



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG
APARTEMEN GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN CONCRETE FILLED
STEEL TUBE (CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO STORY X BRACED**

**PELANGI SHAFIRA MAHARANI
NRP. 0311154000101**

**Dosen Pembimbing
Ir. Faimun M.Sc, Ph.D**

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



TUGAS AKHIR (RC18-4803)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN GRAND DHARMAHUSADA
LAGOON SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFT) DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS TIPE
TWO STORY X BRACED**

PELANGI SHAFIRA MAHARANI
NRP. 0311154000101

Dosen Pembimbing
Ir. Faimun M.Sc, Ph.D

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



FINAL PROJECT (RC18-4803)

**DESIGN MODIFICATION OF GRAND
DHARMAHUSADA LAGOON APARTMENT USING
STEEL COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF) USING TWO-STORY-X
BRACED**

PELANGI SHAFIRA MAHARANI
NRP. 0311154000101

Academic Supervisor
Ir. Faimun M.Sc, Ph.D

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Environment and Geo Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2019

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN GRAND DHARMAHUSADA
LAGOON SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFT) DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS TIPE
TWO STORY X BRACED**

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
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

PELANGI SHAFIRA MAHARANI
NRP. 031154000010

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

Ir. Faimun, M.Sc, Ph.D.



**SURABAYA
JANUARI, 2019**

Halaman ini sengaja dikosongkan.

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG APARTEMEN GRAND DHARMAHUSADA
LAGOON SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFT) DENGAN
SISTEM RANGKA BRESING EKSENTRIS TIPE
TWO STORY X BRACED**

Nama Mahasiswa : Pelangi Shafira Maharani
NRP : 03111540000101
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Faimun M.Sc, Ph.D

ABSTRAK

Sistem rangka bresing merupakan salah satu pilihan untuk perencanaan gedung baja tahan gempa. Sistem tersebut adalah salah satu pilihan yang lebih mudah untuk diaplikasikan di Indonesia dikarenakan ketersediaannya yang mudah didapat. Sistem rangka bresing eksentris merupakan modifikasi dari bresing konsentris, dimana bagian yang harus leleh adalah bagian link sehingga untuk memastikan terjadinya pelelehan pada bagian tersebut menjadi lebih mudah.

Gedung Apartemen Grand Dharmahusada Lagoon akan direncanakan ulang dengan menggunakan struktur baja beton komposit Concrete-Filled Steel Tube atau CFT dengan sistem penahan lateral bresing eksentris atau eccentrically braced frames (EBF) dengan sistem yang memiliki ketinggian 20 lantai dan 1 basement. Konfigurasi yang digunakan adalah Two-Story-X-Braced. Perencanaan memenuhi persyaratan keamanan struktur

berdasarkan 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.

Dari hasil Analisa yang telah dilakukan diperoleh hasil yaitu: tebal pelat lantai dan atap dengan menggunakan bondek ialah 10 cm, dimensi balok induk WF 600x300x14x23, panjang elemen link 200 cm dengan dimensi 500x200x9x14, dimensi bresing WF 500x200x11x19, dimensi kolom CFT 700x700x40. Perencanaan bangunan bawah menggunakan dinding penahan dengan tipe cantilever wall beton dan pondasi menggunakan tiang pancang beton dengan diameter 80 cm dan kedalaman 28 meter. Dimensi sloof 30/40

Kata Kunci : Baja, Daktail, Eccentrically-Braced Frames, Concrete-Filled Steel Tube.

DESIGN MODIFICATION OF DHARMAHUSADA LAGOON BUILDING USING STEEL COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) TWO- STORY-X BRACED TYPE

Student Name : Pelangi Shafira Maharani
NRP : 03111540000101
Department : Civil Engineering FTSLK-ITS
Academic Supervisor : Ir. Faimun M.Sc, Ph.D

Abstract

Braced frame system is one of the system used in ductile building design. This system is favorable in Indonesia because the materials needed are easily accessible. Eccentrically braced frame system is a modification of concentrically braced frame system, where the link has to yield.

In this final project, Grand Dharmahusada Lagoon Apartment is modified using composite-steel structure Concrete-Filled Steel Tube or CFT with eccentrically braced frames (EBF) system which has 20 floors and 1 basement. The configuration used for EBF is Two-Story-X-Braced. Design meets the requirements of structural safety based on SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, and SNI 1727:2013.

From the analysis, the obtained results are: thickness of floor and roof plates are 10 cm, dimension of primary beams used is WF 600x300x14x23, link element length is 200 cm and the dimension of the link is 500x200x9x14, bracing dimension is WF 500x200x11x19, and column dimension is CFT 700x700x40. Basement and foundation planning consists of retaining wall using cantilever wall type, and foundation using concrete piles with 80 cm diameter 28 meters deep. The dimension of sloof is 30/40 cm.

***Kata kunci: Eccentrically Braced Frame, Link Behavior,
Composite Steel-Concrete Structure***

Halaman ini sengaja dikosongkan.

KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Allah SWT atas limpahan petunjuk dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini membahas “Modifikasi Perencanaan Struktur Grand Dharmahusada Lagoon Surabaya menggunakan Struktur Komposit Baja Beton dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris tipe Two Story X Braced”.

Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Ir. Faimun M.Sc, Ph.D selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang senantiasa membimbing segala pengerjaan Tugas Akhir ini.
2. Prof. Dr. Ir. Triwulan, DEA. selaku Dosen Pengampu dari kelas TPI, Ir. Wahyu Herijanto, ST., MT. selaku dosen wali, dan Alm. Endah Wahyuni, ST, MSc, PhD. selaku dosen konsultasi saya.
3. Kedua orang tua saya, Ruby Tjahjana dan Risang Handayani yang selalu mengusahakan yang terbaik untuk saya.
4. Hendraloka B. Pradana, untuk sabarnya yang tidak terkira dan untuk menjadi *support system* selama masa perkuliahan saya.
5. Keluarga saya selama di Surabaya: Lunar, Rut, Adnya, Ary, Opi, Ayu.
6. Grup belajar ETS EAS, sahabat-sahabat yang sudah menemani saya baik di saat susah maupun senang: Oka, Bagus, Dwindu, Ojan, Lingga, Nanda, Daniel, Muqram, Ganggas.
7. Departemen Khusus (selalu) Spesial, lintas tiga angkatan, yang memaksa saya untuk selalu bangkit apapun yang terjadi dan terus memberi arti meskipun

kadang keadaan tidak memungkinkan. Tidak dapat disebut satu-satu karena namanya sangat banyak.

8. Teman seperjuangan baja 3,5 tahun saya, Glory yang mengisi semester terakhir ini dengan segala tawa dan tangis yang telah kita lalui bersama.
9. Orang-orang yang membantu saya menyelesaikan Tugas Akhir ini tanpa mengenal lelah, mulai dari junior sampai senior yang selalu menjawab pertanyaan saya dan membantu saya yang terlalu banyak apabila harus disebut satu-satu.

Dalam Tugas Akhir ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi laporan ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Desember 2018

(Penulis)

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK	iii
ABSTRACT	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL.....	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.2.1 Permasalahan Utama.....	2
1.2.2 Rincian Permasalahan.....	3
1.3 Tujuan.....	3
1.3.1 Tujuan Utama	3
1.3.2 Detail Tujuan	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Struktur Komposit Baja Beton.....	5
2.1.1 Kolom Komposit.....	5
2.2 Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik	7
2.2.1 Karakteristik dari link.....	7
2.2.2 Pengaku Badan	8
2.2.3 Sambungan.....	9

2.2.4 Two-Story-X-Braced EBF	10
BAB III METODOLOGI	11
3.1 Umum	11
3.2 Bagan Alir Perencanaan	11
3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	12
3.3.1 Pengumpulan data	12
3.3.2 Studi literatur	12
3.3.3 Preliminary Design	13
3.3.4 Perhitungan Beban Struktur	13
3.3.5 Permodelan struktur	29
3.3.6 Kontrol perencanaan struktur primer	29
3.3.7 Perencanaan Sambungan	48
3.3.8 Perencanaan Basement dan Pondasi	51
3.3.9 Penggambaran teknik	55
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN	57
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder	57
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai	57
4.1.2 Perencanaan Balok Anak	62
4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes	75
4.1.4 Perencanaan Balok Lift	93
4.2 Permodelan Struktur	99
4.2.1 Penjelasan Umum	99
4.2.2 Pembebanan Struktur Utama	100
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis	107
4.2.4 Kombinasi Pembebanan	110
4.2.5 Kontrol Desain	111
4.3 Perhitungan Struktur Primer	121
4.3.1 Perencanaan Link	121
4.3.2 Perencanaan Bresing	124

4.3.3 Perencanaan Balok Induk	126
4.3.4 Perencanaan Kolom	145
4.4 Perencanaan Sambungan	152
4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak ..	152
4.4.3 Sambungan Link	163
4.4.4 Sambungan Bresing	171
4.4.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom	182
4.4.6 Sambungan Antar Kolom	186
4.4.7 Sambungan Kolom dengan Base Plate	190
4.5 Perencanaan Struktur Bawah	195
4.5.1 Perencanaan Basement	195
4.5.2 Perencanaan Pondasi	204
4.5.2.1 Data Perencanaan Pondasi	205
4.5.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal	206
4.5.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	216
4.5.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang	218
4.5.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang	221
4.5.2.6 Perencanaan Poer pada Kolom	223
4.5.2.7 Perencanaan Sloof	244
4.5.3 Perencanaan Tulangan Tusuk Konde pada Tiang Pancang	247
4.5.3.1 Kontrol dimensi kolom	247
4.5.3.2 Penulangan longitudinal kolom	248
4.5.3.3 Kontrol rasio tulangan longitudinal pada kolom 250	
4.5.3.4 Kontrol kapasitas beban aksial kolom terhadap beban aksial terfaktor	250
4.5.3.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana 250	
4.5.3.6 Perhitungan tulangan gese	251
BAB V PENUTUP	253

5.1 Kesimpulan	253
5.2 Saran	255
DAFTAR PUSTAKA	257
LAMPIRAN	261

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1. Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga .5	
Gambar 2. 2. Konfigurasi EBF.....	7
Gambar 2. 3. Two-Story-X Braced	10
Gambar 3.1. Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir	12
Gambar 3.2. Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik.....	20
Gambar 3.3. Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik.....	20
Gambar 3. 4. Grafik respons spectrum	24
Gambar 3. 5. Penentuan simpangan antar lantai.....	30
Gambar 3. 6. Potongan Balok Dengan Penghung Geser Stud	39
Gambar 3. 7. Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal	40
Gambar 3. 8. <i>Base plate</i>	50
Gambar 3. 9. Tekanan aktif pasif tanah	52
Gambar 4. 1 Pelat Lantai 1	57
Gambar 4. 2 Pelat Lantai 2-20.....	59
Gambar 4. 3 Pelat Lantai Atap	60
Gambar 4. 4 Denah Balok Anak Lantai 1 (<i>Parking Area</i>).....	63
Gambar 4. 5 Denah Balok Anak Lantai.....	67
Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Lantai 8-22 (Apartemen)	71
Gambar 4. 7 Gambar Rencana Tangga.....	76
Gambar 4. 8 Pelat Anak Tangga.....	77
Gambar 4. 9 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	77
Gambar 4. 10 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	78
Gambar 4. 11 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata	79
Gambar 4. 12 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat.....	80
Gambar 4. 13 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes	82

Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata	82
Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat.....	83
Gambar 4. 16 Balok Bordes Tangga.....	84
Gambar 4. 17 Pembebanan Pada Balok Bordes.....	85
Gambar 4. 18 Pembebanan pada balok utama tangga.....	89
Gambar 4. 19 Bidang Momen Balok Tangga Utama.....	90
Gambar 4. 20 Bidang Geser Balok Tangga Utama.....	90
Gambar 4. 21 Bidang Normal Balok Tangga Utama.....	91
Gambar 4. 22 Gambar Permodelan di ETABS	93
Gambar 4. 23 Denah Lift.....	94
Gambar 4. 24 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	95
Gambar 4. 25 Diagram Momen Balok Penggantung Lift	97
Gambar 4. 26 Denah Struktur Gedung Dharmahusada Lagoon	100
Gambar 4. 27 Permodelan Struktur Gedung Dharmahusada Lagoon	100
Gambar 4. 28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta.....	108
Gambar 4. 29 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2016.....	111
Gambar 4. 30 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit.....	127
Gambar 4. 31 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1L.....	130
Gambar 4. 32 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit	130
Gambar 4. 33 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif	133
Gambar 4. 34 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif	134
Gambar 4. 35 Lendutan Pada Balok Induk Arah X	136
Gambar 4. 36 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit.....	137
Gambar 4. 37 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1L.....	139
Gambar 4. 38 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit	140

Gambar 4. 39 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif	142
Gambar 4. 40 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif	143
Gambar 4. 41 Lendutan Pada Balok Induk Arah X	145
Gambar 4. 42 Hasil Diagram Interaksi	150
Gambar 4. 43 Diagram Interaksi Kolom CFT	151
Gambar 4. 44 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk	153
Gambar 4. 45 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	154
Gambar 4. 46 Sambungan Balok Anak Apartemen dengan Balok Induk	158
Gambar 4. 47 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk	160
Gambar 4. 48 Sambungan balok induk dengan balok link	164
Gambar 4. 49 Detail Sambungan Balok Induk dengan Balok Link	169
Gambar 4. 50 Sambungan Bresing dengan Balok Induk	172
Gambar 4. 51 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom..	172
Gambar 4. 52 Sambungan Balok Induk dengan Kolom	182
Gambar 4. 53 Potongan Sambungan Balok Induk dengan Kolom	183
Gambar 4. 54 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping.....	187
Gambar 4. 55 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas	188
Gambar 4. 56 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	190
Gambar 4. 57 Denah Basement	195
Gambar 4. 58 Potongan Basement	196
Gambar 4. 59 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah	196
Gambar 4. 60 Momen akibat Tekanan Horizontal Tanah	197
Gambar 4. 61 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman	209
Gambar 4. 62 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1	210
Gambar 4. 63 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2	211
Gambar 4. 64 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3	213

Gambar 4. 65 Pondasi Tiang Pancang Tipe 4	215
Gambar 4. 66 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	230
Gambar 4. 67 Momen dari ETABS	231
Gambar 4. 68 Momen dari ETABS	233
Gambar 4. 69 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang	238
Gambar 4. 70 Momen dari ETABS	239
Gambar 4. 71 Momen dari ETABS	242
Gambar 4. 72 Diagram Interaksi P-M	245
Gambar 4. 73 Spesifikasi Penulangan Sloof.....	246
Gambar 4. 74 Diagram Interaksi Kolom Diameter 560 mm.....	248
Gambar 4. 75 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn	249
Gambar 4. 76 Penulangan Tusuk Konde dan Sengkang Tiang Pancang	252

DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa	16
Tabel 3. 2. Faktor Keutamaan Gempa	18
Tabel 3. 3. Klasifikasi Situs.....	18
Tabel 3. 4. Koefisien Situs Fa	21
Tabel 3. 5. Koefisien Situs Fv	21
Tabel 3. 6. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek.....	22
Tabel 3. 7. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	22
Tabel 3. 8. Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa.....	23
Tabel 3. 9. Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t Dan α	25
Tabel 3. 10. Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan	26
Tabel 3. 11. Simpangan antar lantai ijin	30
Tabel 4. 1 Perhitungan N Rata-Rata	103
Tabel 4. 2 Perhitungan Beban	104
Tabel 4. 3 Hasil Output ETABS Base Reaction	107
Tabel 4. 4 Parameter Respon Gempa Wilayah Tangerang untuk Kelas Situs E	109
Tabel 4. 5 Rasio Partisipasi Massa	112
Tabel 4. 6 Hasil Prosentase Kontrol Sistem Ganda	113
Tabel 4. 7 Tabel 15 SNI 03-1726-201	113
Tabel 4. 8 Periode Struktur.....	114
Tabel 4. 9 Hasil Reaksi Dasar Struktur ETABS 2016	116
Tabel 4. 10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	116
Tabel 4. 11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	117
Tabel 4. 12 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa.....	118

Tabel 4. 13 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah X.....	119
Tabel 4. 14 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y.....	120
Tabel 4. 18 Data Diagram Interaksi.....	150
Tabel 4. 19 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 40 m.....	208
Tabel 4. 20 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1.....	210
Tabel 4. 21 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2.....	211
Tabel 4. 22 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3 di titik 1.....	212
Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3 di titik 2.....	212
Tabel 4. 24 Hasil Pembebanan Pondasi Gabungan Tipe 3.....	213
Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4 di Titik 1.....	214
Tabel 4. 26 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4 di Titik 2.....	214
Tabel 4. 27 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4.....	215
Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1.....	219
Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2.....	220
Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 3.....	220
Tabel 4. 31 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 4.....	220
Tabel 4. 32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1.....	222
Tabel 4. 33 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2.....	222
Tabel 4. 34 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3.....	223
Tabel 4. 35 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4.....	223
Tabel 4. 36 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1.....	224
Tabel 4. 37 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 1.....	224
Tabel 4. 38 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 1.....	224
Tabel 4. 39 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2.....	225
Tabel 4. 40 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 2.....	225
Tabel 4. 41 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 2.....	225
Tabel 4. 42 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3.....	226
Tabel 4. 43 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 3.....	226
Tabel 4. 44 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 3.....	226

Tabel 4. 45 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4.....	227
Tabel 4. 46 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 4.....	227
Tabel 4. 47 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 4	227

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Ring of Fire, atau yang biasa disebut Lingkaran Api Pasifik adalah sebuah kawasan yang sering mengalami gempa bumi dan letusan gunung berapi yang mengelilingi cekungan Samudra Pasifik. Indonesia sendiri berada di jalur gempa teraktif di dunia karenadikelilingi oleh Cincin Api Pasifik dan berada di atas tiga tumbukan lempeng benua, yakni Indo-Australia dari sebelah selatan, Eurasia dari utara, dan Pasifik dari timur. Kondisi geografis tersebut menjadikan Indonesia sebagai sebuah wilayah yang memiliki tingkat aktivitas gempa bumi tinggi (BMKG, 2017).

Oleh karena itu, diperlukan struktur bangunan yang tahan gempa. Maksud dari tahan gempa adalah: struktur bangunan tidak boleh mengalami kerusakan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan ringan, Jika terjadi gempa bumi berkekuatan sedang atau menengah kerusakan struktur boleh terjadi terbatas pada kerusakan ringan dan dapat diperbaiki. Sedangkan jika terjadi gempa bumi dengan kekuatan besar bangunan tidak boleh roboh, meskipun sudah mengalami kerusakan yang parah; sehingga korban jiwa manusia dikurangi meskipun terjadi kerusakan dan kerugian material.

Gedung Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon* merupakan gedung yang akan dibangun di Surabaya. Gedung tersebut pada awalnya didesain dengan menggunakan struktur beton bertulang konvensional dan akan dimodifikasi menjadi baja komposit tipe *Concrete-Filled Steel Tube* (CFT) pada kolomnya dan juga menggunakan bresing tipe *Eccentrically Braced Frames* (EBF) dengan modelnya sendiri *Two Story X-Braced*.

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik, sehingga akan menghasilkan desain

profil/elemen yang lebih ekonomis. Struktur komposit pada aplikasinya merupakan elemen dari bangunan itu sendiri, baik sebagai kolom, balok ataupun pelat. (Adnan, Endah, Data, 2017)

Untuk gedung tinggi, ukuran dari kolom komposit seringkali jauh lebih kecil dari yang diharuskan untuk kolom beton bertulang untuk menahan beban yang sama. Hasil yang didapat dari desain komposit adalah bisa menghemat area lantai. (Jack C. McCormac, Stephen F. Csernak, 2012) Dalam struktur komposit terdapat 2 tipe kolom komposit yaitu tabung atau pipa baja yang dicor beton (*Concrete-Filled Steel Tube* (CFT)) dan baja profil yang diselubungi beton dengan tulangan longitudinal dan diikat dengan tulangan lateral. Untuk perencanaan ini, tipe struktur kolom komposit yang digunakan adalah tipe *Concrete-Filled Steel Tube* atau CFT.

CFT merupakan struktural komposit yang terdiri dari tabung baja dan beton pengisi. Komposit struktur ini mengoptimalkan kontribusi kedua komponen dengan meningkatkan efisiensi geometris mereka dan menggabungkan kekuatan yang melekat dari keduanya. Dinding pengisi beton dibatasi oleh tabung baja, sehingga dalam keadaan triaksial kompresi dapat meningkatkan kekuatan dan kapasitas regangan beton. Pengisian beton pada baja perimeter secara optimal, dapat menunda terjadinya local-global buckling tabung. Struktur ini mudah dan cepat dibangun dan menghasilkan kompresi yang signifikan. (Charles W. Roeder, Dawn E. Lehman, Erik Bishop, 2010)

Gedung Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon* akan direncanakan ulang dengan menggunakan kolom komposit tipe *Concrete-Filled Steel Tube* atau CFT dengan sistem penahan lateral bresing eksentris (EBF) dikarenakan keunggulan yang ditawarkan mampu menunjang kebutuhan akan gedung kokoh yang akan dibangun di daerah rawan gempa.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon* Surabaya menggunakan struktur baja

komposit tipe CFT dengan menggunakan penahan lateral tipe eksentris (EBF)?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* pada elemen struktur?
2. Bagaimana cara merencanakan struktur sekundernya?
3. Bagaimana asumsi pembebanannya?
4. Bagaimana cara memodelkan struktur pada SAP 2000?
5. Bagaimana cara merencanakan bresing tipe eksentris model *Two Story V-Braced*?
6. Bagaimana cara merencanakan struktur primernya?
7. Bagaimana cara merencanakan sambungannya?
8. Bagaimana cara merencanakan pondasinya?
9. Bagaimana cara menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Utama

Tujuan utama dari tugas akhir ini adalah agar mampu merencanakan Apartement Grand Dharmahusada Lagoon Surabaya menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentrik dengan jenisnya *Two Story X-Braced*.

1.3.2 Detail Tujuan

1. Merencanakan *preliminary design* dari gedung Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon*
2. Merencanakan struktur sekunder
3. Merencanakan asumsi pembebanan
4. Memodelkan struktur pada SAP 2000
5. Merencanakan bresing tipe eksentris dengan model *Two Story X-Braced*.
6. Merencanakan struktur primer
7. Merencanakan sambungan

8. Merencanakan pondasi
9. Menghasilkan ilustrasi gambar perencanaan

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan konstruksi.
3. Tidak mempertimbangkan sistem *mechanical plumbing, sanitary*, utilitas bangunan dan *finishing*.
4. Tidak meninjau dari segi arsitektur.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diperoleh dari modifikasi ini adalah:

1. Menambah wawasan dan mengaplikasikan teori yang telah diperoleh selama masa perkuliahan.
2. Memberikan alternative penggunaan struktur baja komposit tipe CFT dan penggunaan bresing tipe EBF model *Two Story X-Braced* pada gedung *Apartemen Grand Darmahusada Lagoon* selain struktur beton bertulang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Struktur Komposit Baja Beton

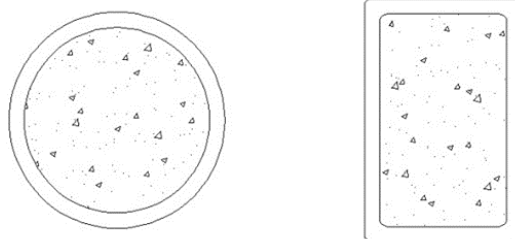
Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk satu kesatuan sehingga menghasilkan sifat gabungan yang lebih baik, sehingga akan menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis. Struktur komposit pada aplikasinya merupakan elemen dari bangunan itu sendiri, baik sebagai kolom, balok ataupun pelat. (Adnan, Endah, Data, 2017)

2.1.1 Kolom Komposit

Kolom komposit terdiri dari 2 macam yaitu: kolom baja terbungkus beton (*encased steel section*) dan kolom baja berongga berisi beton (*concrete filled tube*). (Adnan, Endah, Data, 2017)

2.1.1.2 Concrete Filled Tube

Kolom komposit baja terisi beton atau *Concrete Filled Tube* (CFT) dibuat dengan cara mengisi beton pada profil baja berongga berbentuk lingkaran atau segi empat. (I Ketut, Made, I Gede, 2017) Pada kolom komposit CFT lingkaran, kekuatan tekan beton di dalam profil baja berongga dapat meningkat mencapai 50% dari kuat tekan silinder beton tanpa pengekangan akibat efek pengekangan dari profil baja berongga (Schneider, et al., 2004)



Gambar 2. 1. Kolom Komposit Dari Penampang Baja Berongga
(Sumber : Isdarmanu, Marwan,2006)

Desain-desain yang menggunakan CFT banyak diminta oleh negara-negara Asia Timur dan Asia Tenggara, dimana daerahnya memiliki aktivitas seismic yang tinggi. CFT tidak hanya meningkatkan ketahanan kolom tersebut, tetapi juga perubahan bentuk yang sangat besar dikarenakan tekanan beruntun, yang dibuat oleh luaran baja untuk inti beton. CFT menghasilkan sifat semi-plastis dari kerusakannya, bahkan ketika beton mutu tinggi digunakan. Kemungkinan gedung untuk bertahan dalam gempa bumi meningkat secara signifikan sebagai hasil dari menggunakan kolom tipe CFT di rangka gedung tersebut. (Krishan, etc, 2016)

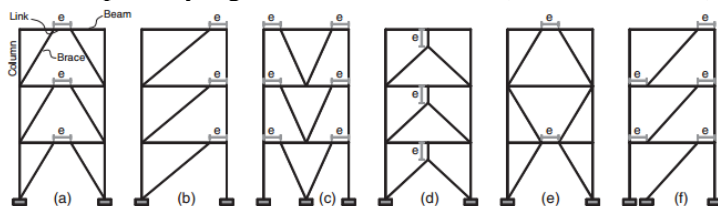
Tetapi, penting untuk mengingat kekurangan utama dari CFT. Salah satu dari kekurangan desain yang paling signifikan dari CFT adalah tidak adanya tekanan beruntun berdasarkan beban operasional dikarenakan kecilnya nilai Poisson's ratio dari beton apabila dibandingkan dengan baja, dan karena itulah luaran baja terkadang terlepas dari inti beton dalam fase elastis. Hasilnya, mustahil untuk menggunakan kekuatan dari inti beton secara efektif, dan seringkali menjadi sulit untuk memberikan pelekatan yang cukup antara inti beton dengan luaran baja di area dimana terjadi transmisi beban di kolom dari pelat. (Krishan, etc, 2016)

Kolom CFT banyak yang sudah secara sukses diaplikasikan ke banyak gedung tinggi seperti Taipei 101 tower, Two Union Square di Seattle USA, Shimizu Super High Rise Building di Tokyo, Guangzhoe New TV Tower, China dan 111 Eagle street, Brisbane, Australia. *Axial Shortening* (AS) dari kolom-kolom komposit ini dikarenakan fenomena dependensi akan penyusutan dan deformasi elastis yang merupakan tantangan yang melekat di gedung tinggi. Apalagi, migrasi beban yang terjadi antara beton dan baja dikarenakan penyusutan perlu dipertimbangkan karena dapat berefek secara signifikan kepada *axial shortening* dari kolom CFT ini. (Dilrukshie, David, Tommy, 2016)

2.2 Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik

Ide utama dari desain dari struktur rangka berpengaku eksentrik atau *eccentrically braced frame* (EBF) adalah untuk menyatukan keuntungan dari *moment resisting frame* (MRF) dan dari *centrically braced frame* (CBF) yaitu sistem yang menahan beban lateral menjadi sebuah sistem structural. Sistem EBF berasal dari Jepang di 1970 dengan tujuan untuk mendapatkan struktur dengan kekakuan elastis yang tinggi dan juga kehilangan energi yang tinggi ketika gempa bumi besar. (M. Fujimoto, dkk, 1972, R. Tanabashi, 1974 dalam Sina, Cem, 2017)

Ada beberapa konfigurasi dari sistem EBF, beberapa digambarkan di gambar di bawah ini dengan mekanisme plastisnya. Bukan arsitektural yang lebih besar dapat digunakan dengan sistem EBF daripada kalau dibandingkan dengan CBF. Segmen pendek di rangka yang terletak di rangka yang panjangnya disebut e di gambar dinamakan *link*. Di sistem EBF, leleh dikonsentrasikan hanya kepada bagian *link* dan batang-batang lain didesain untuk tetap elastis. Sehingga, ketika gempa bumi besar, *link* dapat dianggap sebagai penggabung structural yang dapat mengurangi atau menghilangkan *input* energi seismik melalui deformasi plastis yang stabil dan terkontrol. (Sina, Cem, 2017)



Gambar 2. 2. Konfigurasi EBF
(Sina, Cem, 2017)

2.2.1 Karakteristik dari *link*

Panjang dari segmen *link* (e) adalah salah satu dari parameter kunci yang mengontrol kekakuan, kekuatan, daktilitas, dan tingkah laku dari sebuah sistem EBF. Ada beberapa perbedaan substansi antara tingkah laku dari *link* yang panjang dan yang pendek. Meskipun *link* yang lebih panjang menghasilkan kebebasan

arsitektural untuk bukaan, studi dan percobaan awal oleh Roeder dan Popov dan Hjelmstad dan Popov menunjukkan bahwa performa dari *link* pendek jauh lebih baik dibandingkan dengan *link* panjang di bawah beban siklik yang kuat dalam kekuatan dan daktilitas. (Sina, Cem, 2017)

Kapasitas geser nominal dari *link* pendek biasanya dihitung berdasarkan area badan, mengabaikan kontribusi dari sayap. (AISC, 2010 in Sina, Cem, 2017) Namun, seperti yang dikatakan oleh McDaniel et al., pada *link* yang pendek dengan sayap yang cukup tebal, ada kekuatan geser yang signifikan yang terdapat pada sayap-sayap tersebut. Manheim dan Popov dan Richards juga menawarkan metode untuk menentukan kapasitas geser plastis dari *link* yang mempertimbangkan efek dari sayap tersebut. (Sina, Cem, 2017)

