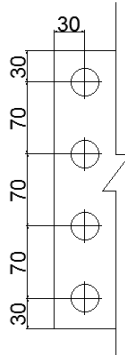
Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 130x130x15

BJ41 ($f_u = 4179,41 \text{ kg/cm}^2$)

$$\emptyset \text{ lubang} = 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}$$



Gambar 6.31 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 27 \times 1,5 = 40,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (27 - 4 \times 2,35) \times 1,5 = 26,4 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 40,5 \cdot 2548,4 = 61926,61 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 23,4 \cdot 4100 = 49651,38 \text{ kg (Menentukan)}$$

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\phi P_u = 2 \cdot 49651,38 = 99302,75 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 79435,89 \text{ kg} < 99302,75 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul (B)

Profil siku 130x130x15

baut = M22; $A_s = 3,8 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv} = 5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 4658,51 \cdot 3,8 \cdot 2 \\ &= 26562,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (22+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\emptyset Rn &= 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 1,825 \cdot 1,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,5 \cdot 4100 \\ &= 10297,02 \text{ kg (Menentukan)} \leq 49651,38 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 10297,02 \text{ kg}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 79435,89 / 10297,02 = 7,71 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 buah baut M22.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak baut : (S)} &= 3db \text{ s/d 24tp atau 305 mm} \\ &= 66 \text{ mm s/d 305 mm}\end{aligned}$$

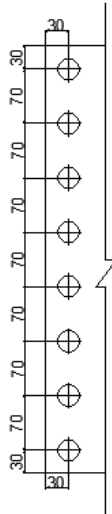
$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 130x130x15

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 22 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}\end{aligned}$$



Gambar 6.32 Detail Plat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 55 \times 1,5 = 82,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (55 - 8 \times 2,35) \times 1,5 = 54,3 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\phi P_u = \phi A_g f_y = 0,9 \cdot 82,5 \cdot 2500 = 126146,8 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\phi P_u = \phi A_n f_u = 0,75 \cdot 54,3 \cdot 4100 = 102123,9 \text{ kg (Menentukan)}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi P_u \rightarrow 79435,89 \text{ kg} < 204247,7 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan geser pada badan balok

Tebal pelat = 15 mm

baut = M22; $A_s = 3,8 \text{ cm}^2$

Mutu baut A490 ($F_{nv}=5790 \text{ kg/cm}^2$) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset. F_{nv}.Ab.m = 0,75 \cdot 5790 \cdot 3,8 \cdot 2 \\ &= 26562,79 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

$$\ell_c = 30 - 0,5 (22+1,5) = 18,25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\emptyset Rn &= 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u \\ &= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 18,25 \cdot 1,5 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,2 \cdot 1,5 \cdot 4100 \\ &= 10297,02 \text{ kg (Menentukan)} \leq 19860,55 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\emptyset.Rn = 10297,02 \text{ kg (Menentukan)}$$

$$n = Vu / \emptyset Vn = 43421,8 / 10297,02 = 4,22 \approx 6 \text{ buah}$$

Dipasang 2 baris 3 buah baut pada pelat gusset dan pada badan dengan diameter M22 mm

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak tepi : (S1)} &= \text{Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm} \\ &= 22 \text{ mm s/d 150 mm}\end{aligned}$$

$$\text{Pakai S1} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d 24tp atau 305 mm}$$

$$= 66 \text{ mm s/d 288 mm}$$

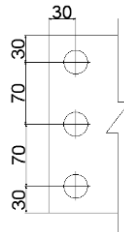
$$\text{Pakai S} = 70 \text{ mm}$$

Kontrol kekuatan pelat penyambung

Dipakai plat 15 mm

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = 22 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 23,5 mm = 2,35 cm



Gambar 6.33 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser

$$A_g = L \times t_{\text{pelat}} = 41 \times 1,5 = 61,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{\text{pelat}} = (41 - 6 \times 23,5) \times 1,5 = 40,35 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_g f_y = 0,9 \cdot 61,5 \cdot 2500 = 94036,7 \text{ kg}$$

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)

$$\emptyset P_u = \emptyset A_n f_u = 0,75 \cdot 40,35 \cdot 4100 = 75887,61 \text{ kg}$$

(Menentukan)

Terdapat 2 siku sehingga

$$2\emptyset P_u = 2 \cdot 75887,61 = 151775,2 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\emptyset P_u \rightarrow 43421,8 \text{ kg} < 151775,2 \text{ kg (OK)}$$

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 76 dan 65 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1$ cm

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= t_e \cdot (2 \times d_{\text{plat}}) \\ &= 1 \times 2 \times (76 + 65) \\ &= 282 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\text{Cos } \emptyset = \text{Cos } 51,34 = 0,64$$

$$\text{Sin } \emptyset = \text{Sin } 51,34 = 0,77$$

$$f_v = \frac{P_{ux} \text{Sin } \emptyset}{A} = \frac{0,77 \times 202293,58}{282} = 296,56 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{P_{ux} \text{Cos } \emptyset}{A} = \frac{0,64 \times 202293,58}{282} = 455,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}f_{\text{total}} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(296,56)^2 + (455,49)^2} \\ &= 542,99 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{u_{\text{las}}}} = \frac{542,99}{2847,15} = 0,19 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,19}{0,707} = 0,269 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\text{min}} = 5$ mm

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.

Panjang pelat 750 cm.

Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1$ cm

$$\begin{aligned}\emptyset \cdot F_{nw} &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{EXX} \\ &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 90 \cdot 70,3 \\ &= 2847,15 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= t_e \cdot (2 \cdot d_{plat}) \\ &= 1 \times 2 \times 75 \\ &= 150 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\text{Cos } \emptyset = \text{Cos } 51,34 = 0,64$$

$$\text{Sin } \emptyset = \text{Sin } 51,34 = 0,77$$

$$f_v = \frac{Pux \text{Sin } \emptyset}{A} = \frac{0,77 \times 202293,58}{150} = 1898,235 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_h = \frac{Pux \text{Cos } \emptyset}{A} = \frac{0,64 \times 202293,58}{150} = 843,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}f_{total} &= \sqrt{(f_v)^2 + (f_h)^2} \\ &= \sqrt{(1898,235)^2 + (843,66)^2} \\ &= 1020,813 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1020,813}{2847,15} = 0,35 \text{ cm}$$

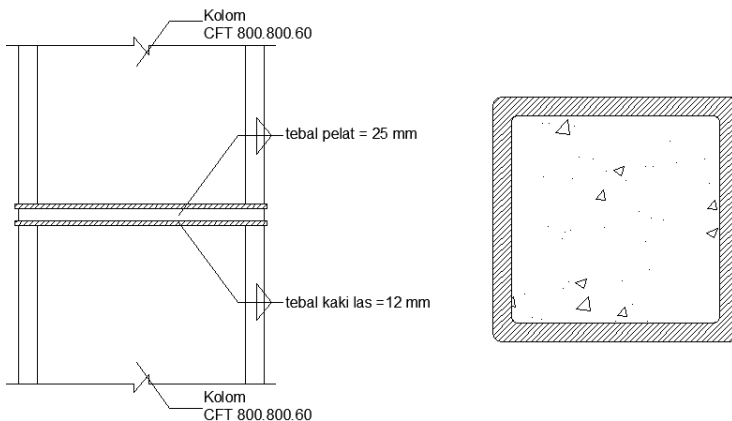
$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,35}{0,707} = 0,5 \text{ cm}$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga $a_{\min} = 5 \text{ mm}$

Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

6.6.5 Sambungan antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 25 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 800x800x60.



Gambar 6.34 Sambungan Antar Kolom

Mutu las yang digunakan F_{E90xx} .

- Hasil Output ETABS

$$P_u = 1446202,6 \text{ kg}$$

$$V_{u_x} = 26868,78 \text{ kg}$$

$$V_{u_y} = 22254,55 \text{ kg}$$

$$Mu_x = 115929,5 \text{ kgm}$$

$$Mu_y = 26863,78 \text{ kgm}$$

$$\text{Dimisalkan } te = 1 \text{ cm}$$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 80) = 320 \text{ cm}^2$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 54468,78 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 54468,78 \text{ cm}^3$$

$$F_{\text{nw}} = \emptyset \times 0,6 \times F_{E90xx} \times te$$

$$F_{\text{nw}} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$F_{\text{nw}} = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_{ux}}{S_x} + \frac{M_{uy}}{S_y}$$

$$f_v = \frac{1446202,6}{320} + \frac{115929,5}{54468,78} + \frac{26863,78}{54468,78}$$

$$f_v = 2069,90 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat V_u

$$f_h = \sqrt{\frac{V_{ux}}{A} + \frac{V_{uy}}{A}} = \sqrt{\frac{26868,78}{320} + \frac{22254,55}{320}} = 43,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{(2069,90)^2 + (43,6)^2} = 2070,364 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{f_{\text{nw}}} = \frac{2070,364}{2847,15} = 0,73 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,73}{0,707} = 1,02 \text{ cm}$$

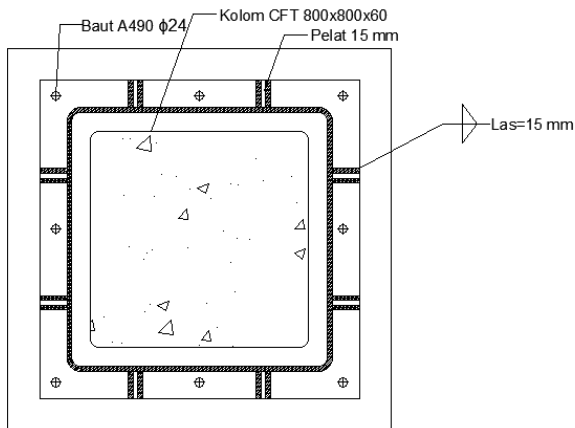
Syarat tebal kaki las

$$t_{\text{plat}} = 40 \text{ mm}, a_{\text{min}} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{\text{max}} = 40 - 2 = 38 \text{ mm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1,5 \text{ cm}$

6.6.5 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*



Gambar 6.35 Sambungan Kolom dengan Baseplate

Dari hasil ETABS diperoleh gaya dalam yang bekerja pada kolom lantai dasar dengan kombinasi beban $1,2D+1,6L+0,5E$ adalah sebagai berikut.

$$P_U = 1748225,37 \text{ kg}$$

$$V_{U_x} = 70462,06 \text{ kg}$$

$$M_{U_x} = 116200,87 \text{ kgm}$$

$$V_{U_y} = 26817,25 \text{ kg}$$

$$M_{U_y} = 87635,57 \text{ kgm}$$

- Perencanaan dimensi base plate

$$A_{\text{req}} = \frac{Pu}{\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'c} = \frac{1748225,37}{0,60 \cdot 0,85 \cdot 407,75} = 8932,34 \text{ cm}^2 \approx 10000 \text{ cm}^2$$

Dimensi base plate direncanakan sebesar (100 × 100) cm.

Kontrol Dimensi Plat

$$N \geq d + 2(3 \text{ in})(2,54 \text{ cm})$$

$$100 \geq 80 + 2(3 \text{ in})(2,54 \text{ cm})$$

$$100 \geq 95,24 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

$$N \geq bf + 2(3 \text{ in})(2,54 \text{ cm})$$

$$100 \geq 80 + 2(3 \text{ in})(2,54 \text{ cm})$$

$$100 \geq 95,24 \text{ cm} \dots \text{OK!}$$

$$A_1 = (100)(100) = 10000 \text{ cm}^2 > A_{\text{req}} = 8932,34 \text{ cm}^2 \dots \text{OK!}$$

Concrete Bearing Strength

$$A_2 = A_{\text{prd}} = (120)(120) = 14400 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi_c P_p &= \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ &= 0,6 \cdot 0,85 \cdot 407,75 \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{14400}{10000}} \\ &= 2495413 \text{ kg} > Pu = 1748225,37 \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

Ketebalan Pelat

$$m = \frac{N - 0,95d}{2} = \frac{100 - 0,95(80)}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} = \frac{\sqrt{80 \cdot 80}}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{4 \cdot d \cdot bf \cdot Pu}{(d + bf)^2 \cdot \phi_c \cdot P_p} \\ &= \frac{4 \cdot 80 \cdot 80 \cdot 407,74}{(80 + 80)^2 \cdot 2495413} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,7 \\
 \chi &= \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1-X}} \leq 1 \\
 &= \frac{2\sqrt{0,7}}{1 + \sqrt{1-0,7}} \\
 &= 1,08 < 1
 \end{aligned}$$

$$\chi = 1$$

$$\chi_n' = (1)(20) = 20 \text{ cm}$$

$$l = \max(m, \chi_n') = 20 \text{ cm}$$

$$f_{Pu} = \frac{P_U}{BN} = \frac{988.137,73}{100 \times 100} = 121,99 \text{ kg/cm}$$

$$t_p = l \sqrt{\frac{2 \times f_{pu}}{0,9 \times f_y}} = 20 \sqrt{\frac{2 \times 121,99}{0,9 \times 2548,42}} = 7,8 \text{ cm}$$

Tebal base plate direncanakan sebesar $t_p = 8 \text{ cm}$

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Direncanakan las tumpul penetrasi penuh pada daerah yang diarsir pada profil kolom.

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_{\text{las}} = 4 \times (1 \times 70) = 280 \text{ cm}^2$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 54469,78 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 54469,78 \text{ cm}^3$$

$$F_{nw} = \emptyset \times 0,6 \times F_{E90xx} \times t_e$$

$$F_{nw} = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1$$

$$F_{nw} = 2847,15 \text{ kg/cm}^2$$

a. Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{1748225,37}{280} + \frac{116200,87}{6533,3} + \frac{87635,57}{6533,3}$$

$$f_v = 2559,5 \text{ kg/cm}^2$$

b. Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{70463,06}{280} = 88,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(2559,5)^2 + (88,07)^2} = 2566,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{2566,01}{2847,15} = 0,899 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,899}{0,707} = 1,27 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

$$t_{plat} = 60 \text{ mm}, a_{min} = 8 \text{ mm}$$

$$a_{eff maks} = \frac{0,6 \times fu \times t}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times f_{E90xx}} = \frac{0,6 \times 4100 \times 4}{2 \times 0,707 \times 0,6 \times 90 \times 70,3}$$

$$a_{eff maks} = 1,83 \text{ cm}$$

$$a_{max maks} = 58 \text{ mm}$$

Digunakan las sudut dengan $a = 1,5 \text{ cm}$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 0,5 \times 2,8 = 1,4 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku (t_s) = 1,5 cm dengan las minimum ($a=6\text{mm}$)

- Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M24 mm ($A_s = 3,8 \text{ cm}^2$) mutu F1554 Grade 105 dengan $f_u = 7240 \text{ kg/cm}^2$.

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \emptyset.R_n &= \emptyset \cdot F_{nv} \cdot A_b \cdot m = 0,75 \cdot 7240 \cdot 4,52 \cdot 1 \\ &= 15805,96 \text{ kg (Menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 333,34 - 0,5 (24+1,5) = 32,08 \text{ mm}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \cdot 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 0,75 \cdot 1,2 \cdot 3,21 \cdot 10 \cdot 4100 \leq 2,4 \cdot 2,4 \cdot 10 \cdot 4100$$

$$= 1207745 \text{ kg} \leq 270825, \text{ kg (OK)}$$

$$\emptyset.R_n = 15805,96 \text{ kg}$$

Jumlah baut

$$n = V_u / \emptyset V_n = 101748,1 / 15805,96 = 6,43 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut angkur M27 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

- Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{ld}{db} = \frac{3fy \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \lambda}{5 \cdot \sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5 \cdot \sqrt{40}}$$

$$ld = 23,717 db = 23,717 \times 2,4 = 56,921 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 60 cm

Halaman ini sengaja dikosongkan

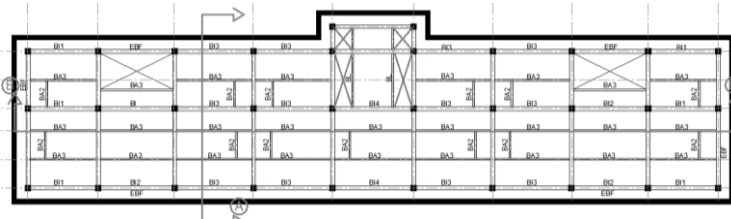
BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

7.1 Perencanaan *Basement*

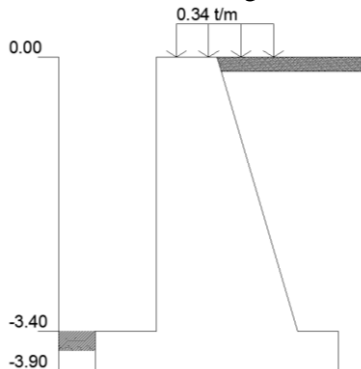
7.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

Dinding penahan tanah harus direncanakan dengan tepat, sehingga perlu diketahui gaya horizontal yang bekerja antar konstruksi penahan dengan massa tanah yang ditahan. Pada perencanaan ini, direncanakan dengan kondisi muka air tertinggi dengan adanya *surchage load* beban kendaraan sebesar $q = 0,3 \text{ t/m}$.

- Data Perencanaan



Gambar 7. 1 Denah Dinding Penahan Tanah



Gambar 7. 2 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

Data Perencanaan Tanah:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,695 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,695 - 1 = 0,695 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$c' = 0 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' x h = 0,34 + 0,695 x 0 = 0,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma v'(-3,4) = \sigma v_1 + \gamma' x h = 0,34 + 0,695 x 3,4 = 2,703 \text{ t/m}^2$$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{28}{2} \right) = 0,36$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,34 x 0,36 - (2x0x\sqrt{0,36}) = 0,123 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 0,123 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h'(-3,4) = (\sigma v' x Ka) - (2xc' x \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-3,4) = (2,703x0,36) - (2x0x\sqrt{0,36}) = 0,97 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (-3,3) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 0,97 + 1,9 = 2,87 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Pasif Tanah

$$\sigma v'(0) = \gamma' x h = 0,695 x 0 = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma v'(-0,5) = \gamma' x h = 0,695 x 0,5 = 0,35 \text{ t/m}^2$$

$$Kp = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 + \frac{28}{2} \right) = 2,77$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' x Kp) + (2xc' x \sqrt{Kp})$$

$$\sigma h'(0) = 0 + (2x0x\sqrt{2,77}) = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} x h = 0 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma h'(-0,5) &= (\sigma v' x Kp) + (2xc'x\sqrt{Kp}) \\ \sigma h'(-0,5) &= (0,35 \times 2,77) + (2 \times 0 \times \sqrt{2,77}) = 0,96 \text{ t/m}' \\ \sigma h \text{ total }(-0,5) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,96 + 0,5 = 1,46 \text{ t/m}'\end{aligned}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 4.100 dan harus mampu menahan geser dan guling.

- Kontrol Guling
- Akibat tekanan aktif tanah

$$\begin{aligned}Pa_1 &= (\sigma h' \times h) = (0,12 \times 3,3) \\ &= 0,41 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Pa_2 &= \left(\frac{1}{2} \times (\sigma h - \sigma h') \times h\right) = \left(\frac{1}{2} (2,87 - 0,12) \times 3,4\right) \\ &= 4,68 \text{ t}\end{aligned}$$

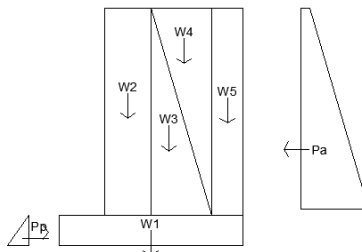
$$Pa = Pa_1 + Pa_2 = 5,1 \text{ t}$$

$$Mo_1 = Pa_1 \times 0,5L = 0,41 \times 0,5(3,4) = 0,71 \text{ tm}$$

$$Mo_2 = \frac{1}{3} Pa_2 \cdot L = \frac{1}{3} 4,68 \cdot 3,4 = 5,3 \text{ tm}$$

$$Mo = Mo_1 + Mo_2 = 6,01 \text{ tm}$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah



Gambar 7.3 Sketsa Beban Dinding Penahan Tanah

Tabel 7.1 Perhitungan Momen Dinding Penahan Tanah

b(m)	h(m)	Berat(t)	Jarak(m)	Momen(tm)
2.5	0.5	3	1.25	3.75
0.5	2.8	3.36	1.25	4.2
1	2.8	3.36	1.833333	6.16
1	2.8	2.373	2.166667	5.1415
Total		12.093	Total	19.2515

Titik berat dinding (X_w) = $M_w / W = 27,35 / 22,49 = 1,2$ m

$$FS_{guling} = \frac{Mr}{Mo} = \frac{W(L - X_w)}{6,01} = \frac{16,90(3,5 - 1,2)}{6,01} = 8,54$$

$$FS_{guling} = 8,54 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Geser
- Akibat tekanan aktif tanah

$$Pa = 5,10$$

- Akibat berat penahan tanah dan tanah

$$W_{beton} = 14,1 \text{ t}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times \sigma h \times h = \frac{1}{2} \times (1,46) \times 0,5 = 0,37 \text{ t}$$

$$FS_{geser} = \frac{(W_{beton}) \tan 28^\circ}{Pa - Pp} = \frac{14,1 \tan 28^\circ}{5,1 - 0,37} = \frac{5,17}{4,73}$$

$$FS_{geser} = 1,58 \geq 1,5 \text{ (OK)}$$

7.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

- Penulangan pada *toe* dan *heel* dinding penahan

$$Mu = 1,6 \times Mo = 1,6 \times 6,01 = 9,62 \text{ tm} = 94361180,8 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 500 mm

Selimit beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 19 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 x f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 x \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 x \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 500 - 50 - (0,5 \times 19) = 440,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d x^2} = \frac{93359307.997}{0,9 \cdot 1000 \cdot 440,5^2} = 0,54$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,54}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0029$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 440,5 = 1673,9 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1673,9} = 169,29 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-150.

- Penulangan pada *stem* dinding penahan

$$M_u = 1,6 \times M_o = 1,6 \times 6,01 = 9,62 \text{ tm} = 94361180,8 \text{ Nmm}$$

Tebal pelat = 500 mm

Selimut beton = 50 mm

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Diameter tulangan = 12 mm

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0376$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0376 = 0.0282$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan

$$dx = 500 - 50 - (0,5 \times 19) = 440,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{94361180,8}{0,9 \cdot 1000 \cdot 440,5^2} = 0,54$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,54}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0029$$

ρ pakai = 0.0038

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 440,5 = 1673,9 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} = \frac{0,25 \times \pi \times 19^2 \times 1000}{1673,9} = 169,29 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D19-150.