Respon seismic *link* oleh EBF sering dimodelkan sebagai plastis elastis dengan perkerasan kinematis atau yang lebih simple adalah elastis yang plastis. Model-model tersebut berdasarkan balok *Euler-bernoulli* dengan sendi plastic lentur dan pada ujung dari balok digunakan untuk menstimulasi geser inelastic dan respon lentur dari *link*. Sejauh ini, penggunaan dari model-model tersebut belum mendapatkan kritik karena kurangnya model yang bisa merepresentasikan pengerasan isotropic dengan ketepatan yang dapat diterima. (Melina, Edoardo, Pier, 2016)

2.2.2 Pengaku Badan

Penggunaan yang layak dari ujung dan tengah pengaku badan di *link* adalah salah satu parameter utama untuk mendapatkan tingkah laku histerisis yang stabil dan terkontrol. Pengaku ujung biasanya adalah pengaku *full-depth* yang disediakan untuk seluruh rasio panjang *link* yang terletak di kedua sisi dari badan di ujung-ujung *link*. Di 1997, Roeder dan Popov mendapatkan alasan mengapa diperlukan penggunaan pengaku ujung untuk mendapatkan stabilitas local dalam sebuah panel koneksi pengaku-*link*-balok. Di spesifikasi EBF yang sekarang dan juga yang terdahulu, penggunaan pengaku ujung selalu diwajibkan dengan tujuan untuk meingkatkan transfer kekuatan geser *link*

kepada elemen yang bereaksi, dan juga mencegah tekuk lokal prematur di *link*. (Sina, Cem, 2017)

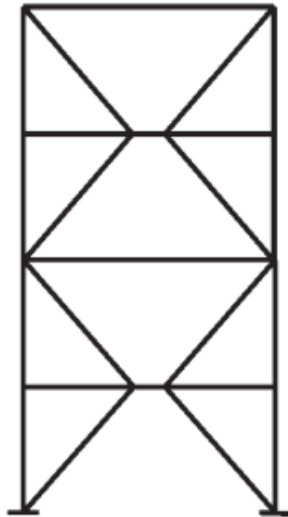
Pada gempa bumi 2011 di Christchurch, New Zealand, kerusakan lapangan EBF dengan *link* pendek pertama terdokumentasi di garasi RS Christchurch. Di beberapa *link* yang retak, tidak seperti detail yang seharusnya, pengaku ujung tidak selaras dengan sayap dari bresing. Ketidakselarasan ini dispekulasi menjadi alasan dari keretakan di sayap *link* dan panel sambungan. Kanvinde et al. melakukan analisis numerik untuk menginvestigasi masalah tersebut, dan secara numerik didapatkan hasil bahwa ketidakselarasan tersebut mempengaruhi alasan mengapa retak tersebut terjadi; tetapi, faktor-faktor lain seperti percepatan tanah yang dipaksakan memang beberapa kali lebih besar dari percepatan tanah yang diperhitungkan di desain, juga memiliki peran yang besar dalam keretakan tersebut. Penggunaan pengaku yang dilas di lapangan dan dan pelat *gusset* untuk sambungan bresing disarankan oleh Kavinde et al. untuk pelengkap yang lebih baik. Studi lainnya oleh Imani di sekitar ketidakselarasan adalah dengan cara menggunakan bagian bresing yang berbeda, atau yang lebih mudahnya, memindahkan pengaku ujung dapat mengurangi masalah. (Sina, Cem, 2017)

2.2.3 Sambungan

Di sistem EBF, sambungan antara bresing dengan balok dan juga *link* ke kolom menarik beberapa atensi untuk studi dikarenakan banyaknya permintaan untuk sendi-sendi tersebut. Berdasarkan studi tersebut, didapatkan bahwa sambungan yang langsung dilas ternyata lebih menguntungkan dalam mengontrol LTB dari segmen balok diluar dari *link*. Mengingat bahwa bresing diharapkan untuk tetap elastis ketika mengalami banyak beban yang kuat, berbagai syarat daktilitas yaitu yang diharuskan untuk bresing CBF tidak wajib untuk bresing EBF dan koneksinya, menurut AISC Seismic Provisions. (C.W. Roeder, dkk, 1987 dalam Sina, Cem, 2017)

2.2.4 Two-Story-X-Braced EBF

Gaya aksial yang tinggi di balok di luar dari *link* dapat mempersulit pemilihan balok apabila balok di luar link dan balok untuk link adalah balok yang sama, apalagi jika seukuran. Gaya aksial tersebut dapat dikurangi atau dihilangkan dengan pemilihan konfigurasi yang menguntungkan. Portal dengan *link* di tengah bisa dikonfigurasi ulang untuk menghilangkan gaya aksial pada balok dengan membuat konfigurasi two-story-x braced EBF, seperti yang ditawarkan oleh Engelhardt dan Popov (1989b) seperti pada Gambar 2.3.



Gambar 2. 3. Two-Story-X Braced
(AISC 341-10)

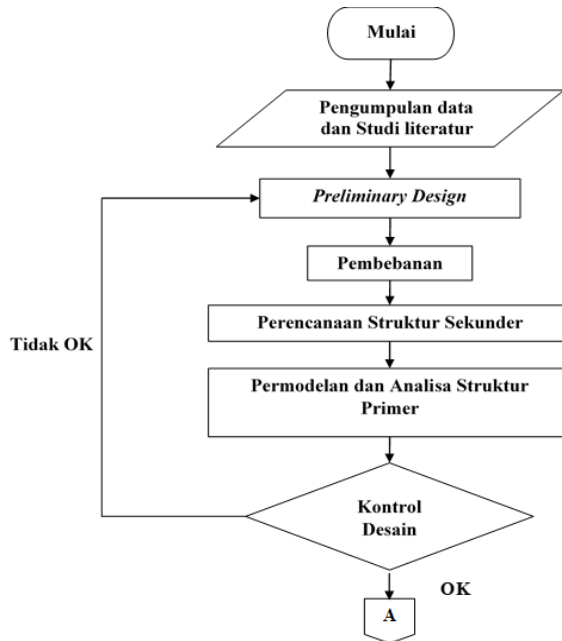
BAB III METODOLOGI

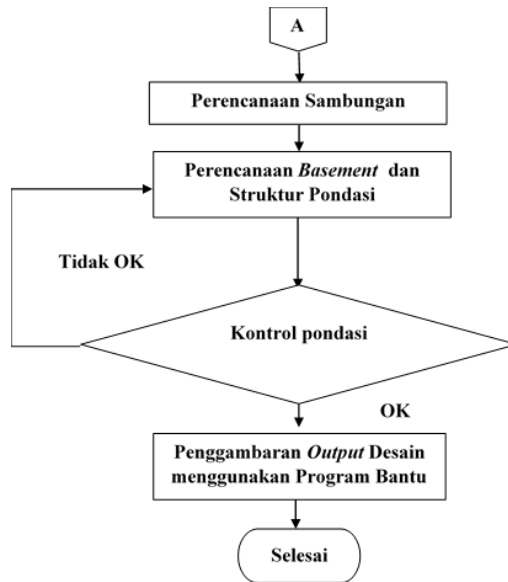
3.1 Umum

Perencanaan Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon* Surabaya menggunakan sistem Struktur Rangka Berpengaku Eksentrik (SRBE) tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan - urutan pelaksaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisa struktur dan gambar teknik.

3.2 Bagan Alir Perencanaan

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





Gambar 3.1. Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

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

3.3.1 Pengumpulan data

Data umum bangunan dan data tanah gedung Bahana Tower:

1. Nama gedung : Apartemen *Grand Dharmahusada Lagoon* Surabaya
2. Lokasi : Jl. Raya Mulyosari
3. Fungsi : Apartement
4. Tinggi : $\pm 144,250$ m
5. Jumlah lantai : 44 lantai (3 lantai *basement*, 42 lantai apartement, 1 lantai atap)
6. Struktur utama : Beton bertulang

3.3.2 Studi literatur

Dalam menunjang pengerjaan Tugas Akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan

perencanaan bangunan struktur baja komposit menggunakan rangka bresing eksentrik.

3.3.3 Preliminary Design

Adapun Tugas Akhir ini akan dimodifikasi perencanaannya menggunakan material baja dengan data-data sebagai berikut :

1. Nama Gedung : Apartement *Grand Dharmahusada Lagoon* Surabaya
2. Lokasi : Yogyakarta, DIY
3. Fungsi : Apartement
4. Tinggi : ± 70.00 m
5. Jumlah Lantai : 21 (1 lantai basement, 19 lantai Apartement, 1 lantai atap)
6. Struktur Utama : Balok baja dengan dek dan kolom *Concrete Filled Steel Tube*

3.3.3.1 Perencanaan struktur sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi :

1. Pelat Lantai
2. Balok Anak
3. Tangga
4. Balok Penggantung *Lift*

3.3.3.2 Perencanaan struktur utama

Melakukan perkiraan dimensi awal dari elemen struktur, penentuan mutu bahan dan material struktur dan merencanakan dimensi profil yang akan digunakan yang meliputi

1. Perencanaan Panjang *Link*
2. Dimensi Balok di Luar *Link*
3. Dimensi *Bresing*
4. Dimensi Balok Induk
5. Dimensi Kolom

3.3.4 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut :

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.

2. Beban Hidup

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

3. Beban Angin

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

$$p = qG C_p - q_i (G C_{pi}) \left(\frac{lb}{ft^2} \right) \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (3.1)$$

Keterangan :

q = q_z untuk dinding di sisi angin datang yang diukur pada ketinggian z diatas permukaan tanah

q_h = q_h untuk dinding di sisi angin pergi, dinding samping, dan atap yang diukur pada ketinggian h

q_i = q_h untuk dinding di sisi angin datang, dinding samping, dinding di sisi angin pergi, dan atap bangunan gedung tertutup untuk mengevaluasi tekanan internal negatif pada bangunan gedung tertutup sebagian

q_i = q_z untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan

internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impact atau dilindungi dengan penutup tahan impact harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, q_i secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h ($q_i = q_h$)

G = faktor efek-tiupan angin

C_p = koefisien tekanan eksternal

(GC_{pi}) = koefisien tekanan internal

4. Beban Gempa

Beban gempa merupakan semua beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh gerakan tanah akibat beban gempa tersebut. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang diartikan dengan beban gempa disini adalah gaya-gaya yg beban terjadi di dalam struktur tersebut terjadi akibat gerakan tanah akibat gempa tersebut. Gempa rencana ditetapkan berdasarkan respon spectrum desain SNI 1726-2012 dimana langkah langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

- a. Menentukan kategori bangunan gedung I-IV (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3. 1. Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara 	III

<p>- Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedan dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya 	IV

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

- b. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3. 2. Faktor Keutamaan Gempa

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

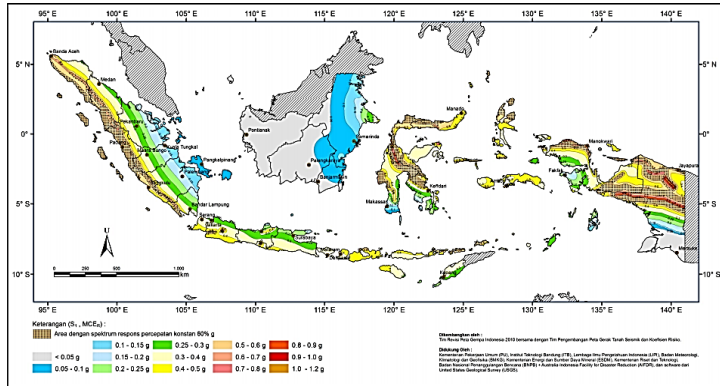
- c. Menentukan Klasifikasi situs (SA-SF) (SNI-1726-2012 Pasal 5.3)

Tabel 3. 3. Klasifikasi Situs

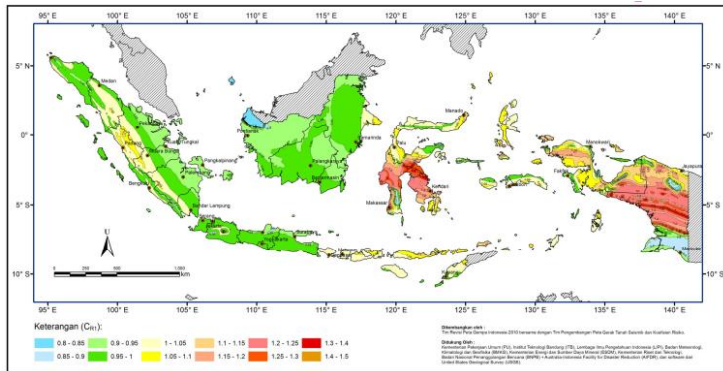
Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500 m/s	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500 m/s	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750 m/s	>50	≥ 100 kN/m ²

SD (tanah sedang)	175 sampai 350 m/s	15-50	50 sampai 100 kN/m ²
SE (tanah lunak)	< 175 m/s	< 15	<50 kN/m ²
	<p>Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <p>Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa</p>		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut :</p> <p>Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gemapa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaah tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)</p>		
	<p>- Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u < 50$ kPa</p>		

d. Menentukan parameter percepatan tanah (S_s, S_1) (SNI-1726-2012 Pasal 4.1.2)



Gambar 3.2. Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0.2 Detik



Gambar 3.3. Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 1 Detik

- e. Menentukan koefisien situs ((SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

Tabel 3. 4. Koefisien Situs Fa

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE _R) terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, S _s				
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s ≥ 1,25
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^B				

Tabel 3. 5. Koefisien Situs Fv

Kelas Situs	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁				
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^B				

- f. Menghitung parameter percepatan deesain (S_{DS}, S_{D1}) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (S_{DS}), dan pada periode 1 detik (SD1) harus ditetapkan sebagai berikut:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3. 1)$$

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

- g. Menentukan kategori desain seismik (SNI-1726-2012 Pasal 6.5)

Tabel 3. 6. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

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

Tabel 3. 7. Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

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

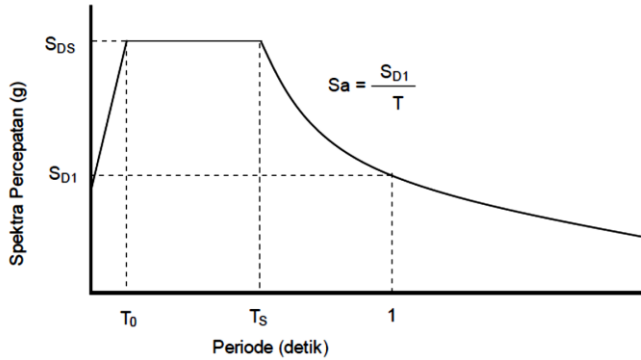
- h. Memilih faktor Koefisien modifikasi respons (R), Faktor pembesaran defleksi (Cd) dan Faktor kuat lebih sistem (Ω) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI-1726-2012 Pasal 7.2.2).

Tabel 3. 8. Faktor R, Cd dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Penahan Gaya Gempa	Koefisien Respons Modifikasi, R	Faktor Kuat Lebih, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan Sistem Struktur Termasuk Batasan Tinggi Struktur					
				Kategori Desain Seismik					
				B	C	D	E	F	
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2^{1/2}$	4	T B	T B	T B	T B	T B	

i. Melakukan analisis model respons spektrum

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spektrum.



Gambar 3. 4. Grafik respons spectrum

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

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.3)$$

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

$$S_a = S_{DS} \quad (3.4)$$

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

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.5)$$

Dengan:

$$T_0 = \frac{0,2 S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.6)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

j. Melakukan analisis static ekuivalen

- Menentukan periode fundamental pendekatan, T_a (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.8)$$

Keterangan :

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

h_n = tinggi struktur

Tabel 3. 9. Nilai Koefisien Waktu Getar Perkiraan C_t Dan x

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

- Menentukan batas periode struktur

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

Keterangan :

T_a = periode fundamental perkiraan

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

Tabel 3. 10. Koefisien Untuk Batas Atas Periode Hasil Perhitungan

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

- Menghitung gaya dasar seismik

$$V = C_s W \quad (3.6)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

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

- Menghitung koefisien respon seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.7)$$

Keterangan :

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

R = faktor modifikasi respon dalam (Tabel 3.8)

I_e = faktor keutamaan hunian sesuai (Tabel 3.2)

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.8)$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0.44 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (3.9)$$

Untuk struktur berlokasi dimana $S_1 \geq 0,6$ g, maka C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.10)$$

Keterangan :

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

T = periode struktur dasar (detik)

S_1 = percepatan spektrum respon maksimum

- Menghitung distribusi vertikal gaya gempa

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

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.11)$$

Keterangan :

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

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

h_i dan h_x = tinggi (m) dari dasar sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

- untuk struktur dengan periode $\leq 0,5$ s, $k=1$
 - untuk struktur dengan periode $\geq 2,5$ s, $k=2$
 - untuk struktur dengan periode antara 0,5 s sampai 2,5 s, $k = 2$ atau ditetapkan dengan interpolasi antara 1 dan 2
- Menghitung distribusi horizontal gaya di tiap lantai (SNI 1726-2012 pasal 7.8.4)(kN) harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.12)$$

Keterangan :

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

5. Kombinasi Pembebanan

Struktur, komponen, dan pondasi harus dirancang sedemikian rupa sehingga kekuatan desainnya sama atau melebihi efek dari beban terfaktor dalam kombinasi berikut (SNI 1727:2013 pasal 3.2.2) :

1,4D

1,2D + 1,6L + 0,5 (L_r atau S atau R)

1,2D + 1,6(L_r atau S atau R) + (L atau 0,5W)

1,2D + 1,0 W + L + 0,5(L_r atau S atau R)

1,2D + 1,0E + L + 0,2S

0,9D + 1,0W

0,9D + 1,0E

Keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

L_r = beban hidup atap

S = beban salju

R = beban hujan

W = beban angin

E = beban gempa

3.3.5 Permodelan struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai struktur ruang 3 dimensi.

3.3.6 Kontrol perencanaan struktur primer

Melakukan kontrol kemampuan struktur utama dari perencanaan yang sudah dilakukan

3.3.6.1 Kontrol desain

Analisa struktur terhadap beban gempa dikontrol berdasarkan SNI 03-1726-2012.

1. Kontrol Partisipasi Massa

Analisis harus dilakukan untuk menentukan modes alami dari getaran untuk struktur yang dianalisis. Analisis harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus sekurang-kurangnya 90% (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1)

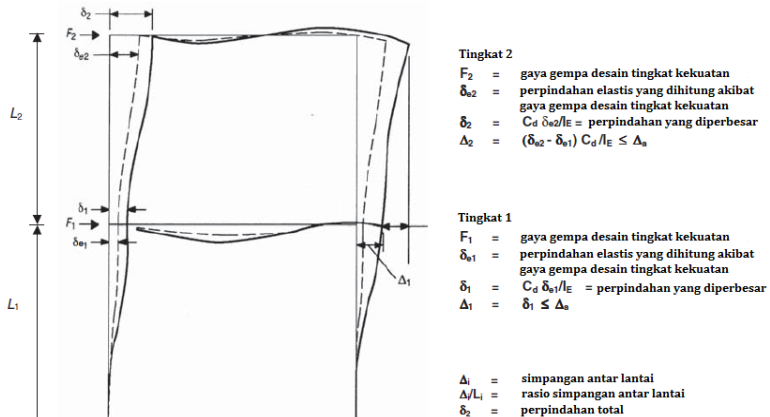
2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0.85V/V_t$ (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

3. Kontrol Simpangan Antar Tingkat

Simpangan antar tingkat rencana harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang ditinjau. Besarnya defleksi pada tingkat x , δ_x , dapat dihitung dengan Persamaan (3-23) (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.5. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, h_{sx} , pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (3.9)$$



Gambar 3. 5. Penentuan simpangan antar lantai

Tabel 3. 11. Simpangan antar lantai ijin

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

3.3.6.2 Kontrol perhitungan elemen struktur primer

1. Link

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat.

Link harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*, ϕV_n , harus lebih besar daripada kuat geser perlu V_u , dengan:

V_n = Kuat geser nominal *Link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2 M_p/e$

$V_p = 0,6 f_y (d-2.t_f) t_w$

$\phi = 0,9$

e = Panjang *link*

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

- 0,08 radian untuk $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk $e \leq 2,6M_p/V_p$
- Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

Terdapat 3 jenis *link*. Jenis *Link* Terdiri dari *Short Link*, *Intermediate Link*, dan *Long Link*. *Short link* juga disebut sebagai *shear link* dikarenakan gaya geser yang mendominasi pelelehan pada balok *link* dengan nilai $\rho \leq 1.6$. Pada *intermediate link*, pelelehan yang terjadi pada balok *link* disebabkan dari kombinasi gaya geser dan lentur sehingga disebut juga sebagai *flexural-shear link* dengan nilai ρ adalah sebesar $1.6 < \rho \leq 2.6$. *Long link* juga disebut sebagai *flexural link* dikarenakan pelelehan yang terjadi pada balok *link* didominasi oleh lentur dengan nilai $\rho > 2.6$.

2. Batang bresing dan balok di luar *link*

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

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

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

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

momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3. Balok Induk

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.10)$$

Dimana :

M_n = Momen nominal balok

M_u = Momen ultimate yang terjadi

ϕ = faktor reduksi = 0,9 (DFBK)

1) Kontrol Penampang

Untuk Sayap (*flange*) :

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

$$\lambda = \frac{b}{2tf} \leq \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.11)$$

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

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.12)$$

Untuk Badan (*web*) :

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

$$\lambda = \frac{h_w}{t_w} \leq \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.13)$$

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

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.14)$$

Dimana :

bf = Lebar sayap

tf = Tebal sayap

h = Tinggi profil

tw = Tebal pelat badan

fy = Kuat leleh profil baja

fr = Tegangan tekan residual pada plat sayap

2) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lokal

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

- a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \quad (3.15)$$

b. Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (3.16)$$

c. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0,9Ek_c - S_x}{\lambda^2} \quad (3.17)$$

3) Kuat Nominal Lentur Penampang Dengan Pengaruh Tekuk Lateral

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

a. Bentang pendek: $L_b \leq L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.18)$$

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

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - 0,7F_y S_x \cdot \left(\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (3.19)$$

c. Bentang panjang : $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (3.20)$$

4) Kekuatan Lentur Balok Komposit Dengan Penghug Geser

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

a. Kuat Lentur Positif

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

$$\phi b = 0,9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3. 21)$$

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

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3,76 x \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3. 22)$$

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

b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 pasal I2-b, Kekuatan lentur 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 $\phi b = 0,9$.

5) Kekuatan Struktur Selama Pelaksanaan

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

6) Kuat Geser Rencana

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

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.23)$$

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:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v \quad (3.24)$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut :

a. Bila $h/t_w \leq 1.10 \sqrt{E/f_y}$

Maka, $C_v = 1.0$

b. Bila 7

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

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

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

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

$$h / t_w < 260 \quad (3.27)$$

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 :

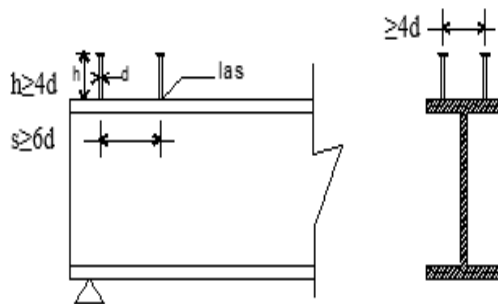
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen positif balok
 - Tegangan tekan pada beton = $0,85 f_c' \rightarrow$ merata
 - Tegangan pada baja = $f_y \rightarrow$ tarik atau tekan : merata
- Distribusi tegangan plastis pada daerah momen negatif balok
 - Tegangan tarik pada beton = 0

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

7) Shear Connector

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

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



Gambar 3. 6. Potongan Balok Dengan Penghung Geser Stud

Dimana:

$r_s = 1,00$ untuk pelat beton biasa

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

A_{sc} = luas penampang *Shear-Connector*

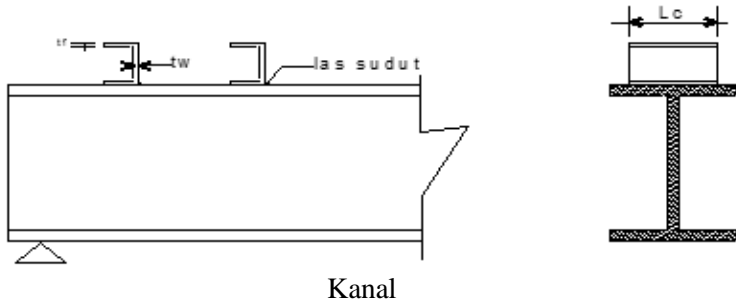
$(\frac{\pi}{4} d^2)$

E_c = Modulus elastisitas beton

- b. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

$$Q_n = 0,3 (t_f + 0,5 t_w) L_c \sqrt{f_c' \cdot E_c} \quad (3. 29)$$

Gambar 3. 7. Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja



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

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3. 30)$$

Dimana:

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

- Pada daerah momen positif

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

- 1) $0,85 f_c' \cdot A_c \rightarrow$ beton
- 2) $A_s \cdot f_y \rightarrow$ profil baja
- 3) $\Sigma Q_n \rightarrow$ *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

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

- 1) $A_r \cdot f_{yr}$
- 2) ΣQ_n

Dimana:

A_r = tulangan tarik pada pelat beton

f_{yr} = tegangan leleh tulangan.

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

4. Kolom

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

- Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan
 - Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 4\% \quad (3.31)$$

- Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \quad (3.32)$$

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.33)$$

$$\lambda p = 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.34)$$

$$\lambda r = 3 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.35)$$

$$\lambda r = 5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diijinkan)} \quad (3.36)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi

- Untuk Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.37)$$

Dengan

$$P_p = f_y A_s + C_2 f' c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.38)$$

- Untuk Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda r - \lambda p)^2} (\lambda - \lambda p)^2 \quad (3.39)$$

Dengan

$$P_y = f_y A_s + 0,7 f' c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.40)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$P_{no} = f_c r A_s + 0,7 f' c (A_c + A_s r \frac{E_s}{E_c}) \quad (3.41)$$

- Penampang Terisi Beton

$$f_c r = \frac{9 E_s}{(\frac{b}{t})^2} \quad (3.42)$$

- Amplifikasi Momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \quad (3.43)$$

$$Pr = Pnt + B2Pt \quad (3.44)$$

Keterangan :

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

B_2 = Pengali untuk menghilangkan efek P- δ , ditentukan untuk setiap tingkat dari struktur

M_{1t} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

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

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

P_{1t} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK

P_{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

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \alpha \frac{Pr}{Pe1}} \geq 1 \quad (3.45)$$

Dengan,

α = 1 (DFBK)

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

$$Cm = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \quad (3.46)$$

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.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (3.47)$$

Keterangan :

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

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

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

- Pengali B_2 untuk efek $P-\delta$

$$B_2 = \frac{1}{\left(1 - \frac{\alpha P_{\text{Story}}}{P_{e \text{ Story}}}\right)} \quad (3.48)$$

Dengan,

$\alpha = 1$ (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.

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

$$P_{e\ story} = RM \frac{HL}{\Delta H} \quad (3.49)$$

Dengan,

$$Rm = 1 - 0,15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{story}} \right) \quad (3.50)$$

Dimana:

L = Tinggi tingkat, mm

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

ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama

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

- Momen Nominal

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

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.51)$$

Dimana :

M_n = Momen nominal balok

M_u = Momen ultimate yang terjadi

ϕ = faktor tahanan = 0,9

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \quad (3.52)$$

$$\lambda p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.53)$$

$$\lambda r = 1,40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.54)$$

Untuk Komponen Struktur Berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = f_y Z \quad (3.55)$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - (M_p - f_y S) \left[3,57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4 \right] \leq M_u \quad (3.56)$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y S_e \quad (3.57)$$

Dimana,

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

$$b_e = 1,92 \cdot t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - \frac{0,38}{\frac{b}{t_f}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right) \leq b \quad (3.58)$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

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

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

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3.59)$$

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

$$\frac{Pr}{2P_c} + \left(\frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (3. 60)$$

Dimana :

P_r = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

φ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0.90

φ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0.90

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

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

- Kontrol Strong Column Weak Beam

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2 tentang kekuatan lentur minimum kolom menyatakan persamaan:

Di mana ΣM_{nc} adalah momen kapasitas kolom dan ΣM_{nb} merupakan momen kapasitas balok. M_{nc} dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur rendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Setelah didapat jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong column weak beam. ΣM_{nc} didapat dari diagram interaksi aksial dan momen kolom.

$$\frac{\Sigma M_{*pc}}{\Sigma M_{*pb}} > 1$$

3.3.7 Perencanaan Sambungan

3.3.7.1 Perencanaan Sambungan Baut

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

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

$$R_u \leq \phi R_n \quad (3.61)$$

$$R_n = F_n A_b \quad (3.62)$$

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

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

$$R_n = F'_n t A_b \quad (3.63)$$

$$F'_n t = 1.3 F_n t - \frac{F_n t}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_n t \quad (3.64)$$

Dimana:

$F_n t$ = Tegangan tarik nominal dari Tabel J3.2

F_{nv} = Tegangan geser dari tabel J3.2

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

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu D_u h f T_b n_s \quad (3.65)$$

- Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban, $\phi = 10$
- Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban, $\phi = 0,85$
- Untuk lubang slot panjang, $\phi = 0,70$

Dimana:

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

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

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

h_f = faktor pengisi, ditentukan sebagai berikut:

- Bila tidak ada pengisi atau dimana baut telah ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi, $h_f = 1$
- Bila baut-baut tidak ditambahkan untuk mendistribusikan beban pada pengisi:
- Untuk satu pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 1$
- Untuk dua atau lebih pengisi antara bagian-bagian tersambung, $h_f = 0,85$

N_s = Jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan dengan slip.

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_y A_{gv} ; \phi = 1 \quad (3. 66)$$

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

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0,60F_u A_{nv} ; \phi = 0,75 \quad (3. 67)$$

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

- Kekuatan Geser Blok

Kekuatan yang tersedia untuk keadaan batas keruntuhan blok geser sepanjang alur kegagalan geser

atau alur-alur dan alur kegagalan tarik tegak lurus harus diambil sebesar:

$$R_n = 0,60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0,60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \quad (3. 68)$$

Dimana:

Bila tegangan tarik adalah merata, $U_{bs} = 1$; bila tegangan tarik tidak merata, $U_{bs} = 0,5$.

3.3.7.2 Perencanaan Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4, kekuatan desain, ϕR_n harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan berikut ini:

- Untuk Logam dasar

$$R_n = F_{nBW}A_{BM} \quad (3. 69)$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw}A_{we} \quad (3. 70)$$

Dimana:

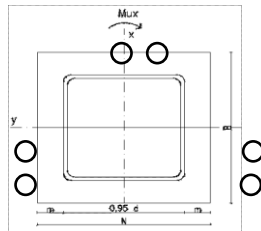
F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)

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

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

A_{we} = luas efektif las, in² (mm²)

3.3.7.3 Base Plate



Gambar 3. 8. Base plate



$$e = \frac{Mux}{Pu} \quad (3.71)$$

Akibat beban Pu

$$fpa = \frac{Pu}{BN} \quad (3.72)$$

Akibat beban Mux

$$fpb = \frac{6 Mux}{BN^2} \quad (3.73)$$

Tekanan Maksimal

$$fp(\max) = fpa + fpb \quad (3.74)$$

Menentukan Mu_{pl}

$$m = \frac{(N - 0,95 D)}{2} \quad (3.75)$$

$$Mu_{pl} = \left(fp(\max) - 2 fpb \frac{m}{N} \right) x \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 fpb \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right) \quad (3.76)$$

Menentukan tebal *base plate*

$$t = \sqrt{\frac{4Mu_{pl}}{\phi fy}} \quad (3.77)$$

3.3.8 Perencanaan Basement dan Pondasi

3.3.8.1 Perencanaan Basement

1. Definisi dinding *basement*

Dinding pada *basement* harus dirancang agar kokoh dan kuat terhadap tekanan tanah dan air. Dinding pada *basement* akan direncanakan sebagai *retaining wall*. Struktur *basement* direncanakan menggunakan material beton bertulang dengan persyaratan sebagai berikut:

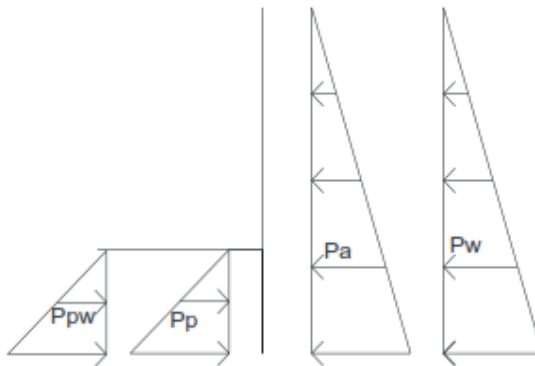
- Penulangan Dinding *Basement*
Penulangan dinding *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Kontrol ketebalan Dinding *Basement*
Ketebalan dinding *basement* dikontrol sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013.
- Penulangan Pelat Lantai *Basement*
- Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya, yaitu sama dengan permukaan tanah. Penulangan pelat lantai *basement* dihitung sesuai dengan peraturan SNI 2847:2013

2. 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:

$$Fk = \frac{\Sigma \text{momen penahan}}{\Sigma \text{momen guling}} > 1 \quad (3.78)$$

- Analisa terhadap stabilitas lokal



Gambar 3. 9. Tekanan aktif pasif tanah

$$Pa = \frac{1}{2} \gamma h^2 Ka - 2cH\sqrt{Ka} \quad (3.79)$$

$$p = \frac{1}{2} \gamma h^2 Kp + 2cH\sqrt{Kp} \quad (3.80)$$

$$Pw = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (3.81)$$

3. *Shearwall pada basement*

- Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.5.2.
- Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6.
- Penulangan geser dinding geser dihitung berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2.
- Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

3.3.8.2 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:

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.82)$$

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad (3.83)$$

$$Q_p = C_n + A_{ujung} \quad (3.84)$$

$$Q_s = \sum C_{li} \times A_{si} \quad (3.85)$$

Dimana:

SF = *Safety factor* = 3

C_n = 40N

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

A_{si} = Luas selimut tiang pada segmen i = o_i x h_i

3.3.8.3 Perhitungan Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

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

$$Pv = \frac{v}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum_{i=1}^n (Xi)^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum_{i=1}^n (Yi)^2} \quad (3.86)$$

Dimana Xi dan Yi 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 Ce.

$$Ce = \frac{1 - \arctan(\frac{\emptyset S}{90^\circ})}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \quad (3.87)$$

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

$$Ql(\text{group}) = Ql(1 \text{ tiang}) \times n \times Ce \quad (3.88)$$

3.3.8.4 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:

$$Vc = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.89)$$

$$Vc = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.90)$$

$$Vc = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o d \quad (3.91)$$

Dimana:

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

b_o = keliling pada penampang kritis pada poer

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

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:

$$\phi V_c > V \quad (3.92)$$

Dimana:

ϕ = 0.75

V_c = Kuat geser ponds beton

V_u = Gaya geser akibat beton

3.3.8.5 Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \quad (3.93)$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} \quad (3.94)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}} \right) \quad (3.95)$$

$$A_s = \rho b d \quad (3.96)$$

3.3.9 Penggambaran teknik

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

Halaman ini sengaja dikosongkan.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

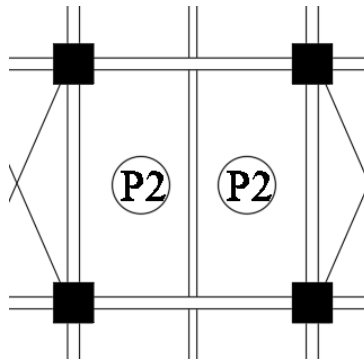
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai

Pada perencanaan lantai gedung ini menggunakan tabel perencanaan praktis dari *Super Floor Deck*. 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-beban finishing lainnya.
- Bondek menggunakan tebal 0,75 mm.

4.1.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 1



Gambar 4. 1 Pelat Lantai 1

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai 1-6 menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat spesi 2cm = 42 kg/m²
- Berat plafon & penggantung = 18 kg/m²
- Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m²

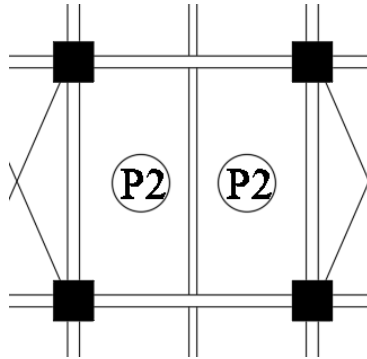
- Berat keramik 1 cm = 24 kg/m²
 $q_{Dtotal} = 109 \text{ kg/m}^2$
- 2. Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
 - Ruang public dan koridor = 479 kg/m²
 -
- 3. Beban Berguna
 - $q = q_D + q_L$
 $= 109 + 479$
 $= 588 \text{ kg/m}^2$
 $\approx 600 \text{ kg/m}^2$ (mengikuti brosur)
- 4. Data-data Perencanaan Pelat Bondek Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative tanpa penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:
 - Bentang (6m/2) = 3 m
 - Beban berguna = 600 kg/m²
 - Tulangan negative = 1,55 cm²/m
 - Tebal pelat beton = 0,1 m
 - Digunakan tulangan = 0.5 cm

Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

- $n = \frac{\text{Luas yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{\text{Luas tulangan yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{1,55 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d} = \frac{1,55 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times 1} = 7,89 \approx 8 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{n+1} = \frac{1000}{8+1} = 111 \text{ mm}$

Maka, untuk pelat lantai 1 dipasang wiremesh M5-111mm

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai 2-20



Gambar 4. 2 Pelat Lantai 2-20

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai 7 menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat spesi 2cm = 42 kg/m²
 - Berat plafon & penggantung = 18 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm = 24 kg/m²
- $q_{Dtotal} = 109 \text{ kg/m}^2$

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

- Ruang Apartemen/Hotel = 192 kg/m²

3. Beban Berguna

- $q = q_D + q_L$
- $= 109 + 192$
- $= 301 \text{ kg/m}^2$
- $\approx 400 \text{ kg/m}^2$ (mengikuti brosur)

4. Data-data Perencanaan Pelat Bondek berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative tanpa penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:

- Bentang (6m/2) = 3 m

- Beban berguna = 400 kg/m²
- Tulangan negative = 1,55 cm²/m
- Tebal pelat beton = 0,1 m
- Digunakan tulangan = 0.5 cm

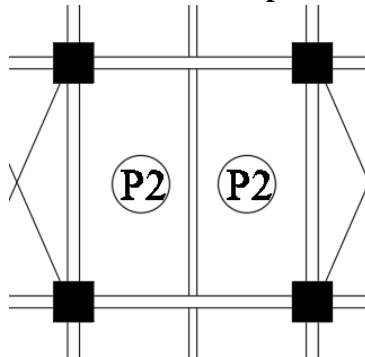
Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

- $n = \frac{\text{Luas yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{\text{Luas tulangan yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{1,55 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d} = \frac{1,55 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times 1} = 7.89 \approx 8 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan = $\frac{1000}{n+1} = \frac{1000}{8+1} = 111 \text{ mm}$

Maka, untuk pelat lantai 2-20 dipasang wiremesh M5-111mm

- Untuk penulangan ukuran plat lantai 2-20 yang lain menggunakan jenis penulangan yang sama.

4.1.1.3 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4. 3 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai 8-22 menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)

- Berat spesi 1 cm = 21 kg/m²
 - Berat plafon & penggantung = 18 kg/m²
 - Berat aspal 2cm = 28 kg/m²
 - Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m²
 - Berat *waterproofing* = 5 kg/m²
- $$q_{Dtotal} = 97 \text{ kg/m}^2$$

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

- Lantai atap = 97,9 kg/m²

3. Beban Berguna

- $q = q_D + q_L$
 $= 97 + 97,9$
 $= 194 \text{ kg/m}^2$
 $\approx 200 \text{ kg/m}^2$ (mengikuti brosur)

4. Data-data Perencanaan Pelat Bondek Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negative tanpa penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:

- Bentang (6m/2) = 3 m
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Tulangan negative = 1,07 cm²/m
- Tebal pelat beton = 0,1 m
- Digunakan tulangan = 0.5 cm

Maka, jumlah yang dibutuhkan setiap meter adalah:

- $n = \frac{\text{Luas yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{\text{Luas tulangan yang dibutuhkan}}{\text{Luas tulangan dipasang}}$
 $n = \frac{1,07 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times d} = \frac{1,07 \text{ cm}^2/\text{m}}{\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8} = 5,44 \approx 6 \text{ buah}$

$$- \text{ Jarak antar tulangan} = \frac{1000}{n+1} = \frac{1000}{6+1} = 142 \text{ mm}$$

Maka, untuk pelat lantai atap dipasang wiremesh M8-142mm

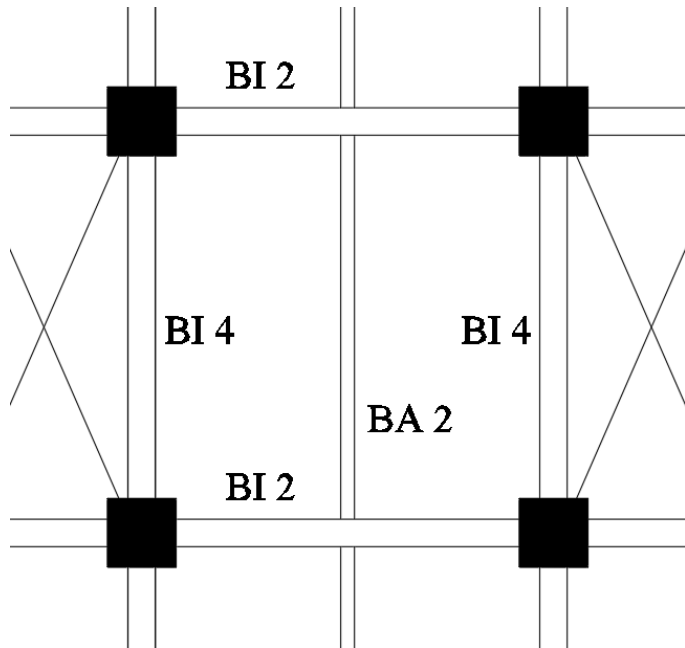
4.1.2 Perencanaan Balok Anak

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. 1. 2. 1 Perencanaan Balok Anak 1 (Lobby Area)

Menggunakan profil WF 500 × 200 × 11 × 19

W	= 103 kg/m	A	= 131,3 cm ²
d	= 506 mm	bf	= 201 mm
t _w	= 11 mm	t _f	= 19 mm
r	= 20 mm		
I _x	= 56500 cm ⁴	I _y	= 2580 cm ⁴
i _x	= 20,7 cm	i _y	= 4,43 cm
S _x	= 2230 cm ³	S _y	= 257 cm ³
Z _x	= 2462 cm ³	Z _y	= 398cm ³
h	= d – 2(tf + r)		
	= 506-2(19+20)		
	= 234 mm		
L _p	= 220,527 cm	L _r	= 694,296 cm
f _u	= 410 Mpa	f _y	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm ²		



Gambar 4. 4Denah Balok Anak Lantai 1 (*Parking Area*)

a. Pembebanan pada balok anak lantai 1-6

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat plesteran semen (2cm)	= 42	kg/m ²
Berat beton (10 cm)	= 240	kg/m ²
Berat plafond + penggantung	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m ²
Berat keramik	= 24	kg/m ²
	= 359,1	kg/m ²
Berat pelat lantai (3m)	= 1077,3	kg/m
Berat profil	= 103	kg/m
	$q_D = 1180,3$	kg/m

- Beban hidup SNI 1727-2013 (Ruang publik dan koridor)

$$q_L = 3 \text{ m} \times 479 \text{ kg/m}^2 = 1437 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L \\ = 1,2 \times 1180,3 + 1,6 \times 1437 = 3715,56 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 3715,56 \times 6^2 \\ = 16720,02 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 3715,56 \times 6 \\ = 11146,68 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2(19)} = 5,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,8$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,29 < 10,8 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,46$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45,46 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x \\ = 2500 \times 2462 \\ = 6155000 \text{ kg.cm} \\ = 61550 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\begin{aligned}\phi_b \times M_n &= 0,9 \times 61550 \\ &= 55395 \text{ kg.m} > 16720,02 \text{ kg.m} \dots \mathbf{OK} !\end{aligned}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

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

- Karena bentang menengah, maka

$$\begin{aligned}- M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \\ M_{\max} &= 1672002 \text{ kg.cm} \\ M_B &= M_{\max} = 1672002 \text{ kg.cm} \\ M_A &= \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 11146,68 \times 6 - \frac{1}{2} \times 11146,68 \times \left(\frac{1}{4} \times 6 \right)^2 \\ &= 4180,005 \text{ kg.cm} \\ M_C &= M_A = 4180,005 \text{ kg.cm} \\ M_p &= Z_x \times F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kg.cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}- C_b &= \frac{12,5 \times M_{\max}}{2,5 \times M_{\max} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \\ - C_b &= \frac{12,5 \times 1672002}{2,5 \times 1672002 + 3 \times 4180,005 + 4 \times 1672002 + 3 \times 4180,005} \\ - C_b &= 1,92 < 2,3 \\ - M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p\end{aligned}$$

$M_n = 8347706,82 \text{ kg.cm} > M_p = 6155000 \text{ kg.cm}$ maka dipakai M_p

- Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 61550 \text{ kg.m} = 55395 \text{ kg.m} \geq 16720,02 \text{ kg.m} \mathbf{(OK)}$$

- d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,46 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 45,46 < 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50,6 \times 1,1) = 83490 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \times V_n &\geq V_u \\ \emptyset \times V_n &= 0,9 \times 75141 \text{ kg} \\ &= 75141 \text{ kg} > 11146,68 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !} \end{aligned}$$

- e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11,803 + 14,37) \times 6^4}{2000000 \times 56500} \\ &= 0,17 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,17 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

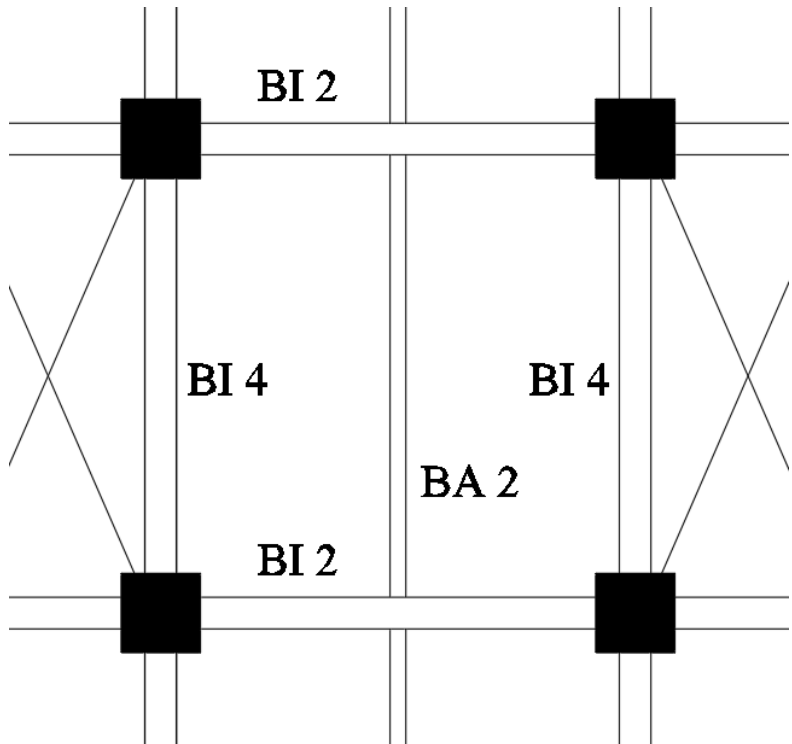
4.1.2.2 Perencanaan Balok Anak Lantai 2-20

Menggunakan profil WF 500 × 200 × 11 × 19

W	= 103 kg/m	A	= 131,3 cm ²
d	= 506 mm	bf	= 201 mm
t _w	= 11 mm	t _f	= 19 mm
r	= 20 mm		
I _x	= 56500 cm ⁴	I _y	= 2580 cm ⁴
i _x	= 20,7 cm	i _y	= 4,43 cm
S _x	= 2230 cm ³	S _y	= 257 cm ³
Z _x	= 2462 cm ³	Z _y	= 398 cm ³
h	= d - 2(tf + r)		
	= 506 - 2(19 + 20)		
	= 234 mm		
L _p	= 220,527 cm	L _r	= 694,296 cm

$$f_u = 410 \text{ Mpa} \qquad f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$E = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$$



Gambar 4. 5 Denah Balok Anak Lantai

a. Pembebanan pada balok anak lantai 7

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m ²
Berat spesi (2cm)	= 42	kg/m ²
Berat beton (10 cm)	= 240	kg/m ²
Berat plafond + penggantung	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m ²
Berat keramik (1cm)	= 24	kg/m ²

$$\begin{aligned}
 &= 359,1 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat pelat lantai (3m)} &= 1077,3 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 103 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 1180,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{- Beban hidup SNI 1727-2013 (Apartemen/hotel)} \\
 q_L = 3 \text{ m} \times 192 \text{ kg/m}^2 &= 576 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{- Beban berfaktor :} \\
 q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L \\
 &= 1,2 \times 1180,3 + 1,6 \times 576 = 2337,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

$$\begin{aligned}
 &\text{- Momen yang terjadi} \\
 M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2337,96 \times 6^2 \\
 &= 10520,82 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{- Gaya geser yang terjadi} \\
 V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2337,96 \times 6 \\
 &= 7013,88 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2(19)} = 5,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,8$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,29 < 10,8 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,45$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45,45 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned}
 M_p &= f_y \times Z_x \\
 &= 2500 \times 2462 \\
 &= 6155000 \text{ kg.cm} \\
 &= 61550 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned}
 \phi_b \times M_n &\geq M_u \\
 \phi_b \times M_n &= 0,9 \cdot 61550 \\
 &= 55395 \text{ kg.m} > 10520,82 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}
 \end{aligned}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

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

- Karena bentang menengah, maka

$$\begin{aligned}
 - \quad M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \\
 M_{\max} &= 1052082 \text{ kg.cm} \\
 M_B &= M_{\max} = 1052082 \text{ kg.cm} \\
 M_A &= \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 7013,88 \times 6 - \frac{1}{2} \times 7013,88 \times \left(\frac{1}{4} \times 6 \right)^2 \\
 &= 2630,205 \text{ kg.cm} \\
 M_C &= M_A = 2630,205 \text{ kg.cm} \\
 M_p &= Z_x \times F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \\
 &= \frac{12,5 \times 1052082}{2,5 \times 1052082 + 3 \times 2630,205 + 4 \times 1052082 + 3 \times 2630,205} \\
 - \quad C_b &= 1,92 < 2,3
 \end{aligned}$$

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

$M_n = 8347706,825 \text{ kg.cm} > M_p = 6155000 \text{ kg.cm}$ maka dipakai M_n

- Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 61550 \text{ kg.m} = 55395 \text{ kg.m} \geq 10520,82 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,46 \qquad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow 45,46 < 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50,6 \times 1,1) = 83490 \text{ kg} \end{aligned}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,9 \times 75141 \text{ kg}$$

$$= 75141 \text{ kg} > 11146,68 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11,803 + 5,76) \times 6^4}{2000000 \times 56500} \\ &= 0,18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,17 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

4.1.2.3 Perencanaan Balok Anak Atap

Menggunakan profil WF 500 × 200 × 11 × 19:

$$W = 103 \text{ kg/m} \qquad A = 131,3 \text{ cm}^2$$

$$d = 506 \text{ mm} \qquad bf = 201 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm} \qquad t_f = 19 \text{ mm}$$

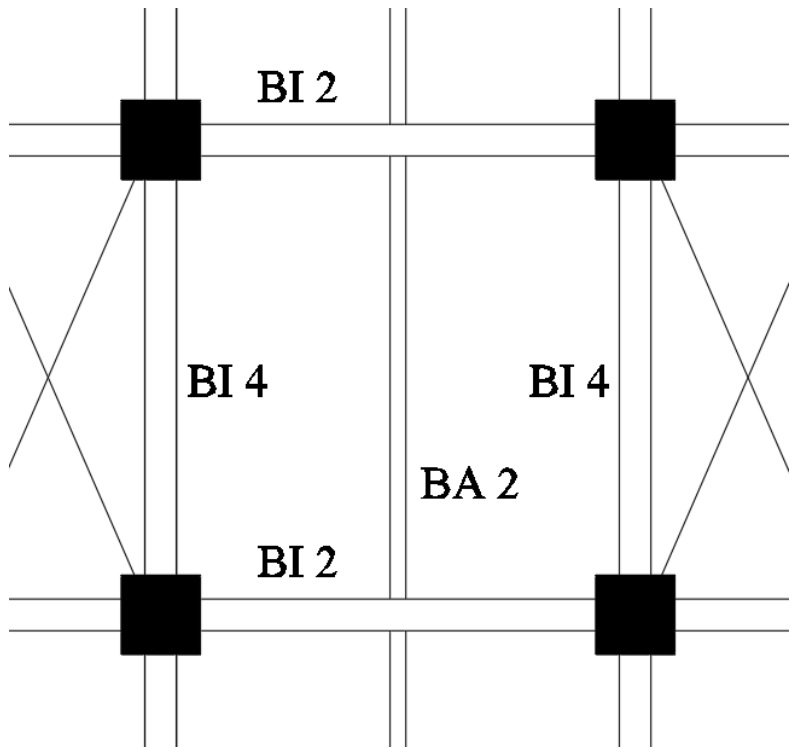
$$r = 20 \text{ mm}$$

$$I_x = 56500 \text{ cm}^4 \qquad I_y = 2580 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 20,7 \text{ cm} \qquad i_y = 4,43 \text{ cm}$$

$$S_x = 2230 \text{ cm}^3 \qquad S_y = 257 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 Z_x &= 2462 \text{ cm}^3 & Z_y &= 398 \text{ cm}^3 \\
 h &= d - 2(tf + r) \\
 &= 506 - 2(19 + 20) \\
 &= 234 \text{ mm} \\
 L_p &= 220,527 \text{ cm} & L_r &= 694,296 \text{ cm} \\
 f_u &= 410 \text{ Mpa} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\
 E &= 2.000.000 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 6 Denah Balok Anak Lantai 8-22 (Apartemen)

- a. Pembebanan pada balok anak lantai 8-22
- Beban mati
 - Berat pelat bondek = 10,1 kg/m²

Berat spesi (1cm)	= 21	kg/m ²
Berat beton (10 cm)	= 240	kg/m ²
Berat plafond + penggantung	= 18	kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m ²
Berat aspal (2cm)	= 25	kg/m ²
Berat <i>waterproofing</i>	= 5	kg/m ²
	= 347,1	kg/m ²
Berat pelat lantai (3m)	= 1041,3	kg/m
Berat profil	= 103	kg/m
	q _D = 1144,3	kg/m

- Beban hidup SNI 1727-2013 (Atap)

$$q_L = 3 \text{ m} \times 97,9 \text{ kg/m}^2 = 293,7 \text{ kg/m}$$

- Beban berfaktor :

$$q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L$$

$$= 1,2 \times 1144,3 + 1,6 \times 293,7 = 1843,08 \text{ kg/m}$$

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1843,08 \times 6^2$$

$$= 8293,86 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser yang terjadi

$$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1843,08 \times 6$$

$$= 5529,24 \text{ kg}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2(19)} = 5,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,8$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 5,29 < 10,8 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,45$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 45,45 < 106,25 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x \\ &= 2500 \times 2462 \\ &= 6155000 \text{ kg.cm} \\ &= 61550 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &\geq M_u \\ \phi_b \times M_n &= 0,9 \times 61550 \\ &= 55395 \text{ kg.m} > 8293,86 \text{ kg.m} \dots \text{OK!} \end{aligned}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

$$L_p = 220,527 \text{ cm}$$

$$L_r = 694,296 \text{ cm}$$

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

- Karena bentang menengah, maka

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

$$M_{\max} = 829386 \text{ kg.cm}$$

$$M_B = M_{\max} = 829386 \text{ kg.cm}$$

$$M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L \right)^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 5529,24 \times 6 - \frac{1}{2} \times 5529,24 \times \left(\frac{1}{4} \times 6 \right)^2$$

$$= 2073,465 \text{ kg.cm}$$

$$M_C = M_A = 2073,465 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = Z_x \times F_y = 2462 \times 2500 = 6155000 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}
 - C_b &= \frac{12,5 \times M_{maks}}{2,5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} \\
 - C_b &= \frac{12,5 \times 829386}{2,5 \times 829386 + 3 \times 2073,465 + 4 \times 829386 + 3 \times 2073,465} \\
 - C_b &= 1,92 < 2,3 \\
 - M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times f_y \times S_x) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p
 \end{aligned}$$

$M_n = 8347706,825 \text{ kg.cm} > M_p = 6155000 \text{ kg.cm}$ maka dipakai M_n

- Cek kemampuan penampang

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

$$0,9 \times 61550 \text{ kg.m} = 55395 \text{ kg.m} \geq 8293,86 \text{ kg.m} \text{ (OK)}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{500}{11} = 45,46 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 45,46 < 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (50,6 \times 1,1) = 83490 \text{ kg}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,9 \times 75141 \text{ kg}$$

$$= 75141 \text{ kg} > 11146,68 \text{ kg} \rightarrow \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 f^0 &= \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11,443 + 2,93) \times 6^4}{2000000 \times 56500} \\
 &= 0,17 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,17 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{OK !}$$

4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes

Tangga merupakan bagian dari struktur bangunan bertingkat sebagai penunjang antara struktur bangunan lantai dasar dengan struktur bangunan tingkat atasnya. Pada gedung Apartemen Brooklyn Alam Suteraini struktur tangga direncanakan sebagai tangga darurat dengan menggunakan konstruksi dari bondek.