7.1.3 Perencanaan pelat dasar *basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 200 mm

Selimut beton = 50 mm

$L_y = 367,5 \text{ cm}$

$L_x = 300 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{367,5}{300} = 1,2 < 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton = 40 Mpa

Mutu tulangan = 420 Mpa

Elevasi Muka Air Tanah = -3,60 m

Berat Jenis Air = 1000 kg/m³

Pada pelat dasar *basement* terdapat 2 kondisi maksimum yang terjadi yaitu pada saat musim hujan terjadi dan tidak ada kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu uplift akibat air serta pada saat musim kemarau yang menyebabkan muka air tanah dibawah elevasi *basement* serta terdapat kendaraan yang parkir sehingga gaya yang terjadi yaitu akibat beban parkir kendaraan

Akibat gaya *uplift* air

Dari data tersebut, dapat dihitung gaya uplift yg bekerja dengan sebagai berikut:

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 3,6 \times 1000 = 3600 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa q air = 4750 kg/m². Nilai q air tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 40}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx = 300 - 50 - (0,5 \times 14) = 243 \text{ mm}$$

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

$$M_{lx} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3600 \cdot 3^2 \cdot 28 = 907,2 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3600 \cdot 3^2 \cdot 64 = -3112 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3600 \cdot 3,675^2 \cdot 20 = 648 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3600 \cdot 3,675^2 \cdot 56 = -2723 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{3112000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 243^2} = 0,58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,58}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0014$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 243 = 923,4 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \pi x 14^2 x 1000}{923,4} = 167 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D14-150.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{2722700}{0,9 \cdot 1000 \cdot 243^2} = 0,51$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,51}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0038 \times 1000 \times 243 = 923,4 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \pi x \emptyset^2 x 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \pi x 14^2 x 1000}{923,4} = 167 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D14-150

Tabel 7. 2Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat *uplift* air

Pelat	Lx(cm)	Ly(cm)	Penulangan Arah X	Penulangan Arah Y
Pelat 1	367.5	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 2	367.5	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 3	400	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 4	400	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 5	413	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 6	413	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 7	425	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 8	425	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm

Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban Mati
 - Berat beton (0.22x2400) = 528 kg/m²
 - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m² +
 - Total = 549 kg/m²
- Beban Hidup
 - Lantai = 800 kg/ m²
 - Total (q_L) = 800 kg/ m²

• Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2q_D + 1,6q_L = 1,2(549) + 1,6(800) = 2169,2 \text{ kg/m}^2$$

dx = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx = 300 - 50 - (0,5 \times 14) = 243 \text{ mm}$$

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

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 3^2 \cdot 28 = 907,2 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 3^2 \cdot 64 = -3112 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = 0.001 \cdot 2169,2 \cdot 3,675^2 \cdot 20 = 648 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X = -0.001 \cdot 2169,2 \cdot 3,675^2 \cdot 56 = -2723 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1875000}{0,9 \cdot 1000 \cdot 243^2} = 0,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,35}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0008$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \cdot 1000 \cdot 243 = 923,4 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \cdot x \cdot 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 14^2 \cdot x \cdot 1000}{923,4} = 167 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D14-150.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{1640600}{0,9 \cdot 1000 \cdot 243^2} = 0,31$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,31}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.0007$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0038$$

$$AS_{perlu} = \rho b d = 0,0038 \cdot 1000 \cdot 243 = 923,4 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot \emptyset^2 \cdot x \cdot 1000}{AS_{perlu}} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot 14^2 \cdot x \cdot 1000}{923,4} = 167 \text{ mm}$$

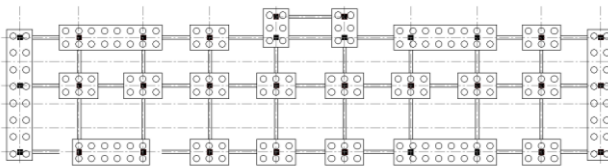
Sehingga digunakan tulangan lentur D14-150.

Tabel 7. 3 Rekapitulasi Penulangan Pelat *Basement* akibat beban parkir

Pelat	Lx(cm)	Ly(cm)	Penulangan Arah X	Penulangan Arah Y
Pelat 1	367.5	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 2	367.5	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 3	400	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 4	400	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 5	413	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 6	413	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 7	425	300	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm
Pelat 8	425	230	Ø14-150 mm	Ø14-150 mm

7.2 .Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan di atasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 7.4 Denah Pondasi

Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

7.2.1 Data perencanaan pondasi

Pondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang beton (*Spun pile*) produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 800 mm
- *Wall thickness* : 120 mm
- Klasifikasi : A1
- *Bending moment crack* : 40 tm
- *Bending momen ultimate* : 60 tm
- *Allowable axial load* : 412 t

7.2.2 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 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 N_2 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

Tabel 7. 4Daya Dukung Tanah Kedalaman 2 – 30 m

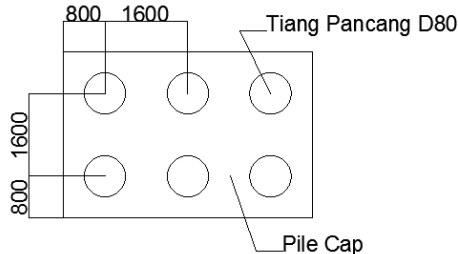
DEPTH(m)	Nspt (blow/ft)	Qp(t)	Qs(t)	Qult = Qp + Qs	Qijin = Qult/SF
2	27	314.38	81.43	395.81	131.94
3.5	32	388.84	168.89	557.73	185.91
5.5	20	410.57	140.30	550.87	183.62
7.5	20	393.68	158.14	551.81	183.94
9.5	21	315.80	174.98	490.78	163.59
11.5	23	292.04	197.58	489.63	163.21
13.5	25	285.77	240.51	526.28	175.43
15.5	27	287.03	284.00	571.03	190.34
17.5	28	282.80	318.77	601.57	200.52
19.5	26	276.61	324.60	601.21	200.40
21.5	25	290.58	336.72	627.30	209.10
23.5	40	286.35	546.58	832.93	277.64
24.5	21	339.97	321.78	661.75	220.58
28	55	359.04	781.33	1140.37	380.12
30	61	408.11	836.80	1244.91	414.97

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -28 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 380,12 ton.

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakkan.

Tabel 7. 5 Hasil Pembebanan Pondasi

Kombinasi Beban	P (t)	Mx (tm)	My (tm)	Quijin (t)	P/n	Mx.y _{max} Σy ²	My.x _{max} Σx ³	P _{max} (t)	P _{ijin} (t)	CEK
D	1134.679	0.5942	0.9047	380.12	189.11	0.07	0.05	189.23	373.36	OK
D+L	1754.346	1.3541	1.5551	380.12	292.39	0.12	0.11	292.62	373.36	OK
D+0,75L	1599.429	1.1641	1.3925	380.12	266.57	0.11	0.09	266.77	373.36	OK
D+0,7Ex	1144.161	21.2499	153.5025	380.12	190.69	11.99	1.66	204.35	373.36	OK
D+0,7Ey	1186.735	126.9385	26.0077	380.12	197.79	2.03	9.92	209.74	373.36	OK
d+0,75(0,7ex)+L	1173.721	95.3524	19.732	380.12	195.62	1.54	7.45	204.61	373.36	OK
d+0,75(0,7ey)+L	1141.79	16.086	115.353	380.12	190.30	9.01	1.26	200.57	373.36	OK
0,6d+0,7ex	690.289	21.0123	153.1406	380.12	115.05	11.96	1.64	128.65	373.36	OK
0,6d+0,7ey	732.8636	126.7008	25.6458	380.12	122.14	2.00	9.90	134.05	373.36	OK



Gambar 7.5 Pondasi Tiang Pancang

7.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susunan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter. Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 412,00 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{\text{ltiang}} = 380.922 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 380,922 ton.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

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

$$C_e = 1 - \frac{1,37}{90} \times \left(2 - \frac{1}{3} - \frac{1}{2}\right) = 0,982$$

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

$$QL (\text{group}) = QL (1 \text{ tiang}) \times C_e = 380.922 \times 0,982 = 373,36 \text{ ton}$$

7.2.4.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 :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 3D$ dengan S = jarak antar tiang

$160 \leq S \leq 240$ dipakai $S = 160$ cm

$1D \leq S \leq 2D$ dengan S = jarak tepi

$80 \leq S \leq 160$ dipakai $S = 80$ cm

$P = 1599,43$ ton

$N = 6$ tiang

$M_x = 1,16$ tm

$M_y = 1,39$ tm

$X_{max} = 0,9$ m

$Y_{max} = 0,9$ m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{5231,29}{4} \pm \frac{1,16 \times 1,6}{3,2^2} \pm \frac{1,39 \times 0,8}{1,6^2}$$

$$P_{max} = 266,7 \text{ t} \leq 373,36 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 7.6 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Pondasi Tipe 1

Kombinasi Beban	P (t)	Mx (tm)	My (tm)	Qujin (t)	P/n	Mx.ymax Σy^2	My.xmax Σx^2	Pmax(t)	n tiang	Pijin(t)	CEK
D	1134.7	0.5942	0.9047	380.12	189.11	0.07	0.05	189.23	6	373.36	OK
D+L	1754.3	1.3541	1.5551	380.12	292.39	0.12	0.11	292.62	6	373.36	OK
D+0,75L	1599.4	1.1641	1.3925	380.12	266.57	0.11	0.09	266.77	6	373.36	OK
D+0,7Ex	1144.2	21.25	153.503	380.12	190.69	11.99	1.66	204.35	6	373.36	OK
D+0,7Ey	1186.7	126.94	26.0077	380.12	197.79	2.03	9.92	209.74	6	373.36	OK
d+0,75(0,7ex)+L	1173.7	95.352	19.732	380.12	195.62	1.54	7.45	204.61	6	373.36	OK
d+0,75(0,7ey)+L	1141.8	16.086	115.353	380.12	190.30	9.01	1.26	200.57	6	373.36	OK
0,6d+0,7ex	690.29	21.012	153.141	380.12	115.05	11.96	1.64	128.65	6	373.36	OK
0,6d+0,7ey	732.86	126.7	25.6458	380.12	122.14	2.00	9.90	134.05	6	373.36	OK

Tabel 7.7 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Pondasi Tipe 2

Kombinasi Beban	P (t)	Mx (tm)	My (tm)	Quijin (t)	P/n	Mx.y _{max} Σy ₂	My.x _{ma} x Σx ₃	Pmax(t)	Pijin(t)	ⁿ tiang	CEK
D	2271.1	2.4726	1.7479	380.12	141.94	0.14	0.19	142.27	373.36	16	ok
D+L	3237.6	4.7762	2.3315	380.12	202.35	0.18	0.37	202.91	373.36	16	ok
D+0,75L	2996	4.2002	2.1856	380.12	187.25	0.17	0.33	187.75	373.36	16	ok
D+0,7Ex	3030.2	66.191	330.2331	380.12	189.39	25.80	5.17	220.36	373.36	16	ok
D+0,7Ey	5251.7	420.08	48.8108	380.12	328.23	3.81	32.82	364.86	373.36	16	ok
d+0,75(0,7ex)+L	3807	52.565	248.6953	380.12	237.94	19.43	4.11	261.47	373.36	16	ok
d+0,75(0,7ey)+L	5473.1	317.99	37.6286	380.12	342.07	2.94	24.84	369.85	373.36	16	ok
0,6d+0,7ex	2121.8	65.202	329.5339	380.12	132.61	25.74	5.09	163.45	373.36	16	ok
0,6d+0,7ey	4343.3	419.1	48.1116	380.12	271.45	3.76	32.74	307.95	373.36	16	ok

Tabel 7.8 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Pondasi Tipe 3

Kombinasi Beban	P (t)	Mx (tm)	My (tm)	Quijin (t)	P/n	Mx.y _{max} Σy ₂	My.x _{ma} x Σx ₃	Pmax(t)	Pijin(t)	ⁿ tiang	CEK
D	1705	2.887	0.1259	380.12	##	0.01	0.23	142.32	373.36	16	ok
D+L	2522.2	4.909	0.1651	380.12	##	0.01	0.38	210.58	373.36	16	ok
D+0,75L	2317.9	4.4035	0.1553	380.12	##	0.01	0.34	193.52	373.36	16	ok
D+0,7Ex	4032.5	21.767	184.363	380.12	##	14.40	1.70	352.15	373.36	16	ok
D+0,7Ey	2886.4	175.64	26.5648	380.12	##	2.08	13.72	256.33	373.36	16	ok
d+0,75(0,7ex)+L	3718.7	32.682	245.723	380.12	##	19.20	2.55	331.65	373.36	16	ok
d+0,75(0,7ey)+L	2190.6	237.84	35.3254	380.12	##	2.76	18.58	203.89	373.36	16	ok
0,6d+0,7ex	3036.8	33.836	245.6727	380.12	##	19.19	2.64	274.90	373.36	16	ok
0,6d+0,7ey	1508.6	239	35.275	380.12	##	2.76	18.67	147.14	373.36	16	ok

7.2.5 Kontrol Kekuatan tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

$$P_{\max} = 292,62 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 412 \text{ ton}$$

- Kontrol terhadap Gaya 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

dari lampiran data tanah di ketahui $C_u = 1,97 \text{ kg/cm}^2$

$$f = \frac{H}{9 C_u d} = \frac{191,37}{9 \times 1,97 \times 80} = 0,135 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= H (e + 1,5d + 0,5f) = 191,37 (0 + 1,5 \times 80 + 0,5 \times 0,135) \\ &= 22976,91 \text{ kgcm} = 0,22 \text{ tm} \end{aligned}$$

Untuk diameter 800 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 40 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 0,22 \text{ tm} > M = 40 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 7.9 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi Beban	Hx(t)	Hy(t)	H(kg)	f(cm)	e	D (cm)	Mmax (kgcm)	Mmax(tm)	M _{crack} (tm)	CEK
D	1.1482	0.2149	191.37	0.135	0	80	22976.90933	0.2297691	40	OK
D+L	1.9774	0.0246	329.57	0.232	0	80	39586.28757	0.3958629	40	OK
D+0,75L	1.7701	0.0722	295.02	0.208	0	80	35432.68064	0.3543268	40	OK
D+0,7Ex	36.848	5.3805	6141.28	4.330	0	80	750249.037	7.5024904	40	OK
D+0,7Ey	7.0221	31.811	5301.78	3.738	0	80	646122.667	6.4612267	40	OK
d+0,75(0,7ex)+L	5.5536	23.912	3985.28	2.810	0	80	483832.7321	4.8383273	40	OK
d+0,75(0,7ey)+L	27.923	4.0891	4653.80	3.281	0	80	566090.6075	5.6609061	40	OK
0,6d+0,7ex	36.388	5.2945	6064.73	4.276	0	80	740733.6622	7.4073366	40	OK
0,6d+0,7ey	6.5628	31.725	5287.45	3.728	0	80	644349.1634	6.4434916	40	OK

Tabel 7.10 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi Beban	Hx(t)	Hy(t)	H(kg)	f(cm)	e	D (cm)	Mmax (kgcm)	Mmax(tm)	Mcrack (tm)	CEK
D	1.1482	0.2149	71.76	0.051	0	80	8613.32	0.0861332	40	OK
D+L	1.9774	0.0246	123.59	0.087	0	80	14835.9	0.1483588	40	OK
D+0,75L	1.7701	0.0722	110.63	0.078	0	80	13280.1	0.1328006	40	OK
D+0,7Ex	36.848	5.3805	2302.98	1.624	0	80	278227	2.7822736	40	OK
D+0,7Ey	7.0221	31.811	1988.17	1.402	0	80	239974	2.3997366	40	OK
d+0,75(0,7ex)+L	5.5536	23.912	1494.48	1.054	0	80	180125	1.8012507	40	OK
d+0,75(0,7ey)+L	27.923	4.0891	1745.18	1.230	0	80	210495	2.1049462	40	OK
0,6d+0,7ex	36.388	5.2945	2274.28	1.603	0	80	274736	2.747363	40	OK
0,6d+0,7ey	6.5628	31.725	1982.79	1.398	0	80	239321	2.3932113	40	OK

Tabel 7.11 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

Kombinasi Beban	Hx(t)	Hy(t)	H(kg)	f(cm)	e	D (cm)	Mmax (kgcm)	Mmax(tm)	Mcrack (tm)	CEK
D	1.1482	0.2149	95.68	0.067	0	80	11485.2	0.1148523	40	OK
D+L	1.9774	0.0246	164.78	0.116	0	80	19783.6	0.1978357	40	OK
D+0,75L	1.7701	0.0722	147.51	0.104	0	80	17708.7	0.1770867	40	OK
D+0,7Ex	36.848	5.3805	3070.64	2.165	0	80	371801	3.7180076	40	OK
D+0,7Ey	7.0221	31.811	2650.89	1.869	0	80	320584	3.2058417	40	OK
d+0,75(0,7ex)+L	5.5536	23.912	1992.64	1.405	0	80	240517	2.4051668	40	OK
d+0,75(0,7ey)+L	27.923	4.0891	2326.90	1.641	0	80	281137	2.8113665	40	OK
0,6d+0,7ex	36.388	5.2945	3032.37	2.138	0	80	367125	3.6712542	40	OK
0,6d+0,7ey	6.5628	31.725	2643.73	1.864	0	80	319711	3.1971079	40	OK

7.3 Perencanaan Poer pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

Data-data perancangan poer.

$$P_u = 478,98 \text{ tonf}$$

$$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 111,27 \text{ ton}$$

Jumlah tiang pancang = 4 buah

Dimensi poer = 3,6 x 3,6 x 1,5 m

Mutu beton (f_c') = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 MPa

Diameter tulangan = 25 mm

Selimit beton = 50 mm

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

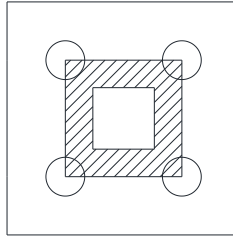
Tinggi efektif (d):

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

7.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 7.6 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 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

$\beta =$ rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = $1200/1200 = 1$

$b_o =$ Keliling penampang kritis :

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

$$b_o = 2 (1200 + 1415,5) + 2 (1200 + 1415,5) = 10404 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 10404 \times 1415,5$$

$$= 47501835,2 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1415,5}{10404} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 10404 \times 1415,5$$

$$V_{c2} = 47014994,3 \text{ N}$$

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

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times 1\sqrt{40} \times 10404 \times 1415,5 = 31015904,2 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

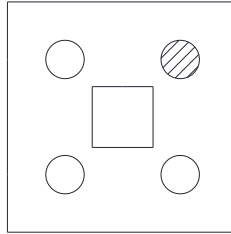
$$\phi V_c \geq P_u$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 31015904,2 \text{ N} = 2371246 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 2371246 \geq 1754345,5 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 7.7 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} = 1200/1200 = 1$$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (800 + 1415,5)) = 10404 \text{ mm}$$

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

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1\sqrt{40} \times 10404 \times 1414,5 = 722410,62 \text{ N}$$

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

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1414,5}{10404} + 2 \right) 1\sqrt{40} \times 10404 \times 1414,5$$

$$V_{c2} = 4622392,15 \text{ N}$$

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

$$V_{c3} = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 10404 \times 1415,5 = 28869973,2 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$$\phi V_c \geq P_{pile}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 4622392,15 \text{ N} = 353393,9 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 353393,9 \geq 292618,2 \text{ (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

7.3.2 Penulangan Poer

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis.

$$d_x = 1200 - 70 - \frac{1}{2} 25 = 1117,5 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 25 - \frac{1}{2}(25) = 1092,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0.764$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.764 \times 400}{410} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.0363$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0363 = 0.0273$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0034 \text{ atau } \rho_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{40}}{420} = 0.0038$$

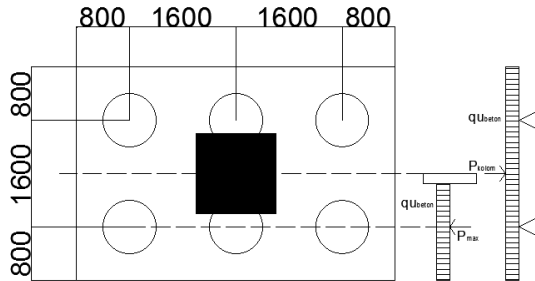
ρ_{min} dipakai 0.0038

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 \times 40} = 12.352$$

7.3.2 Penulangan Poer

- Penulangan Poer Tipe 1

1. Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu X



Gambar 7.8 Pembebanan Poer Kolom Tipe 1 (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 292,62 \text{ ton} \\
 P_{\text{Kolom}} &= 1754,35 \text{ ton} \\
 q_1 &= 4,2 \times 1,5 \times 2,4 = 15,12 \text{ ton/m} \\
 q_{u1} &= 15,12 \text{ ton/m} \times 1,2 = 18,144 \text{ ton/m} \\
 q_2 &= 3,2 \times 1,5 \times 2,4 = 11,52 \text{ ton/m} \\
 q_{u2} &= 11,52 \text{ ton/m} \times 1,2 = 13,82 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 766,84 \text{ t}$$

$$Mu_2 = 701,74 \text{ tm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{7522700400}{0,9 \cdot 2400 \cdot 1415,5^2} = 0,61$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,61}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0015 < \rho_{\min} = 0,0034$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0034$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 2400 \times 1117,5 = 11600,20 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29$ mm

$$n = \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{Sperbesi}}} = 17,56 \approx 18 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2400}{18} = 133,3 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 130 mm.