Data teknis tangga :

- Mutu Baja = BJ41
- Tinggi antar lantai = 340 cm
- Tinggi bordes = 170 cm
- Panjang tangga tanpa bordes = 300 cm
- Lebar tangga = 130 cm
- Panjang bordes = 150 cm
- Lebar bordes = 275 cm
- Lebar antrede (i) = 30 cm
- Lebar penyangga tangga = 15 cm

- Perencanaan jumlah injakan tangga :

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

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

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

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan jumlah injakan tangga

Tinggi injakan (t) = 17 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{(340/2)}{17} = 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 10 - 1 = 9 \text{ buah}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (64) \leq 65 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

Lebar bordes = 275 cm

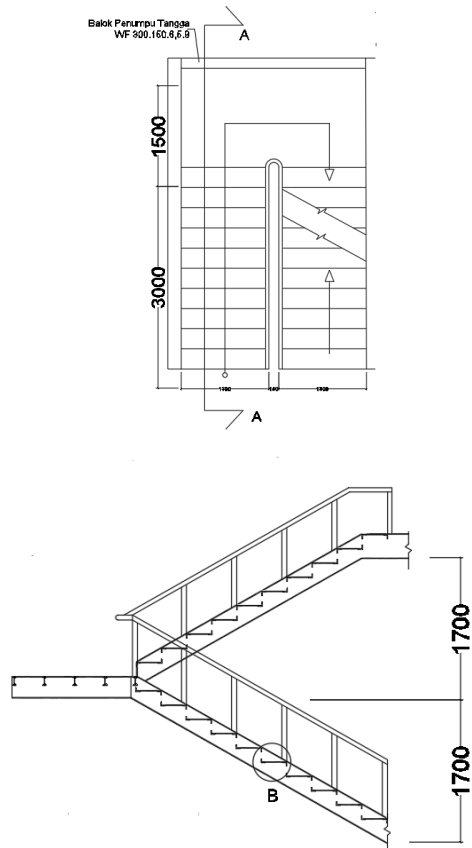
Lebar tangga = 130 cm

Tinggi antar lantai = 170 cm

Panjang tangga = 300 cm

$$a = \arctan\left(\frac{170}{300}\right) = 29,53^\circ$$

$$25^\circ < 29,53^\circ \leq 40^\circ \dots \text{OK !}$$



Gambar 4. 7 Gambar Rencana Tangga

4.1.3.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

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



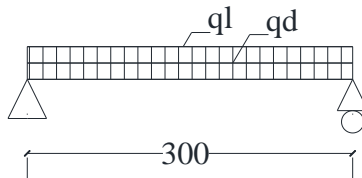
Gambar 4. 8 Pelat Anak Tangga

1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

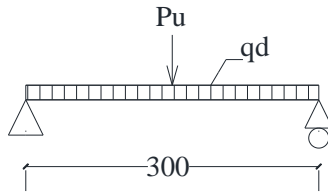
Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban mati =
 Berat pelat = $0,004 \times 1,35 \times 7850 = 40,82 \text{ kg/m}^2$
 Sambungan = (10% Berat Pelat) = $4,082 \text{ kg/m}^2 +$
 Total (q_D) = $44,90 \text{ kg/m}^2$

- Beban hidup
 Tangga dan jalan keluar = $488,44 \text{ kg/m}^2$
 Beban hidup per meter = $488,44 \times 1,3 = 634,97 \text{ kg/m}$
 Beban hidup terpusat, $P = 1,33 \text{ kN} = 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 9 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 10 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 44,90 \times 0,3^2 = 0,505 \text{ kg.m}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 634,97 \times 0,3^2 = 7,143 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,3 = 10,171 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan :

$$M_D = 0,505 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 10,171 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 \times M_D + 1,6 \times M_{LP} \\ &= 1,2 \times 0,505 + 1,6 \times 10,171 \\ &= 16,87 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$\begin{aligned} Z_x &= \frac{1}{4} \times b \times h^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 130 \times 0,5^2 \\ &= 8,125 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$M_n = Z_x \times F_y = 5,4 \times 2500 = 13500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times M_n$$

$$16,87 \text{ kgm} \leq 0,9 \times (135)$$

$$16,87 \text{ kgm} \leq 121,5 \text{ kgm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0,125 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 130 \times 0,5^3 = 0,72 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_U) \times L^4}{E \times I_x} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0,065) \times 30^4}{2000000 \times 0,72} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{135,62 \times 30^3}{2000000 \times 0,72} \right] =$$

$$f^0 = 0,0004 + 0,053 = 0,053 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,053 < 0,125 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

2. Perencanaan pengaku pelat anak tangga

Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50×50×7, dengan data sebagai berikut:

W = 5.15 kg/m	r = 7 mm	e = 1.49 cm
b = 50 mm	A = 6.56 cm ²	f _y = 250 Mpa
d = 7 mm	I _x = I _y = 14.6 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	i _x = i _y = 1.49 cm	E = 200000 Mpa

- Perhitungan pembebanan

- Beban mati (1/2 lebar injakan):

$$\text{Berat pelat} = 0,004 \times 0,15 \times 7850 = 4,71 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat profil siku sendiri} = \underline{5.15 \text{ kg/m}} + 9.86 \text{ kg/m}$$

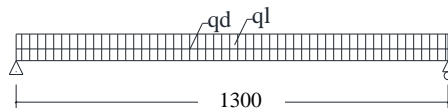
$$\text{Berat sambungan (10\%)} = 0.986 \text{ kg/m}$$

$$\text{Total} \quad \quad \quad q_D = 10.846 \text{ kg/m}$$

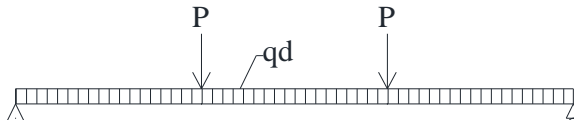
- Beban hidup (1/2 lebar injakan):

$$\text{Tangga dan jalan keluar (488,444} \times 0.15) = 73.266 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat (SNI 1727:2013 4.5.4)} = 135,62 \text{ kg}$$



Gambar 4. 11 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 12 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 10,846 \times 1,3^2 = 2,29 \text{ kgm}$$

$$M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 73,266 \times 1,3^2 = 15,47 \text{ kgm}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 135,62 \times 1,3 = 58,77 \text{ kgm (Menentukan)}$$

$$V_D = \frac{1}{2} \times q_D \times L = \frac{1}{2} \times 10,846 \times 1,3 = 7,05 \text{ kg}$$

$$V_L = P = 135,62 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan

$$M_U = 1,2 \times M_D + 1,6 \times M_L = 1,2 \times (2,29) + 1,6 \times (15,47) = 27,5 \text{ kgm}$$

$$V_U = 1,2 \times V_D + 1,6 \times V_L = 1,2 \times (7,05) + 1,6 \times (135,62) = 225,45 \text{ kg}$$

- Kontrol kuat momen lentur

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7.142$$

$$\lambda_p = 0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,54 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.273$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$Z_x = (b - e) \times d \times \frac{b - e}{2} + e \times d \times \frac{e}{2} + (b - d) \times d \times \left(e - \frac{d}{2} \right)$$

$$Z_x = (50 - 14,9) \times 7 \times \frac{50 - 14,9}{2} + 14,9 \times 7 \times \frac{14,9}{2} + (50 - 7) \times 7 \times \left(14,9 - \frac{7}{2} \right)$$

$$Z_x = 8520,47 \text{ mm}^3 = 8.52047 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z \times F_y = 8.52047 \times 2500 = 21301,18 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times M_n$$

$$2750 \leq 0.9 \times (21301.18)$$

$$2750 \text{ kgcm} \leq 19171.0575 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

Untuk profil siku tunggal, nilai $K_v = 1,2$ (SNI 1729:2015 Pasal G4)

$$b - d/d \leq 1,1 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$50 - 7/7 \leq 1,1 \sqrt{1,2 \cdot 2000000 / 250}$$

$$6.143 \leq 34.082$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 5 \times 0,7 \times 1 = 5250 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v \times V_n$$

$$V_u \leq 0.9 \times V_n$$

$$225,45 \leq 0.9 \times (5250)$$

$$225,45 \text{ kg} \leq 4725 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 13 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{130}{240} = 0.54 \text{ cm}$$

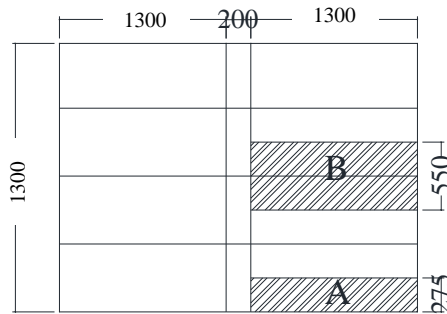
$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \times L^4}{E \times I_x} \right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_x} \right] =$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0,108) \times 130^4}{2000000 \times 14,6} \right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{135,62 \times 130^3}{2000000 \times 14,6} \right] =$$

$$f^0 = 0,226 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,226 < 0.54 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4.1.3.2 Perencanaan Bordes



Gambar 4. 13 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

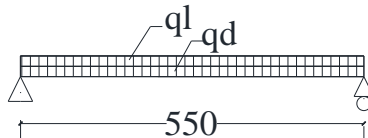
1. Perencanaan tebal pelat bordes

Direncanakan, bordes menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013

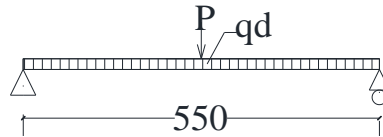
- Beban mati =

Berat pelat = $0,006 \times 1,35 \times 7850$	$= 61,23 \text{ kg/m}^2$
Sambungan = (10% Berat Pelat)	$= 6,123 \text{ kg/m}^2 +$
Total (q_D) =	$= 67,35 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar	$= 488,44 \text{ kg/m}^2$
Beban hidup per meter = $488,44 \times 1,30$	$= 634,87 \text{ kg/m}$
Beban hidup terpusat, $P = 1,33 \text{ kN}$	$= 135,6 \text{ kg}$



Gambar 4. 14 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4. 15 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

$$M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 69,943 \times 0,55^2 = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$\frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 659,4 \times 0,55^2 = 24,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135,6 \times 0,55 = 18,648 \text{ kg.m}$$

Maka, yang menentukan

$$M_D = 2,644 \text{ kg.m}$$

$$M_{LP} = 24,93 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi Pembebanan

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 \times M_D + 1,6 \times M_{LP} = 1,2 \times 2,644 + 1,6 \times 24,933 \\ &= 43,067 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol Momen Lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 135 \times 0,6^2 = 12,15 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z \times F_y = 12,15 \times 2500 = 30375 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0,9 \times M_n$$

$$43,067 \text{ kgm} \leq 0,9 \times (303,75)$$

$$43,067 \text{ kgcm} \leq 273,375 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{55}{240} = 0,229 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 135 \times 0,6^3 = 2,43 \text{ cm}^4$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_l) \times L^4}{E \times I_x} \right] = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(7,293) \times 55^4}{2000000 \times 2,43} \right]$$

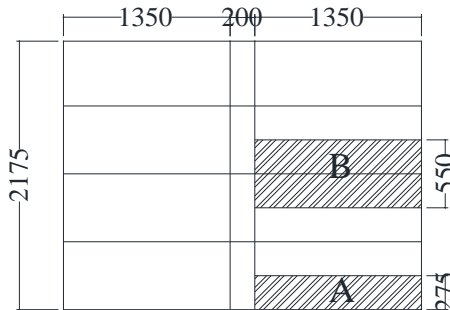
$$f^0 = 0,178 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,178 < 0,229 \text{ cm} \rightarrow (\text{OK})$$

2. Perencanaan balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil WF 100×50×5×7, dengan data – data sebagai berikut:

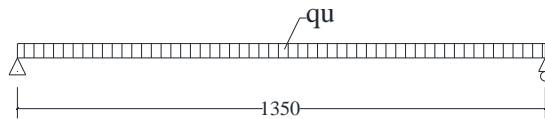
W = 9.3 kg/m	r = 8 mm	h = d-2(t _f +r)
A = 11.85 cm ²	Z _x = 42 cm ³	= 76 mm
d = 100 mm	Z _y = 9 cm ³	S _x = 37.5 cm ³
b _f = 50 mm	i _x = 3.98 cm	S _y = 5.91 cm ³
t _w = 5 mm	i _y = 1.12 cm	f _y = 250 Mpa
t _f = 7 mm	I _x = 187 cm ⁴	f _u = 410 Mpa
	I _y = 14.8 cm ⁴	E = 200000 Mpa



Gambar 4. 16 Balok Bordes Tangga

- Perhitungan pembebanan
 - Beban Mati (A)
 - Berat pelat = $0.006 \times 7850 = 47,1 \text{ kg/m}^2$
 - Pelat x lebar pelat = $47.1 \times 0.55\text{m} = 25,905 \text{ kg/m}$
 - Berat profil = $9.3 \text{ kg/m} +$

- | | |
|--|--------------------------|
| | $= 35,205 \text{ kg/m}$ |
| Sambungan (10%) | $= 3,52 \text{ kg/m} +$ |
| Total (q_{DA}) | $= 38,7255 \text{ kg/m}$ |
| ○ Beban Mati (B) | |
| Berat pelat $= 0.006 \times 7850$ | $= 47,1 \text{ kg/m}^2$ |
| Pelat x lebar pelat $= 47.1 \times 0.275\text{m}$ | $= 12,9525 \text{ kg/m}$ |
| Berat profil | $= 9.3 \text{ kg/m} +$ |
| | $= 22,252 \text{ kg/m}$ |
| Sambungan (10%) | $= 2,225 \text{ kg/m} +$ |
| Total (q_{DB}) | $= 24,477 \text{ kg/m}$ |
| ○ Beban hidup | |
| Tangga dan jalan keluar $(488,444 \times 0.55)$ | $= 268,644 \text{ kg/m}$ |
| ○ Beban Berfaktor | |
| $q_U = 1,2 \times q_{DA} + 1,6 \times q_L = 1.2 \times 38,7255 + 1.6 \times 268,644$ | |
| $= 46,47 + 429,831 = 476,3 \text{ kg/m}$ | |



Gambar 4. 17 Pembebanan Pada Balok Bordes

- Gaya dalam pada balok anak lantai
- Momen yang terjadi

$$Mu = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 476,3 \times 1.35^2 = 108,507 \text{ kgm}$$
- Gaya geser yang terjadi

$$Vu = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 476,3 \times 1.35 = 321,503 \text{ kg}$$
- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3.571$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10.748$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{76}{5} = 15.2$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.348$$

$\lambda < \lambda_p$ (Penampang kompak)

Penampang kompak sehingga, $M_n = M_p$

$$M_n = Z \times F_y = 42 \times 2500 = 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0.9 \times 105000$$

$$10850,74 \leq 94500 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 130 \text{ cm}$$

$$L_p = 55.754 \text{ cm}$$

$$L_r = 286.927 \text{ cm}$$

$L_p < L_b < L_r$ (Bentang Menengah)

$$M_{maks} = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_A = 81,38 \text{ kgm}$$

$$M_B = 108,507 \text{ kgm}$$

$$M_C = 81,38 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{maks}}{2,5 \times M_{maks} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \leq 2.3$$

$$= \frac{12,5 \times 108,507}{2,5 \times 108,507 + 3 \times 81,38 + 4 \times 108,507 + 3 \times 81,38} \leq 2.3$$

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

$$= 1.14 \times \left[105000 - (105000 - 0,7 \times 2500 \times 37.5) \times \right.$$

$$\left. \left(\frac{135 - 55.754}{286.927 - 55.754} \right) \right] < 105000$$

$$103979.85 < 105000 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$M_u \leq 0.9 \times 103979.85$$

$$10850,74 \leq 93581.864 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{76}{5} = 15.2$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.356$$

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

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6F_y A_w C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times 7.6 \times 0.5 \times 1 \\ &= 5700 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u \leq \phi_v \times V_n$$

$$V_u \leq 1 \times 5700$$

$$321,503 \leq 5700 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$L = 135 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{135}{240} = 0.375 \text{ cm}$$

$$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{3,0737 \times 135^4}{2000000 \times 187} = 0.0355 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0.0355 \text{ cm} < 0.375 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

4.1.3.3 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250x125x5x8 dengan data-data sebagai berikut:

$$W = 25.7 \text{ kg/m}$$

$$A = 32.68 \text{ cm}^2$$

$$d = 248 \text{ mm}$$

$$b_f = 124 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 8 \text{ mm}$$

$$r = 12 \text{ mm}$$

$$Z_x = 305 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 63 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 10.4 \text{ cm}$$

$$i_y = 2.79 \text{ cm}$$

$$I_x = 3540 \text{ cm}^4$$

$$h = d - 2(t_f + r)$$

$$= 208 \text{ mm}$$

$$S_x = 285 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 41.1 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 255 \text{ cm}^4$$

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

- Perhitungan pembebanan
 - Bidang miring
 - Beban mati

Berat pelat bondek (0,004x7.850x1,5)	= 47,1 kg/m
<i>Hand rail</i>	= 20 kg/m
Berat profil siku (2x5,15x 1,3)	= 13,39 kg/m
Berat profil balok utama (25,7)	<u>= 25,7 kg/m +</u>
	= 106,2 kg/m
Sambungan (10%)	<u>= 10,62 kg/m +</u>
Total (q_{D1})	= 117,81 kg/m
 - Beban hidup (q_{L1})

Tangga dan jalan keluar (488,444x 1,5)	= 732,66 kg/m
--	---------------
 - Beban Berfaktor

$q_{U1} = 1,2q_{D1} + 1,6q_{L1}$	
= 1,2x117,81 + 1,6x732,66	
= 1313,83 kg/m	
 - Bidang horizontal

Perhitungan untuk satu sisi bondek, nantinya beban akan dikali dengan dua dikarenakan untuk permodelan tangga di bidang horizontal menahan dua beban.

 - Beban mati

<i>Hand rail</i>	= 20 kg/m
Berat profil balok utama (berat)	= 25,7 kg/m
Pelat bordes (0,006x1,5x7850)	<u>= 70,65</u>
	= 116,4 kg/m
Sambungan (10%)	<u>= 11,6 kg/m +</u>
Total (q_{D2})	= 127,985 kg/m

- Beban hidup (q_{L2})
Tangga dan jalan keluar ($488,444 \times 1,3$) = 634,972

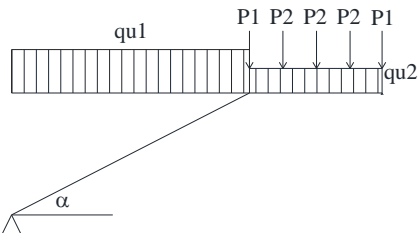
- Beban Berfaktor
 $q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2}$
 $= 1,2 \times 127,985 + 1,6 \times 634,972$
 $= 1169,53 \text{ kg/m}$

$$P1 = 0,5 \times 1,2q_{DB} \times 1,3 = 0,5 \times 1,2 \times 24,477 \times 1,3 = 19,09 \text{ kg}$$

$$P1' = 2 \times 19,09 = 38,18 \text{ kg}$$

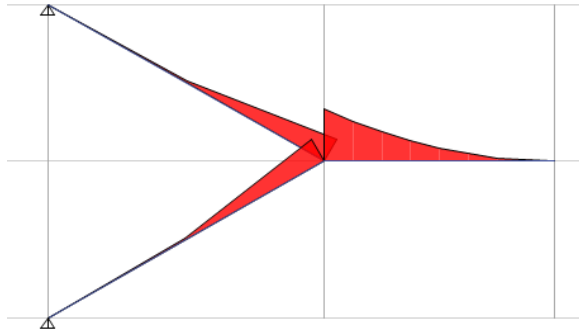
$$P2 = 0,5 \times 1,2q_{DA} \times 1,3 = 0,5 \times 1,2 \times 38,725 \times 1,3 = 30,21 \text{ kg}$$

$$P2' = 2 \times 30,21 = 60,42 \text{ kg}$$



Gambar 4. 18 Pembebanan pada balok utama tangga

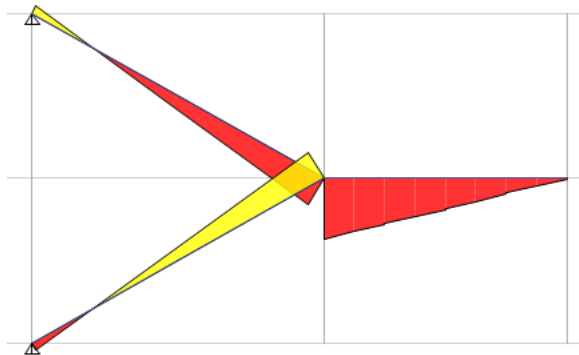
- Momen yang terjadi



Gambar 4. 19 Bidang Momen Balok Tangga Utama

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 3.927,73 \text{ kg.m} \\
 &= 397.297 \text{ kg.cm (pada bidang horizontal)}
 \end{aligned}$$

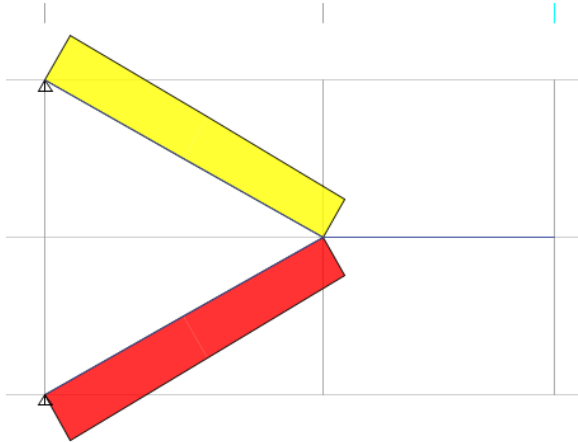
- Gaya geser yang terjadi



Gambar 4. 20 Bidang Geser Balok Tangga Utama

$V_{\max} = 3.142,19 \text{ kg}$ (pada bidang horizontal)

- Gaya Normal yang terjadi



Gambar 4. 21 Bidang Normal Balok Tangga Utama

$N_{\max} = 9899,08 \text{ kg}$

- 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, $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2.500 = 762.500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$403.686 \leq 0.9 \times 762.500$$

$$403.686 \leq 686.250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

$$L_p = \sqrt{30^2 + 15.5^2} = 33.767 \text{ cm}$$

$$L_r = 136.887 \text{ cm}$$

$$L_r = 404.55 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ (Bentang pendek)

$$M_n = Z_x F_y = 305 \times 2500 = 762500 \text{ kgcm}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$397.297 \leq 0.9 \times 762.500$$

$$397.297 \leq 686.250 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{208}{5} = 41.6$$

$$2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.3567$$

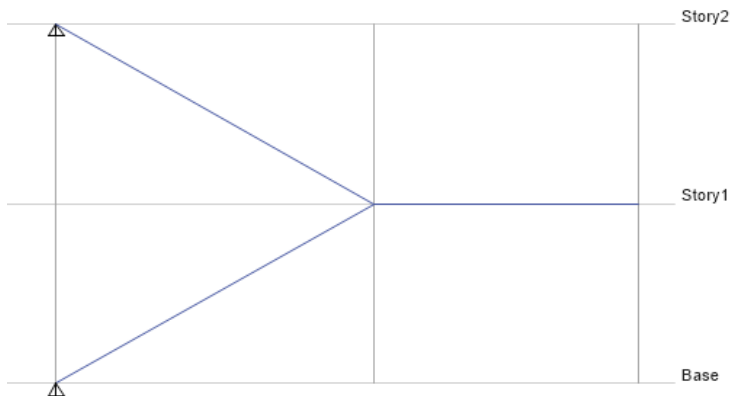
$$\frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ sehingga } \phi_v = 1,00 \text{ dan } C_v = 1,0$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times 20.8 \times 0.5 \times 1 = 15.600 \text{ kg}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$3.142,19 \leq 15.600 \text{ kg (OK)}$$



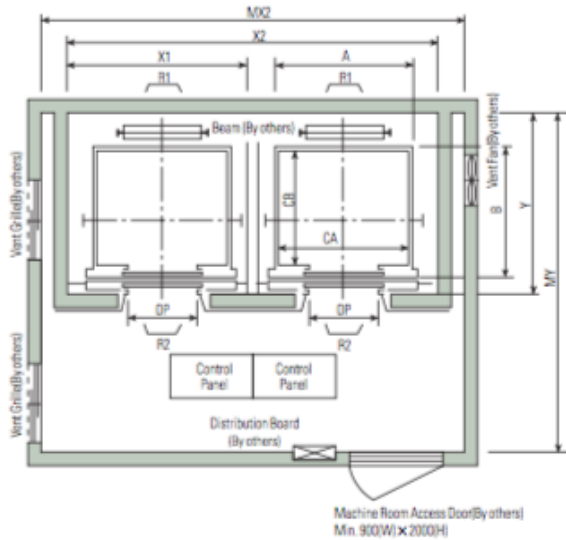
Gambar 4. 22 Gambar Permodelan di ETABS

4.1.4 Perencanaan Balok Lift

Pada perencanaan balok *lift* ini meliputi balok-balok yang berkaitan dengan ruang mesin *lift* yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung *lift*. Pada bangunan ini menggunakan *lift* penumpang dengan data-data sebagai berikut (untuk lebih jelasnya lihat lampiran brosur *lift*) :

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
 - Merek : SIGMA
 - Kapasitas : 24 Orang / 1600 kg
 - Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm
 - Dimensi ruang luncur
(*hoistway inside*) 2 Car : 5250×2450 mm²
 - Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 2000 × 1750 mm²
 - Eksternal : 2060 × 1905 mm²
 - Dimensi ruang mesin (2 Car) : 5250 × 2450 mm²
 - Beban reaksi ruang mesin :
- $R_1 = 10200 \text{ kg}$

$$R_2 = 7000 \text{ kg}$$

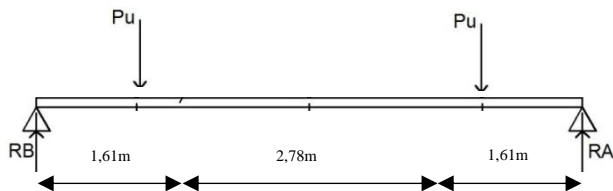


Gambar 4. 23 Denah Lift

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 350 × 250 × 9 × 14

$W = 79,7 \text{ kg/m}$	$A = 101,5 \text{ cm}^2$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$t_f = 14 \text{ mm}$
$d = 340 \text{ mm}$	$r = 20 \text{ mm}$
$Z_x = 1360 \text{ cm}^3$	$Z_y = 444 \text{ cm}^3$
$i_x = 14,6 \text{ cm}$	$i_y = 6 \text{ cm}$
$I_x = 11300 \text{ cm}^4$	$I_y = 1600 \text{ cm}^4$
$S_x = 1280 \text{ cm}^3$	$S_y = 292 \text{ cm}^3$
$h = 340 - 2(14 + 20)$	$bf = 250 \text{ mm}$
$= 272 \text{ mm}$	
$f_y = 250 \text{ Mpa}$	$f_u = 410 \text{ Mpa}$
$L_p = 298,68 \text{ cm}$	$L_r = 936,25 \text{ cm}$
$E = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$	

- a. Pembebanan pada balok penggantung lift
- Beban mati
 - Berat profil balok penggantung lift = 79,7 kg/m
 - Berat sambungan, dll(10%) = 7,97 kg/m
 - $q_D = 87,67$ kg/m
 - Beban hidup
 - Beban hidup untuk *maintenance* $q_L = 100$ kg/m
 - Beban merata ultimate
 - $q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L$
 - $= 1,2 \times 87,67 + 1,6 \times 100 = 265,2$ kg/m
 - Beban terpusat lift
 - Pada pasal 4.6 SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan gedung dan struktur lain menyatakan bahwa semua beban mesin harus ditingkatkan 50% untuk unit mesin yang bergerak maju mundur atau unit tenaga driven.
 - $PU_1 = R_1 \times (1 + 50\%) = 10200 \times (1 + 50\%) = 15.300$ kg
 - $PU_2 = R_2 \times (1 + 50\%) = 7000 \times (1 + 50\%) = 10.500$ kg
- b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4. 24 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan
 - $R_A = R_B = \frac{2 \times Pu + q_u \times l}{2}$

$$= \frac{15.300 \times 2 + 265,2 \times 6}{2}$$

$$= 16.095,6 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{\max} = R_A \times \frac{L}{2} - q_u \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} - P_u \times \left(\frac{L}{2} - a \right)$$

$$= 16.095,6 \times \frac{6}{2} - 265,2 \times \frac{6}{2} \times \frac{6}{4} - 15.300 \times \left(\frac{6}{2} - 1,61 \right)$$

$$= 25.826,4 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$V_U = R_a = 16.095,6 \text{ kg}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b}{2 \times t_f} = \frac{250}{2 \times 14} = 8,92$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 8,92 < 10,75, \text{ ok..!}$$

Bagian badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30,22$$

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

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 30,22 < 106,25, \text{ ok..!}$$

Penampang kompak !

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 2500 \times 1360$$

$$= 3.400.000 \text{ kg.cm}$$

$$= 34.000 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 34.000$$

$$= 30.600 \text{ kg.m} \geq 25.826,4 \text{ kg.m} \dots \text{ OK !}$$

- Kontrol terhadap tekuk lateral

$$L_b = 600 \text{ cm}$$

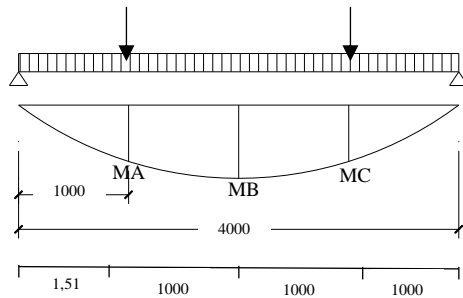
$L_p = 298,68 \text{ cm}$ (dari tabel L_p dan L_r)

$L_r = 936,25 \text{ cm}$ (dari tabel L_p dan L_r)

$L_p < L_b < L_r$ (bentang menengah)

- Karena bentang menengah, maka

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



Gambar 4. 25 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$M_A = M_C$$

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

$$= 16.095,6 \times 6/4 - 265,2 \times 6/4 \times 6/8$$

$$= 23.845,05 \text{ kg.m}$$

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

$$= 25.826,40 \text{ kg.m } C_b = \frac{12,5 \times M_{\text{max}}}{2,5 \times M_{\text{max}} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \leq 2,3$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 23.845,05}{2,5 \times 23.845,05 + 3 \times 23.845,05 + 4 \times 23.845,05 + 3 \times 23.845,05} \leq 2,3$$

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

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 1360 \times 2500 = 3400.000 \text{ kg.cm} = 34.000 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \times (f_y - f_r)$$

$$= 1280 \times (2500 - 700)$$

$$= 2.304.000 \text{ kg.cm}$$

$$= 23.040 \text{ kg.m}$$

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

$$M_n = 1 \times \left[3.400.000 + (3.400.000 - 0,7 \times 2500 \times 1280) \frac{600 - 298,68}{936,25 - 298,68} \right]$$

$$M_n = 3.948.224,04 \text{ kg.cm}$$

$$= 39.482,24 \text{ kg.m} > M_p \text{ maka dipakai } M_p$$

- Cek kemampuan penampang

$$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$$

$$\emptyset_b \times M_n = 0,9 \times 34.000$$

$$= 30.600 \text{ kg.m} \geq 25.826,40 \text{ kg.m} \dots \text{OK !}$$

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kontrol geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30,2; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow 30,2 < 69,57$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (34 \times 0,9) = 45.900 \text{ kg}$$

$$\emptyset \times V_n \geq V_u$$

$$\emptyset \times V_n = 0,9 \times 45.900 \text{ kg}$$

$$= 41.310 \text{ kg} \geq 16.095,6 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

e. Kontrol lendutan

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1,67 \text{ cm}$$

$$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_u) \times L^4}{E \times I_x} \right] + \left[\frac{P \times L^3}{48 \times E \times I_x} \right]$$

$$= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(2,65) \times 600^4}{20000000 \times 11300} \right] + \left[\frac{15300 \times 600^3}{48 \times 20000000 \times 11300} \right]$$

$$= 0,32 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,32 \text{ cm} < 1,67 \text{ cm} \rightarrow \text{(OK)}$$

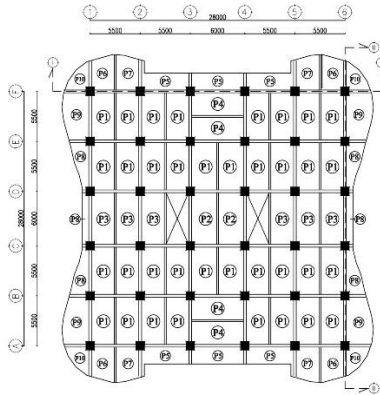
4.2 Permodelan Struktur

4.2.1 Penjelasan Umum

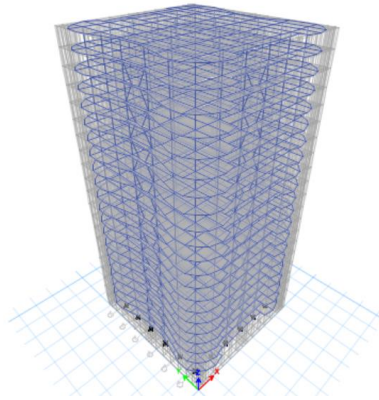
Pemodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frames* (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan apartemen 22 lantai + 1 lantai atap dengan total tinggi struktur 96 meter. Denah rencana struktur dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

Pada Gambar 4.39 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan arah horizontal mengikuti arah sumbu X. Sistem rangka baja yang direncanakan pada tugas akhir ini menggunakan *Inverted-V brace* EBF. Analisis yang dilakukan pada struktur gedung ini tanpa menggunakan dilatasi. Bentuk struktur yang tidak simetris akan memungkinkan struktur tersebut memiliki respon yang tidak beraturan. Ketidakberaturan respon tentunya dapat menimbulkan torsi pada elemen struktur. Hal tersebut bisa diatasi dengan mengatur penempatan bresing sebagai penahan beban lateral.

Permodelan struktur apartemen dilakukan menggunakan program bantu ETABS 2016. Pada program ETABS 2016, struktur apartemen akan dimodelkan sesuai dengan kondisi sebenarnya, sehingga dapat dijadikan acuan dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2015 dan SNI-1726-2012.



Gambar 4. 26 Denah Struktur Gedung Dharmahusada Lagoon



Gambar 4. 27 Permodelan Struktur Gedung Dharmahusada
Lagoon

Berikut adalah permodelan yang dilakukan dalam program ETABS 2016 pada gambar 4.33.

4.2.2 Pembebanan Struktur Utama

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

1. Beban mati (*Dead Load*)

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

- Berat beton bertulang yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3 yang sudah menjadi satu dengan beban sendiri bondek.
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata ringan sebesar 100 kg/m^2
- Berat spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
- Berat *ducting* dan *plumbing* sebesar 10 kg/m^2
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir

Pembebanan beban mati pada struktur gedung Grand Dharmahusada Lagoon adalah sebagai berikut:

a. Pelat Lantai 1 (Ruang Publik)

Berat plafon & penggantung	= 18 kg/m^2
Berat spesi 2cm	= 42 kg/m^2
Berat keramik	= 24 kg/m^2
Berat <i>ducting plumbing</i>	= 25 kg/m^2
	= 109 kg/m^2

b. Pelat Lantai 2-20 (Ruang Kamar)

Berat plafon & penggantung	= 18 kg/m^2
Berat spesi 2cm	= 42 kg/m^2
Berat keramik	= 24 kg/m^2
Berat <i>ducting plumbing</i>	= 25 kg/m^2
	= 109 kg/m^2

c. Pelat Lantai 21 (Atap)

Berat plafon & penggantung	= 18 kg/m^2
Berat spesi 1cm	= 21 kg/m^2
Berat Aspal 2cm	= 28 kg/m^2
Berat <i>waterproofing</i>	= 5 kg/m^2

$$\begin{aligned} \text{Berat ducting plumbing} &= 25 \text{ kg/m}^2 \\ &= 97 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

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 dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m^2 . Beban hidup yang bekerja pada perkantoran dan *mall* ini adalah sebagai berikut:

- Lantai 1 (Ruang Publik) = 479 kg/m^2
- Lantai 2-20 (Ruang Kamar) = 192 kg/m^2
- Lantai 21 (Atap) = $97,9 \text{ kg/m}^2$

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Yogyakarta termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia yaitu pada website puskim.pu.go.id.

4. Data Tanah

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan test penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah:

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

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

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

Tabel 4. 1 Perhitungan N Rata-Rata

Lapisan	Tebal	Kedalaman	N	Tebal/N
1	0	-3	0	0
2	3	-6	1	3
3	3	-9	1	3
4	3	-12	1	3
5	3	-15	2	1,5
6	3	-18	3	1
7	3	-21	10	0,3
8	3	-24	20	0,15
9	3	-27	26	0,115385
10	3	-30	29	0,103448
11	3	-33	50	0,06
12	3	-36	>50	0,06
13	3,5	-39,5	31	0,112903
Jumlah		39,5		12,40174

$$\check{N} = \frac{12,4}{39,5} = 3,18 < 15$$

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

4.2.2.1 Berat Total Bangunan

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

Pada perencanaan tugas akhir ini akan dilakukan perbandingan perhitungan berat struktur yang diambil dari analisis menggunakan program ETABS 2016 untuk kombinasi 1D +1L dan perhitungan berat secara manual. Hasil perbandingan tersebut tidak boleh melebihi batasan 5%.

- **Kontrol Permodelan Struktur**

Perhitungan beban mati dan beban hidup disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 4. 2 Perhitungan Beban

Keterangan	Beban kg/m ²	Luas m ²	Jumlah	Total kg
BEBAN MATI LANTAI 1	109	1043,25366	1	113714,6489
BEBAN MATI LANTAI 2-19	109	1043,25366	18	2046863,681
BEBAN MATI LANTAI ATAP	97	1070,667166	1	103854,7151
				2264433,045

Keterangan	Beban kg/m	Panjang m	Jumlah	Total kg
BEBAN DINDING LANTAI 1 3.5m	525	195,702	1	102743,55
BEBAN DINDING LANTAI 2-19 3,5 m	525	296,824	19	2960819,4
BEBAN DINDING ATAP 1,75 m	262,5	137,702	1	36146,775
				5229389,423

Keterangan	Beban kg/m ²	Luas m ²	Jumlah	Total kg
PELAT LANTAI 1	240	1043,25366	1	250380,8784
PELAT LANTAI 2-19	240	1043,25366	18	4506855,811
PELAT ATAP	240	1070,667166	1	256960,1198
				5014196,809

Keterangan	Beban kg/m	Panjang m	Jumlah	Total kg
BA LT. 1 500x200x11x19	103	157,12	1	16183,36
BA LT. 2-19 500x200x11x19	103	157,12	19	307483,84
BA LT. ATAP 500x200x11x19	103	157,12	1	16183,36
				339850,56

Keterangan	Beban kg/m	Panjang m	Jumlah	Total kg
LINK 500x200x9x14	83,21	8	10	6656,8
				6656,8

Keterangan	Beban kg/m	Panjang m	Jumlah	Total kg
BRACING 500x200x11x19	103	32,24903099	20	66433,00385
				66433,00385

Keterangan	Beban kg/m	Panjang m	Jumlah	Total kg
BALOK INDUK X 600X300X14X23 LINK	175	188	10	329000
BALOK INDUK Y 600X300X14X24 LINK	175	199,04	10	348320
BALOK INDUK X 600X300X14X23 NON	175	192	11	369600
BALOK INDUK Y 600X300X14X24 NON	175	203,04	11	390852
				1437772

Keterangan	Beban kg/m ²	Luas m ²	Jumlah	Total kg
KOLOM CFT 700x700x40	1.755	126	21	4644576,72
				4644576,72

Keterangan	Beban kg/m ²	Luas m ²	Jumlah	Total kg
BALOK LIS 600x10x6x6	29,202	137,702	21	84444,64988
				84444,64988

Keterangan	Beban kg/m ²	Luas m ²	Jumlah	Total kg
BEBAN HIDUP LANTAI 1	479	1043,25366	1	499718,5031
BEBAN HIDUP LANTAI 2-19	192	1043,25366	19	3805789,352
BEBAN HIDUP LANTAI ATAP	97,9	1070,667166	1	104818,3156

4.410.326,17

Total beban hidup pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{total} &= P_d (\text{Beban Mati}) + P_l (\text{Beban Hidup}) \\ &= 16.958.073,31 \text{ kg} + 4.410.326,17 \text{ kg} = 21.368.399,48 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pembebanan yang diinputkan pada ETABS haruslah mendekati yang telah di hitung secara manual sehingga pembebanan pada ETABS dapat dikatakan benar. Berikut adalah pembebanan gravitasi yang didapatkan dari ETABS.

Tabel 4. 3 Hasil Output ETABS Base Reaction

Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf
1D + 1L	-5,053E-05	0	22031232,01

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil ETABS adalah sebagai berikut:

$$22.031.232,01 - 21.368.399,48 = 662.832,53 \text{ kg}$$

Sehingga diperoleh persentase:

$$\frac{662.832,53}{22.031.232,01} \times 100\% = 3,00\% < 5\% (OK)$$

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh kesimpulan bahwa permodelan telah mendekati keadaan sesungguhnya.

4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis

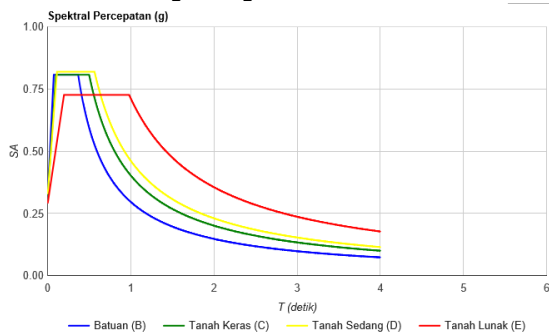
Perencanaan struktur gedung hotel Grand Dharmahusada Lagoon ini terdiri dari 23 tingkat yang memiliki ketinggian 92 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

4.2.3.1 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah bebas, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban

gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus dengan peninjauan sebesar 30%.

4.2.3.2 Parameter Respon Spektrum Rencana



Gambar 4. 28 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta

(Sumber : puskim.pu.go.id)

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Yogyakarta dengan kondisi tanah sedang (kelas situs E).

Tabel 4. 4 Parameter Respon Gempa Wilayah Tangerang untuk Kelas Situs E

Variabel	Nilai
PGA (g)	0,658
SS (g)	1,607
S1 (g)	0,56
CRS	0,877
CR1	0
FPGA	0,9
FA	0,9
FV	2,4
PSA (g)	0,592
SMS (g)	1,446
SM1 (g)	1,344
SDS (g)	0,964
SD1 (g)	0,896
T0 (detik)	0,186
TS (detik)	0,93

(Sumber : *puskim.pu.go.id*)

4.3.3.3 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem pengaku eksentris. Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel 4.7 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 Untuk Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

4.2.3.4 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung, pengaruh gempa rencan harus dikalikan dengan suatu factor kemanan I_e . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan apartemen. Pada tabel 1 SNI 03-1726-2012, bangunan ini termasuk kategori II sehingga didapat nilai $I = 1$.

4.2.3.5 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik yang digunakan untuk perencanaan struktur tahan gempa ini adalah sistem rangka bangunan dengan rangka bresing eksentris. Dengan S_{DS} sebesar 0,820, S_{D1} sebesar 0,461 dan kategori resiko II maka dimasukan situs D maka digunakan sistem rangka pemikul momen khusus dengan bresing eksentris.

4.2.4 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1726-2012 sebagai berikut::

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2 D + 1,0 E + 1/0,5 LL
- 0,9 D + 1,0 E

Keterangan :

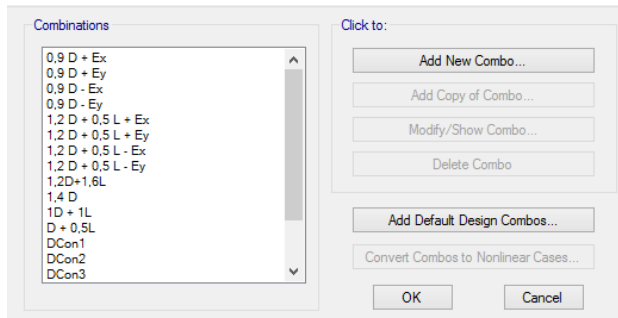
DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS 2016 dengan menggunakan *define load combination* dapat dilihat pada Gambar 4.35.



Gambar 4. 29 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2016

4.2.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu SAP 2000 v15, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal-hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut :

- Kontrol partisipasi massa.
- Kontrol sistem ganda
- Kontrol periode getar struktur.
- Kontrol nilai akhir respon spektrum.
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

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

4.2.5.1 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program ETABS untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel 4.8.

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa untuk arah X sebesar 91,71% pada modal ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91,71% pada modal ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

4.2.5.2 Kontrol Sistem Ganda

Berdasarkan berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1., sistem rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4. 5 Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,7783	0,0001
Modal	2	0,7784	0,7783
Modal	3	0,7784	0,7784
Modal	4	0,8783	0,7784
Modal	5	0,8783	0,8783

Modal	6	0,8783	0,8783
Modal	7	0,9155	0,8783
Modal	8	0,9155	0,9155
Modal	9	0,9155	0,9155
Modal	10	0,9366	0,9155
Modal	11	0,9366	0,9366
Modal	12	0,9366	0,9366

Tabel 4. 6 Hasil Prosentase Kontrol Sistem Ganda

Pemikul Gaya Geser	Gempa X		Gempa Y	
	kgf	%	kgf	%
SRBE	214392,27	21	214559,89	21
SPRM	816648,69	79	816496,31	79
Total	1031040,96	100	1031056,2	100

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur sistem ganda berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.5.1.

4.2.5.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, perioda fundamental struktur harus ditentukan dari :

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

(nilai C_t dan h_n^x diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

Tabel 4. 7 Tabel 15 SNI 03-1726-201

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

$$C_t = 0,0731$$

$$X = 0,75$$

$$H_n = 71,4 \text{ m}$$

maka :

$$T_a = 0,0731 \times 71,4^{0,75} = 1,79 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,896$, maka $C_u = 1,4$ (SNI 1726 :2016),
sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \times C_u = 1,79 \times 1,4 = 2,506 \text{ detik.}$$

Tabel 4. 8 Perioda Struktur

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	2,271	0,44
Modal	2	2,271	0,44
Modal	3	2,125	0,471
Modal	4	0,738	1,356
Modal	5	0,738	1,356
Modal	6	0,695	1,438
Modal	7	0,42	2,383
Modal	8	0,42	2,383
Modal	9	0,403	2,484
Modal	10	0,285	3,503
Modal	11	0,285	3,503
Modal	12	0,275	3,634

Dari Tabel 4.11, didapat $T_c = 2,271$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur Gedung Apartment Dharmahusada Lagoon masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \times W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

Dimana;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,964}{8/1} = 0,1025$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,896}{2,271 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,049$$

Maka diambil $C_s = 0,049$

Dikarenakan $S_1 < 0,6g$, maka tidak perlu kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,964 \times 1 > 0,01 \\ &= 0,042 > 0,01 \end{aligned}$$

Maka yang dipakai $C_s = 0,049$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur hotel Grand Dharmahusada Lagoon adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 9 Hasil Reaksi Dasar Struktur ETABS 2016

Load Case	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ(kgf)
1D+0,5L	0	0	19834694,57

Dari tabel di atas didapat berat total struktur (W) adalah 19935220,49. Maka :

$$V_{\text{statik}} = C_s \times W$$

$$= 0,049 \times 19834694,57$$

kg

$$= 981655,2328 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS 2016 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 4. 10 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
QX Max	804753,37	241431,09
QY Max	241426,01	804770,29

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :
 - $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \times V_{\text{statik}}$
 - $804753,37 \text{ kg} > 0,85 \times 981655,23 \text{ kg}$
 - $804753,37 \text{ kg} > 834406,95 \text{ kg} \dots (\text{not ok})$
- Arah-y :
 - $V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \times V_{\text{statik}}$
 - $804770,29 \text{ kg} > 0,85 \times 981655,23 \text{ kg}$
 - $804770,29 \text{ kg} > 834406,95 \text{ kg} \dots (\text{not ok})$

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) lebih kecil dari gaya geser dasar (V) pada arah x dan y, sehingga gaya gempa arah x perlu dikalikan dengan $0,85V/V_t$ sebesar 1,04 dan gaya gempa arah y perlu dikalikan dengan $0,85V/V_t$ sebesar 1,04. Dari hasil nilai baru didapatkan Vt baru dengan nilai seperti di Tabel 4.13.

Tabel 4. 11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Load Case/Combo	FX	FY
	kgf	kgf
QX Max	834884,37	250439,27
QY Max	250465,31	834886,2

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\
 834884,37 \text{ kg} &> 0,85 \times 981655,23 \text{ kg} \\
 834884,37 \text{ kg} &> 834406,95 \text{ kg} \dots (\text{ok})
 \end{aligned}$$

- Arah-y :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\
 834886,2 \text{ kg} &> 0,85 \times 981655,23 \text{ kg} \\
 834886,2 \text{ kg} &> 834406,95 \text{ kg} \dots (\text{ok})
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) arah y lebih besar dari gaya geser dasar (V) sehingga memenuhi syarat pada pasal 11.1.4 SNI 03-1726-2012.

4.2.5.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

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

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3, untuk memenuhi persyaratan simpangan digunakan rumus :

$$\Delta_i \leq \Delta_a$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan yang terjadi

Δ_a = Simpangan ijin antar lantai

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 1 :

$$\Delta_{i1} = C_d \cdot \delta_{e1} / I$$

Perhitungan Δ_i untuk tingkat 2 :

$$\Delta_{i2} = (\delta_{e2} - \delta_{e1}) \times C_d / I$$

Dimana :

δ_{e1} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 1

δ_{e2} = Simpangan yang dihitung akibat beban gempa tingkat 2

C_d = Faktor pembesaran defleksi

I = Faktor keutamaan gedung

Untuk sistem rangka bresing eksentrik, dari tabel 9 SNI 03-1726-2012 didapatkan nilai $C_d = 4$ dan dari tabel 2 SNI 03-1726-2012 didapat nilai $I = 1$. Dari tabel 16 SNI 03-1726-2012 untuk sistem struktur yang lain simpangan antar tingkat ijinnya adalah :

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

Dimana :

h_{sx} = Tinggi tingkat dibawah tingkat x

Untuk tinggi tingkat 3,5 m, simpangan ijinnya adalah

$$\Delta_a = 0,020 \times 3,4$$

$$= 0,07 \text{ m}$$

$$= 68 \text{ mm}$$

Dari analisis akibat beban lateral (beban gempa) dengan program ETABS 2016, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur portal yang terdapat pada Gambar sekian2.

Dari hasil analisis dengan program ETABS 2016, diperoleh nilai simpangan yang terjadi pada struktur dapat dilihat pada Tabel 4.14

Tabel 4. 12 Simpangan Antar Lantai yang Terjadi Akibat Beban Gempa

Lantai	Tinggi (m)	Gempa X		Gempa Y	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)
LT.21 (Atap)	73,5	83,908	83,936	-83,792	-83,76
LT.20	70	82,844	82,873	-82,731	-82,697
LT.19	66,5	81,417	81,446	-81,307	-81,272

LT.18	63	79,592	79,623	-79,487	-79,451
LT.17	59,5	77,332	77,363	-77,231	-77,195
LT.16	56	74,683	74,714	-74,586	-74,549
LT.15	52,5	71,636	71,667	-71,544	-71,508
LT.14	49	68,246	68,276	-68,159	-68,123
LT.13	45,5	64,506	64,535	-64,425	-64,39
LT.12	42	60,466	60,494	-60,39	-60,357
LT.11	38,5	56,116	56,143	-56,046	-56,015
LT.10	35	51,5	51,525	-51,437	-51,407
LT.9	31,5	46,604	46,628	-46,548	-46,52
LT.8	28	41,474	41,495	-41,424	-41,399
LT.7	24,5	36,095	36,114	-36,052	-36,029
LT.6	21	30,523	30,539	-30,486	-30,467
LT.5	17,5	24,754	24,768	-24,725	-24,709
LT.4	14	18,88	18,89	-18,857	-18,845
LT.3	10,5	12,976	12,983	-12,96	-12,951
LT.2	7	7,316	7,32	-7,307	-7,302
LT.1	3,5	2,494	2,496	-2,492	-2,49
LT. DASAR	0	0	0	0	0

Tabel 4. 13 Kontrol Simpangan Arah X Akibat Beban Gempa Arah X

Lantai	Tinggi (m)	Gempa X			
		Displacement x	δ_{xe}	δ_x	Δ
LT.21 (Atap)	73,5	121,47	1,56	6,25	68
LT.20	70	119,91	2,06	8,22	68
LT.19	66,5	117,85	2,63	10,51	68
LT.18	63	115,22	3,25	13,01	68

LT.17	59,5	111,97	3,83	15,33	68
LT.16	56	108,14	4,41	17,66	68
LT.15	52,5	103,72	4,93	19,73	68
LT.14	49	98,79	5,45	21,78	68
LT.13	45,5	93,35	5,90	23,62	68
LT.12	42	87,44	6,36	25,44	68
LT.11	38,5	81,08	6,77	27,07	68
LT.10	35	74,31	7,18	28,71	68
LT.9	31,5	67,14	7,54	30,15	68
LT.8	28	59,60	7,90	31,58	68
LT.7	24,5	51,71	8,19	32,75	68
LT.6	21	43,52	8,45	33,79	68
LT.5	17,5	35,07	8,58	34,31	68
LT.4	14	26,49	8,53	34,12	68
LT.3	10,5	17,96	8,05	32,22	68
LT.2	7	9,91	6,65	26,62	68
LT.1	3,5	3,25	3,25	13,02	68
LT. DASAR	0	0	0	0	68

Tabel 4. 14 Kontrol Simpangan Arah Y Akibat Beban Gempa Arah Y

c	Tinggi (m)	Gempa Y			
		Displacement y	δ_{xe}	δ_x	Δ
LT.21 (Atap)	84	121,27	1,56	6,24	68
LT.20	80	119,71	2,05	8,20	68
LT.19	76	117,66	2,63	10,50	68
LT.18	72	115,04	3,25	12,99	68
LT.17	68	111,79	3,83	15,31	68

LT.16	64	107,96	4,41	17,63	68
LT.15	60	103,55	4,93	19,70	68
LT.14	56	98,63	5,44	21,75	68
LT.13	52	93,19	5,89	23,58	68
LT.12	48	87,30	6,35	25,40	68
LT.11	44	80,95	6,76	27,02	68
LT.10	40	74,19	7,17	28,66	68
LT.9	36	67,03	7,53	30,10	68
LT.8	32	59,50	7,88	31,53	68
LT.7	28	51,62	8,17	32,69	68
LT.6	24	43,45	8,43	33,74	68
LT.5	20	35,01	8,56	34,26	68
LT.4	16	26,45	8,52	34,07	68
LT.3	12	17,93	8,04	32,16	68
LT.2	8	9,89	6,64	26,57	68
LT.1	4	3,25	3,25	13,00	68
LT. DASAR	0	0	0	0	68

Maka, dari hasil kontrol pada Tabel 4.14 sampai Tabel 4.16 simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

4.3 Perhitungan Struktur Primer

4.3.1 Perencanaan Link

Balok link direncanakan menggunakan profil WF 500×200×10×14, dengan data – data sebagai berikut:

W	= 83,21 kg/m	A	= 106 cm ²
d	= 500 mm	bf	= 200 mm
t _w	= 10 mm	t _f	= 14 mm
r	= 2 mm		
I _x	= 41839,42 cm ⁴	I _y	= 1877,64 cm ⁴

$$\begin{array}{ll}
 i_x & = 19,87 \text{ cm} & i_y & = 4,21 \text{ cm} \\
 S_x & = 1673,58 \text{ cm}^3 & S_y & = 187,76 \text{ cm}^3 \\
 Z_x & = 1917,76 \text{ cm}^3 & Z_y & = 1761 \text{ cm}^3 \\
 h & = d - 2 \times (t_f + r) \\
 & = 500 - 2 \times (14 + 2) \\
 & = 468 \text{ mm} \\
 f_u & = 410 \text{ Mpa} & f_y & = 250 \text{ Mpa} \\
 E & = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

$$N_u = 0 \text{ kg}$$

$$V_u = 42033,31 \text{ kg}$$

$$M_u = 4401577 \text{ kgm}$$

1. Penentuan jenis link

$$M_p = Z_x \times f_y = 1917,76 \times 2500 = 4794400 \text{ kgcm}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0,6 \times f_y \times (d - 2 \cdot t_f) \times t_w = 0,6 \times 2500 \times (50 - 2 \times 1,4) \times 1 \\
 &= 70800 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$e = \frac{1,6 \times M_p}{V_p} = \frac{1,6 \times 4794400}{70800} = 108,35 \text{ cm}$$

$$e = \frac{2,6 \times M_p}{V_p} = \frac{2,6 \times 4794400}{70800} = 176,07 \text{ cm}$$

$$e = \frac{5 \times M_p}{V_p} = \frac{5 \times 4794400}{70800} = 338,59 \text{ cm}$$

Pada analisa yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan link menggunakan tipe short link dengan panjang 120 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 14} = 7,14$$

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{468}{10} = 46,8$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.35$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g \times f_y = 106 \times 2500 = 265000 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \times 265000 = 39750 \text{ kg}$$

$$0,15 N_y > N_u$$

$$39750 > 0 \text{ kg}$$

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.

3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* (V_n) diambil yang terkecil dari V_p atau $2 \text{ Mp}/e$.

$$V_p = 0,6 \times f_y \times (d - 2 \times t_f) \times t_w = 70800 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{2 \times M_p}{e} = \frac{2 \times 4794400}{200} = 47944 \text{ kg}$$

$$V_n = V_p = 47944 \text{ kg}$$

- Cek kapasitas penampang

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

$$42.033,31 \leq 0,9 \times 47.944$$

$$42.033,31 \leq 43.149,6 \text{ kg (OK)}$$

4. Kontrol kuat momen

$$M_p = Z_x \times f_y = 1917,76 \times 2500 = 4794400 \text{ kgcm}$$

$$M_p = \frac{V_p \times e}{2} = \frac{70800 \times 200}{2} = 7080000 \text{ kgcm}$$

Diambil momen terkecil, $V_n = M_p = 47944000 \text{ kgcm}$

$$M_u \leq \phi \times M_n$$

$$4.401.577 \leq 0,9 \times 4.794.400$$

$$4.401.577 \leq 4.314.960 \text{ (NOT OK)}$$

5. Kontrol sudut rotasi link

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6 \times Mp}{V_p}$ sudut rotasi link tidak boleh melebihi 0.02 radian.

Didapatkan sudut rotasi terbesar link didapat dari ETABS:

$$\alpha = 0,000013 \text{ rad} \times Cd$$

$$= 0,00052 \text{ rad}$$

$$\alpha < \alpha \text{ maks (OK)}$$

$$0,00052 < 0,02 \text{ radian (OK)}$$

4.4.1.1 Pengaku Link

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 $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \times tw - d/5 = 52 \times 1 - 50/5 = 42 \text{ cm}$$

Diambil space pengaku = 40 cm.