- Penulangan Serat Atas

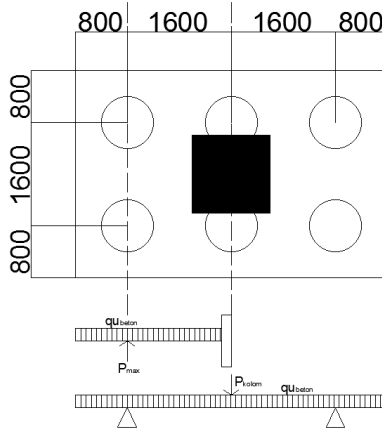
$$A_{\text{Smin}} = \frac{1}{2} A_s = \frac{11600,20}{2} = 5800,098 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{Sperbesi}}} = 15,26 \approx 16 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2400}{16} = 150 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 150 mm

2. Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 7.9 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 906,79 \text{ tm}$$

$$Mu_2 = 3,32 \text{ tm}$$

- Penulangan negatif

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{7158749400}{0,9.4800. 1415,5^2} = 0,25$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,25}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00028$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0034$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0034 \times 4800 \times 1415,5 = 22725,07 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29$ mm

$$n = \frac{Asperlu}{Asperbesi} = 34,35 \approx 35 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4800}{35} = 137,14 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-130 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi b d x^2} = \frac{32569200}{0,9.3600. 1415,5^2} = 0,0009$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,0009}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0.00085$$

$$\rho \text{ pakai} = 0.0037$$

$$Asperlu = \rho b d = 0,0037 \times 4800 \times 1415,5 = 22725,07 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29$ mm

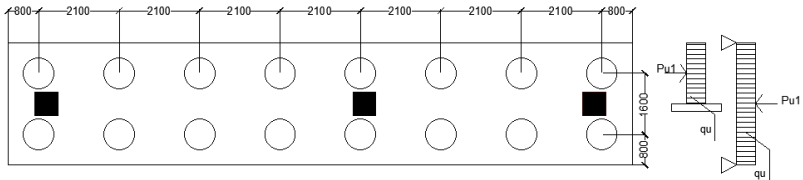
$$n = \frac{Asperlu}{Asperbesi} = 34,35 \approx 35 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4800}{35} = 137,14 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-130 mm.

- Penulangan Poer Tipe 2

1. Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu X



Gambar 7.10 Pembebanan Poer Kolom Tipe 2 (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned} P_{\max} &= 369,85 \text{ ton} \\ P_{\text{Kolom}} &= 1824,36 \text{ ton} \\ q_1 &= 3,2 \times 1,5 \times 2,4 = 11,52 \text{ ton/m} \\ q_{u1} &= 11,52 \text{ ton/m} \times 1,2 = 13,824 \text{ ton/m} \\ q_2 &= 16,8 \times 1,5 \times 2,4 = 58,68 \text{ ton/m} \\ q_{u2} &= 58,68 \text{ ton/m} \times 1,2 = 70,416 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakkannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 201,76 \text{ tm}$$

$$Mu_2 = 729,74 \text{ tm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{8948436759}{0,9 \cdot 2400 \cdot 1415,5^2} = 0,58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 12.352 \cdot 0,58}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0014 < \rho_{\min} = 0,0034$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0034$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 3200 \times 1117,5 = 15466,93 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29 \text{ mm}$

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{per besi}}} = 23,42 \approx 24 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{3200}{24} = 133,3 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 130 mm.

- Penulangan Serat Atas

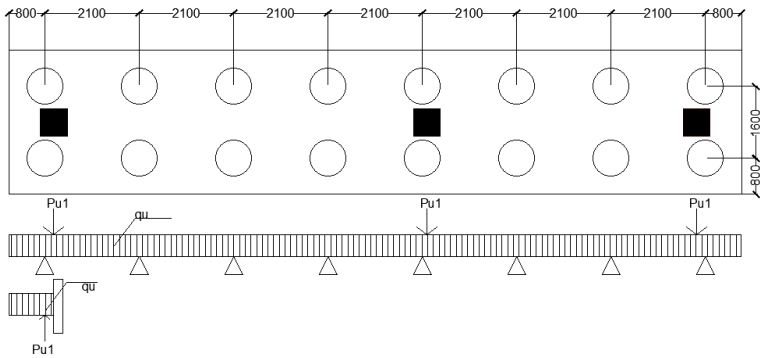
$$As_{\min} = \frac{1}{2} As = \frac{11600,20}{2} = 7733,46 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{per besi}}} = 20,3 \approx 21 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{3200}{16} = 150 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 150 mm

3. Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 7.11 Pembebanan Poer Tipe 2 (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 66,06 \text{ tm}$$

$$Mu_2 = 321,8 \text{ tm}$$

- Penulangan negatif

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{3946072500}{0,9 \cdot 16300 \cdot 1415,5^2} = 0,026$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,026}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,000028$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0034$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 16300 \times 1415,5 = 77170,56 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{Sperbesi}}} = 116,83 \approx 117 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{16300}{117} = 130 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-130 mm.

- Penulangan positif

$$A_{\text{Smin}} = \frac{1}{2} A_s = \frac{77170,57}{2} = 38585,28 \text{ mm}^2$$

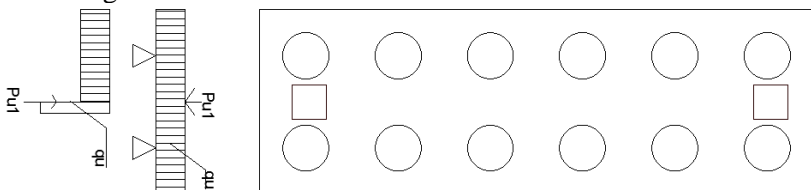
$$n = \frac{A_{\text{Sperlu}}}{A_{\text{Sperbesi}}} = 101,5 \approx 102 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{16300}{102} = 159 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 150 mm

- Penulangan Poer Tipe 3

1. Penulangan Poer Jenis 1 Arah Sumbu X



Gambar 7.12 Pembebanan Poer Kolom Tipe 3 (Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= 176,075 \text{ ton} \\
 P_{\text{Kolom}} &= 2016,27 \text{ ton} \\
 q_1 &= 3,2 \times 1,5 \times 2,4 = 11,52 \text{ ton/m} \\
 q_{u1} &= 11,52 \text{ ton/m} \times 1,2 = 13,824 \text{ ton/m} \\
 q_2 &= 9,6 \times 1,5 \times 2,4 = 34,56 \text{ ton/m} \\
 q_{u2} &= 34,56 \text{ ton/m} \times 1,2 = 41,47 \text{ ton/m}
 \end{aligned}$$

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever yang dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang berkerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 13,15 \text{ tm}$$

$$Mu_2 = -806 \text{ tm}$$

- Penulangan Serat Bawah

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{7906860000}{0,9 \cdot 3200 \cdot 1415,5^2} = 0,219$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,219}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,0005 < \rho_{\min} = 0,0034$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0034$$

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 3200 \times 1117,5 = 15150,05 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29 \text{ mm}$

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{perbesti}}} = 22,93 \approx 24 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{3200}{24} = 139,12 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29 - 130 mm.

- Penulangan Serat Atas

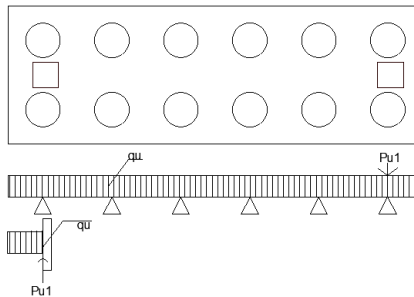
$$A_{smin} = \frac{1}{2} A_s = \frac{15150,05}{2} = 7575,024 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{spertu}}{A_{asperbesi}} = 19,92 \approx 20 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{3200}{20} = 160 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22 - 150 mm

4. Penulangan poer arah sumbu Y



Gambar 7.13 Pembebanan Poer Tipe I (Arah Sumbu Y)

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisa penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada tepi kolom dan beban yang berkerja adalah beban terpusat di tiang pancang yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Sedangkan, kondisi kedua dimana poer dianalisa dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :

$$Mu_1 = 4,41 \text{ tm}$$

$$Mu_2 = 4,42 \text{ tm}$$

- Penulangan negatif

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0034$$

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi b d x^2} = \frac{43360200}{0,9 \cdot 9600 \cdot 1415,5^2} = 0,00088$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{12.352} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12.352 \times 0,026}{420}} \right) =$$

$$\rho = 0,00088$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0034$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho b d = 0,0034 \times 9600 \times 1415,5 = 46400,78 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan $\emptyset 29 \text{ mm}$

$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{besi}}} = 70,24 \approx 71 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{9600}{71} = 130 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D29-130 mm.

- Penulangan positif

$$As_{\min} = \frac{1}{2} As = \frac{46400,78}{2} = 23200,39 \text{ mm}^2$$

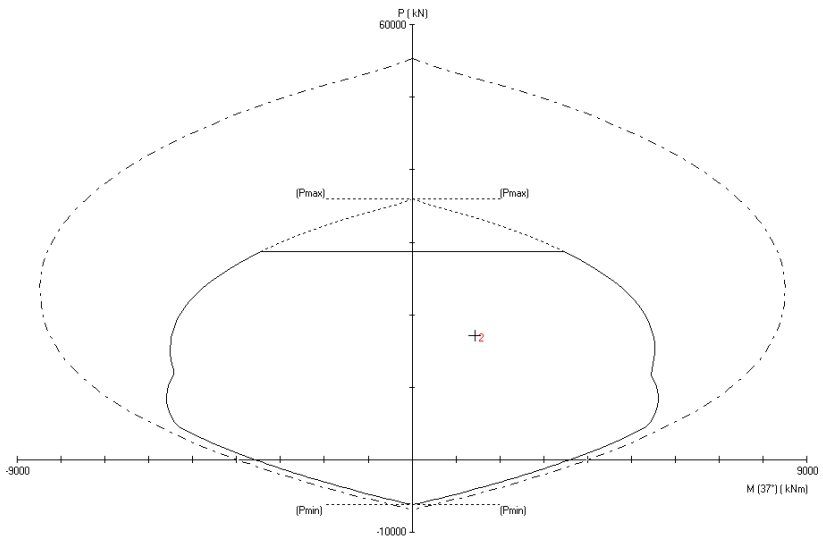
$$n = \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{besi}}} = 61,03 \approx 62 \text{ buah}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{9600}{62} = 154,83 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D22 - 150 mm

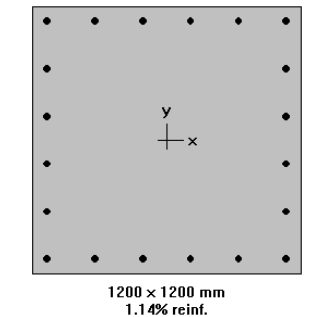
7.4 Penulangan Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 7.14 Diagram Interaksi Kolom 120/120 cm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **20D32**.



Gambar 7.15 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

$$P_{\max} = 17150,09 \text{ kN}$$

$$V_{\max} = 691,23 \text{ kN}$$

$$M_y = 1139,93 \text{ kNm}$$

$$M_x = 859,705 \text{ kNm}$$

Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

$$\phi M_n = 1500,85 \text{ kNm} > M_u = 224.586 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

7.4.1 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,

A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 16084,95 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 12D32, dengan rasio tulangan = 1,24 %.

$$0.01A_g < A_s < 0.06 A_g$$

$$14400 \text{ mm}^2 < 16084,95 \text{ mm}^2 < 86400 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

7.4.2 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 17150,09 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \frac{1}{4} \pi 32^2 = 9828 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,8 \times 0.65 (0,85 \times 40 (1440000 - 9828) + 420 (9828))$$

$$\phi P_n = 31769649,3 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 31769,65 \text{ kN} > P_u = 17150,09 \text{ kN (OK)}$$

Penulangan geser kolom pedestal

$$V_u = 70462,06 \text{ kg}$$

Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \left(1 + \frac{17150091 \text{ N}}{14 \times 1440000}\right) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{40} \times 1200 \times 1121 \\ &= 2624226 \text{ N} \\ &= 267505,291 \text{ kg} \\ \phi V_c &= 0,5 \times 0,75 \times 267505,291 \text{ kg} \\ &= 100314,484 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kontrol geser :

$$V_u \leq \phi V_c$$

$$70462,06 \text{ kg} < 100314,5 \text{ kg (memenuhi)}$$

Dikarenakan $V_u < \phi V_c$ maka tidak perlu tulangan geser, sehingga dipasang tulangan geser praktis $\emptyset 19-200$, sengkang 2 kaki.

7.5 Perencanaan Sloof Pondasi

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

Data perencanaannya sebagai berikut :

Dimensi sloof = 450×650 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa

Tulangan utama = D22

Tulangan sengkang = $\emptyset 13$

Selimut beton = 40 mm

Bentang = 5,1 m

P_U sloof = 2404,2 kN

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diproposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{5100}{20} = 255 \text{ mm} \leq 300 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 850 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

7.5.1 Penulangan lentur sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

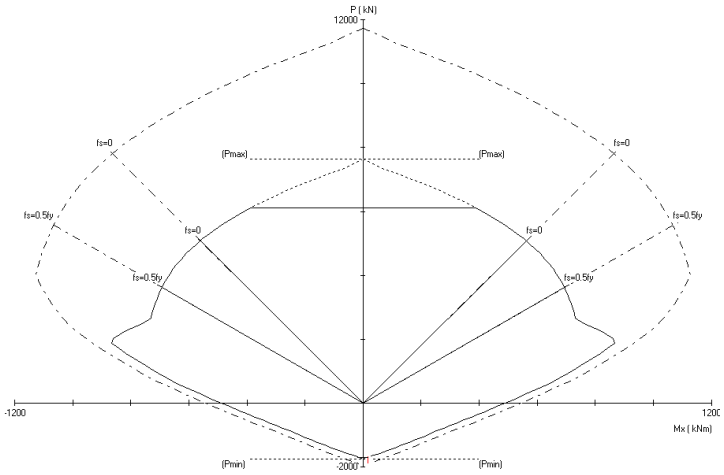
Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_d = 0,45 \times 0,65 \times 2400 = 702 \text{ kg/m}$$

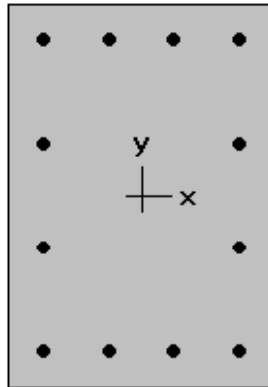
$$q_u = 1,2 \times 702 = 842,4 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\ &= \frac{1}{12} \times 842,4 \times 5,1^2 \\ &= 1971,92 \text{ kgm} = 19,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ sloof} = 1715,01 \text{ kN}$$



Gambar 7. 16 Diagram Interaksi Sloof



450 × 650 mm
1.59% reinf.

Gambar 7. 17 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat :

$$\rho = 0,013$$

Dipasang tulangan = 10 D22 ($A_s = 3096 \text{ mm}^2$)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

$$2 \text{ x selimut beton (c = 40 mm)} = 2 \text{ x } 50 = 100 \text{ mm}$$

$$2 \text{ x sengkang } (\varnothing = 13 \text{ mm}) = 2 \text{ x } 13 = 26 \text{ mm}$$

$$4 \text{ x D22} = 4 \text{ x } 22 = 88 \text{ mm}$$

$$\text{jarak antara } 25 \text{ mm} = \underline{1 \text{ x } 25 = 25 \text{ mm}}$$

$$\text{Total} = 289 \text{ mm}$$

Total lebar < Lebar balok 300 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

7.5.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

$$A_g = 450 \times 650 = 292500 \text{ mm}^2$$

$$d = 650 - 50 - 13 - 22/2 = 576 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{1715009}{14.292500} \right) 1\sqrt{40} \times 450 \times 576$$

$$V_c = 287647,2 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 145367,7 = 290735,4 \text{ N}$$

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 842,4 \cdot 5,1 = 2232,36 \text{ kg} = 21899,45 \text{ N}$$

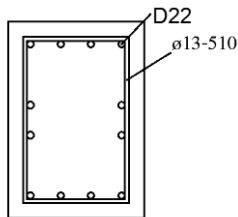
$$\phi V_c > V_u$$

290735,4 N > 21899,45 N (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{576}{2} = 288$
- $s = 510 \text{ mm}$

Dipasang sengkang $\phi 13 - 510 \text{ mm}$.



Gambar 7.18 Penulangan Sloof

7.6 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

$$\text{Diameter kolom} = 800 - 2 \times 120 = 560 \text{ mm}$$

Tebal decking (d') = 50 mm

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 52 Mpa

7.6.1 Kontrol dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

P_u : 200,57 ton = 1966,92 kN

M_u : 7,5 ton = 73,55 kNm

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f'_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$560 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 560/560 = 1 > 0.4$$

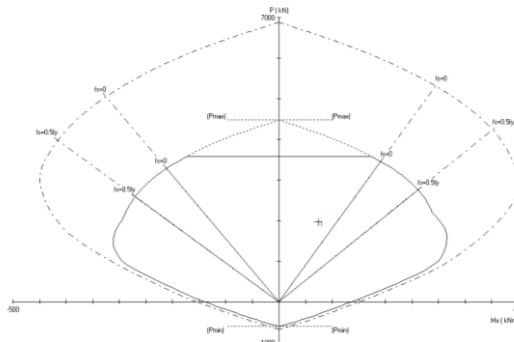
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1438,85 kN

$$1438,85 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{560}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1438,85 \text{ kN} \geq 985,20 \text{ kN (OK)}$$

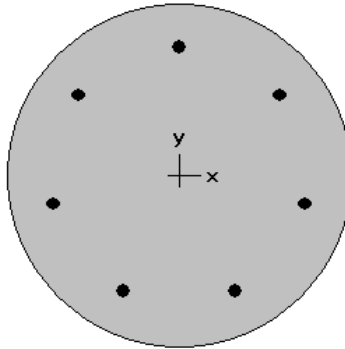
7.6.2 Penulangan longitudinal kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu spColumn, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut:



Gambar 7.19 Diagram Interaksi Kolom Diameter 560 mm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D22**.



560 mm diam.
1.10% reinf.

MATERIAL:

=====

$f'_c = 30 \text{ MPa}$
 $E_c = 25743 \text{ MPa}$
 $f_c = 25.5 \text{ MPa}$
 $\text{Beta1} = 0.83245$
 $f_y = 250 \text{ MPa}$
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$

SECTION:

=====

$A_g = 246301 \text{ mm}^2$
 $I_x = 4.8275e+009 \text{ mm}^4$
 $I_y = 4.8275e+009 \text{ mm}^4$
 $X_o = 0 \text{ mm}$
 $Y_o = 0 \text{ mm}$

REINFORCEMENT:

=====

Gambar 7.20 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

7.6.2.1 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 2709 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 246301 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 7D22, dengan rasio tulangan = 1,10 %.

$$0,01A_g < A_s < 0,06 A_g$$

$$2463,01 \text{ mm}^2 < 2709 \text{ mm}^2 < 14778,06 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

7.6.3 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.1: kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0,85 \phi (0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 1966,92 \text{ kN KN}$$

$$\Phi = 0,7$$

$$A_g = \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{560}{2}\right)^2 = 246301 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 7 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 2709 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,85 \times 0,7 (0,85 \times 40 (246301 - 2709) + 420 (2709))$$

$$\phi P_n = 5714451,4 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 5714,4514 \text{ kN} > P_u = 1966,92 \text{ kN (OK)}$$

7.6.4 Perhitungan tulangan geser

Syarat sengkang spiral $25 \text{ mm} \leq s \leq 75 \text{ mm}$.

$$D_c = 560 - 2 \times 50 - 19 = 441 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 441^2 = 152.745,02 \text{ mm}^2$$

ρ harus memenuhi persyaratan di SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, pasal 10.9.3 dan , diambil nilai yang terbesar dari rumus berikut ini:

$$\rho_s = 0,12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right)$$

$$= 0,12 \times \left(\frac{52}{420} \right)$$

$$= 0,011$$

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,45 \times \left(\frac{246.301}{152.745,02} - 1 \right) \times \frac{40}{420}$$

$$= 0,026 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_s \times A_g$$

$$= 0,026 \times 246301$$

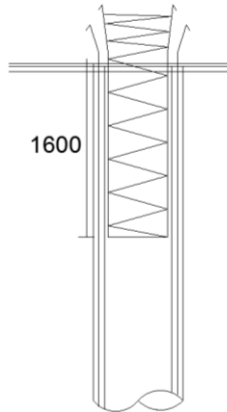
$$= 6403,83 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{\pi/4 \times 19^2 \times 1000}{6403,83}$$

$$= 177 \text{ mm}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 150 mm.



Gambar 7.21 Penulangan Tusuk Konde dan Sengkang Tiang Pancang

BAB VIII

PENUTUP

8.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisa yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
 - a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK, menggunakan tebal pelat 90 mm dengan tulangan M8-200 pada atap serta M8-125 mm pada lantai apartement dengan ketebalan 120 mm
 - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 350x250x8x12, WF 250x175x11x7, dan WF 100x50x7 dan balok anak lantai menggunakan profil WF 400x300x9x14, WF 300x200x9x14, dan WF 100x50x5x7
 - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 450x200x8x12, dan balok pembagi lift menggunakan profil WF 100x50x5x7
 - d. Balok bordes menggunakan profil WF 350x50x6,5x9, balok utama tangga dan balok penumpu menggunakan profil WF 350x150x6,5x9.
2. Analisis ETABS untuk tiga jenis permodelan (Short Link, Intermediate Link, dan Long Link) telah memenuhi kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, kontrol nilai akhir respon spectrum, kontrol simpangan (drift) dan sistem ganda pada struktur yang direncanakan di kota Serui, Papua telah memenuhi syarat.
3. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. Link menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 700x300x15x28 dan WF 600x300x14x23
 - b. Bressing menggunakan WF 400x400x45x70.
 - c. Balok Induk menggunakan profil WF 700x300x15x28 dan WF 600x300x14x23

- d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi Lantai , CFT 800 x 800 x 60, CFT 750x750x60 dan CFT 700x700x60
4. Hasil Perhitungan sambungan.
 - a. Sambungan balok anak lantai dan balok induk menggunakan 6 buah dan 12 buah baut M16 mm A325 dan pelat siku 60x60x6.
 - b. Sambungan bresing menggunakan 6 M22 mm A490 pada badan dengan pelat sambung 10 mm, menggunakan 8M22 mm A490 pada sayap, dan menggunakan 4M22 mm A490 pada plat penyambung dengan pelat siku L.130.130.15 serta menggunakan pelat gusset tebal 5 mm dengan las 5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom,
 - c. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 8M22 mm dan 6M22mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
 - d. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 60 mm
 - e. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000 x 1000 mm dengan ketebalan 80 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.
 5. Hasil Perhitungan struktur bawah
 - a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis cantilever wall.
 - b. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 800 mm dengan mencapai kedalaman -28 m.
 - c. Penulangan poer menggunakan D29-130 mm.
 - d. Dimensi Kolom sebesar 120/120 cm menggunakan jumlah tulangan 20D32 .
 - e. Dimensi sloof sebesar 65/75 cm menggunakan tulangan 8D22.
 - f. Tusuk Konde tiang pancang menggunakan 7D22 dan D19-150

8.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Rangka *Eccentrically Braced Frames* digunakan di Indonesia, terutama wilayah rawan gempa.
2. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- American Institute of Steel Construction 341-10. (2010), *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*. AISC, Inc.
- American Institute of Steel Construction 360-10. (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC, Inc.
- Badan Standardisasi Nasional. (2012). *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. (2015). *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2015)*. Bandung : BSN
- Badan Standardisasi Nasional. (2002). *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)*. Bandung : BSN
- Departemen Pekerjaan Umum, (1987), *Pendoman Perencanaan Pembencanaan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Departemen PU
- Engelhardt, Michael D. 2007. *Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures, 4. Eccentrically Braced Frames, University of Texas at Austin*
- Fam, Amir. 2004. *Concrete-Filled Steel Tubes Subjected to Axial Compression and Lateral Cyclic Loads*
- Hague, Samuel D. 2013 *Eccentrically Braced Steel Frames As A Seismic Force Resisting System*. B.S., Kansas State University.

- Isdarmanu, Marwan. 2006. "Buku Ajar Struktur Baja I". Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- Kazemzadeh. 2016. *A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames*. Turki : *Departement of Civil Engineering, Middle East Technical University*
- McCormac, Jack C. 2011. *Structural Steel Design*. Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey
- Rizqo, Kanavino A. 2018. "Gubernur Sulsel Anggap Pembangunan di Timur Baru Dimulai Era Jokowi". Detikcom, 28 Oktober.
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : PT Pradnya Paramita.
- Wahyudi, Herman .1999 . "Daya Dukung Pondasi Dangkal. Surabaya" : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS

BIODATA PENULIS



Meidias Djasirman

Penulis dilahirkan di California, USA 01 Mei 1997, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD SBI Madania, SMP PIS Madania, SMAI Al-Izhar Pondok Labu. Setelah lulus dari SMAI Al-Izhar Pondok Labu tahun 2015, Penulis mengikuti ujian masuk Program Kemitraan dan Mandiri dan diterima di Departemen Teknik

Sipil FTSLK-ITS pada tahun 2015 dan terdaftar dengan NRP 03111540000137. Penulis pernah aktif dalam organisasi kemahasiswaan dengan mengikuti Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS dan menjabat sebagai Ketua Departemen Minat Bakat periode 2018/2019. Penulis mengambil dibidang studi struktur dengan judul tugas akhir ”

PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN MID AVENUE 88 MENGGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA”

Email : diasdjasirman@yahoo.com

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN

REKAP HASIL TEST

KLIEN Ir. IRWAN
PROYEK JEMBATAN
LOKASI SERUI, PAPUA

TITIK
MASTER BOR
TANGGAL

BH-1
P. HARNO, ST
22 NOPEMBER 2012

DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.598	1.298	100.000	49.96	56.48	1.695	1.131	1.695	*	*	*
-6.00	2.604	1.237	100.000	47.50	55.30	1.717	1.164	1.717	*	*	*
-9.00	2.674	1.018	100.000	38.07	50.45	1.830	1.325	1.830	*	*	*
-12.00	2.631	0.879	100.000	33.41	46.78	1.868	1.400	1.868	*	*	*
-15.00	2.654	0.798	100.000	30.07	44.38	1.920	1.476	1.920	*	*	*
-18.00	2.648	0.754	100.000	28.47	42.99	1.940	1.510	1.940	*	*	*
-21.00	2.683	0.697	100.000	25.98	41.07	1.992	1.581	1.992	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-3.00	0.00	29.14	70.86	71.27	32.55	38.72	0	*	0.125	
-6.00	0.00	14.70	85.30	70.99	33.56	37.43	0	*	0.176	
-9.00	1.90	24.53	73.57	41.66	27.65	14.01	0	*	1.262	
-12.00	8.00	59.24	32.76	43.48	28.64	14.84	0	*	1.300	
-15.00	7.90	33.50	58.60	43.44	29.24	14.20	0	*	1.970	
-18.00	21.17	63.70	15.13	NP	NP	NP	37	0	*	
-21.00	29.70	56.27	14.03	NP	NP	NP	37	0	*	

REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	ϕ	= Angle of internal friction (degree)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C	= Cohesion (kg/cm ²)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	Cu	= Cohesion Undrained (kg/cm ²)
Gs	= Specific Gravity	W _c	= 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/cm ²)				
Cc	= Compression Index				
Cv	= Compression of Consolidation (cm ² /det)				
*	= Not test				

REKAP HASIL TEST

KLIEN Ir. IRWAN
PROYEK DERMAGA
LOKASI SERUI, PAPUA

TITIK
MASTER BOR
TANGGAL

BH-1
P. HARNO, ST
22 NOPEMBER 2012

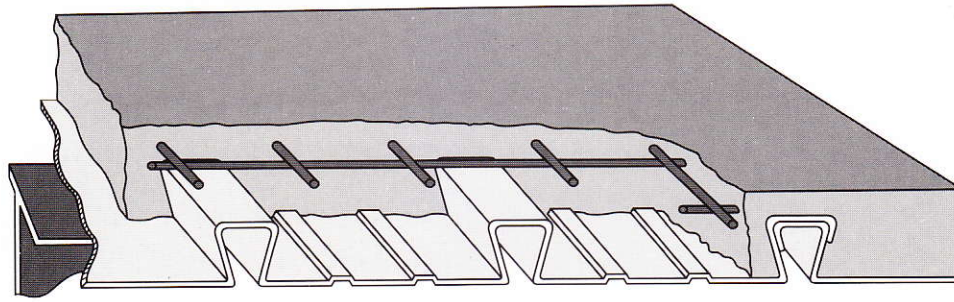
DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRI								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-3.00	2.567	0.847	100.000	33.00	45.86	1.848	1.390	1.848	*	*	*
-6.00	2.645	0.948	100.000	35.84	48.67	1.844	1.358	1.844	*	*	*
-9.00	2.627	0.864	100.000	32.89	46.35	1.873	1.409	1.873	*	*	*
-12.00	2.635	0.945	100.000	35.86	48.59	1.841	1.355	1.841	*	*	*
-15.00	2.537	1.025	100.000	40.40	50.62	1.759	1.253	1.759	*	*	*
-18.00	2.627	0.948	100.000	36.09	48.67	1.835	1.349	1.835	*	*	*
-21.00	2.648	0.749	100.000	28.29	42.82	1.942	1.514	1.942	*	*	*
-24.00	2.653	0.835	100.000	31.47	45.50	1.901	1.446	1.901	*	*	*
-27.00	2.664	0.799	100.000	29.99	44.41	1.925	1.481	1.925	*	*	*
-30.00	2.672	0.816	100.000	30.54	44.93	1.921	1.471	1.921	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-3.00	2.87	31.48	65.65	34.65	28.64	6.01	35	0	*	
-6.00	20.90	56.96	22.14	NP	NP	NP	36	0	*	
-9.00	21.00	54.50	24.50	NP	NP	NP	35	0	*	
-12.00	0.00	23.80	76.20	35.14	27.34	7.80	0	*	1.125	
-15.00	0.00	34.29	65.71	39.21	28.44	10.77	0	*	1.263	
-18.00	0.00	32.44	67.56	36.09	28.37	7.72	0	*	1.350	
-21.00	0.00	35.43	64.57	43.83	28.49	15.34	0	*	1.150	
-24.00	0.00	20.27	79.73	42.70	28.14	14.56	0	*	1.010	
-27.00	35.50	57.30	7.20	NP	NP	NP	36	0	*	
-30.00	40.60	45.40	14.00	NP	NP	NP	37	0	*	

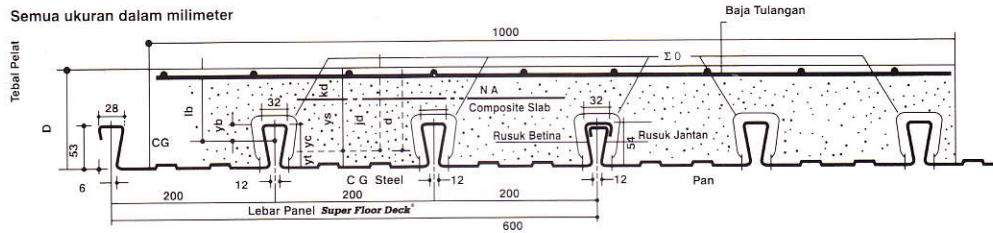
REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	ϕ	= Angle of internal friction (degree)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C	= Cohesion (kg/cm ²)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	Cu	= Cohesion Undrained (kg/cm ²)
Gs	= Specific Gravity	W _c	= 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/cm ²)				
Cc	= Compression Index				
Cv	= Compression of Consolidation (cm ² /det)				
*	= Not test				

Super Floor Deck®



PERENCANAAN: Plat Lantai Komposit



Tabel Perencanaan Praktis

Tabel Perencanaan Praktis berikut ini bisa membantu dalam perencanaan penggunaan **Super Floor Deck®** untuk suatu bangunan antara lain:

- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat mm	Berat per setuan luas kg / m ²	Luas penampang mm ²	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie 10 ⁸ x mm ⁴	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc mm	Yt mm	I _p 10 ⁴ x mm ⁴	Z _{pc} 10 ³ x mm ³	Z _{pt} 10 ³ x mm ³	I _n 10 ⁴ x mm ⁴	Z _{nc} 10 ³ x mm ³	Z _{nt} 10 ³ x mm ³		10 mm perletakan 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	max KN	10 mm perletakan 10 mm Of Bearing KN	Pertambahan per 10 mm Incrern, Per 10 mm KN	Max KN
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : I_p = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif

Z_{nc} = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)

Ie = momen inersia ekuivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus

Notes

I_n = idem untuk daerah momen negatif

Z_{pc} = idem, puncak rusuk, dalam daerah momen positif (tegangan tekan)

I_p = I_p (1.26 - 0.26 I_p)

Z_{nt} = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

Z_{pt} = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

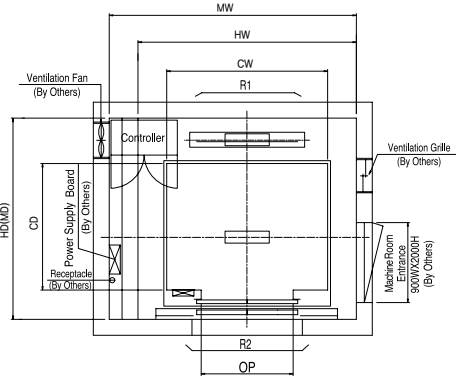
Super Floor Deck® 0.75 MM	BENTANG TUNJANG TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT							BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																						
	BEAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000															
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF REINF. DEPTH CM															
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65		
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.00	
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65	
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04
	2.50	9	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33	
	3.00	10	10	10	11	12	13		9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75			
	3.25	11	11	11	12	13	14		10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12			
	3.50	12	12	12	12	13	15		11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51			
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	3.75	13	13	13	13	14		11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81						
	4.00	14	14	14	14	15		12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.99	14	4.93	15	5.17						
	4.50							13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53								13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95							
5.00							15	6.20	15	7.27	15	8.90										15	4.90	15	5.73	15	6.58										

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

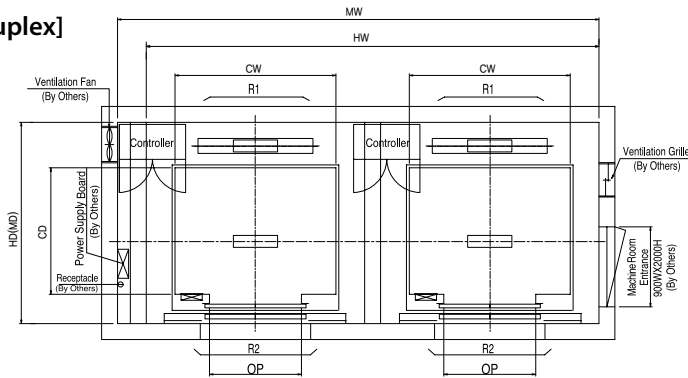
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

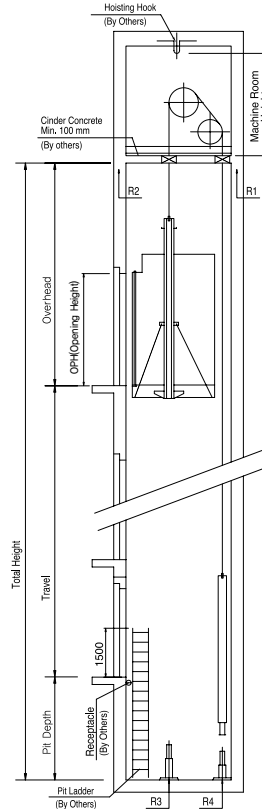
[Simplex]



[Duplex]



I Hoistway Section



I Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			4500
	1.5	450~1000	Travel≤100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			4500
	1.75	450~1000	Travel≤100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			4500
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1365	Travel≤100	4300			4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			4500
	1.5	410~1025	Travel≤100	4400	1450	2300	3000
		1365	Travel≤100	4400			4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			4500
	1.75	410~1025	Travel≤100	4500	1600	2300	3000
		1365	Travel≤100	4500			4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			4500
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			5300			

Technical Data

I Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Opening Width (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		10200	7000	10950	8700
2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300						

[EN Code]

1.0	6	450	700	1150	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	3600	2000	3800	3150
	7	525	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	8	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	9	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	10	800	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	12	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	13	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	16	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	18	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	21	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		10200	7000	10950	8700
2150			1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300						

[Malaysia]

1.0	6	410	800	1400	830	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	545	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	615	800	1400	1150	1800	1800	3750	1800	1800	1800	3750	1800	4100	2500	4700	3450
	10	685	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	885	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1025	900	1600	1550	2000	2200	4150	2200	2000	2200	4150	2200	5450	4300	6600	4700
	17	1160	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

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'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

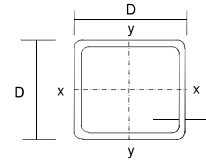
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
 Diameter 7 mm with 150 mm spacing
 Area 2.57 cm²/m'

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

SUPER HOT COLUMNS

Super Hot Columns**Submerged arc welded steel tubes**

Designation	Mass	Area	Second	Radius	Elastic	Plastic	Torsional		Surface	
Size	Per	Of	Moment	Of	Modulus	Modulus	Constant		Area	
D	Metre	Section	Of Inertia	Gyration	Z	S	J	C	Per Metre	
D	t	A	I	r	Z	S	J	C		
mm	mm	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	m ² /m	
450x450	25	321	409	120600	17.2	5359	6427	197700	8088	1.71
	28	355	452	131200	17.0	5830	7047	217300	8813	1.70
	32	399	509	144100	16.8	6404	7826	242000	9707	1.69
500x500	25	360	459	169400	19.2	6778	8074	275300	10220	1.91
	28	399	508	184900	19.1	7396	8874	303300	11160	1.90
	32	450	573	204000	18.9	8161	9886	338900	12340	1.89
	36	498	635	221500	18.7	8860	10840	372500	13430	1.88
550x550	25	399	509	230000	21.3	8362	9909	371000	12590	2.11
	28	443	564	251600	21.1	9149	10910	409400	13790	2.10
	32	500	637	278600	20.9	10130	12190	458600	15300	2.09
	36	555	707	303500	20.7	11040	13400	505400	16700	2.08
	40	608	775	326500	20.5	11870	14540	549800	18000	2.06
600x600	25	439	559	303400	23.3	10110	11930	486600	15220	2.31
	28	487	620	332700	23.2	11090	13160	537700	16700	2.30
	32	550	701	369400	23.0	12310	14730	603400	18570	2.29
	36	611	779	403700	22.8	13460	16220	666300	20330	2.28
	40	671	855	435500	22.6	14520	17640	726400	21970	2.26
	45	743	947	472000	22.3	15730	19320	797600	23880	2.25
	50	813	1036	504900	22.1	16830	20880	864200	25610	2.23
650x650	25	478	609	391000	25.3	12030	14140	623900	18100	2.51
	28	531	676	429500	25.2	13220	15620	690300	19890	2.50
	32	600	765	478100	25.0	14710	17510	775900	22170	2.49
	36	668	851	523700	24.8	16110	19320	858200	24320	2.48
	40	734	935	566400	24.6	17430	21050	937200	26340	2.46
	45	814	1037	615900	24.4	18950	23100	1031000	28700	2.45
	50	891	1136	661000	24.1	20340	25030	1120000	30880	2.43
	60	1040	1323	739100	23.6	22740	28530	1282000	34720	2.39
700x700	25	517	659	494100	27.4	14120	16540	784900	21220	2.71
	28	575	732	543500	27.2	15530	18280	869200	23360	2.70
	32	651	829	606200	27.0	17320	20530	978300	26080	2.69
	36	724	923	665400	26.9	19010	22670	1084000	28660	2.68
	40	797	1015	721200	26.7	20610	24760	1185000	31110	2.66
	45	885	1127	786300	26.4	22470	27220	1307000	33980	2.65
	50	970	1236	846300	26.2	24180	29560	1422000	36650	2.63
	60	1130	1443	951700	25.7	27190	33830	1635000	41410	2.59
750x750	25	556	709	613800	29.4	16370	19120	971300	24600	2.91
	28	619	788	676000	29.3	18030	21160	1077000	27110	2.90
	32	701	893	755300	29.1	20140	23790	1213000	30320	2.89
	36	781	995	830600	28.9	22150	26320	1345000	33370	2.88
	40	859	1095	901900	28.7	24050	28760	1473000	36280	2.86
	45	955	1217	985500	28.5	26280	31680	1627000	39710	2.85
	50	1050	1336	1063000	28.2	28350	34460	1774000	42920	2.83
	60	1230	1563	1202000	27.7	32040	39590	2046000	48700	2.79
800x800	25	596	759	751500	31.5	18790	31900	1185000	28220	3.11
	28	663	844	828500	31.3	20710	34250	1315000	31140	3.10
	32	751	957	927100	31.1	23180	37290	1483000	34870	3.09
	36	837	1067	1021000	30.9	25530	40230	1646000	38440	3.08
	40	922	1175	1110000	30.7	27760	43070	1804000	41840	3.06
	45	1030	1307	1216000	30.5	30400	46480	1995000	45880	3.05
	50	1130	1436	1314000	30.3	32860	49740	2178000	49680	3.03
	60	1320	1683	1492000	29.8	37290	57900	2521000	56590	2.99

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT



Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

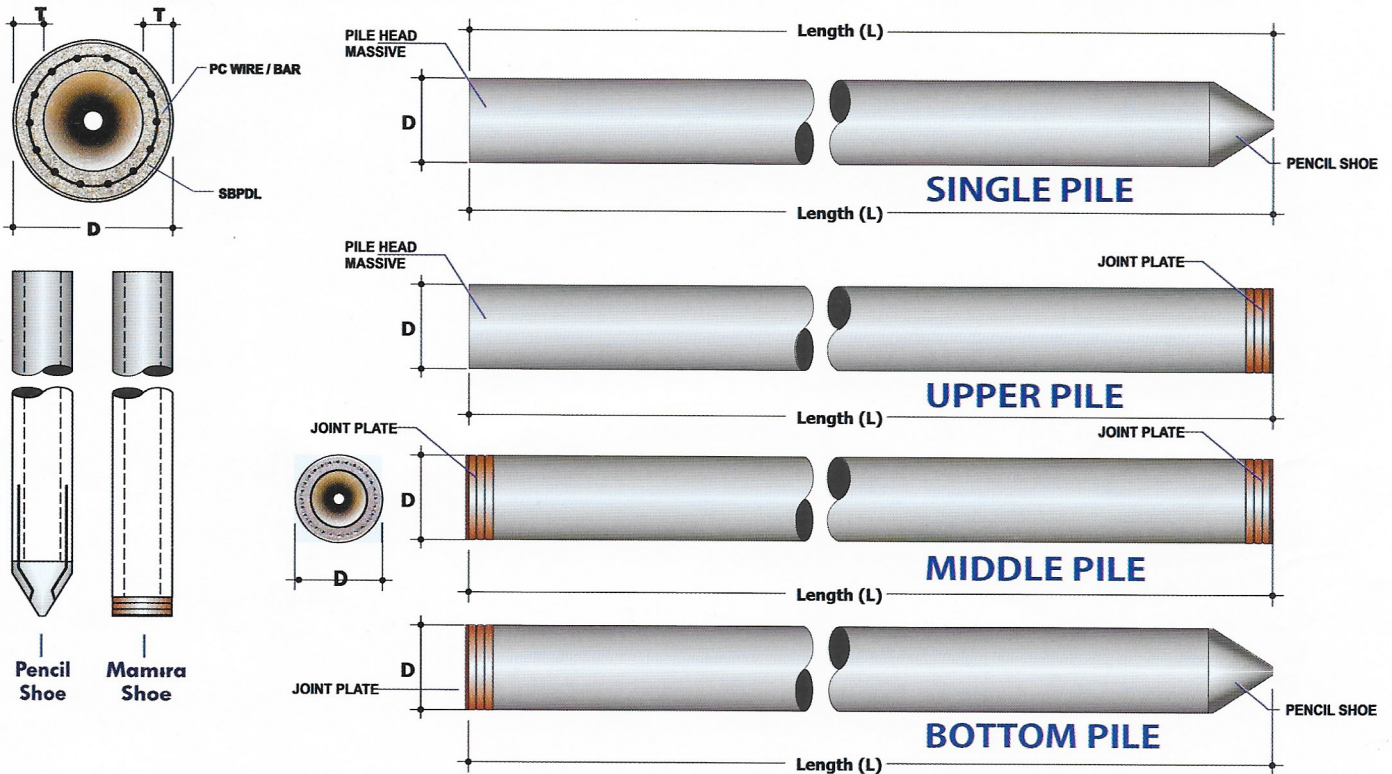
Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987
ACI 543 - 00

SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code

Shape and Dimension

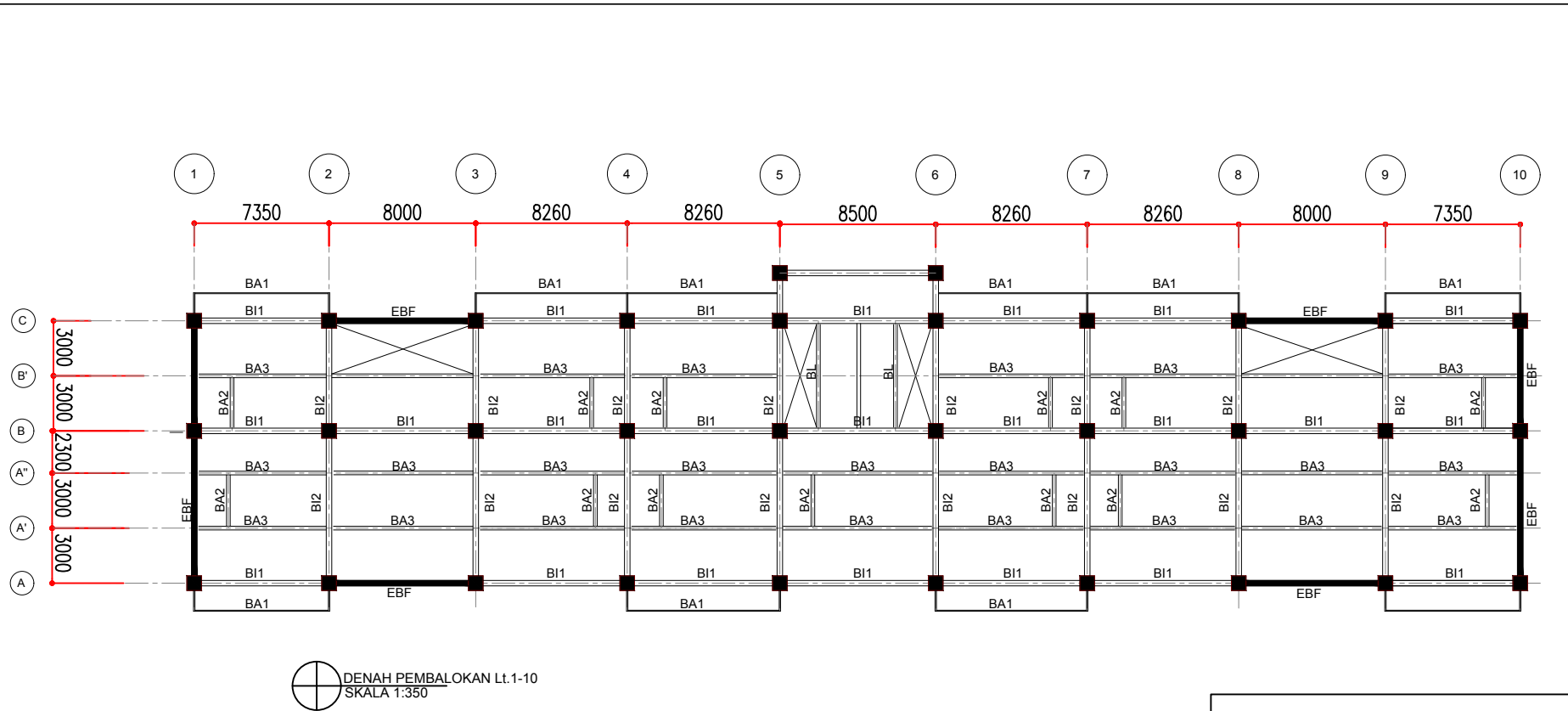


Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

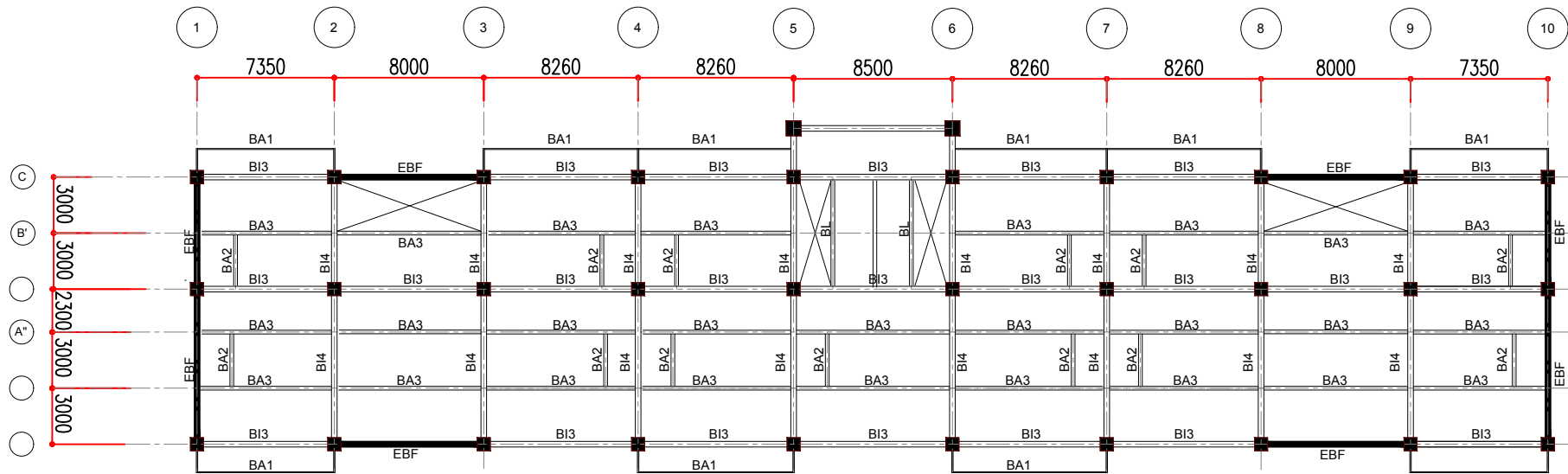
Classification


Outside Diameter D	Wall Thickness T	Class	Concrete Cross Section	Unit Weight	Length L	Bending Moment		Allowable Axial Load
						Crack	Ultimate	
(mm)	(mm)		(cm ²)	(kg/m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	(ton)
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1.159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1.571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2.564	641	6 - 24	40.00	60.00	412.00
		A2				45.00	67.50	408.20
		A3				49.00	73.50	400.70
		B				55.00	99.00	385.20
		C				65.00	130.00	373.10
1000	140	A1	3.782	946	6 - 24	75.00	112.50	614.40
		A2				81.00	121.50	606.40
		A3				95.00	142.50	589.30
		B				105.00	189.00	571.20
		C				120.00	240.00	555.70
1200	150	A1	4.948	1.237	6 - 24	120.00	180.00	759.10
		A2				134.00	201.00	791.10
		A3				156.00	234.00	768.00
		B				170.00	306.00	736.70
		C				200.00	400.00	718.20




Keterangan
 BI1 = WF 700 x300x15x28
 BI2= WF 700 x300x15x28
 BA1 = WF 250x175x11x17
 BA2 = WF 100x50x5x7
 BA3 = WF 400x300x13x8

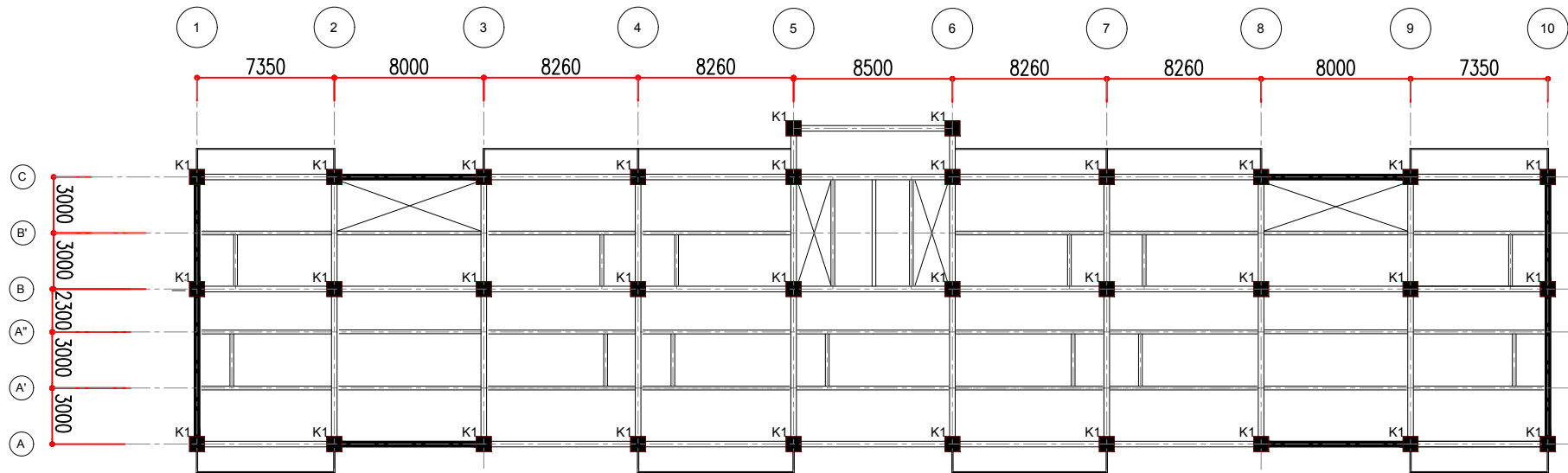
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PEMBALOKAN	1 : 350	1	26





 DENAH PEMBALOKAN Lt.11-20
 SKALA 1:300


Keterangan
 BI 3 = WF 600 x300x14x23
 BI 4 = WF 600 x300x14x23
 BA1 = WF 250x175x11x17
 BA2 = WF 100x50x5x7
 BA3 = WF 400x300x13x8

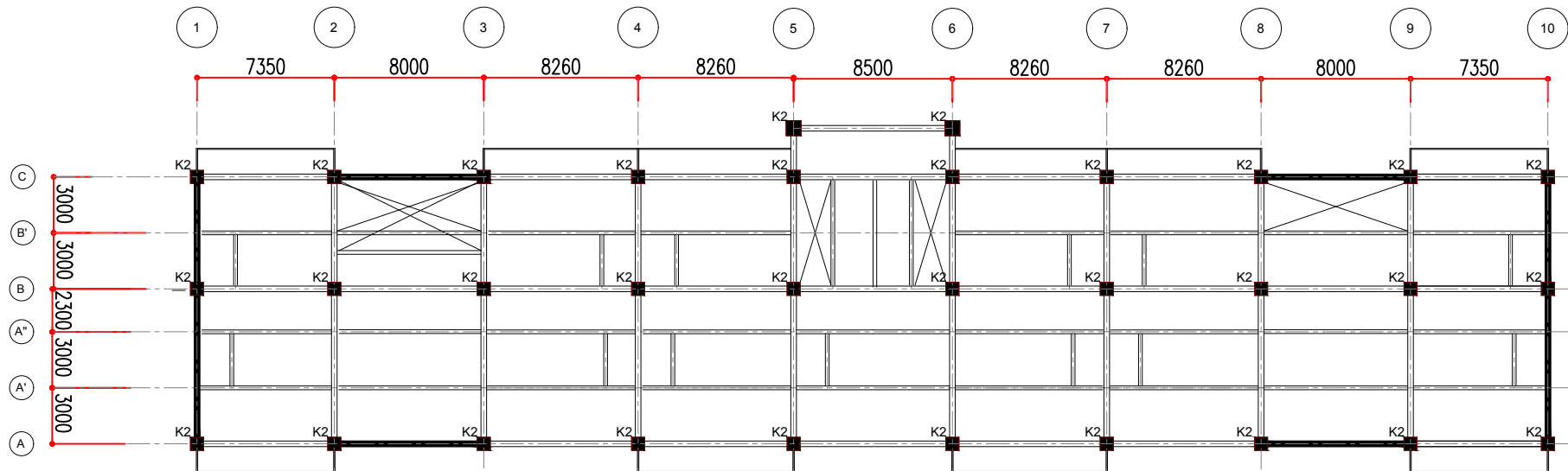
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PEMBALOKAN	1 : 350	2	26





 DENAH KOLOM 1-10
 SKALA 1:300


Keterangan
K1 = CFT 800x800x60

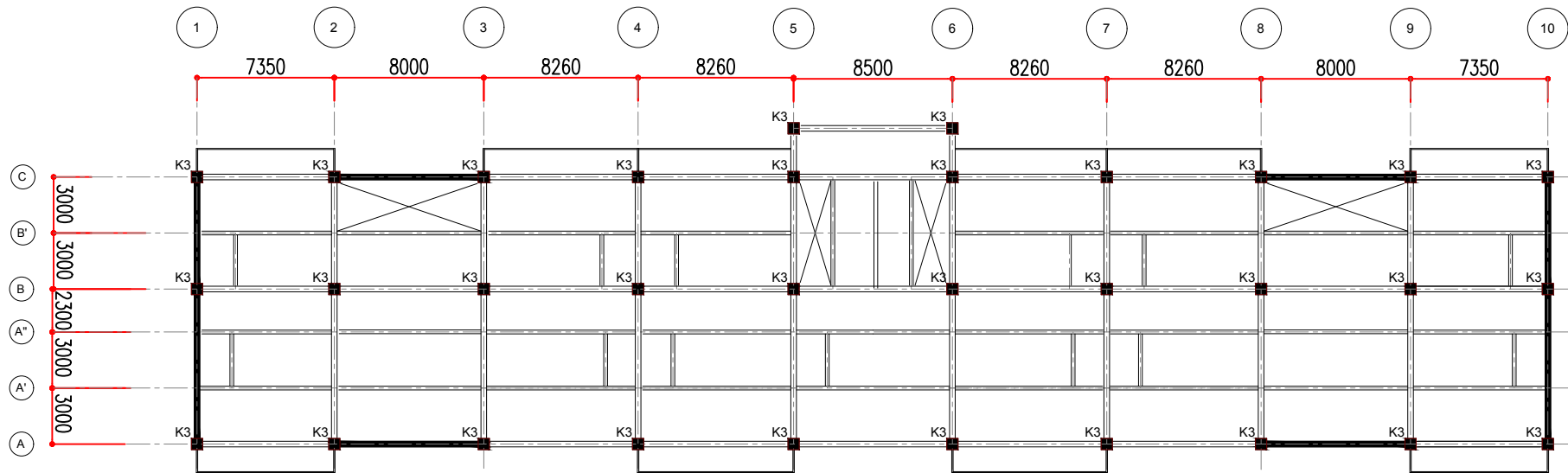
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PEMBALOKAN	1 : 350	3	26





 DENAH KOLOM 11-20
 SKALA 1:300

Keterangan
 K2 = CFT 750x750x60

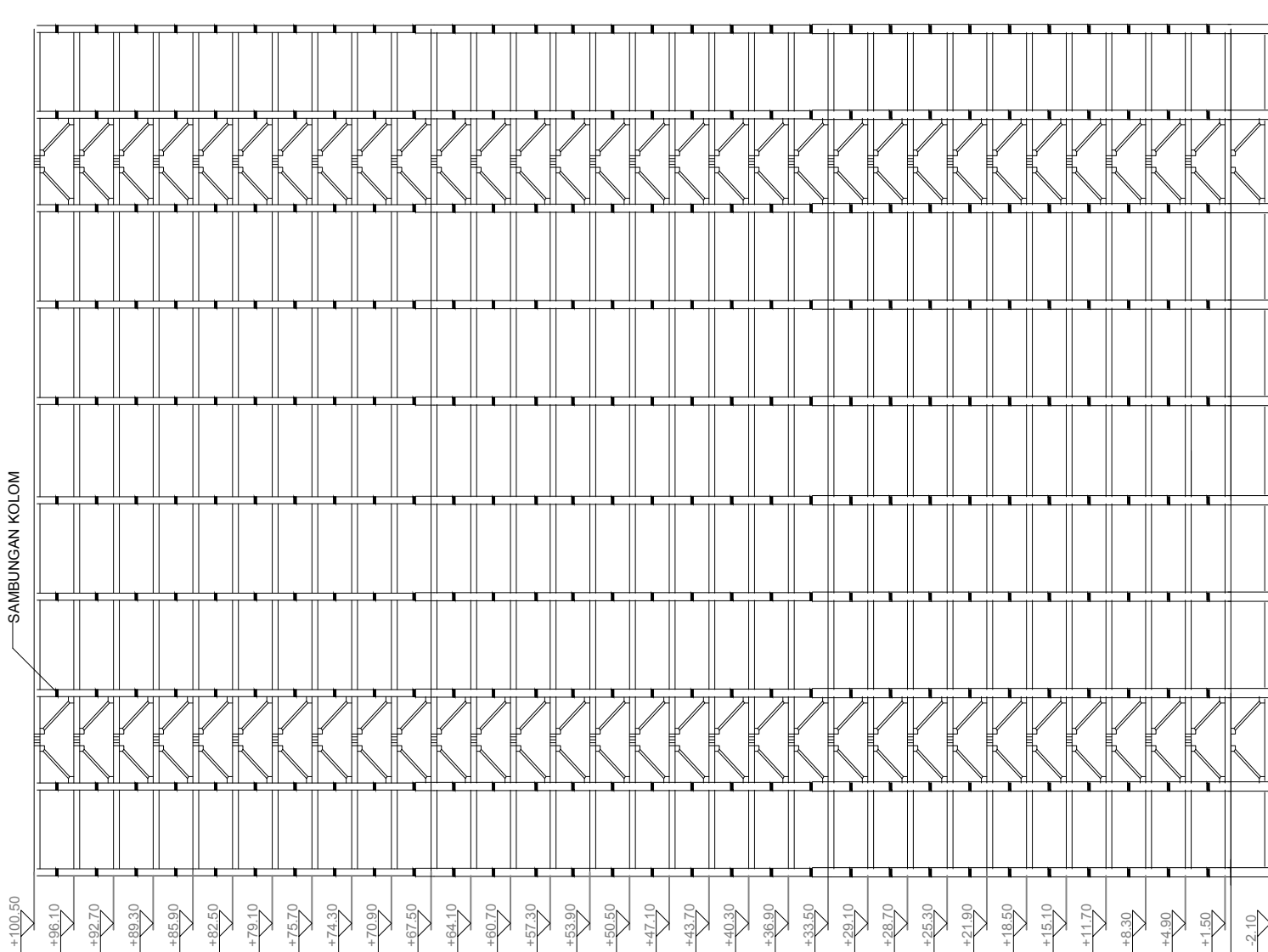
	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PEMBALOKAN	1 : 350	4	26




 DENAH KOLOM 21-30
 SKALA 1:300

Keterangan
K3 = CFT 700x700x60

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PEMBALOKAN	1 : 350	5	26



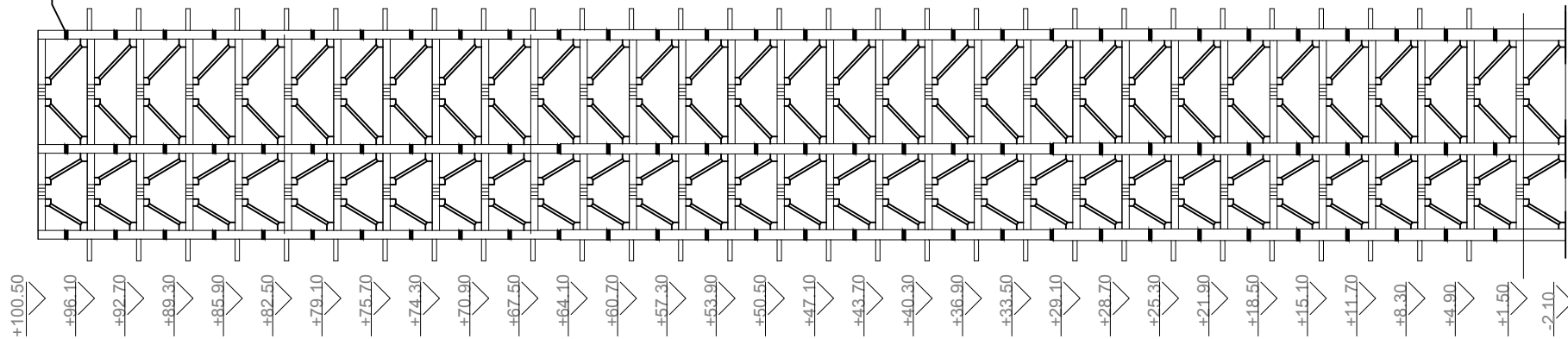
TAMPAK DEPAN
SKALA 1:550



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	TAMPAK DEPAN	1:550	6	26

SAMBUNGAN KOLOM



TAMPAK SAMPING
SKALA 1:450



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

TAMPAK SAMPING

SKALA

1:450

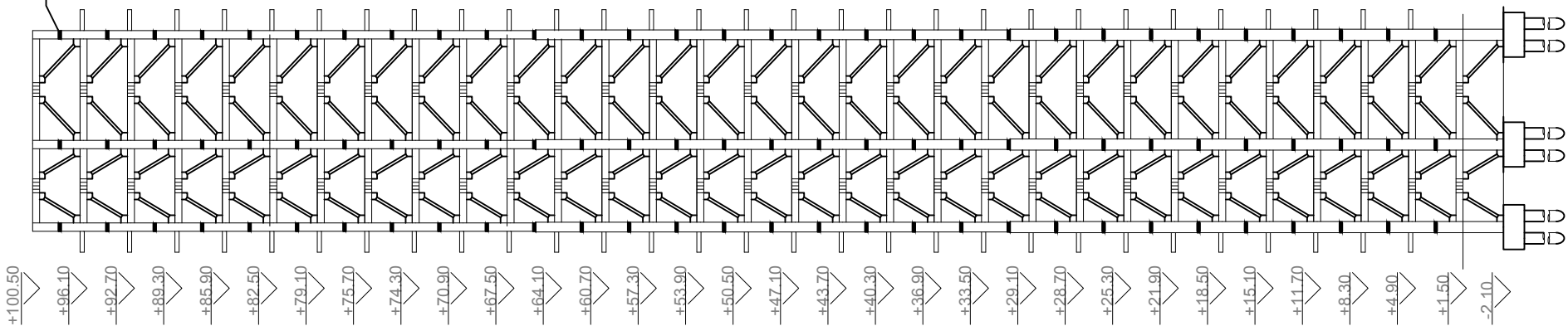
NO.LEMBAR

7

JML.LEMBAR

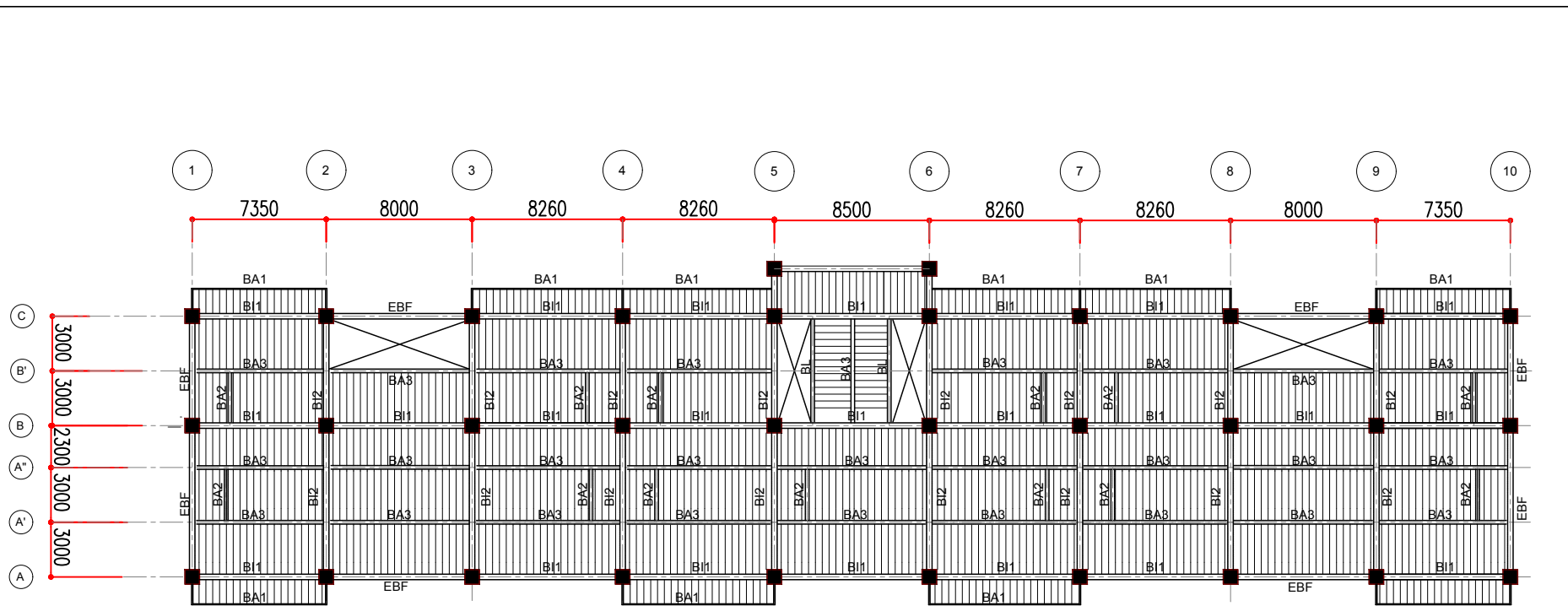
26

SAMBUNGAN KOLOM



POTONGAN MELINTANG
SKALA 1:450

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO. LEMBAR	JML. LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	POTONGAN MELINTANG	1:450	7	26