4.3.2 Perencanaan Bresing

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 500×200×11×19, dengan data – data sebagai berikut:

W	= 103 kg/m	A	= 131,3 cm ²
d	= 506 mm	bf	= 201 mm
t _w	= 11 mm	t _f	= 19 mm
r	= 20 mm		
I _x	= 56500 cm ⁴	I _y	= 2580 cm ⁴
i _x	= 20,7 cm	i _y	= 4,43 cm
S _x	= 2230 cm ³	S _y	= 257 cm ³
Z _x	= 2462 cm ³	Z _y	= 398 cm ³
h	= d – 2(tf + r)		
	= 506-2(19+20)		
	= 398 mm		

$$\begin{aligned} f_u &= 410 \text{ Mpa} & f_y &= 250 \text{ Mpa} \\ E &= 2.000.000 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 59,53^\circ \text{ (Sudut Bresing)}$$

$$L = 394,46 \text{ cm}$$

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n = 1,25 \times 1,5 \times 63180 = 118462,5 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{118462,5}{\sin 60,2551^\circ} = 136439,32 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{118462,5}{\sin 60,2551^\circ} = 136439,32 \text{ kg}$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{201}{2 \times 19} = 5,29$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{f_y}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15,81$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{398}{11} = 36,18$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42,058$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

2. Kontrol kuat bresing

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{394,46}{20,70} = 19,06$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{394,46}{4,43} = 89,04$$

$$\lambda \text{ pakai} = 89,04$$

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(89,04)^2} = 2489,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$89,04 \leq 4.71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$89,04 \leq 133.219 \text{ maka,}$$

$$F_{cr} = \left[0.685 \frac{f_y}{f_e}\right] \times f_y = \left[0.685 \frac{2500}{2489,59}\right] \times 2500 = 1709,79$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \times F_y \times Ag = 1.5 \times 2500 \times 131,3 = 492375 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,9 \times 492375 = 443137,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$443137,5 > 136439,32 \text{ kg (OK)}$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \times R_y \times Ag \times F_{cr}$$

$$P_{max} = 1,1 \times 1,5 \times 131,3 \times 1681,23 = 331117,96 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 331117,96 = 281450,27 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$281.450,27 > 136.439,32 \text{ kg (OK)}$$

4.3.3 Perencanaan Balok Induk

4.3.3.1 Perencanaan Balok Induk Arah X

Direncanakan balok induk arah x menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 600 × 300 × 14 × 23 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut

W	= 175 kg/m	A	= 222,4 cm ²
d	= 594 mm	bf	= 302 mm
t _w	= 14 mm	t _f	= 23 mm
r	= 28 mm		

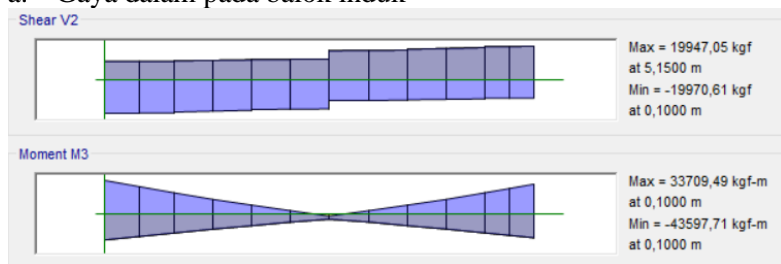
$$\begin{array}{ll}
 I_x & = 137000 \text{ cm}^4 & I_y & = 10600 \text{ cm}^4 \\
 i_x & = 24,9 \text{ cm} & i_y & = 6,9 \text{ cm} \\
 S_x & = 4620 \text{ cm}^3 & S_y & = 701 \text{ cm}^3 \\
 Z_x & = 5017 \text{ cm}^3 & Z_y & = 1076 \text{ cm}^3 \\
 h & = d - 2(tf + r) \\
 & = 594 - 2(23 + 28) \\
 & = 492 \text{ mm} \\
 L_p & = 343,484 & L_r & = 1076,136 \\
 f_u & = 410 \text{ Mpa} & f_y & = 250 \text{ Mpa} \\
 E & = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}$$

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

- Sebelum Komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4. 30 Gaya Dalam Balok Induk Arah X Sebelum Komposit

$$\begin{array}{ll}
 M_u & = 43.597,71 \text{ kg.m}^3 \\
 V_u & = 19.970,61 \text{ kg}
 \end{array}$$

- b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{302}{2 \times (46)} = 6,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,57 < 10,75 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,14 < 106,35 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 5017$$

$$M_p = 12542500 \text{ kg.cm} = 125425 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 125425$$

$$= 125425 \text{ kg.m} > 43597,71 \text{ kg.m (ok)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$\text{Panjang } L_b = 550 \text{ cm}$$

$$L_p = 343,484 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_r = 1076,136 \text{ cm (Dari tabel profil)}$$

$$L_p \leq L_b \leq L_r = (\text{bentang menengah})$$

- Karena bentang menengah, maka;

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

$$M_a = 18956 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned} M_b &= 6613 \text{ kg.m} \\ M_c &= 19624 \text{ kg.m} \\ M_{\max} &= 43597,71 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

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

$$C_b = 2,17 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times F_y = 5017 \times 2500 \\ &= 12542500 \text{ kg.cm} \\ &= 125425 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \times \left[M_p - (M_p - 0,7 \times F_y \times S_x) \times \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 2,12 \times \left[12542500 - (12542500 - 0,7 \times 2500 \times \right. \\ &\quad \left. 4620) \times \left(\frac{550 - 343,484}{1076,136 - 343,484} \right) \right] \\ &= 24486097,26 \text{ Kg.cm} \\ &= 244860,97 \text{ kg.m} \leq M_p = 125425 \text{ kg.m (not ok)} \end{aligned}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 125425 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\begin{aligned} \phi_b \times M_n &= 0,9 \times 125425 \text{ kg.m} \\ &= 112.882,5 \text{ kg.m} > 43597,71 \text{ kg.m (ok)} \end{aligned}$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \times \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 63,36$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 35,14 < 63,36$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (59,4 \text{ € } 1,4) \times 1 = 124740 \text{ kg} \\ \phi \times V_n &\geq V_u \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\emptyset \times V_n &= 0,9 \times 124740 \text{ kg} \\ &= 112266 \text{ kg} > 19970,61 \text{ kg} \dots \text{OK !}\end{aligned}$$

d. Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$f_{\text{ijin}} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,52 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar



Gambar 4. 31 Lendutan Pada Balok Induk Arah X Akibat Kombinasi 1D+1L

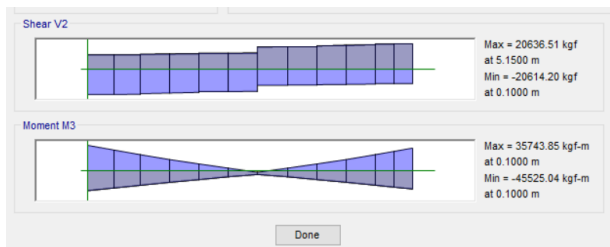
$$f^0 = 0,0577 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{\text{ijin}} \rightarrow 0,0577 \text{ cm} < 1,52 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Setelah Komposit

Saat balok sudah Komposit, gaya servis telah terjadi. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban lain yang mulai bekerja setelah konstruksi selesai

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4. 32 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit

$$M_{\max} = 35.743,85 \text{ kg.m}$$

$$M_{\min} = 45.525,04 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 20.636,51 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,34$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 35,14 < 106,34 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Karena penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \times \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 35,14 < 69,57$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (49,2 \times 1,4) \times 1 = 103320 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset \times V_n \geq V_u$$

$$\emptyset \times V_n = 0,9 \times 103320 \text{ kg}$$

$$= 92.988 \text{ kg} > 20636,51 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh. Dengan dipasang 2 stud tiap titik dengan spesifikasi sebagai berikut :

Shear Connector :

Diameter = 25 mm

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$F_{ur} = 400 \text{ Mpa}$$

Pelat Beton :

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$w_r = 168 \text{ mm}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$b_{eff} \leq \frac{L_{balok}}{8} = \frac{5500}{8} = 687,5 \text{ mm}$$

$$\leq S/2 = 4900/2 = 2450 \text{ mm}$$

$$\therefore b_{eff} = 687,5 \text{ mm}$$

- Kontrol Momen

$$C1 = A_s \times f_y = 222,4 \times 2500 = 556000 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 \times f_c' \times t_{plat} \times b_{eff} = 0,85 \times 400 \times 10 \times 68,75 = 233750 \text{ kg}$$

Karena $C1 > C2$, maka garis netral terletak pada baja

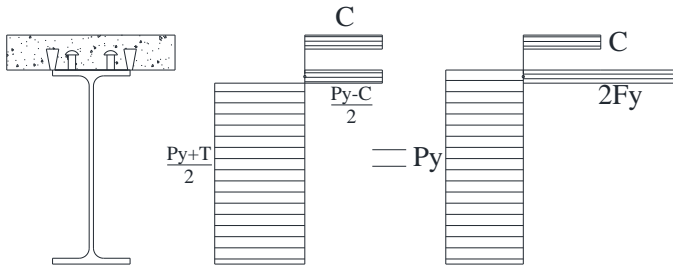
$$a = \frac{c}{0,85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{233750}{0,85 \times 400 \times 68,7} = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 5,3 + 10 - 10/2 = 10,3 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{P_y - C}{2}}{2 \times F_y \times b_f} = \frac{\frac{556000 - 233750}{2}}{2 \times 2500 \times 30,2} = 1,06 \text{ cm}$$

(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59,4}{2} = 29,7 \text{ cm}$$



Gambar 4. 33 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

$$C = 233750 \text{ kg}$$

$$P_y = 556000 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_n &= C \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2) \\ &= 233750 \times (10,3 + 1,06) + 556000 \times (29,7 - 1,06) \\ &= 20809215 \text{ kg.cm} \\ &= 208092,15 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi b \times M_n$$

$$35.743 \leq 0.9 \times 208.092,15$$

$$35.743 \leq 187.282 \text{ kgm (OK)}$$

- Menentukan Momen Negatif

Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah M10-250 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Tulangan

$$A_r = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 10^2 = 78,53 \text{ mm}^2$$

Menghitung momen nominal

$$T = n \times A_r \times f_y = 4 \times 78,53 \times 5000 = 15708 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s \times f_y = 222,4 \times 2500 = 556000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 2,3 \times 2500 = 173650 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_W = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{556000 - 15708}{2} - 173650 = 96496 \text{ kg}$$

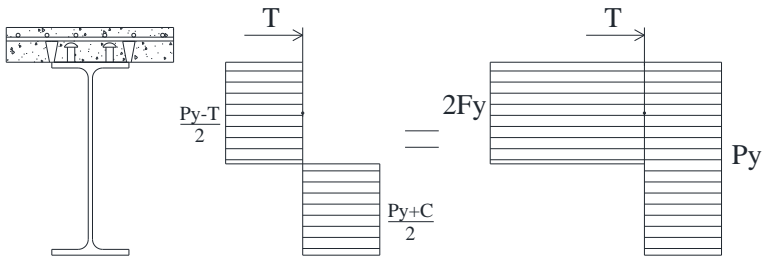
$$a_W = \frac{P_W}{t_W \times F_y} = \frac{96496}{1,4 \times 2500} = 27,57 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{(P_f \times 0,5 \times t_f) + (P_W(t_f + 0,5 \times a_W))}{P_f + P_W}$$

$$d_2 = \frac{(173650 \times 0,5 \times 1,4) + (96496(1,4 + 0,5 \times 27,57))}{173650 + 96496} = 13,93 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59,4}{2} = 29,7 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - a/2 = 5,3 + 10 - 10/2 = 10,3 \text{ cm}$$



Gambar 4. 34 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$\begin{aligned} Mn &= T \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2) \\ &= 15708 \times (10,3 + 1,06) + 556000 \times (29,7 - 1,06) \\ &= 16102282,88 \text{ kg.cm} \\ &= 161022,83 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$M_u \leq \phi_b \times M_n$$

$$45.525 \leq 0,9 \times 161.022,83$$

$$45.525 \leq 144.920,55 \text{ kgm (OK)}$$

e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch). Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sc} &= 490 \text{ mm}^2 \\
 F_u &= 400 \text{ MPa} \\
 R_g &= 0,1 \quad (\text{digunakan 2 stud baja}) \\
 R_p &= 0,75 \quad (\text{Dilas pada pelat komposit}) \\
 E_c &= 4700 \times F_c^{0,5} = 29725,41 \text{ Mpa} \\
 Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times (f_c' \cdot E_c)^{0,5} \\
 &= 0,5 \times 490 \times (40 \times 29725,41)^{0,5} \\
 &= 267152,97 \text{ N} \\
 &= 26715,29 \text{ kg} \\
 R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u &= 1 \times 0,75 \times 4,9 \times 4000 = 14700 \text{ kg} \\
 Q_n \leq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u &\rightarrow Q_n = 14700 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 14700 \text{ kg}$$

$$V_h = C = 233750 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{233750}{14700} = 15,9 \approx 16$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 16 = 32$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{550}{32} = 17 \text{ cm}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 14700 \text{ kg}$$

$$V_h = T = 15708 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{14700}{15708} = 0,93$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2N = 2 \times 1 = 2$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{550}{2} = 275 \text{ cm}$$

g. Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$



Gambar 4. 35 Lendutan Pada Balok Induk Arah X

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,53 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,029 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,029 \text{ cm} < 1,53 \text{ cm} \text{ (ok)}$$

4.3.3.2 Perencanaan Balok Induk Arah Y

Direncanakan balok induk arah x menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 600 × 300 × 14 × 23 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut

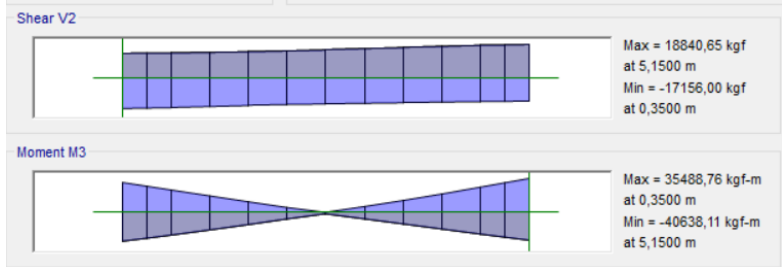
W	= 175 kg/m	A	= 222,4 cm ²
d	= 594 mm	bf	= 302 mm
t _w	= 14 mm	t _f	= 23 mm
r	= 28 mm		
I _x	= 137000 cm ⁴	I _y	= 10600 cm ⁴
i _x	= 24,9 cm	i _y	= 6,9 cm
S _x	= 4620 cm ³	S _y	= 701 cm ³
Z _x	= 5017 cm ³	Z _y	= 1076 cm ³
h	= d - 2(tf + r)		
	= 594 - 2(23 + 28)		
	= 492 mm		
L _p	= 343,484	L _r	= 1076,136
f _u	= 410 Mpa	f _y	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm ²		

Dari analisis ETABS 2016, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

- Sebelum Komposit

Sebelum komposit, beban yang bekerja adalah beban pelat beton dan pekerja saat melakukan pelaksanaan. Sementara balok belum komposit karena beton masih dalam keadaan basah

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4. 36 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y Sebelum Komposit

$$M_u = 40638,11 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 18840,65 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{302}{2 \times (46)} = 6,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 10,75$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 6,57 < 10,75 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,35$$

$$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 34,14 < 106,35 \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
 $M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 5017$
 $M_p = 12542500 \text{ kg.cm} = 125425 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang
 $\phi_b \times M_n \geq M_u$
 $\phi_b \times M_n = 0,9 \times 125425$
 $= 125425 \text{ kg.m} > 40638,11 \text{ kg.m (ok)}$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral
 Panjang $L_b = 550 \text{ cm}$
 $L_p = 343,484 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_r = 1076,136 \text{ cm}$ (Dari tabel profil)
 $L_p \leq L_b \leq L_r =$ (bentang menengah)

- Karena bentang menengah, maka;
 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

$$M_a = 16513 \text{ kg.m}$$

$$M_b = 2228 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 20683 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max} = 40638 \text{ kg.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{\max}}{2,5 \times M_{A_B C_{\max}}} \leq 2,30$$

$$C_b = 2,28 \leq 2,30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$$M_p = Z_x \times F_y = 5017 \times 2500$$

$$= 12542500 \text{ kg.cm}$$

$$= 125425 \text{ kg.m}$$

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

$$= 2,28 \times \left[12542500 - (12542500 - 0,7 \times 2500 \times$$

$$4620) \left(\frac{550 - 343,484}{1076,136 - 343,484} \right) \right]$$

$$= 25720401 \text{ Kg.cm}$$

$$= 257204,01 \text{ kg.m} \leq M_p = 125425 \text{ kg.m} \text{ (not ok)}$$

Maka digunakan $M_n = M_p = 125425 \text{ kg.m}$

- Cek kemampuan penampang

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

$$\phi_b \times M_n = 0,9 \times 125425 \text{ kg.m}$$

$$= 112882,5 \text{ kg.m} > 40638 \text{ kg.m} \text{ (ok)}$$

- c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63,36$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 35,14 < 63,36$$

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

$$= 0,6 \times 2500 \times (59,4 \times 1,4) \times 1 = 124740 \text{ kg}$$

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

$$\phi \times V_n = 0,9 \times 124740 \text{ kg}$$

$$= 112266 \text{ kg} > 18840,65 \text{ kg} \dots \text{OK !}$$

- d. Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,52 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar



Gambar 4. 37 Lendutan Pada Balok Induk Arah Y Akibat Kombinasi 1D+1L

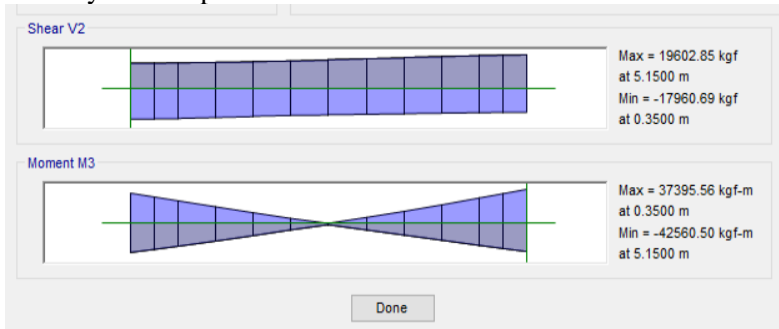
$$f^0 = 0,0239 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0239 \text{ cm} < 1,52 \text{ cm} \dots \text{OK !}$$

- Setelah Komposit

Saat balok sudah Komposit, gaya servis telah terjadi. Sehingga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban lain yang mulai berkerja setelah konstruksi selesai.

a. Gaya dalam pada balok induk



Gambar 4. 38 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit

$$M_{max} = 37395,56 \text{ kg.m}$$

$$M_{min} = 42560,50 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 19602,85 \text{ kg}$$

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 106,34$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow 35,14 < 106,34 \rightarrow$ penampang kompak
 Karena penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisa dengan distribusi tegangan plastis.

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{492}{14} = 35,14$$

$$2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2,24 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 69,57$$

$$\text{karena } \frac{h}{t_w} \leq 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 35,14 < 69,57$$

$$\begin{aligned} \text{maka, } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \times C_v \\ &= 0,6 \times 2500 \times (49,2 \times 1,4) \times 1 = 103320 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\emptyset \times V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \emptyset \times V_n &= 0,9 \times 103320 \text{ kg} \\ &= 92988 \text{ kg} > 19602,85 \text{ kg} \dots \text{OK !} \end{aligned}$$

d. Desain Penampang Komposit

Direncanakan penampang balok mengalami komposit penuh. Dengan dipasang 2 stud tiap titik dengan spesifikasi sebagai berikut :

Shear Connector :

$$\text{Diameter} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Asc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$F_{ur} = 400 \text{ Mpa}$$

Pelat Beton :

$$t = 10 \text{ cm}$$

$$w_r = 168 \text{ mm}$$

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$$b_{eff} \leq \frac{L_{balok}}{4} = \frac{5500}{4} = 687,5 \text{ mm}$$

$$\leq S/2 = 4900/2 = 2450 \text{ mm}$$

$$\therefore b_{eff} = 687,5 \text{ mm}$$

- Menentukan Momen Positif

- Kontrol Momen

$$C1 = A_s \times f_y = 222,4 \times 2500 = 556000 \text{ kg}$$

$$C2 = 0,85 \times f_c' \times t_{plat} \times b_{eff} = 0,85 \times 400 \times 10 \times 68,75 = 233750 \text{ kg}$$

Karena $C1 > C2$, maka garis netral terletak pada baja

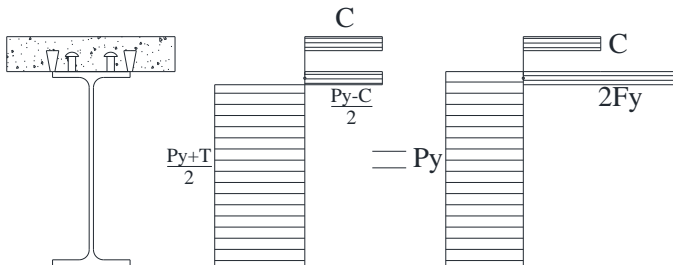
$$a = \frac{c}{0,85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{233750}{0,85 \times 400 \times 68,7} = 10 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{plat} - a/2 = 5,3 + 10 - 10/2 = 10,3 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{\frac{P_y - C}{2}}{2 \times F_y \times b_f} = \frac{\frac{556000 - 233750}{2}}{2 \times 2500 \times 30,2} = 1,06 \text{ cm}$$

(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59,4}{2} = 29,7 \text{ cm}$$



Gambar 4. 39 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

$$C = 233750 \text{ kg}$$

$$P_y = 556000 \text{ kg}$$

$$M_n = C \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2)$$

$$= 233750 \times (10,3 + 1,06) + 556000 \times (29,7 - 1,06)$$

$$= 20809215 \text{ kg.cm}$$

$$= 208092,15 \text{ kg.m}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$37395,56 \leq 0,9 \times 208092,15$$

$$37395,56 \leq 187282 \text{ kgm (OK)}$$

- Menentukan Momen Negatif
Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah M10-250 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungkan kapasitas balok yang mampu dipikul.

- Tulangan

$$A_r = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi 10^2 = 78,53 \text{ mm}^2$$

Menghitung momen nominal

$$T = n \times A_r \times f_y = 4 \times 0,785 \times 5000 = 15708 \text{ kg}$$

$$P_y = A_s \times f_y = 222,4 \times 2500 = 556000 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap profil P_f

$$P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30,2 \times 2,3 \times 2500 = 173650 \text{ kg}$$

Gaya pada badan profil

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{556000 - 15708}{2} - 173650 = 96496 \text{ kg}$$

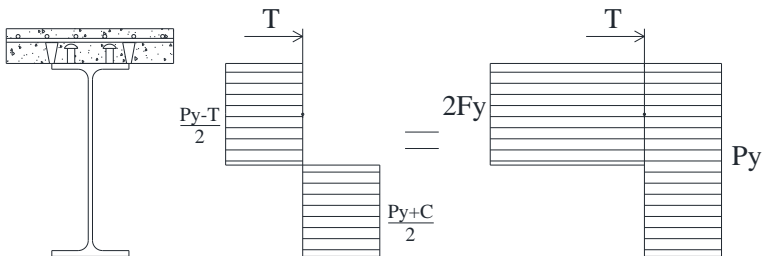
$$a_w = \frac{P_w}{t_w \times F_y} = \frac{96496}{1,4 \times 2500} = 27,57 \text{ cm}$$

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

$$d_2 = \frac{(173650 \times 0,5 \times 1,4) + (96496 \times (1,4 + 0,5 \times 27,57))}{173650 + 96496} = 13,93 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{59,4}{2} = 29,7 \text{ cm}$$

$$d_1 = h_r + t_{\text{plat}} - a/2 = 5,3 + 10 - 10/2 = 10,3 \text{ cm}$$



Gambar 4. 40 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif

Balok Induk Memanjang

$$\begin{aligned}
 Mn &= T \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2) \\
 &= 15708 \times (10,3 + 1,06) + 556000 \times (29,7 - 1,06) \\
 &= 16102282,88 \text{ kg.cm} \\
 &= 161022,83 \text{ kg.m} \\
 Mu &\leq \phi b Mn \\
 42560,50 &\leq 0,9 \times 161022,83 \\
 42560,50 &\leq 144920,55 \text{ kgm (OK)}
 \end{aligned}$$

e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm (1 inch). Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

$$d = 25 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 490 \text{ mm}^2$$

$$F_u = 400 \text{ MPa}$$

$$R_g = 0,1 \text{ (digunakan 2 stud baja)}$$

$$R_p = 0,75 \text{ (Dilas pada pelat komposit)}$$

$$E_c = 4700 F_c^{0,5} = 29725,41 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (f_c' \cdot E_c)^{0,5}$$

$$= 0,5 \cdot 490 \cdot (40 \cdot 29725,41)^{0,5}$$

$$= 267152,97 \text{ N}$$

$$= 26715,29 \text{ kg}$$

$$R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u = 1 \times 0,75 \times 4,9 \times 4000 = 14700 \text{ kg}$$

$$Q_n \leq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \rightarrow Q_n = 14700 \text{ kg}$$

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

$$Q_n = Q_n = 14700 \text{ kg}$$

$$V_h = C = 233750 \text{ kg}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{233750}{14700} = 15,9 \approx 16$$

Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 16 = 32$ buah.

Jarak Antar stud menjad

$$\frac{L}{N} = \frac{550}{32} = 17 \text{ cm}$$

- Stud bidang Negatif

$$Q_n = Q_n = 14700 \text{ kg}$$

$$V_h = T = 15708 \text{ N}$$

$$\text{Banyaknya stud: } N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{14700}{15708} = 0,93$$

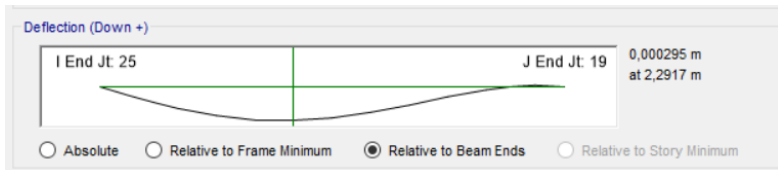
Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : $2 N = 2 \times 1 = 2$ buah.

Jarak Antar stud menjadi

$$\frac{L}{N} = \frac{550}{2} = 275 \text{ cm}$$

- g. Kontrol lendutan

$$L = 550 \text{ cm}$$



Gambar 4. 41 Lendutan Pada Balok Induk Arah X

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{550}{360} = 1,74 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,0295 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,0295 \text{ cm} < 1,74 \text{ cm (ok)}$$

4.3.4 Perencanaan Kolom

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan kolom lantai 1. Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit

CFT (Concrete Filled Tube) dengan memakai profil square hollow section $700 \times 700 \times 40$ dari brosur Continental Steel

h	$= 700 \text{ mm}$	I_x	$= 746900 \text{ cm}^4$	Z_x	$= 21340 \text{ cm}^3$
b	$= 700 \text{ mm}$	I_y	$= 746900 \text{ cm}^4$	Z_y	$= 21340 \text{ cm}^3$
t	$= 40 \text{ mm}$	i_x	$= 26,81 \text{ cm}$	S_x	$= 25540 \text{ cm}^3$
w	$= 797 \text{ kg/m}$	i_y	$= 26,81 \text{ cm}$	S_y	$= 25540 \text{ cm}^3$
A_s	$= 1039 \text{ cm}^2$				
A_c	$= 3861 \text{ cm}^2$				

Dari hasil analisis ETABS 2016 kolom Story 1 C34 diperoleh gaya dalam yang bekerja sebagai berikut.

$$P_u = 988.955,91 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 91.339,04 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 99.347,32 \text{ kgm}$$

a. Kuat nominal tekan kolom komposit.

Kontrol luas penampang minimum profil baja.

$$\frac{A_s}{A_s + A_c} \times 100\% = \frac{1039 \text{ cm}^2}{1039 \text{ cm}^2 + 3861 \text{ cm}^2} \times 100\% = 21,2\% > 4\% \text{ (OK)}$$

Kontrol tebal minimum penampang persegi.

$$t_{\min} = b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$$

$$= 700 \times \sqrt{\frac{250 \text{ MPa}}{3 \times 200.000 \text{ MPa}}}$$

$$= 14,28 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm (OK)}$$

Cek mutu profil baja.

$$f_y < 380 \text{ MPa}$$

$$250 \text{ MPa} < 380 \text{ MPa (OK)}$$

Cek mutu beton inti.

$$21 \text{ Mpa} < f_c' < 55 \text{ MPa}$$

$$21 \text{ Mpa} < 40 \text{ Mpa} < 55 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol penampang kompak.

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{700}{2 \times (40)} = 8,75$$

$$\lambda_p = 2,26 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,26 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 63,92$$

$\lambda < \lambda_p$ maka tergolong penampang kompak.

Sehingga kekuatan nominal tekan dihitung sebagai berikut.

$$P_{no} = P_p$$

$$\begin{aligned} P_p &= f_y \times A_s + C_2 \times f_c' \left(A_c + \frac{A_{sr} \cdot E_s}{E_c} \right) \\ &= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 1039 \text{ cm}^2 + 0,85 \times 400 \text{ kg/cm}^2 (3861 \\ &\text{cm}^2 + 0) \\ &= 3.910.240 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_p = P_{no} = 3.910.240 \text{ kg} > P_u = 988.955,91 \text{ kg (OK)}$$

b. Momen Nominal Kolom

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal.

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{700}{2 \times (40)} = 8,75$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \times \sqrt{\frac{200.000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}}} = 31,68$$

$\lambda < \lambda_p$ (penampang kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$.

$$\begin{aligned} M_p &= \phi f_y \times Z_x \\ &= 0,9 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 21340 \text{ cm}^3 \\ &= 48.015.000 \text{ kgcm} \\ &= 480.150 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = M_p = 480.150 \text{ kgm} > M_u = 99.347,32 \text{ kgm (OK)}$$

Kontrol penampang terhadap tekuk lateral.

Panjang terkekang adalah selisih antara tinggi kolom dan tinggi balok.

$$L_b = 340 \text{ cm} - 60 \text{ cm} = 280 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 26,81 \times \sqrt{\frac{2.000.000 \text{ kg/cm}^2}{2500 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$= 1.334,61 \text{ cm}$$

$L_b < L_p$ maka termasuk bentang pendek.

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$.

$$M_p = f_y \times Z_x$$

$$= 2500 \text{ kg/cm}^2 \times 21340 \text{ cm}^3$$

$$= 53.350.000 \text{ kgcm}$$

$$= 533.500 \text{ kgm}$$

$$M_n = M_p = 533.500 \text{ kgm} > M_u = 99.347,32 \text{ kgm (OK)}$$

c. Kekuatan Lentur dan Aksial Orde Kedua

$$P_{nt} = 988.955,91 \text{ kg}$$

$$M_{nt} = 99.347,32 \text{ kgm}$$

$$M_1 = 185,39 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 100.816,55 \text{ kgm}$$

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan arah Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut.

$$M_r = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \times P_{lt}$$

dengan

$$C_m = 0,6 - 0,4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0,6 - 0,4 \times \left(-\frac{185,39}{100.816,55} \right) = 0,6$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}}$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(KL)^2} = \frac{3,14^2 \times 2.000.000 \times 746.900}{(1 \times 340)^2} = 127.536.462,40 \text{ kg}$$

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

Arah sumbu X

$$P_{lt} = 185.522,07 \text{ kg}$$

$$M_{lt} = 94.698,7 \text{ kgm}$$

$$P_{story} = 988.955,91 \text{ kg}$$

$$P_{estory} = 28.673.741,35 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e1}}} = \frac{1}{1 - \frac{988.955,91}{28.673.741,35}} = 1,03 > 1,0$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_{nt} + B_2 \times P_{lt} \\ &= 988.955,91 \text{ kg} + 1,03 \times 185.522,07 \text{ kg} \\ &= 1.180.043,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,6}{1 - \frac{1 \times 1.180.043,64}{127.536.462,40}} = 0,605 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \\ &= 1 \times 99.347,32 \text{ kgm} + 1,03 \times 94.698,7 \text{ kgm} \\ &= 196.886,98 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Arah sumbu Y

$$P_{lt} = 67.180,5 \text{ kg}$$

$$M_{lt} = 99.233,53 \text{ kgm}$$

$$P_{story} = 764.252,68 \text{ kg}$$

$$P_{e1} = 25.450.182,26 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e1}}} = \frac{1}{1 - \frac{764.252,68}{25.450.182,26}} = 1,03 > 1,0$$

$$\begin{aligned} P_r &= P_{nt} + B_2 \times P_{lt} \\ &= 988.955,91 \text{ kg} + 1,03 \times 67.180,5 \text{ kg} \\ &= 1.058.151,83 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,6}{1 - \frac{1 \times 1.058.151,83}{127.536.462,40}} = 0,6 < 1,0$$

Maka $B_1 = 1,0$

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt} \\ &= 1 \times 99.347,32 \text{ kgm} + 1,03 \times 99.233,53 \text{ kgm} \\ &= 201.557,86 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Kontrol Interaksi Aksial – Momen

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai P_r dan $P_c = P_{no}$.

$$\frac{P_r}{\phi P_c} = \frac{1.180.043,64}{0,9 \times 3.910.240} = 0,33 \geq 0,2$$

Maka digunakan rumus interaksi sebagai berikut.

$$\frac{P_r}{\phi P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1,0$$

$$0,33 + \frac{8}{9} \left(\frac{196.886,98}{533.500} + \frac{201.557,86}{533.500} \right) \leq 1,0$$

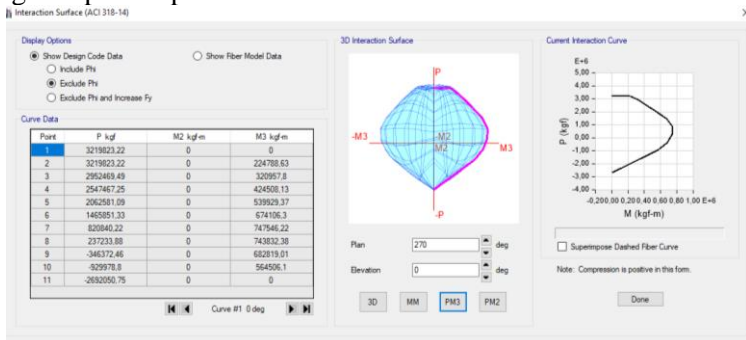
$$0,993 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

e. Kontrol Strong Column Weak Beam

Berdasarkan SNI 1729:2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung pasal 15.7.6, harus digunakan perbandingan momen kolom terhadap momen balok untuk kontrol *Strong Column Weak Beam*.