DENAH BONDEK
SKALA 1:350



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA
MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

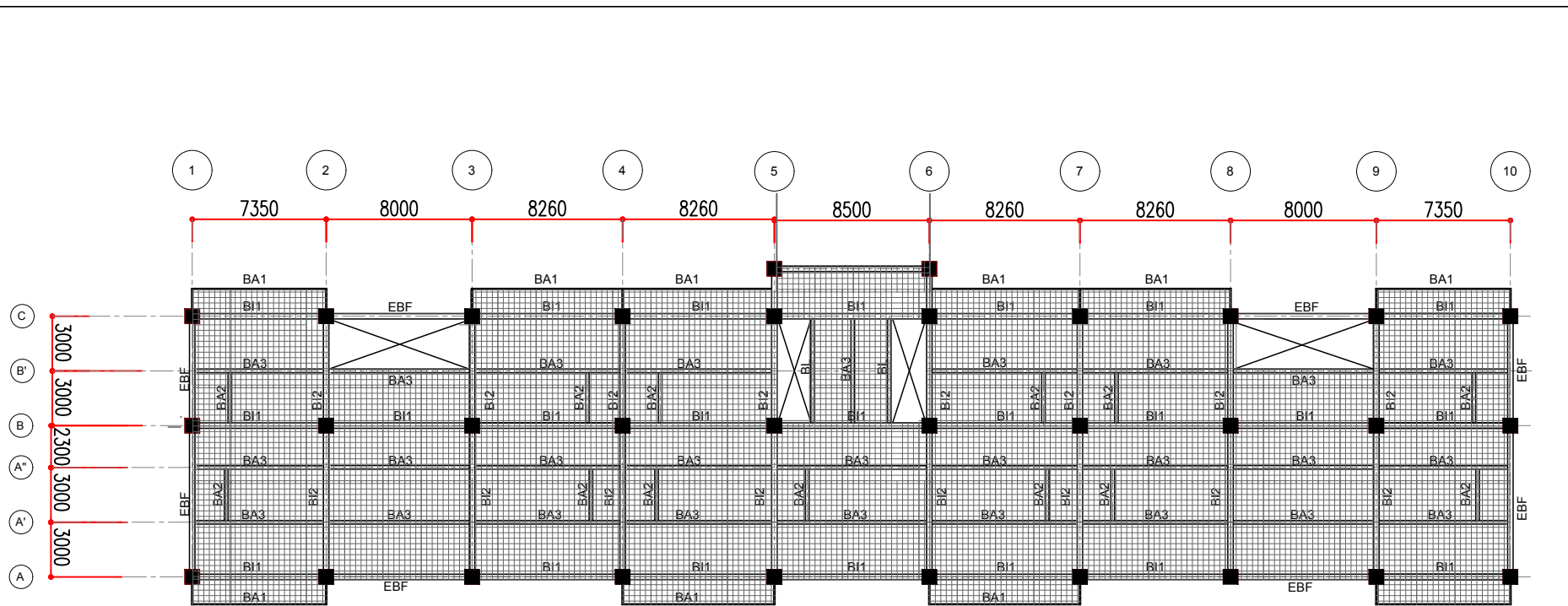
DOSEN PEMBIMBING
BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR
DENAH BONDEK

SKALA
1 : 350

NO.LEMBAR
10

JML.LEMBAR
26



DENAH WIREMESH
SKALA 1:350



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA
MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

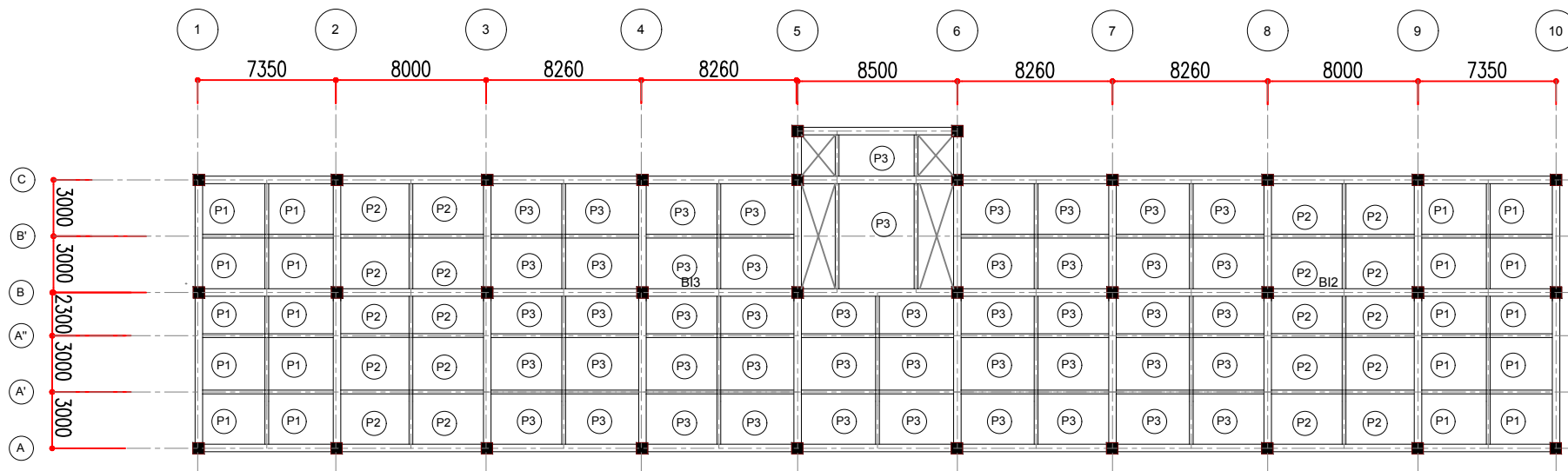
DOSEN PEMBIMBING
BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR
DENAH WIREMESH

SKALA
1 : 350

NO.LEMBAR
11

JML.LEMBAR
26



DENAH PLAT BASEMENT
SKALA 1:350



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH PLAT BASEMENT

SKALA

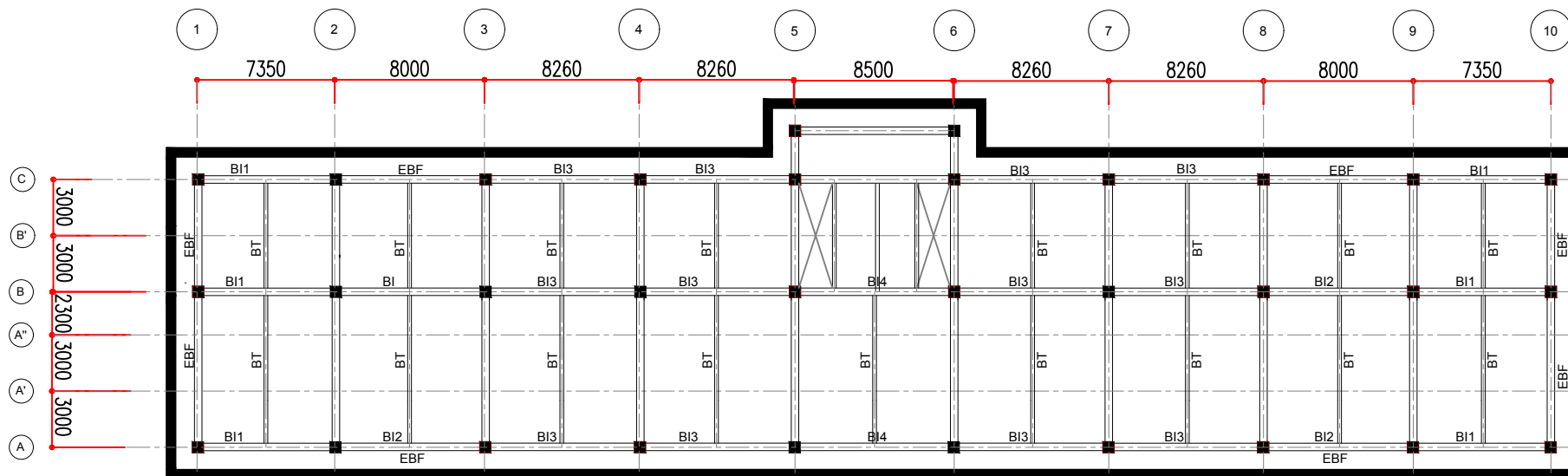
1 : 350

NO.LEMBAR

12

JML.LEMBAR

26



DENAH LANTAI DASAR
SKALA 1:350



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH LANTAI DASAR

SKALA

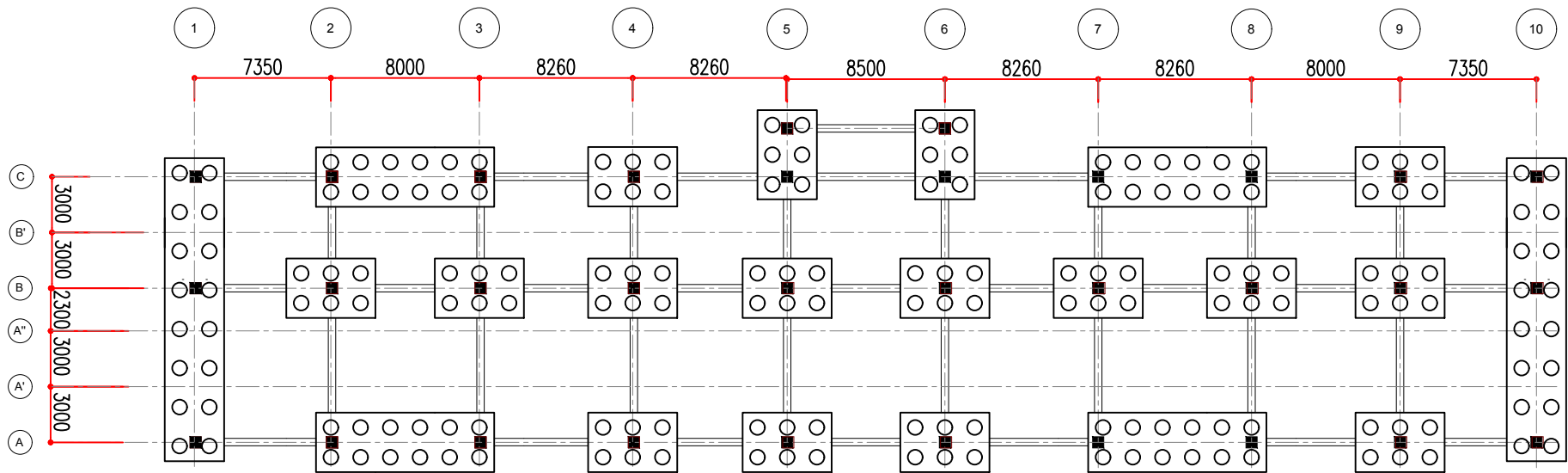
1 : 350

NO.LEMBAR


13

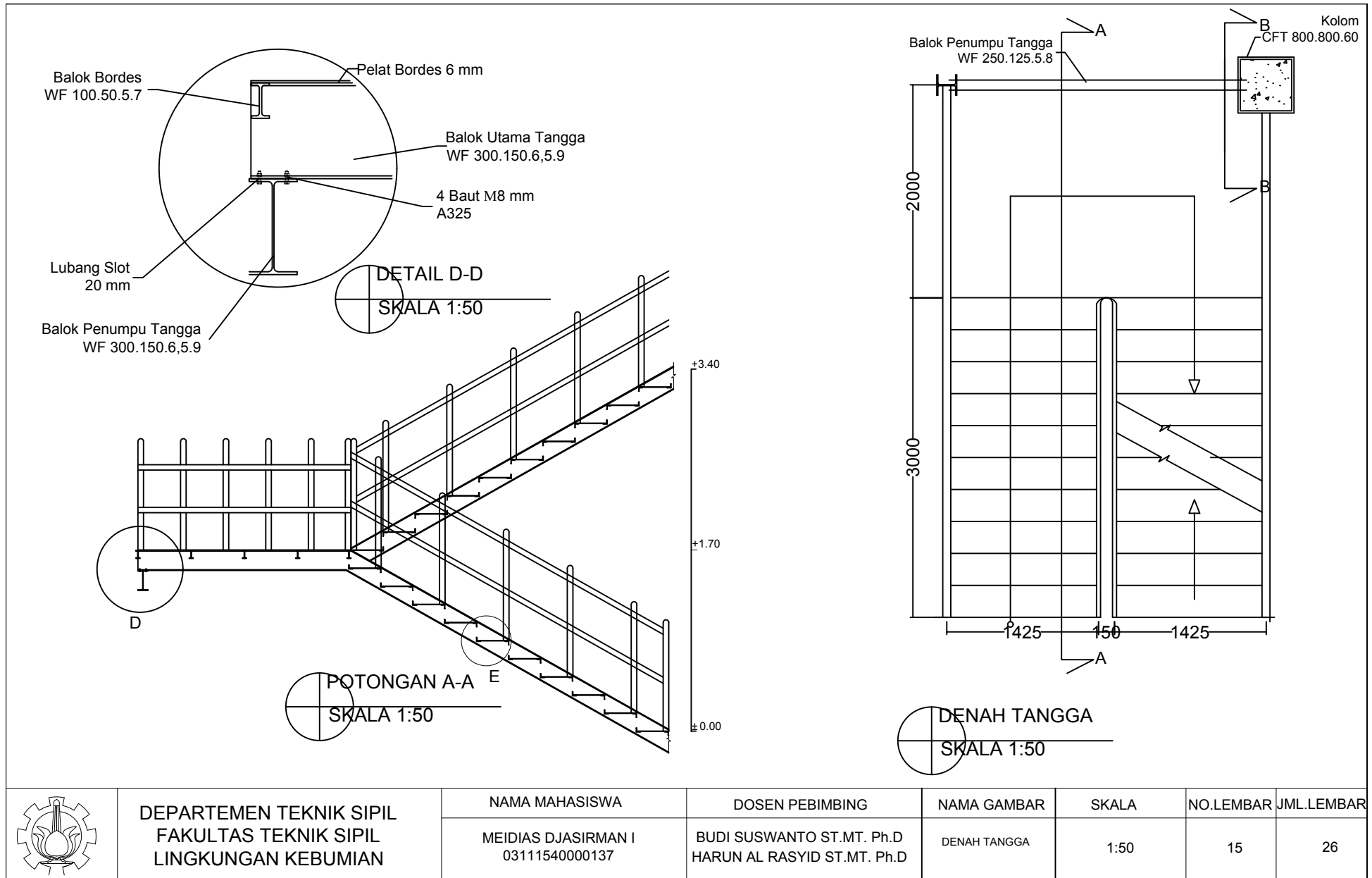
JML.LEMBAR

26



DENAH PONDASI
SKALA 1:350

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 03111540000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DENAH PONDASI	1 : 350	14	26



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL
 LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
 0311154000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
 HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH TANGGA

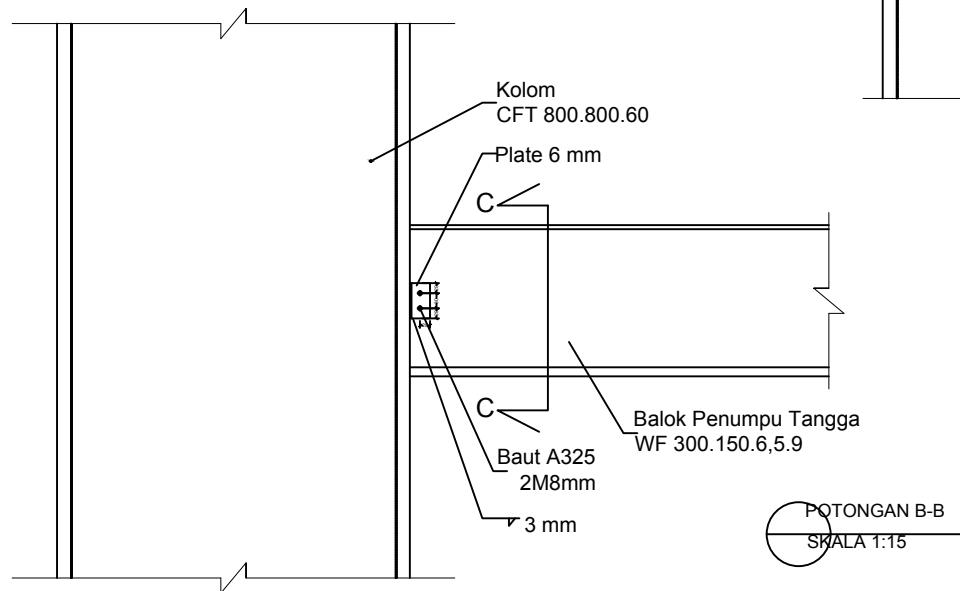
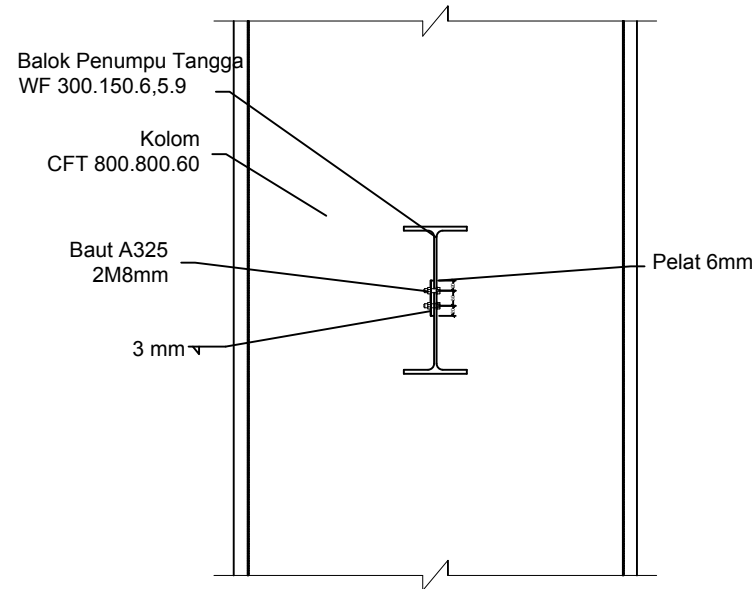
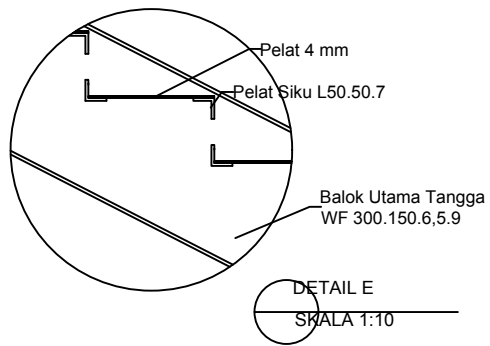
SKALA

1:50

NO.LEMBAR JML.LEMBAR

15

26



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DETAIL TANGGA

SKALA

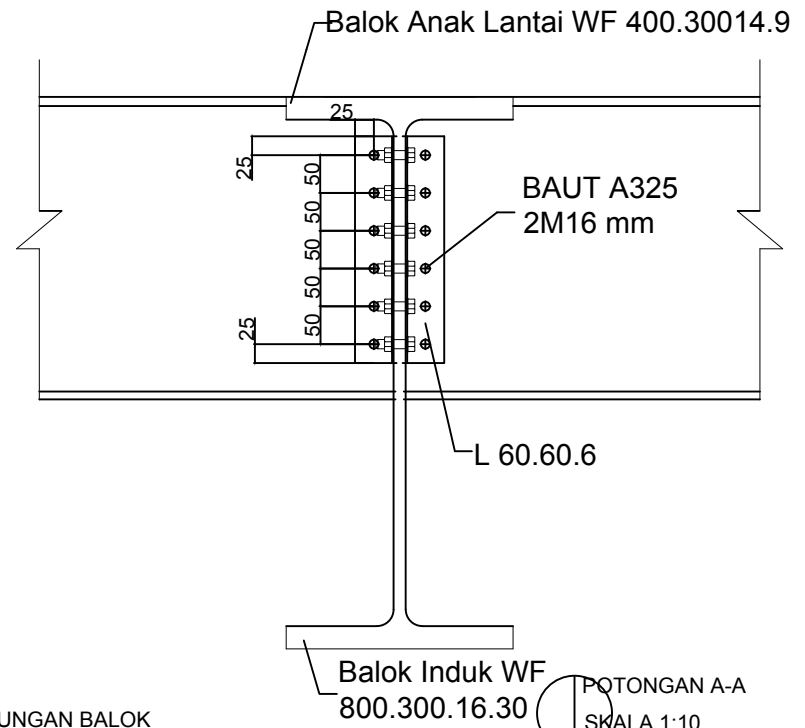
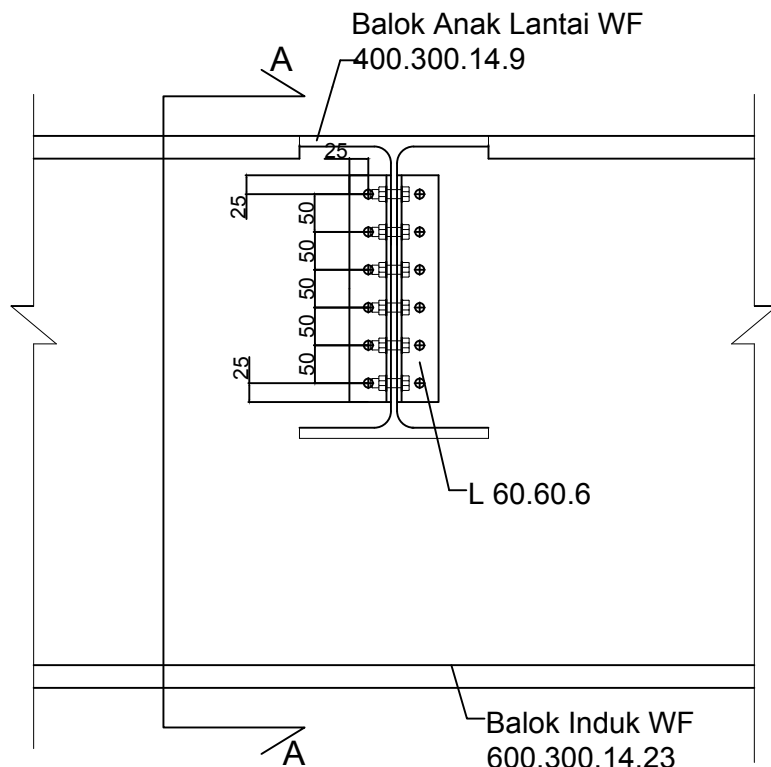
1:15

NO.LEMBAR

16

JML.LEMBAR

26



SAMBUNGAN BALOK
SKALA 1:10



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
0311154000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

SAMBUNGAN BALOK

SKALA

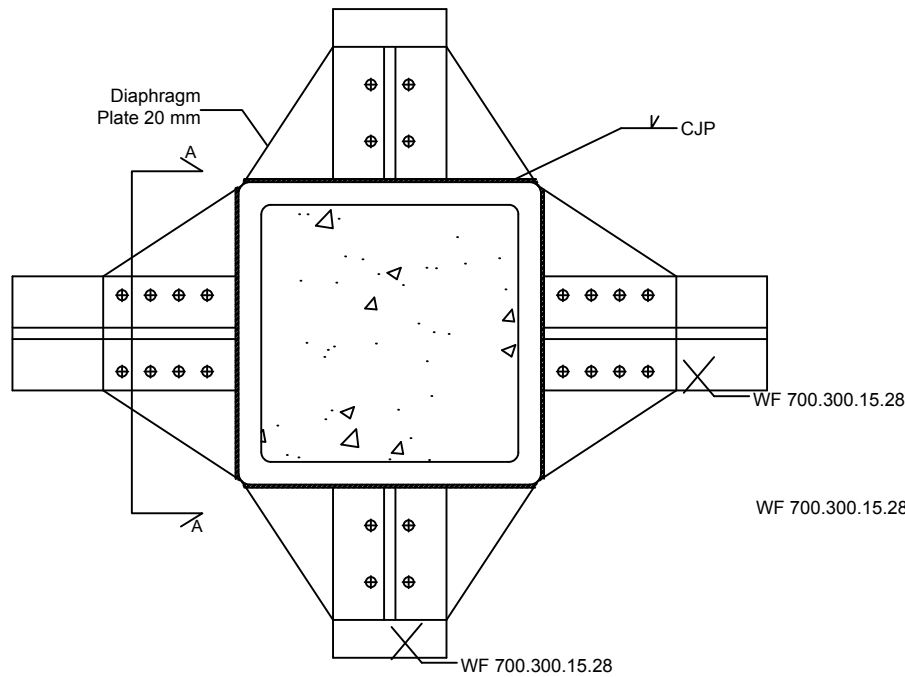
1:10

NO.LEMBAR

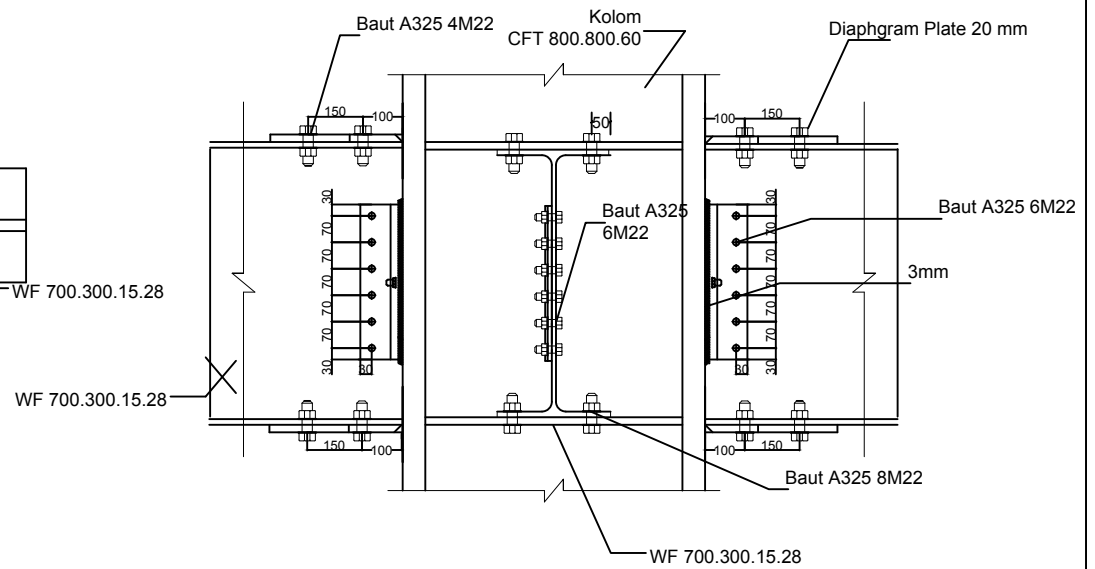
17

JML.LEMBAR

26



SAMBUNGAN BALOK-KOLOM
SKALA 1:20



POTONGAN A-A
SKALA 1:20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
0311154000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DETAIL BALOK KOLOM

SKALA

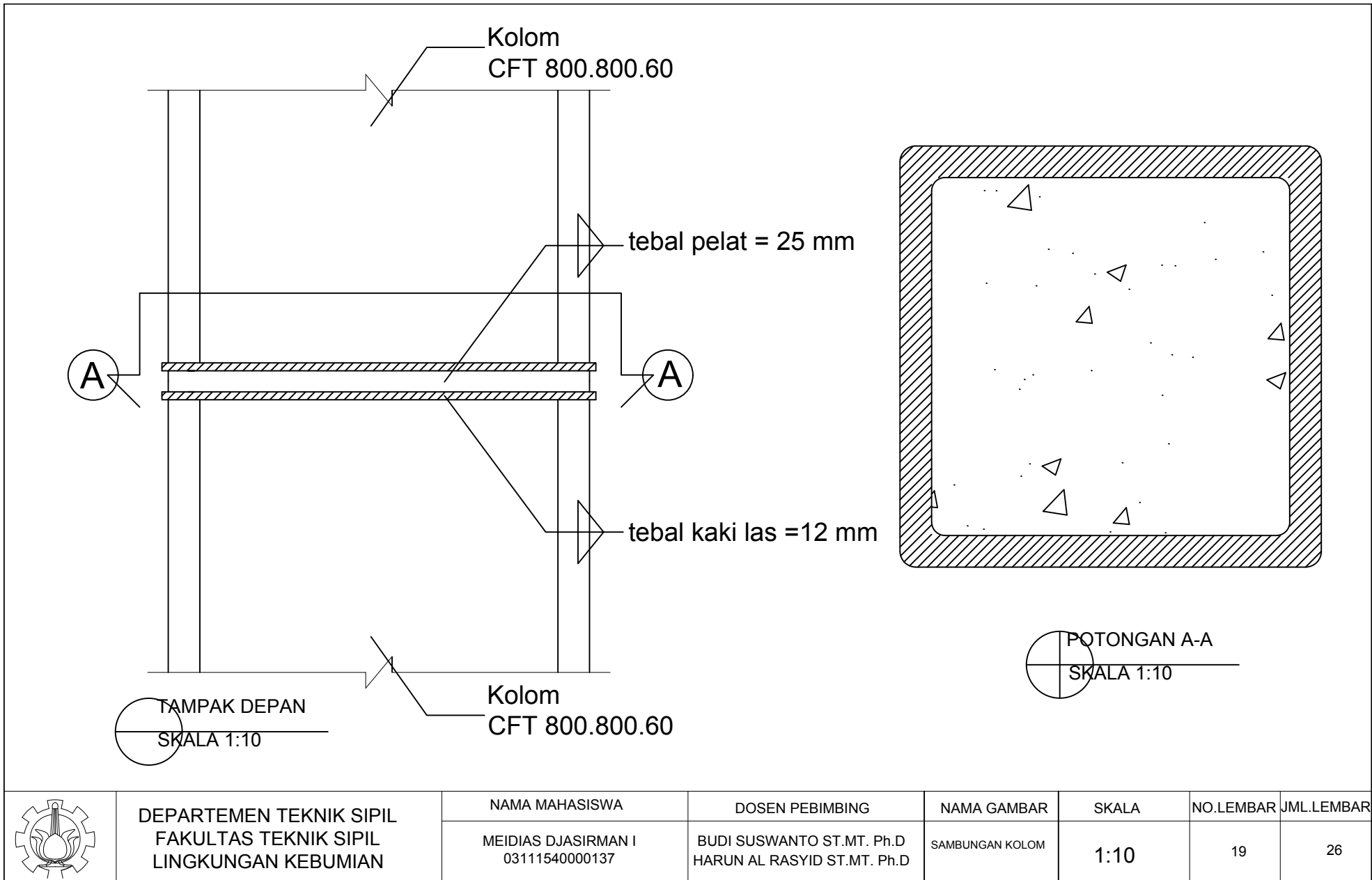
1:20

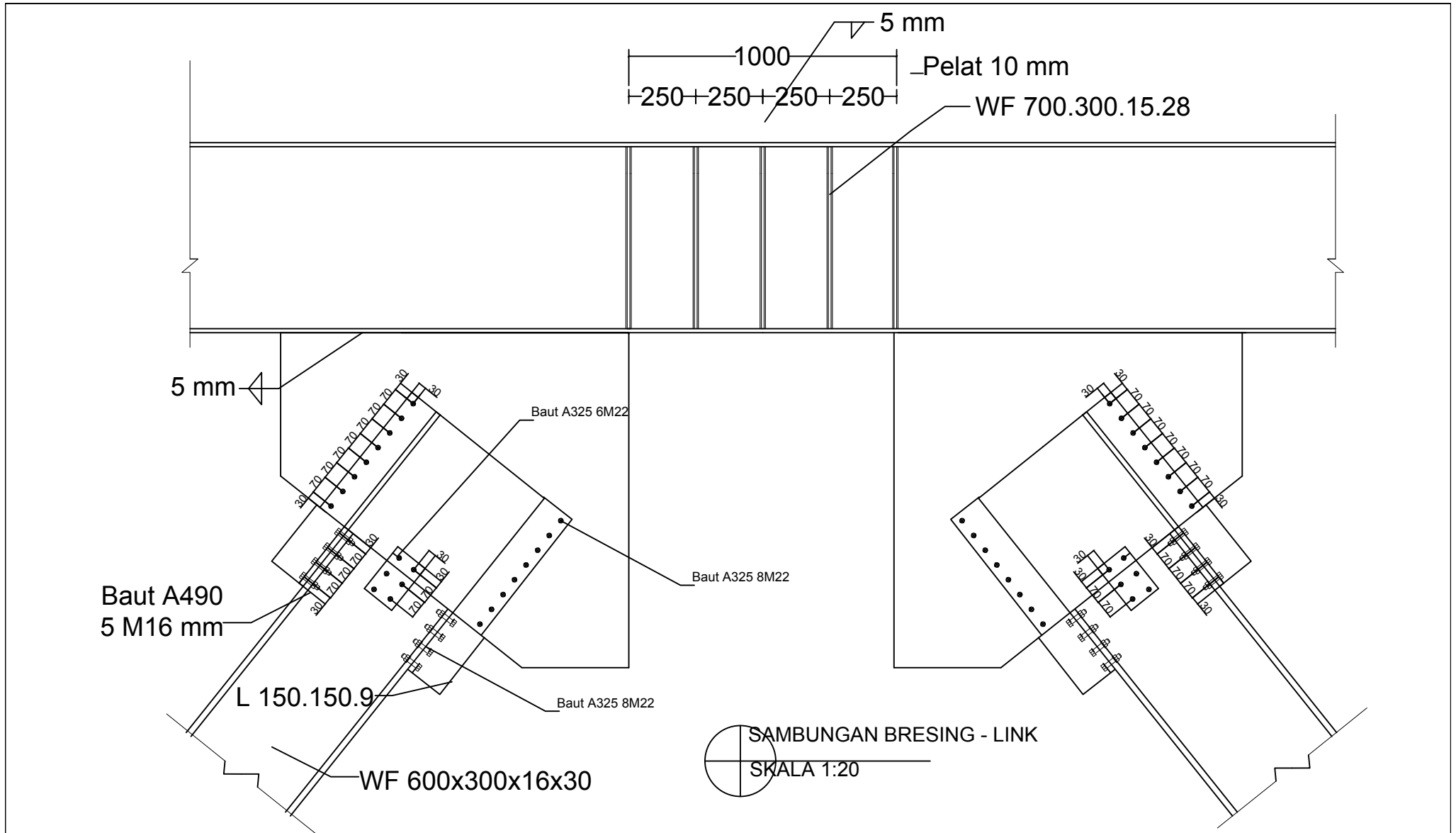
NO.LEMBAR

18

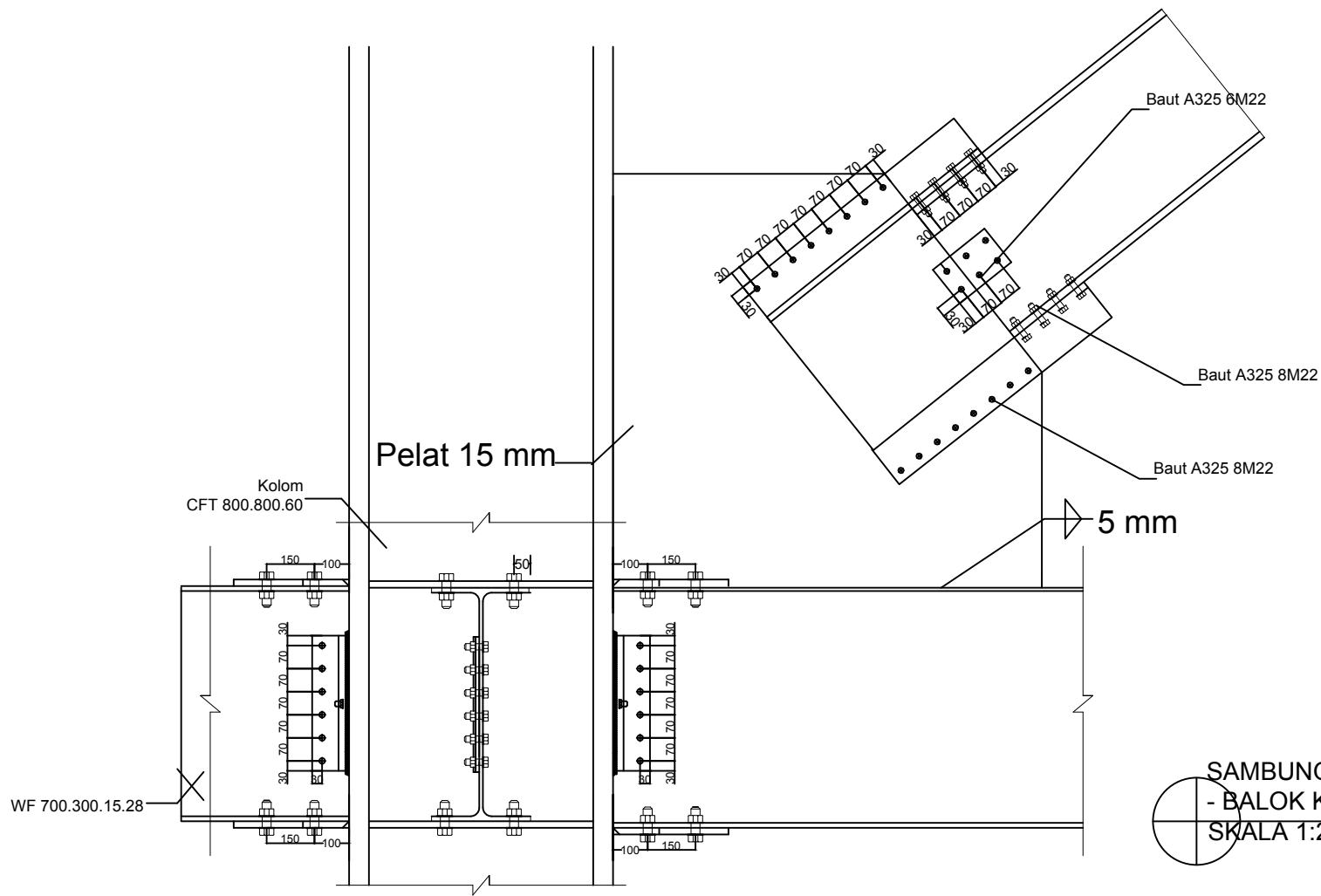
JML.LEMBAR

26





	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 0311154000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	DETAIL BRESING LINK	1:20	20	26



SAMBUNGAN BRESING
- BALOK KOLOM
SKALA 1:20



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
0311154000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH BRESING
- BALOK KOLOM