- Menghitung M^*_{pc} (Kolom CFT 700 × 700 × 40)

Momen *probable* kolom CFT didapat dari diagram interaksi yang didapat di aplikasi ETABS.

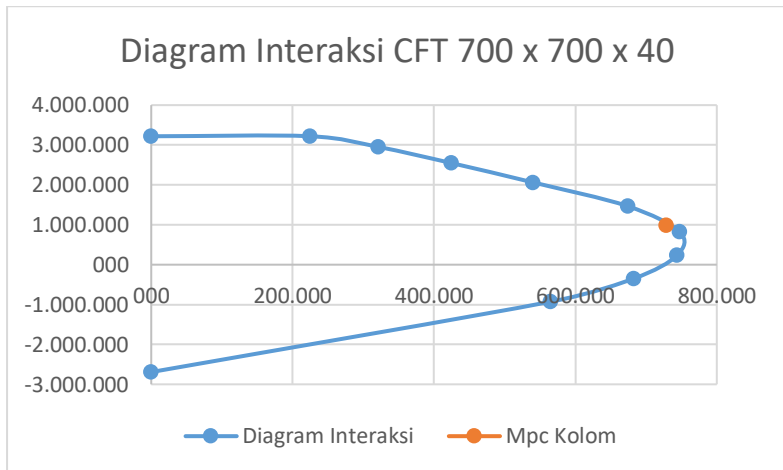


Gambar 4. 42 Hasil Diagram Interaksi

Tabel 4. 15 Data Diagram Interaksi

M3-3	P
kgm	kg
0,00	3.219.823,22
224.788,63	3.219.823,22
320.957,80	2.952.469,49
424.508,13	2.547.467,25
539.929,37	2.062.581,09

674.106,30	1.465.851,33
747.546,22	820.840,22
743.832,38	237.233,88
682.819,01	-346.372,46
564.506,10	-929.978,80
0,00	-2.692.050,75



Gambar 4. 43 Diagram Interaksi Kolom CFT

$$P_u = 988.955 \text{ kg}$$

$$M^*_{pc \text{ kolom}} = 728.404,94 \text{ kg.m}$$

$$\sum M^*_{pc} = 2 \times 728.404,94 \text{ kg.m}$$

$$= 1.456.809,99 \text{ kg.m}$$

$$= 145.680.999 \text{ kg.cm}$$

$$= 1.456,91 \text{ t.m}$$

- Menghitung M^*_{pb} (Balok WF 600×300×14×23)

$$Z_b = 5.017 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 1,5 \text{ untuk BJ 41}$$

$$M_y = 337.395,56 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma M^*_{pb} &= \Sigma(1,1R_y f_y Z + M_y) \\
 &= 2 \times (1,1 \times 1,5 \times 2.500 \times 5.017 + 337.395,56 \times 100) \\
 &= 108.869.362 \text{ kg.cm} \\
 &= 1.088,69 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

- Syarat Konsep Strong Column Weak Beam

$$\frac{\Sigma M^*_{pc}}{\Sigma M^*_{pb}} = \frac{1.456,91}{1.088,69} = 1,33 \text{ (OK!)}$$

4.4 Perencanaan Sambungan

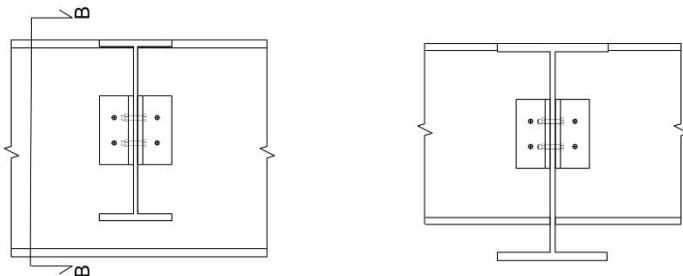
Perencanaan sambungan pada tugas akhir ini menggunakan peraturan SNI 1729:2015 tentang spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural dengan metode DFBK (Desain Faktor Beban dan Ketahanan).

4.4.1 Sambungan Balok Induk dengan Balok Anak

Sambungan balok induk dengan balok anak menggunakan tipe sambungan *simple connection*. Sambungan ini di desain hanya untuk menerima beban geser dari balok anak.

4.4.1.1 Sambungan Atap Apartemen

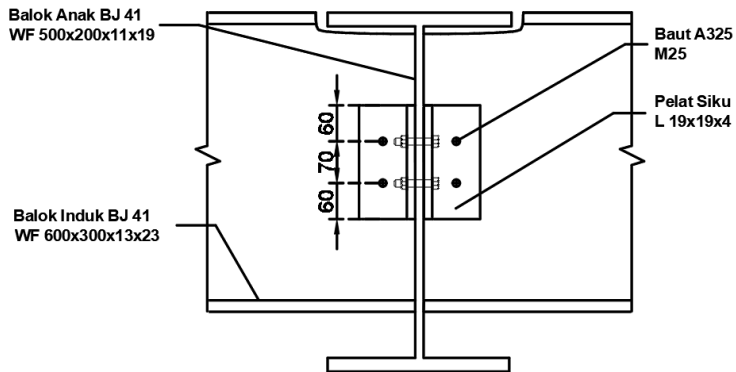
Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai atap sebesar 9112,22 kg, dengan dimensi balok anak WF 500×200×11×19 dan balok induk WF 600×300×14×23. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 44 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok induk
 Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
 Kuat geser baut:
 $\emptyset.Rn = \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2$
 $= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$

Kuat tumpu baut
 $\ell_c = 60 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 53,25 \text{ mm}$
 $Rn = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$
 $= 1,2 \times 5,325 \times 1,4 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,4 \times 4100$
 $= 36.678,6 \text{ kg} \leq 16.531,2 \text{ kg (not ok)}$
 $\emptyset.Rn = 0,75 \times 16.531,2 = 12.398,4 \text{ kg}$
 $n = V_u / \emptyset V_n = 9112,22 / 7752,82 = 1,17 \approx 2 \text{ buah}$
 Dipasang 2 buah baut M12.
- Kontrol jarak baut
 Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 $= 18 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$
 Pakai S1 = 60 mm
 Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 $= 36 \text{ mm s/d } 196 \text{ mm}$
 Pakai S = 70 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
 Dipakai siku penyambung 19x19x1.4
 BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 $\emptyset \text{ lubang} = 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$
 $= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$



Gambar 4. 45 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 26,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\begin{aligned} \phi P_u &= \phi \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 26,6 \times 2500 \\ &= 59.850 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned} \phi P_u &= \phi \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 23,9 \times 4100 \\ &= 73.492,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 1 siku, sehingga:

$$\phi P_u = 59.850$$

- Kontrol kekuatan web balok induk
Dimensi balok anak WF 600×300×14×23
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}A_g &= 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 20,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kuat leleh

$$\begin{aligned}\emptyset P_u &= \emptyset \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 26,6 \times 2500 \\ &= 59.850 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}\emptyset P_u &= \emptyset \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 23,9 \times 4100 \\ &= 73.492,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 1 web, sehingga:

$$\emptyset P_u = 59.850 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan sambungan terhadap penampang balok induk
Kekuatan sambungan harus lebih besar daripada kekuatan penampang.

Syarat:

$$\begin{aligned}\emptyset P_u \text{ Penampang} &\leq \emptyset P_u \text{ Sambungan} \\ 59.850 &\leq 59.850 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut

$$\emptyset.R_n = \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \cdot 4570 \cdot 1,13 \cdot 2$$

$$= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 60 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 53,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 5,325 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,1 \times 4100$$

$$= 36.678,6 \text{ kg} \leq 16.531,2 \text{ kg (not ok)}$$

$$\emptyset \times R_n = 0,75 \times 16.531,2 = 12.398,4 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 9112,22 / 7752,82 = 1,17 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm

$$= 18 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 60 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 36 \text{ mm s/d } 196 \text{ mm}$$

Pakai S = 70 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 19x19x1.4

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}$$

Luas bidang geser

$$A_g = 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 26,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\emptyset P_u = \emptyset \times A_g \times f_y$$

$$= 0,9 \times 26,6 \times 2500$$

$$= 59.850 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}\varnothing P_u &= \varnothing \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 23,9 \times 4100 \\ &= 73.492,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

$$2\varnothing P_u = 2 \times 59.850 = 119.700 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan web balok anak
Dimensi balok anak WF 500×200×11×19
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 \varnothing lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}A_g &= 19 \times 1,1 = 20,6 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 20,6 - 2 \times 1,35 = 18,2 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kuat leleh

$$\begin{aligned}\varnothing P_u &= \varnothing \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 20,9 \times 2500 \\ &= 47.025 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}\varnothing P_u &= \varnothing \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 18,2 \times 4100 \\ &= 55.965 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 1 flange, sehingga:

$$\varnothing P_u = 47.025 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan sambungan terhadap penampang balok anak

Kekuatan sambungan harus lebih besar daripada kekuatan penampang.

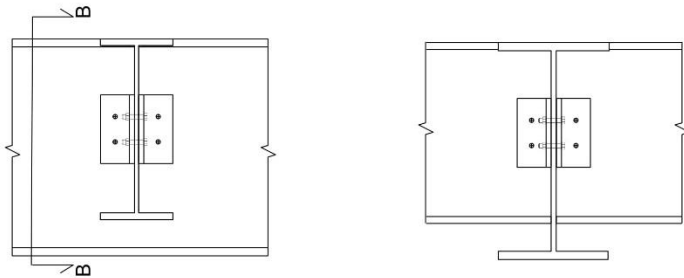
Syarat:

$\varnothing P_u \text{ Penampang} \leq 2\varnothing P_u \text{ Sambungan}$

$47.025 \leq 119.700 \text{ (OK!)}$

4.4.1.2 Sambungan Lantai Apartemen

Dari perhitungan balok anak untuk struktur sekunder sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak lantai apartemen sebesar 9112,22 kg, dengan dimensi balok anak WF 500×200×11×19 dan balok induk WF 600×300×14×23. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M12; $A_s=1,13 \text{ cm}^2$.



Gambar 4. 46 Sambungan Balok Anak Apartemen dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok induk
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\varnothing.R_n &= \varnothing \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 60 - 0,5 (12+1,5) = 53,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 5,325 \times 1,4 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,4 \times 4100$$

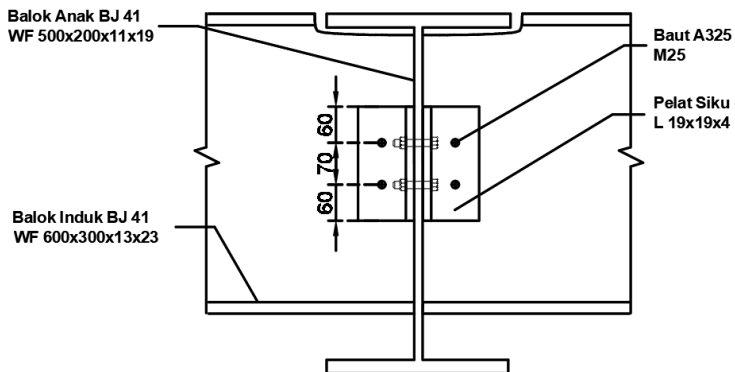
$$= 36.678,6 \text{ kg} \leq 16.531,2 \text{ kg (not ok)}$$

$$\emptyset \times R_n = 0,75 \times 16.531,2 = 12.398,4 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 9112,22 / 7752,82 = 1,17 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut
 Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 18 mm s/d 150 mm
 Pakai S1 = 60 mm
 Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 36 mm s/d 196 mm
 Pakai S = 70 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
 Dipakai siku penyambung 19x19x1.4
 BJ41 (fu = 4100 kg/cm²)
 \emptyset lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 13,5 mm = 1,35 cm



Gambar 4. 47 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser

$$A_g = 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 26,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi \times A_g \times f_y$$

$$= 0,9 \times 26,6 \times 2500$$

$$= 59.850 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\phi P_u = \phi \times A_n \times f_u$$

$$= 0,75 \times 23,9 \times 4100$$

$$= 73.492,5 \text{ kg}$$

Dikarenakan terdapat 1 siku, sehingga:

$$\phi P_u = 59.850$$

- Kontrol kekuatan web balok induk
Dimensi balok anak WF 600×300×14×23
BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 ϕ lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm = 1,35 cm

Luas bidang geser

$$A_g = 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 20,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\phi P_u = \phi \times A_g \times f_y$$

$$= 0,9 \times 26,6 \times 2500$$

$$= 59.850 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}\emptyset P_u &= \emptyset \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 23,9 \times 4100 \\ &= 73.492,5 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 1 web, sehingga:

$$\emptyset P_u = 59.850 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan sambungan terhadap penampang balok induk
Kekuatan sambungan harus lebih besar daripada kekuatan penampang.

Syarat:

$$\emptyset P_u \text{ Penampang} \leq \emptyset P_u \text{ Sambungan}$$

$$59.850 \leq 59.850 \text{ (OK!)}$$

- Sambungan pada badan balok anak
Mutu baut A325 ($F_{nv}=4570\text{kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}\emptyset \times R_n &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m = 0,75 \times 4570 \times 1,13 \times 2 \\ &= 7752,822 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 60 - 0,5 \times (12 + 1,5) = 53,25 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \times \ell_c \times t \times F_u \leq 2,4 \times d \times t \times F_u$$

$$= 1,2 \times 5,325 \times 1,1 \times 4100 \leq 2,4 \times 1,2 \times 1,1 \times 4100$$

$$= 36.678,6 \text{ kg} \leq 16.531,2 \text{ kg (not ok)}$$

$$\emptyset \cdot R_n = 0,75 \times 16.531,2 = 12.398,4 \text{ kg}$$

$$n = V_u / \emptyset V_n = 9112,22 / 7752,82 = 1,17 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut M12.

- Kontrol jarak baut
 Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
 = 18 mm s/d 150 mm
 Pakai S1 = 60 mm
 Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 36 mm s/d 196 mm
 Pakai S = 70 mm
- Kontrol kekuatan siku penyambung
 Dipakai siku penyambung 19×19×1.4
 BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 \emptyset lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
 = 13,5 mm = 1,35 cm

Luas bidang geser

$$A_g = 19 \times 1,4 = 26,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 26,6 - 2 \times 1,35 = 23,9 \text{ cm}^2$$

Kuat leleh

$$\begin{aligned} \emptyset P_u &= \emptyset \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 26,6 \times 2500 \\ &= 59.850 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned} \emptyset P_u &= \emptyset \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 23,9 \times 4100 \\ &= 73.492,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 2 siku, sehingga:

$$2\emptyset P_u = 2 \times 59.850 = 119.700 \text{ kg}$$

- Kontrol kekuatan web balok anak
 Dimensi balok anak WF 500×200×11×19
 BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\emptyset \text{ lubang} &= 12 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)} \\ &= 13,5 \text{ mm} = 1,35 \text{ cm}\end{aligned}$$

Luas bidang geser

$$\begin{aligned}A_g &= 19 \times 1,1 = 20,6 \text{ cm}^2 \\ A_{nv} &= 20,6 - 2 \times 1,35 = 18,2 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kuat leleh

$$\begin{aligned}\emptyset P_u &= \emptyset \times A_g \times f_y \\ &= 0,9 \times 20,9 \times 2500 \\ &= 47.025 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat putus

$$\begin{aligned}\emptyset P_u &= \emptyset \times A_n \times f_u \\ &= 0,75 \times 18,2 \times 4100 \\ &= 55.965 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dikarenakan terdapat 1 flange, sehingga:

$$\emptyset P_u = 47.025 \text{ kg}$$

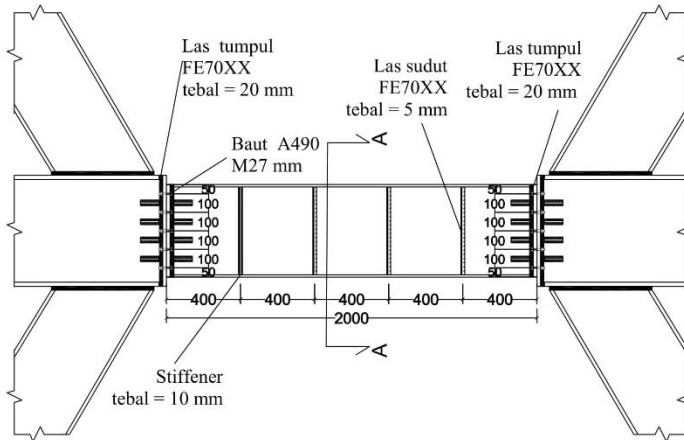
- Kontrol kekuatan sambungan terhadap penampang balok anak
Kekuatan sambungan harus lebih besar daripada kekuatan penampang.

Syarat:

$$\begin{aligned}\emptyset P_u \text{ Penampang} &\leq 2\emptyset P_u \text{ Sambungan} \\ 47.025 &\leq 119.700 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

4.4.3 Sambungan Link

Dikarenakan balok link dibedakan dengan balok induk, dibutuhkan sambungan antara balok link dengan balok induk. Ukuran balok link adalah WF 500×200×10×14 sedangkan ukuran balok induk adalah WF 600×300×14×23. Direncanakan sambungan seperti pada Gambar 4.56.



Gambar 4. 48 Sambungan balok induk dengan balok link

- o Desain pelat dan las pada balok induk

Direncanakan tebal pelat, $t = 2 \text{ cm}$.

$$t_e \text{ las} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{yw} = 70$$

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan ukuran dari WF Balok Induk.

$$A = 222,4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 137.000 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 10.600 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 4620 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 701 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} t_e \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_u :

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{0}{222,40} + \frac{4401577}{4620} \\ &= 952,72 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_u :

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{42033,31}{222,40} + \frac{4401577}{4620} \\ &= 1.141,72 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{952,72^2 + 1.141,72^2} \\ &= 1.487,01 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{uw}} = \frac{1487,01}{4428,9} = 0,34 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$a_{\text{las}} = 222,4 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 222,40 \\ &= 984.987,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\phi F_{BM} A_{BM} = \phi \times f_y \times A_w$$

$$= 0,9 \times 2500 \times 222,40$$

$$= 500.400 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\emptyset F_{BM} A_{BM} \leq \emptyset f_{uw}$$

$$500 \times 400 \leq 984.987,36 \text{ (OK!)}$$

- o Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\emptyset F_w A_w = \emptyset (0,6) F_{E70XX} A_w$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 222,40$$

$$= 492.493,68 \text{ kg}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\emptyset R_n = \emptyset \times (0,6) \times f_y \times A_{gt}$$

$$= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 222,40$$

$$= 300.240 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\emptyset R_n \leq \emptyset F_w A_w$$

$$300 \times 240 \leq 492.493,68 \text{ (OK!)}$$

- o Desain pelat dan las pada balok induk

Direncanakan tebal pelat, $t = 2 \text{ cm}$.

$$t_e \text{ las} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{yw} = 70$$

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan ukuran dari WF Balok Induk.

$$A = 106 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 41.839,42 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1.877,64 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 1573,577 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 4,21 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} t_e \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Pu:

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{0}{106} + \frac{4401577}{1.673,57} \\ &= 2.630,05 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Vu:

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{42033,31}{106} + \frac{4401577}{1.673,57} \\ &= 3026,59 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{2.630,05^2 + 3026,59^2} \\ &= 4.009,66 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{4.009,66}{4428,9} = 0,9 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_e = 2 \text{ cm}$$

$$a_{las} = 106 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 106 \\ &= 471.466,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\phi F_{BM} A_{BM} = \phi f_y A_w & \\ &= 0,9 \times 2500 \times 106 \\ &= 238.500 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\phi F_{BM} A_{BM} &\leq \phi f_{uw} \\ 238.500 &\leq 471.466,8 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\phi F_w A_w &= \phi \times (0,6) \times F_{E70} \times A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 83,21 \\ &= 184.264,38 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

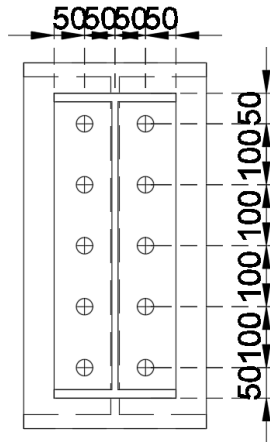
$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times (0,6) \times f_y \times A_{gt} \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 83,21 \\ &= 112.333,50 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\phi R_n &\leq \phi F_w A_w \\ 112.333,50 &\leq 184.264,38 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

- Sambungan pada badan balok link
Mutu baut A490 ($f_{nv} = 4.570 \text{ kg/cm}^2$, $f_{yb} = 8.250 \text{ kg/cm}^2$, $f_{ub} = 10.350 \text{ kg/cm}^2$) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Direncanakan diameter baut, $db = 2,7 \text{ cm}$.



Gambar 4. 49 Detail Sambungan Balok Induk dengan Balok Link

$$\begin{aligned}
 A_b &= \pi \times \left(\frac{db}{2}\right)^2 \\
 &= \pi \times \left(\frac{2,7}{2}\right)^2 \\
 &= 5,72 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 \emptyset.Rn &= \emptyset \times F_{nv} \times A_b \times m \\
 &= 0,75 \times 4.570 \times 5,72 \times 1 \\
 &= 19.605,3 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\ell_c = 50 - 0,5 (27+1,5) = 35,75 \text{ mm}$$

$$R_n = 1,2 \ell_c t F_u \leq 2,4 d t F_u$$

$$= 1,2 \times 3,575 \times 2 \times 4100 \leq 2,4 \times 2,7 \times 2 \times 4100$$

$$= 35.178 \text{ kg} \leq 53.136 \text{ kg (not ok)}$$

$$\emptyset.R_n = 0,75 \times 53.136 = 39.852,3 \text{ kg}$$

$$\frac{Vu}{n} = \frac{42.033,31}{10} = 4.203,33 \text{ kg} < \emptyset V_n = 19.605,3 \text{ kg (OK!)}$$

Kontrol Geser

$$T_u \text{ max} = \frac{Mu \times y}{\Sigma y^2} = \frac{4.401.577 \times 40}{10^2 + 20^2 + 30^2 + 40^2} = 29.343,80 \text{ kg}$$

$$T_d = \emptyset \times 0,75 \times f_u^b \times A_b$$

$$= 0,75 \times 0,75 \times 10.350 \times 5,72$$

$$= 33.346,87 \text{ kg} > T_u \text{ max} = 29.343,80 \text{ kg (OK!)}$$

Kontrol Momen

$$T = T_d = 33.346,87 \text{ kg}$$

$$a = \frac{\Sigma T}{b \times f_y} = \frac{10 \times 33.346,87}{20 \times 33.346,87} = 6,67 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 6,67 = 8,83 \text{ cm}$$

$$d_1 = 0$$

$$d_2 = 8,3 \text{ cm}$$

$$d_3 = 18,3 \text{ cm}$$

$$d_4 = 28,3 \text{ cm}$$

$$d_5 = 38,3 \text{ cm}$$

$$\Sigma d = 93,2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_p &= \emptyset \times M_n \\
 &= \frac{0,9 \times f_y \times a^2 \times b}{2} + \sum T d \\
 &= \frac{0,9 \times 2.500 \times 6,67^2 \times 20}{2} + 2 \times 33.346,87 \times 93,32 \\
 &= 7.224.839 \text{ kg.cm} \\
 &= 72.248,39 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

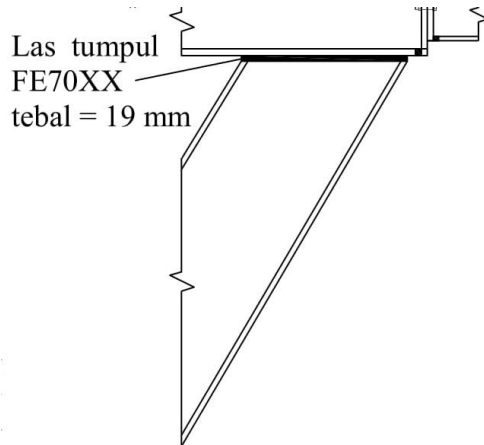
$$M_u = 44.015,8 \text{ kg.m} < M_p = 72.248,39 \text{ kg.m} \text{ (OK!)}$$

- Kontrol jarak baut
 - Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 30 mm s/d 327 atau 150 mm
 - Pakai S1 = 50 mm
 - Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
= 48 mm s/d 405 atau 200 mm
 - Pakai S = 100 mm

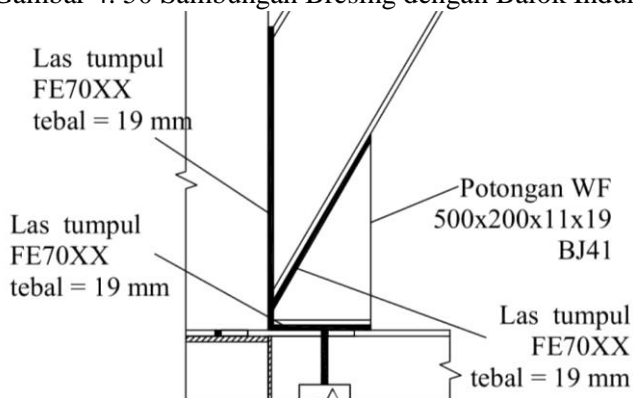
4.4.4 Sambungan Bresing

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. Ry.Vn.

Perhitungan didasarkan pada kekuatan nominal tekan dan nominal tarik yang telah dihitung pada perencanaan bresing. Dimensi kolom CFT adalah 700x700x40, dimensi balok adalah WF 600x300x14x23 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 500x200x11x19. Dimensi gusset didesain dengan potongan dari batang bresing. Sudut kemiringan dari bresing tersebut adalah 59,53°.