SKALA

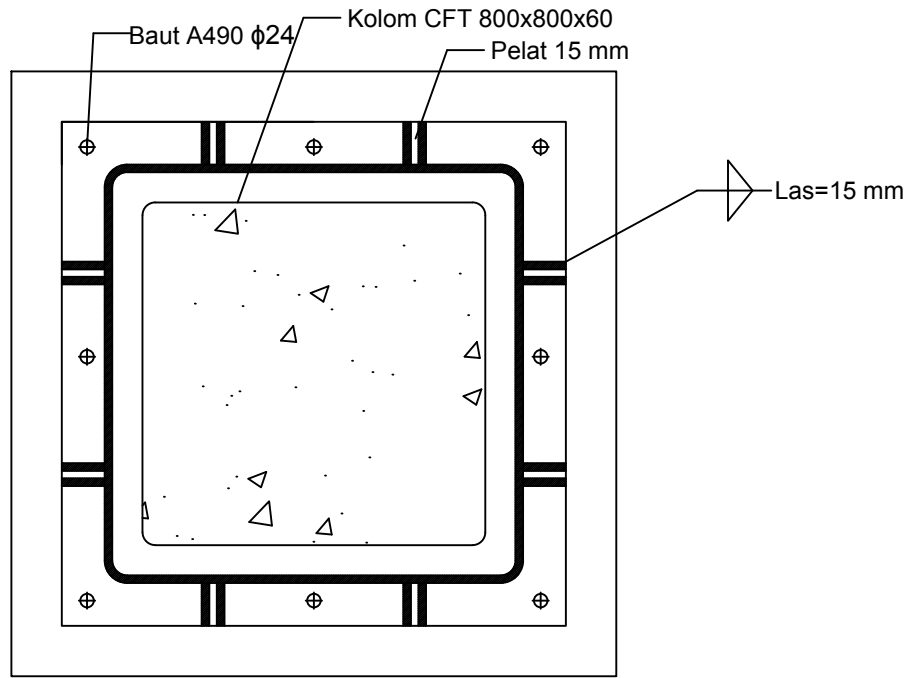
1:20

NO.LEMBAR

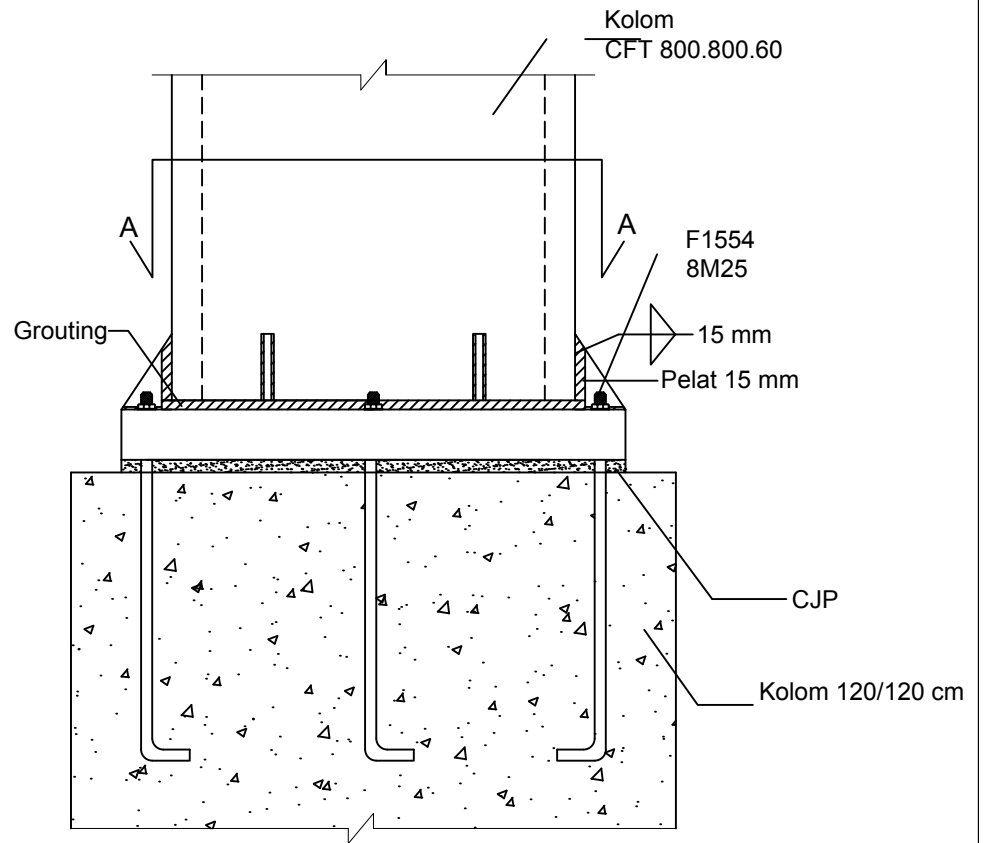
21

JML.LEMBAR

26

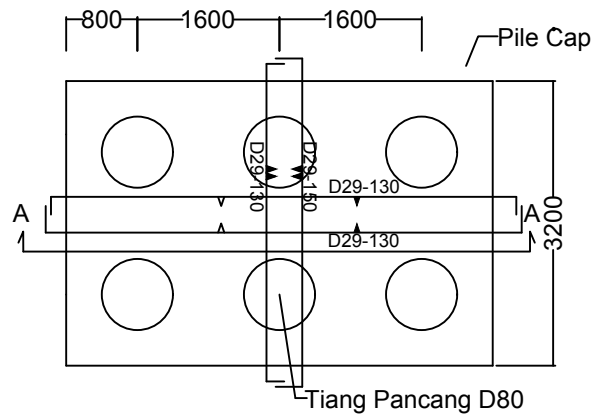


Tampak Atas Baseplate
SKALA 1:15

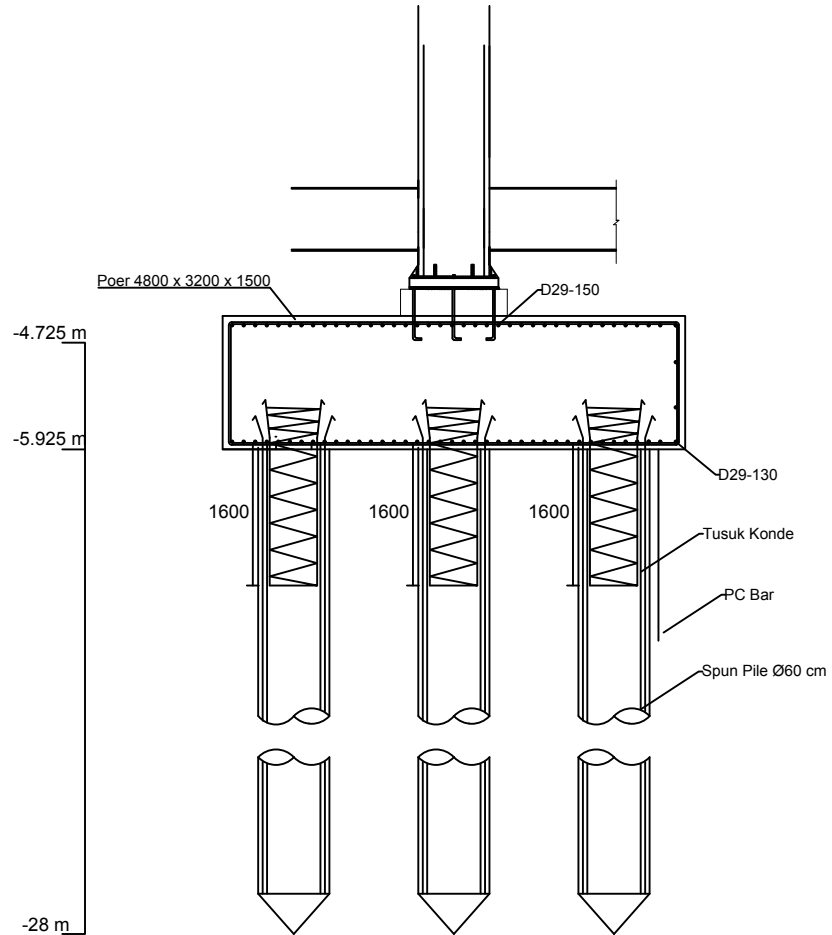


Tampak Samping Baseplate
SKALA 1:15

	DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL LINGKUNGAN KEBUMIHAN	NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA GAMBAR	SKALA	NO.LEMBAR	JML.LEMBAR
		MEIDIAS DJASIRMAN I 0311154000137	BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D	SAMBUNGAN BASEPLATE	1:15	22	26



DENAH POER 1
SKALA 1:85



POTONGAN A-A
SKALA 1:85



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH POER 1

SKALA

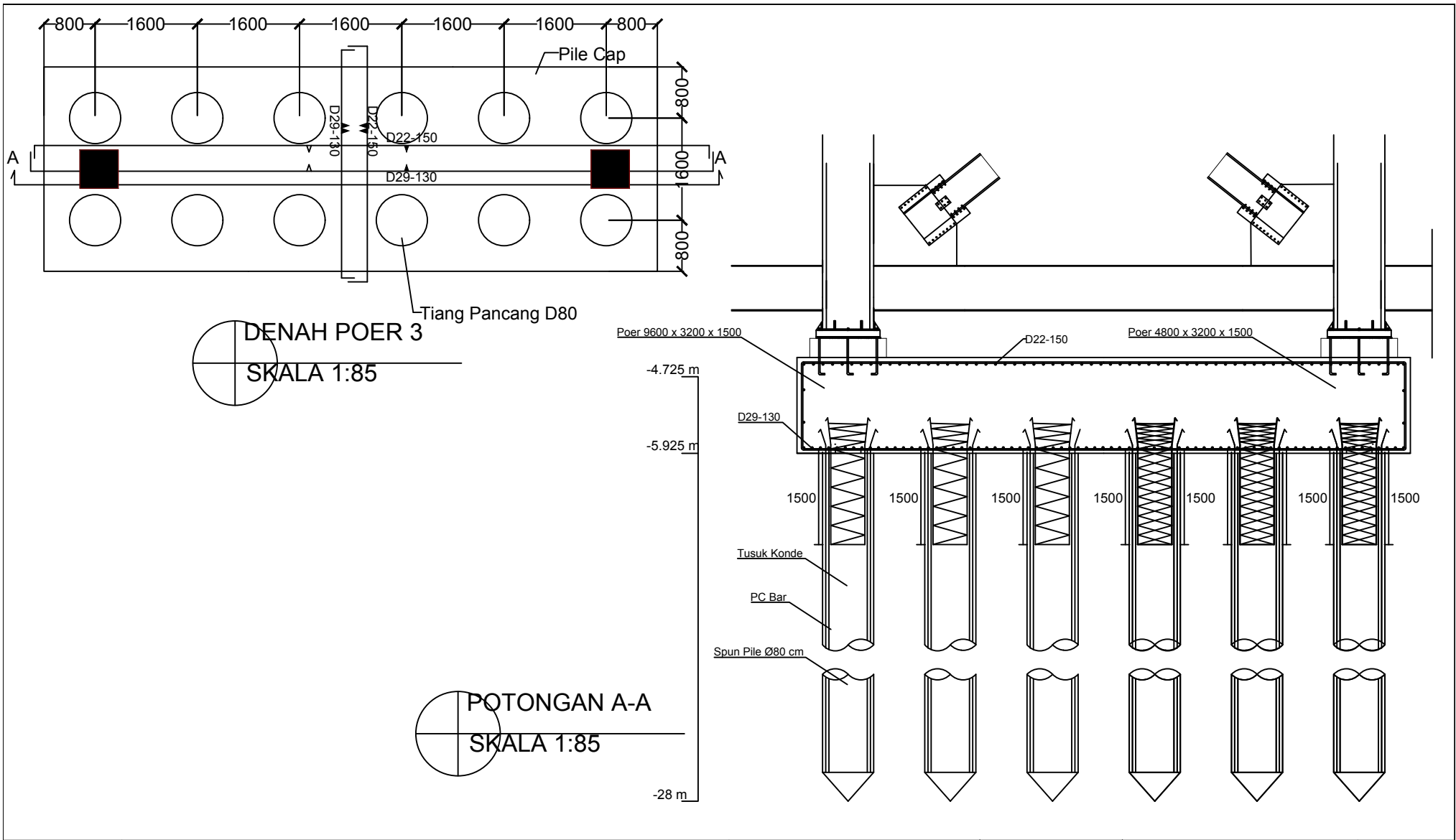
1:85

NO.LEMBAR

23

JML.LEMBAR

26



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DENAH POER 3

SKALA

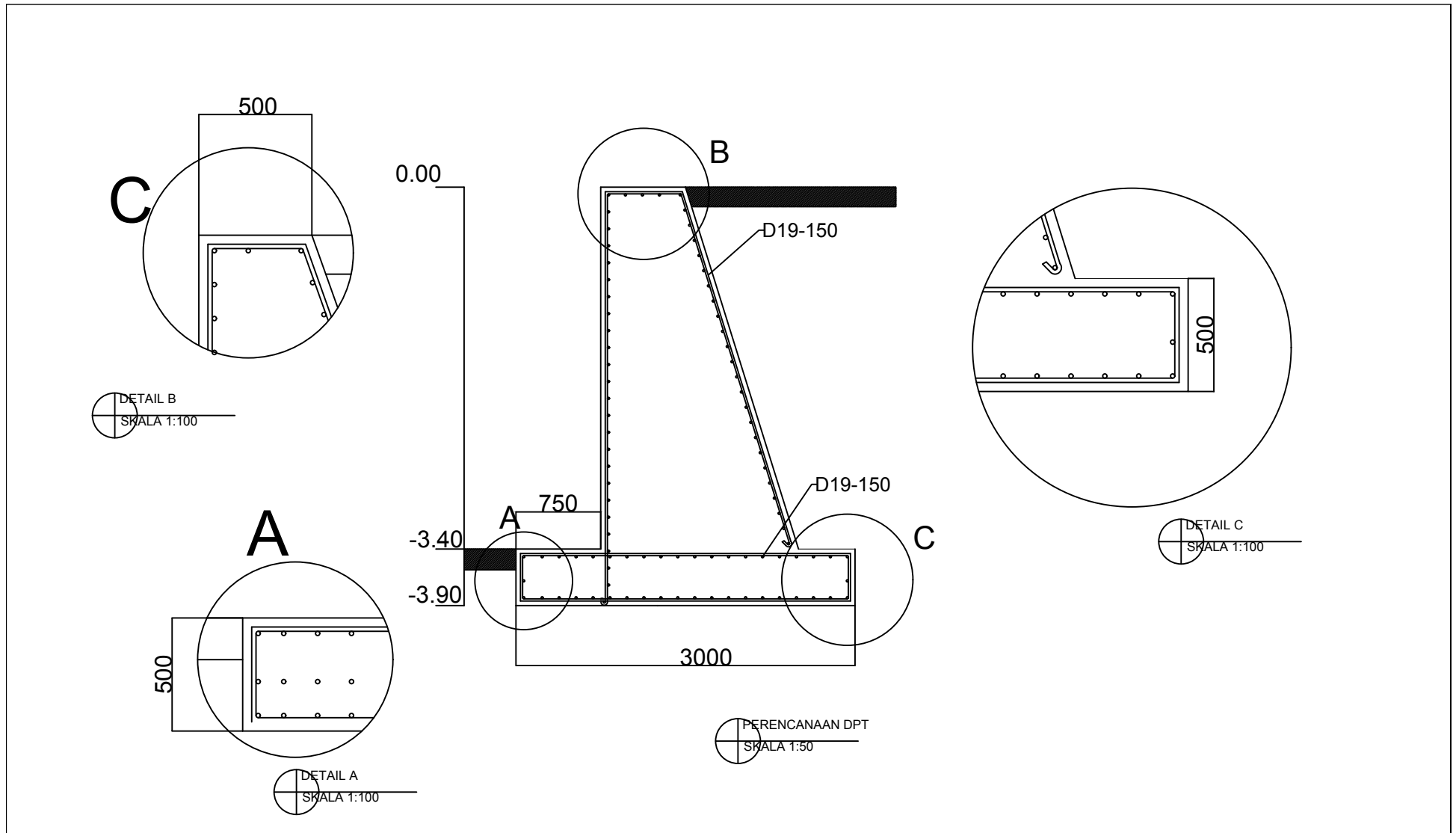
1:85

NO.LEMBAR

24

JML.LEMBAR

26



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
0311154000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DETAIL DINING
PENAHAN TANAH

SKALA

1:50

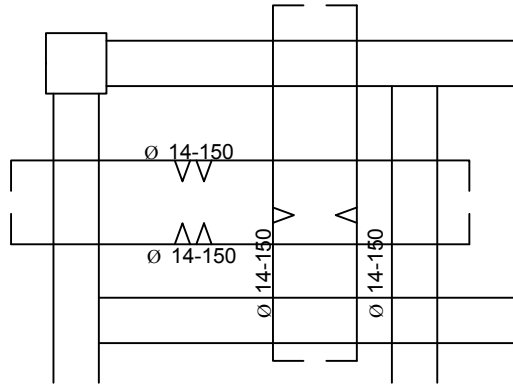
NO.LEMBAR

25

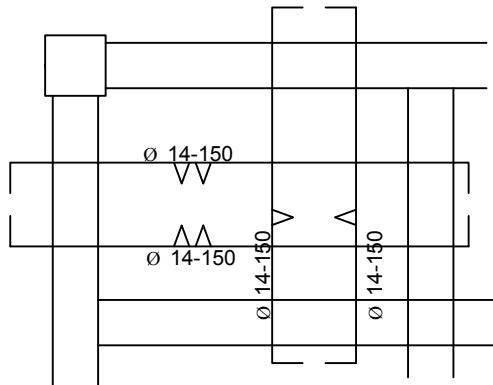
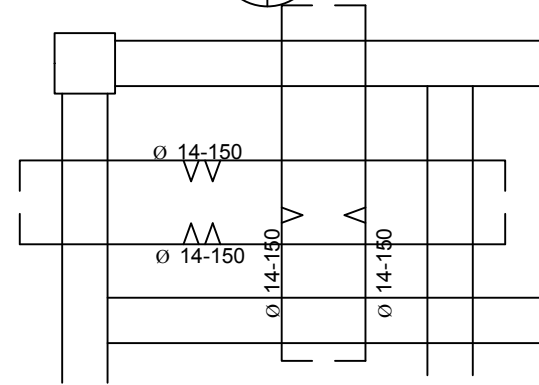
JML.LEMBAR

26

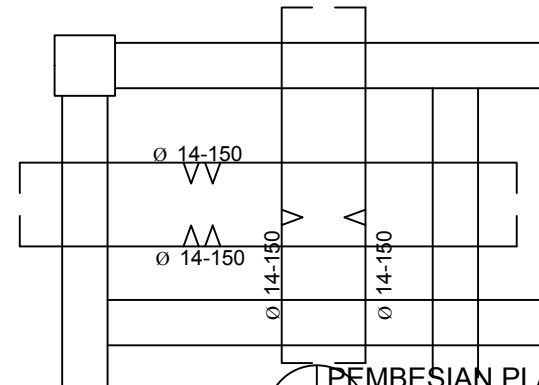
PEMBESIAN PLAT P1
SKALA 1:100



PEMBESIAN PLAT P3
SKALA 1:100



PEMBESIAN PLAT P2
SKALA 1:100



PEMBESIAN PLAT P4
SKALA 1:100



DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL
LINGKUNGAN KEBUMIHAN

NAMA MAHASISWA

MEIDIAS DJASIRMAN I
03111540000137

DOSEN PEMBIMBING

BUDI SUSWANTO ST.MT. Ph.D
HARUN AL RASYID ST.MT. Ph.D

NAMA GAMBAR

DETAIL PLAT BASEMENT

SKALA

1:100

NO.LEMBAR

26

JML.LEMBAR

26



Form AK/TA-04
rev01

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



NAMA PEMBIMBING	: Budi Suswanto ST.MT, Ph.D
NAMA MAHASISWA	: Meidias Djasiman I
NRP	: 0311154000137
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Gedung Apartemen Mid Avenjess Menggunakan Eccentrically braced frames (EBF) dan Concrete Filled Steel Tube (CFST) Di Savi, Papua
TANGGAL PROPOSAL	: 3 Januari 2019
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
		Perencanaan Pelat, Balok Anak	Revisi Pelletakan Balok Anak dan gambar list	
		Perencanaan Balok List		
		Permodelan Struktur	Cek excel kontrol gravitasi	
		Struktur Primer	-	
		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 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



Form AK/TA-04
rev01

NAMA PEMBIMBING	: Harun Al Rasyid - ST.Mt.Pb.D
NAMA MAHASISWA	: Meidias Djasitman
NRP	: 0311154000137
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Gedung Apartemen MID AVENUE 88 MENGGUNAKAN ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (CBF) DAN CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFST) DI SERUI, PAPUA
TANGGAL PROPOSAL	: 3 JANUARI 2019
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
	8/01/19	Revisi Penulisan & Notasi		
	12/01/19	Balon Disamakan Revisi Gambar Plot Revisi lb balon karena lq d lq l		
	28/01/19	Cek gratis: per lantai		
	16/04/19	transmisi Stru. Perbaikan Struktur primer	Draft ganti ice mm	
	24/04/19	Bergman Baur	Cek Plot Baur	

**BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN
 SEMINAR DAN LISAN
 TUGAS AKHIR**

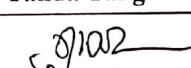
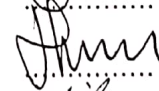
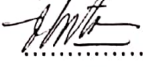

Pada hari ini Rabu tanggal 10 Juli 2019 jam 09:00 WIB telah diselenggarakan UJIAN SEMINAR DAN LISAN TUGAS AKHIR Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSLK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111540000137	Meidias Djasirman Irmawan	Perencanaan Gedung Apartemen MID Avenue 88 Menggunakan Eccentrically Braced Frame (EBF) dan Concrete Filled Steel Tube (CFST) di Serui, Papua

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
 1. Cover, abstract & yg lain yg kurang ditambahkan
 2. Format penulisan diseragamkan sesuai aturan penulisan TA; Font, Size, Spasi
 3. lokasi lift & tangga diberi void & keterangan dimana letak tangga dan liftnya
 4. Semua nilai kontrol tekuk lateral dimasukkan dan direvisi nilai lbnya.
 5. Kontrol geser dan lentur dicek masing-masing = tidak ada interaksi
 6. Cek ulang semua perhitungan DRN sambungan baut pastikan hitungan ada sumbernya.

2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / AB / B / BC / C / D / E
3. Dengan hasil ujian (wajib dibaca oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :

- Lulus Tanpa Perbaikan Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
 Lulus Dengan Perbaikan Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)	Tanda Tangan
Budi Suswanto, ST. MT. PhD (Pembimbing 1)	
Harun AI Rasyid, ST. MT. PhD (Pembimbing 2)	
Aniendhita Rizki Amalia, ST. MT	
Data Iranata, ST. MT. PhD	

Surabaya, 10 Juli 2019

Mengetahui,
 Ketua Program Studi S1



Dr. techn. Umboro Lasminto, ST. MSc
 NIP 19721202 199802 1 001

Ketua Sidang

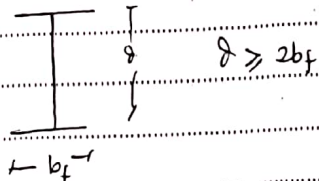


Nama terang

**FORM TAMBAHAN PERBAIKAN/PENYEMPURNAAN
SEMINAR & LISAN TUGAS AKHIR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSLK - ITS**

Nama Mahasiswa : Merdias Dasirman
NRP : 0311154000139

- Saran/Masukan :
1. Perhitungan sloof dicek kembali, 10% gaya kolom → sebagai gaya tarik
4/ tulangan longitudinal kolom.
 2. Perhitungan halaman 296 ; dicek kembali apakah diperlukan tuluk konde
sepanjang yg diperlukan ; hitungan tidak sesuai dengan gambar.
 3. Revisi balok anak semua dicek ulang dgn ketentuan



Surabaya,

(.....)



EVALUASI TENGAH / AKHIR SEMESTER GASAL / GENAP 20..... / 20.....

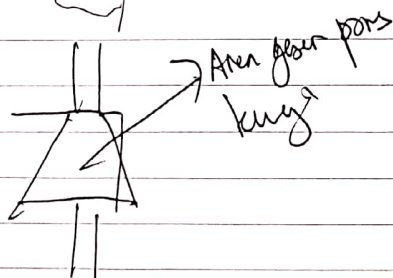
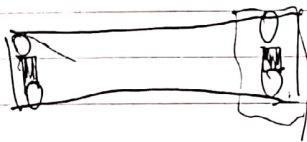
MATA KULIAH / KODE : DOSEN :
HARI / TANGGAL : KELAS :

		TANDA TANGAN	NILAI
NAMA :			
N. R. P. :			

Medias

Bu Ara :

- * Cover harus ditambahkan pas
- + ~~Header~~ check tiffan tabel dan daftar isi
- * Hal 1 footnote tidak ada, font mengikuti aturan TA (diseragamkan)
- * Posisi list diberi tanda void dan diberi keterangan lokasi list dan tanygo
- * Perhitungan LB pada tiap balok tidak dicheck lagi (hal 129 tidak perhitungan lateral bucuay untuk menentukan nilai Mu)
- * Perhitungan sambungan geser dicheck lagi
- * Perhitungan ~~skop~~ skop dikoreksi (10% dari aksial kolom sebagai beban tanak)
- * Perhitungan tumpu korda dicheck lagi. kebutuhan pengikat tumpu korda
- * Perhitungan tulangan pilecap di check lagi. Momen dari
- * Kontrol geser pas untuk posisi kolom yun



PERHATIAN!!

Segala bentuk kecurangan di dalam evaluasi akan dikenakan sanksi akademis