Gambar 4. 50 Sambungan Bresing dengan Balok Induk



Gambar 4. 51 Sambungan Bresing dengan Balok dan Kolom

- o Gaya pada bresing

$$P_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

$$P_u = 1,25 \times 1,5 \times 63180$$

$$P_u = 118.462,5 \text{ kg}$$

$$V_u = 42.033,31 \text{ kg}$$

$$M_u = 4.401.577 \text{ kgcm}$$

$$\theta = 59,53^\circ$$

Gaya horizontal bresing:

$$\begin{aligned} P_h &= P_u \times \cos \theta \\ &= 118.462,5 \times \cos(59,53) \\ &= 60.062,87 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya vertikal bresing:

$$\begin{aligned} P_v &= P_u \times \sin \theta \\ &= 118.462,5 \times \sin(59,53) \\ &= 102.106,9 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Sambungan bresing dengan balok induk atas

Dihitung inersia dari bresing yang harus disambung dengan balok induk atas. Sambungan menggunakan las tumpul.

$$h = 572,99 \text{ mm}$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$t_w = 11 \text{ mm}$$

$$t_f = 21,77 \text{ mm}$$

$$I_x = 79.785,73 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 2784,89 \text{ cm}^3$$

$$A = 145,31 \text{ cm}^2$$

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 1 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} t_e \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_u :

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\
 &= \frac{102106,88}{145,31} + \frac{4401577}{2784,89} \\
 &= 2283,15 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat Vu:

$$\begin{aligned}
 f_h &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\
 &= \frac{60062,87}{145,31} + \frac{4401577}{2784,89} \\
 &= 1993,83 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\
 &= \sqrt{1993,83^2 + 2283,15^2} \\
 &= 3031,2 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{3031,2}{4428,9} = 0,68 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$\begin{aligned}
 t_e &= 1,9 \text{ cm} \\
 a \text{ las} &= 145,32 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}
 \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} A_w \\
 &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 145,32 \\
 &= 643.605,534 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}
 \emptyset F_{BM} A_{BM} &= \emptyset f_y A_w \\
 &= 0,9 \times 2500 \times 145,32
 \end{aligned}$$

$$= 326.968,88 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\emptyset F_{BM} A_{BM} \leq \emptyset f_{uw}$$

$$326.968,88 \leq 643.605,534 \text{ (OK!)}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\emptyset F_w A_w = \emptyset (0,6) F_{E70XX} A_w$$

$$= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 145,32$$

$$= 321.802,77 \text{ kg}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\emptyset R_n = \emptyset (0,6) f_y A_{gt}$$

$$= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 145,32$$

$$= 196.181,33 \text{ kg}$$

Syarat:

$$\emptyset R_n \leq \emptyset F_w A_w$$

$$196.181,33 \leq 321.802,77 \text{ (OK!)}$$

- Sambungan bresing dengan kolom

Dihitung inersia dari bresing yang harus disambung dengan balok induk atas. Sambungan menggunakan las tumpul.

$$h = 1023,76 \text{ mm}$$

$$bf = 200 \text{ mm}$$

$$tw = 11 \text{ mm}$$

$$tf = 39,8 \text{ mm}$$

$$I_x = 462.696,89 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 9039,16 \text{ cm}^3$$

$$A = 263,06 \text{ cm}^2$$

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 1 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{ywt_c} \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_u :

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{60062,87}{263,06} + \frac{4401577}{9039,16} \\ &= 715,27 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_u :

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{102106,88}{263,06} + \frac{4401577}{9039,16} \\ &= 875,10 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{715,27^2 + 875,10^2} \\ &= 1130,23 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_c = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{1130,23}{4428,9} = 0,26 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_c = 1,9 \text{ cm}$$

$$a_{las} = 263,056 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} A_w \\ &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 263,06 \\ &= 1.165.066,81 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\emptyset F_{BM} A_{BM} &= \emptyset f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 263,06 \\ &= 591.879,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\emptyset F_{BM} A_{BM} &\leq \emptyset f_{uw} \\ 591.879,6 &\leq 1.165.066,81 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}\emptyset F_w A_w &= \emptyset \times (0,6) \times F_{E70X} \times A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 263,06 \\ &= 582.527,91 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &= \emptyset \times (0,6) \times f_y \times A_{gt} \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 263,06 \\ &= 355.127,76 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}\emptyset R_n &\leq \emptyset F_w A_w \\ 355.127,76 &\leq 582.527,91 \text{ (OK!)}\end{aligned}$$

- Sambungan pelat *gusset* dengan bresing

Dihitung inersia dari bresing yang harus disambung dengan balok induk atas. Sambungan menggunakan las tumpul.

$$b = 11 \text{ mm}$$

$$h = 595,07 \text{ mm}$$

$$I_x = 19.315,93 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 70.305,20 \text{ cm}^3$$

$$A = 65,45 \text{ cm}^2$$

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 1 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi \times f_{yw} \times t_e \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat P_u :

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot x}{S_x} \\ &= \frac{102106,88}{65,46} + \frac{44401577}{70305,20} \\ &= 1.622,50 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat V_u :

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u \cdot x}{S_x} \\ &= \frac{118462,50}{65,46} + \frac{44401577}{70305,20} \\ &= 1.872,36 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{\text{total}} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{1.622,50^2 + 1.872,36^2} \\ &= 2.477,55 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{2.477,55}{4428,9} = 0,56 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_e = 1,9 \text{ cm}$$

$$a \text{ las} = 65,46 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \emptyset f_{uw} &= \emptyset \times f_{yw} \times A_w \\ &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 65,46 \\ &= 289.905,61 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \emptyset F_{BM} A_{BM} &= \emptyset f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 65,46 \\ &= 147.279,83 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \emptyset F_{BM} A_{BM} &\leq \emptyset f_{uw} \\ 147.279,83 &\leq 289.905,61 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \emptyset F_w A_w &= \emptyset (0,6) F_{E70XX} A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 65,46 \\ &= 144.952,80 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\emptyset R_n = \emptyset (0,6) f_y A_{gt}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 65,46 \\
 &= 88.367,90 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\emptyset R_n \leq \emptyset F_w A_w$$

$$88.367,90 \leq 144.952,80 \text{ (OK!)}$$

- o Sambungan pelat gusset dengan balok induk bawah

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$h = 333,05 \text{ mm}$$

$$I_x = 61.571,12 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 12.980,33 \text{ cm}^3$$

$$A = 666,1 \text{ cm}^2$$

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 1 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned}
 \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} t_e \\
 &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\
 &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat P_u :

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\
 &= \frac{102106,88}{666,1} + \frac{4401577}{12980,33} \\
 &= 429,27 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat V_u :

$$\begin{aligned}
 f_h &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\
 &= \frac{60062,87}{666,1} + \frac{4401577}{12980,33} \\
 &= 429,27 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{\text{total}} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\
 &= \sqrt{429,39^2 + 429,27^2} \\
 &= 653,23 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{\text{total}}}{f_{uw}} = \frac{653,23}{4428,9} = 0,15 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_e = 1,9 \text{ cm}$$

$$a_{\text{las}} = 666,1 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned}
 \emptyset f_{uw} &= \emptyset f_{yw} A_w \\
 &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 666,1 \\
 &= 2.950.090,29 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}
 \emptyset F_{BM} A_{BM} &= \emptyset f_y A_w \\
 &= 0,9 \times 2500 \times 666,1 \\
 &= 1.498.725,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat:

$$\emptyset F_{BM} A_{BM} \leq \emptyset f_{uw}$$

$$1.498.725,6 \leq 2.950.090,29 \text{ (OK!)}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\emptyset F_w A_w = \emptyset (0,6) F_{E70XX} A_w$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 666,1 \\
 &= 1.475.045,15 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

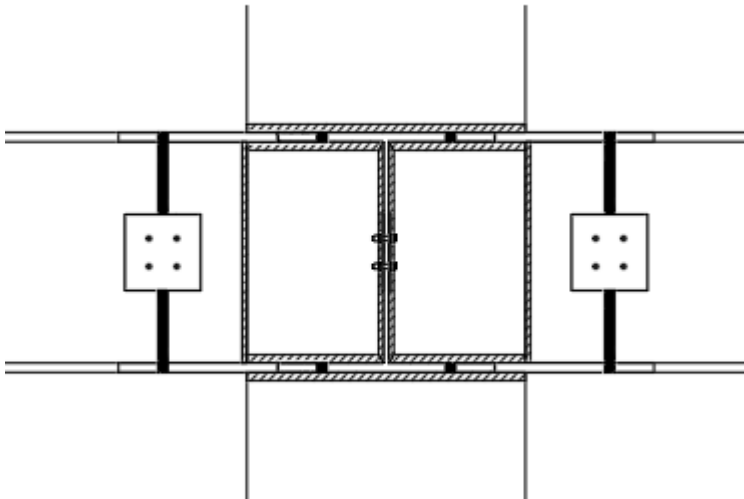
Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned}
 \emptyset Rn &= \emptyset(0,6)f_y A_{gt} \\
 &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 666,1 \\
 &= 899.235 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

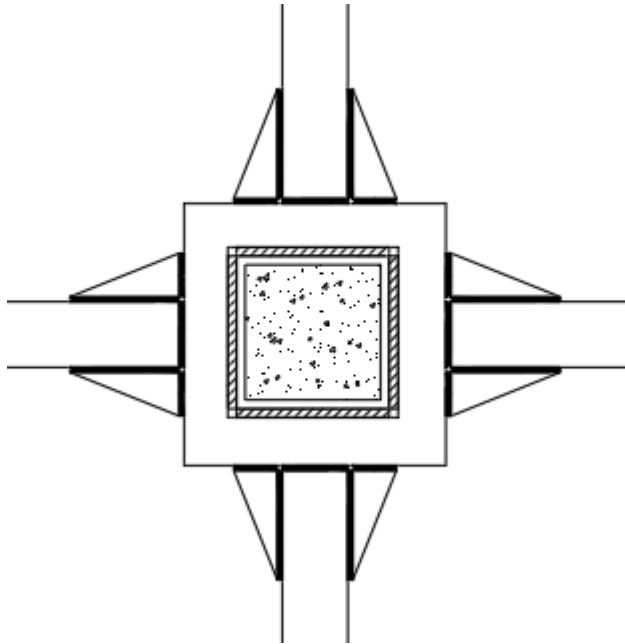
Syarat:

$$\begin{aligned}
 \emptyset Rn &\leq \emptyset F_w A_w \\
 899.235 &\leq 1.475.045,15 \text{ (OK!)}
 \end{aligned}$$

4.4.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 52 Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4. 53 Potongan Sambungan Balok Induk dengan Kolom

$$V_u = 18.840,65 \text{ kg}$$

$$M_u = 40.638 \text{ kgm}$$

- Kuat nominal diafragma (atas dan bawah)

Direncanakan pelat diafragma ($t_p = 2,3 \text{ cm}$) mengelilingi kolom CFT. Sambungan direncanakan menggunakan sambungan las sudut di kedua sisinya (atas dan bawah).

$$T_U = 18.840,65 \text{ kg}$$

$$t_p = 2,3 \text{ cm}$$

$$l = 2 \times 70 = 140 \text{ cm}$$

$$\text{misal } t_e = 1 \text{ cm}$$

$$A_w = 1 \times 140 = 140 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_u}{A_w} = \frac{18.840,65}{140} = 134,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi f_w &= 0,75(0,6)F_{E70XX}A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2.215,39 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_u}{\phi f_w} = \frac{134,58}{2.215,39} = 0,06 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,06}{0,707} = 0,09 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

Karena $t_p = 2,3 \text{ cm}$, maka

$$a_{\min} = 0,8 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 2,1 \text{ cm}$$

sehingga a direncanakan 2,1 cm.

- o Kuat nominal pelat web luar

$$T_U = 18.840,65 \text{ kg}$$

$$t_p = 1,4 \text{ cm}$$

$$l = 60 - 2 \times 2,3 = 55,4 \text{ cm}$$

misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_w = 1 \times 55,4 = 55,4 \text{ cm}^2$$

$$f_u = \frac{T_U}{A_w} = \frac{18.840,65}{55,4} = 340,09 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}\phi f_w &= 0,75(0,6)F_{E70XX}A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,33 \times 1 \\ &= 2.215,39 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_u}{\phi f_w} = \frac{340,09}{2.215,39} = 0,15 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,15}{0,707} = 0,21 \text{ cm}$$

Syarat tebal kaki las

Karena $t_p = 1,4 \text{ cm}$, maka

$$a_{\min} = 0,6 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 1,2 \text{ cm}$$

sehingga a direncanakan 1,2 cm.

- o Dengan las pada *flange* balok

Direncanakan tebal pelat:

$$t_p = b = 2,3 \text{ cm}$$

$$l_p = h = 30 \text{ cm}$$

$$I_x = 30,41 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 26,45 \text{ cm}^3$$

$$A = 69 \text{ cm}^2$$

Kuat las tumpul penetrasi penuh ($t = 1 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{ywt_e} \\ &= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1 \\ &= 4.428,9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Pu:

$$\begin{aligned} f_v &= \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{0}{69} + \frac{40.638 \times 100}{26,45} \\ &= 153.640,83 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Akibat Vu:

$$\begin{aligned} f_h &= \frac{V_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} \\ &= \frac{18840,65}{69} + \frac{40.638 \times 100}{26,45} \\ &= 153.913,88 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\ &= \sqrt{153.640,83^2 + 153.913,88^2} \\ &= 217.474,108 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{217.474,108}{4428,9} = 49,1 \text{ cm}$$

Tebal las tumpul disamakan dengan tebal flange bracing:

$$t_c = 2,3 \text{ cm}$$

$$a \text{ las} = 69 \text{ cm}^2$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi f_{uw} &= \phi f_{yw} A_w \\ &= 0,9 \times 70 \times 70,3 \times 69 \\ &= 305.594,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi F_{BM} A_{BM} &= \phi f_y A_w \\ &= 0,9 \times 2500 \times 69 \\ &= 155.250 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi F_{BM} A_{BM} &\leq \phi f_{uw} \\ 155.250 &\leq 305.594,10 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi F_w A_w &= \phi (0,6) F_{E70XX} A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 69 \\ &= 152.797,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi (0,6) f_y A_{gt} \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 69 \\ &= 93.150 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi R_n &\leq \phi F_w A_w \\ 93.150 &\leq 152.797,05 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

4.4.6 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 700×700×40.

Mutu las yang digunakan F_{E70xx} .

- Hasil Output ETABS

$$P_u = 744.498 \text{ kg}$$

$$V_{u_x} = 23.463 \text{ kg}$$

$$V_{u_y} = 24.832 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 95.549 \text{ kgm}$$

$$M_{u_y} = 97.030 \text{ kgm}$$

Dimisalkan $t_e = 1 \text{ cm}$

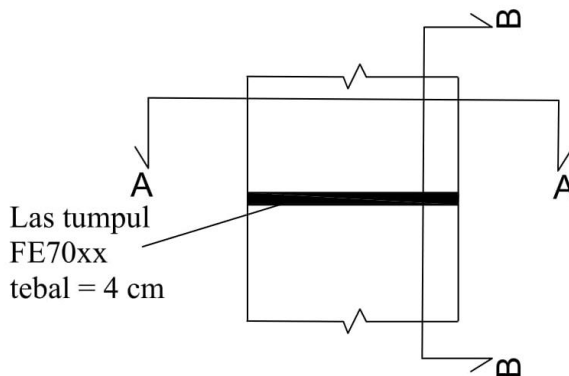
$$A_{las} = 1039 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

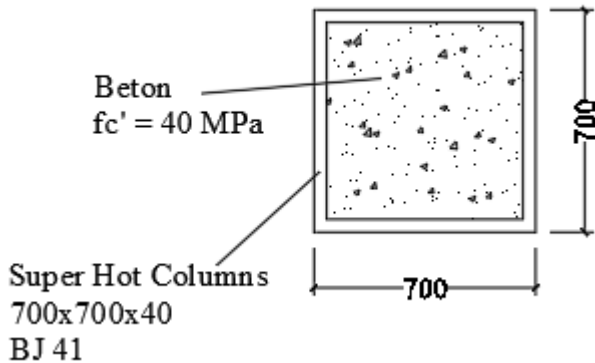
$$I_y = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(70 + 70)^3}{6} = 457333,3 \text{ cm}^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 70 \times 70 + \left(\frac{70^2}{3}\right) = 6533,3 \text{ cm}^3$$



Gambar 4. 54 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4. 55 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Akibat P_u

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{744498}{1039} + \frac{97030}{6533,3}$$

$$f_v = 2201,70 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u

$$f_h = \frac{V_u}{A} + \frac{M_u y}{S_y} = \frac{24832}{1039} + \frac{97030}{6533,3} = 1507,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_v)^2}$$

$$= \sqrt{(2201,70)^2 + (1507,73)^2}$$

$$= 2668,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{uw} = 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1$$

$$= 4428,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{2668,48}{4428,9} = 0.602 \text{ cm}$$

Digunakan las tumpul sama dengan tebal CFT = 4 cm

Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

Kuat las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} F_{uw} &= \phi \times f_{yw} \times A_w \\ &= 0.9 \times 70 \times 1039 \\ &= 4601627.1 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi F_{BM} A_{BM} &= \phi \times f_y \times A_w \\ &= 0.9 \times 2500 \times 1039 \\ &= 2337750 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{uw} &> \phi F_{BM} A_{BM} \\ 4601627.1 &> 2337750 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

Terhadap kuat penampang yang menerima geser

Kuat geser las tumpul penetrasi penuh

$$\begin{aligned} \phi F_w A_w &= \phi(0,6) F_{E70XX} A_w \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 70 \times 70,3 \times 1039 \\ &= 2.300.813,55 \text{ kg} \end{aligned}$$

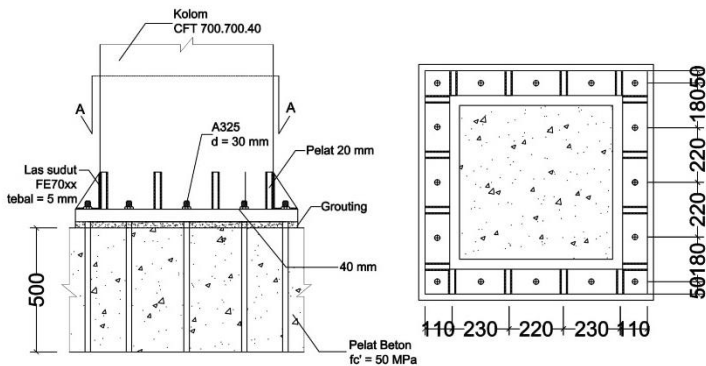
Kuat nominal logam dasar

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi(0,6) f_y A_{gt} \\ &= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 1039 \\ &= 1.402.650 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned} \phi R_n &\leq \phi F_w A_w \\ 1.402.650 &\leq 2.300.813,55 \text{ (OK!)} \end{aligned}$$

4.4.7 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*



Gambar 4. 56 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Dari hasil ETABS diperoleh gaya dalam yang bekerja pada kolom lantai dasar dengan kombinasi beban $1,2D+0,5L+QY$ adalah sebagai berikut.

$$P_U = 988.137,73 \text{ kg}$$

$$V_U = 26600,46 \text{ kg}$$

$$M_U = 100594,76 \text{ kgm}$$

- Sambungan las pada end plate
Direncanakan las sudut untuk menghubungkan kolom pada base plate setebal 5 cm.

Misal $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_w = 4 \times (1 \times 70) = 240 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(70+70)^3}{6} = 457.333,33 \text{ cm}^4$$

$$S_x = bd + \frac{d^2}{3} = 70 \times 70 + \frac{70^2}{3} = 6.533,33 \text{ cm}^3$$

$$f_{uw} = \phi f_{yw} t_e = 0,9 \times 70 \text{ ksi} \times 70,33 \text{ kg/cm}^2 \times 1 = 4.430,79 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat P_U

$$\begin{aligned}
 f_v &= \frac{P_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} \\
 &= \frac{998.137,73}{1.039} + \frac{100.594,76 \times 100}{6.533,33} \\
 &= 2.490,76 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Akibat V_U

$$\begin{aligned}
 f_h &= \frac{V_U}{A} + \frac{M_U}{S_x} \\
 &= \frac{998.137,73}{1.039} + \frac{100.594,76 \times 100}{6.533,33} \\
 &= 1.565,32 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} \\
 &= \sqrt{2.490,76^2 + 1.565,32^2} \\
 &= 2.941,79 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{uw}} = \frac{2.941,79}{4.430,79} = 0,66 \text{ cm}$$

Kontrol tebal kaki las

$$t_e = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,66}{0,707} = 0,933 \text{ cm}$$

$$t_p = 4 \text{ cm}$$

$$a_{\min} = t_p = 4 \text{ cm}$$

$$a_{\max} \leq t_p = 4 \text{ cm}$$

$$a_{\text{eff max}} = 1,41 \frac{f_u}{f_{E70XX}} t_p = 1,41 \frac{4.100}{70 \times 70,33} 4 = 4,69 \text{ cm}$$

Digunakan las sudut dengan ukuran disamakan dengan tebal CFT yaitu 4 cm.

- Perencanaan dimensi base plate

Cek eksentrisitas gaya

$$\frac{M_U}{P_U} = \frac{100.594,76 \times 100 \text{ kgcm}}{988.137,73 \text{ kg}} = 10,18 \text{ cm} \leq \frac{N}{6} = \frac{90}{6} = 15 \text{ cm}$$

Dimensi base plate direncanakan sebesar (90 × 90) cm.

Tebal base plate

Akibat beban P_U :

$$f_{Pu} = \frac{P_U}{BN} = \frac{988.137,73}{90 \times 90} = 121,99 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban M_U :

$$f_{Mu} = \frac{6M_U}{BN^2} = \frac{6 \times 100.594,76 \times 100}{90 \times 90^2} = 82,79 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{max} = f_{pa} + f_{pb} = 281,26 + 68,19 = 190,18 \text{ kg/cm}^2$$

Tekanan yang dapat diterima kolom beton

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \times 0,85 \times f_c'$$

$$= 0,9 \times 0,85 \times 40$$

$$= 30,6 \text{ MPa}$$

$$= 306 \text{ kg/cm}^2 \geq f_{max} = 190,18 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$m = \frac{N - 0,95 \times B}{2} = \frac{90 - 0,95 \times 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_U = \frac{f_{max} \times m^2}{2}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{2 \times f_{max} \times m^2}{\phi \times f_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 190,18 \times 11,75^2}{0,9 \times 2500}}$$

$$= 4,8 \text{ cm}$$

Tebal base plate direncanakan sebesar $t_p = 5 \text{ cm}$.

- Perencanaan baut angkur

Karena $e \leq \frac{N}{6}$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga hanya dipasang angkur praktis. Angkur terpasang hanya berfungsi sebagai penahan gaya geser, disamping itu angkur juga berfungsi menjaga stabilitas struktur selama masa konstruksi. Digunakan baut angkur A325 $\phi 25 \text{ mm}$ dengan $A_b = 4,90 \text{ cm}^2$. ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$).

$$V_U = 26.600,46 \text{ kg}$$

Kuat geser

$$\phi V_n = \phi \times r_1 \times f_u^b \times m \times A_b$$

$$= 0,75 \times 0,5 \times 8.250 \times 1 \times 4,90$$

$$= 15.159 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu

$$\phi V_n = \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u$$

$$= 0,75 \times 2,4 \times 2,5 \times 5 \times 4.100$$

$$= 92.250 \text{ kg}$$

Jumlah baut yang diperlukan:

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{26.600,46}{15.159} = 1,75$$

Dipasang baut A325 8Ø25 mm.

Panjang angkur

$$L_{min} = 8d = 8 \times 2,5 = 20 \text{ cm}$$

Panjang angkur yang digunakan

$$L_d = 40d = 40 \times 2,5 = 100 \text{ cm.}$$

$$1,5L_d = 1,5 \times 100 = 150 \text{ cm.}$$

- Perencanaan pelat pengaku
Dimensi pelat pengaku menurut SNI 1729-2015:
Tebal pelat pengaku minimum (t_s)
 $t_s < 0.5 t_f = 0.5 \times 4 = 2 \text{ cm}$
Dimensi pelat yang dipakai $t_s = 2 \text{ cm}$
- Kontrol jarak baut
Jarak Tepi (S1) = $1.5d_b$ s/d $(4t_p+100)$ atau 200 mm
= 45 s/d 120 atau 200 mm
= 50 mm
Jarak Tepi (S2) = $1.25d_b$ s/d $12t_p$ atau 150 mm
= 37.5 s/d 60 atau 150 mm
= 40 mm
Jarak Baut (S) = $3d_b$ s/d $15t_p$ atau 200 mm
= 90 s/d 900 atau 200 mm
= 90 mm
- Perencanaan Senggang Angkur (minimum)
Diasumsikan tinggi bersih dari setengah pelat dimana angkur disambung, $L_n = \frac{1}{2} \times 1.300 = 650 \text{ mm}$ dan tulangan sengkang menggunakan diameter 10 mm.
Penampang efektif pelat dianggap berukuran sesuai base plate yaitu sama dengan 900×900 .
 $A_g = 900 \times 900 = 810.000 \text{ mm}^2$

$$b_{cx} = 900 - 2 \times 40 - 2 \times 19 = 782 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = (900 - 2 \times 40 - 2 \times 19)^2 = 611.524 \text{ mm}^2$$

$A_{sh_{\min}}$ sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,3 \times \left(\frac{810.000}{611.524} - 1 \right) \times \frac{35}{420} \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0,09 \times \frac{f_c'}{f_{yt}} \\ &= 0,09 \times \frac{35}{420} \\ &= 0,0075 \text{ (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= A_{sh} \times A_g \\ &= 0,0075 \times 810.000 \\ &= 6.075 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{2 \times \pi / 4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{2 \times \pi / 4 \times 19^2 \times 1000}{6.075} \\ &= 93,34 \text{ mm} \end{aligned}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 80 mm.

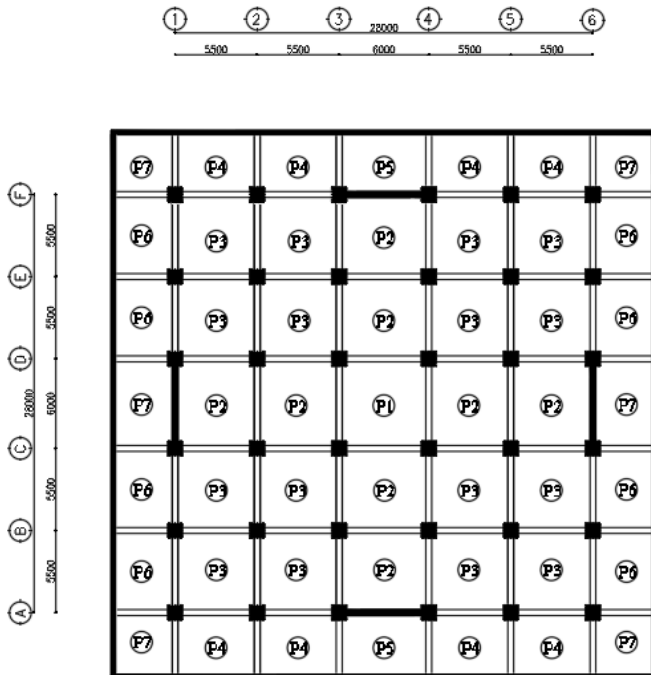
4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Perencanaan *Basement*

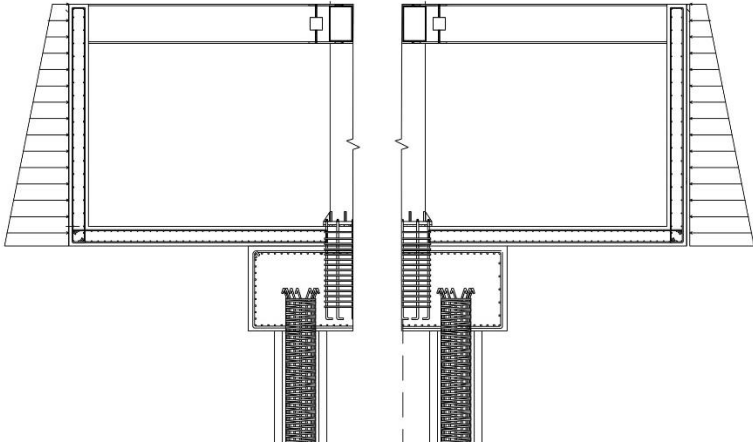
4.5.1.1 Perencanaan dimensi dinding penahan tanah

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 *surcharge load* beban kendaraan sebesar $q = 0,8$ t/m'.

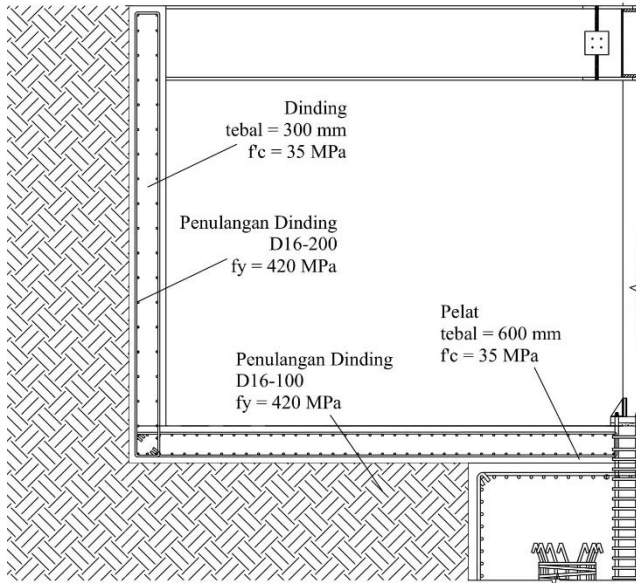
- Data Perencanaan



Gambar 4. 57 Denah Basement



Gambar 4. 58 Potongan Basement



Gambar 4. 59 Tampak Samping Dinding Penahan Tanah

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,67 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma' = 1,67 - 1 = 0,67 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 0$$

$$c' = 0,3 \text{ t/m}^2$$

- Tekanan Aktif Tanah

$$\sigma v'(0) = q + \gamma' \times h = 0,8 + 0,67 \times 0 = 0,8 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma v'(-3,7) &= \sigma v_1 + \gamma' \times h \\ &= 0,8 + 0,67 \times 3,7 \\ &= 3,279 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

$$\sigma h'(0) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(0) = 0,8 - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 0,2 \text{ t/m}^2$$

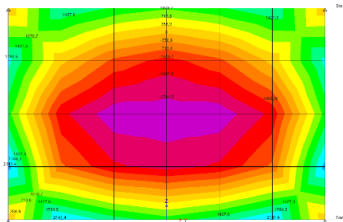
$$\sigma h \text{ total } (0) = \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h = 0,2 + 1 \times 0 = 0,2 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma h'(-3,7) = (\sigma v' \times Ka) - (2 \times c' \times \sqrt{Ka})$$

$$\sigma h'(-3,7) = (3,279 \times 1) - (2 \times 0,3 \times \sqrt{1}) = 2,679 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma h \text{ total } (-3,7) &= \sigma h' + \gamma_{\text{air}} \times h \\ &= 2,679 + 1 \times 3,7 \\ &= 6,379 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Dinding penahan tanah direncanakan dengan dimensi seperti pada Gambar di atas. Untuk momen yang didapat menggunakan bantuan dari aplikasi ETABS yaitu sebesar 1,677 t.m, seperti pada gambar di bawah ini.



Gambar 4. 60 Momen akibat Tekanan Horizontal Tanah

4.5.1.2 Penulangan dinding penahan tanah

Berikut perhitungan kebutuhan tulangan berdasarkan momen yang terjadi pada dinding penahan tanah.

- Penulangan lentur positif

$$M_u = 1,677 \text{ t.m} = 1.677.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16 \\ &= 252 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} \\ &= \frac{1.677.000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f'c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,95 \times f'c'}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,03}{0,95 \times 35}} \right) \\ &= 0,00006 \end{aligned}$$

Maka, diambil $\rho = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,0035 \times 1.000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{847} \\ &= 237,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

- Penulangan lentur negatif

$$M_u = 1,677 \text{ t.m} = 1.677.000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - \frac{1}{2} \times D \\ &= 300 - 50 - \frac{1}{2} \times 16 \\ &= 252 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{0,9 \times b \times d^2} \\ &= \frac{1.677.000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{0,85 \times f_{c'}}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,95 \times f_{c'}}} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,03}{0,95 \times 35}} \right) \\ &= 0,00006 \end{aligned}$$

Maka, diambil $\rho = 0,0035$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d = 0,0035 \times 1.000 \times 242 = 847 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{S_{\text{perlu}}}} \\ &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{847} \\ &= 237,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-200 mm.

4.5.1.3 Perencanaan pelat dasar *basement*

Data-data perencanaan pelat beton:

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

$L_x = 600 \text{ cm}$

$L_y = 600 \text{ cm}$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{600}{600} = 1 \leq 2 \text{ (Pelat dua arah)}$$

Mutu beton	= 40 Mpa
Mutu tulangan	= 420 Mpa
Elevasi Muka Air Tanah	= -3,4 m
Berat Jenis Air	= 1000 kg/m ³
Diameter tulangan bawah	= 16 mm
Diameter tulangan atas	= 16 mm

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:

$$q_{\text{air}} = h_{\text{air}} \times \text{berat jenis air} = 3,4 \times 1000 = 3400 \text{ kg/m}^2$$

Dari perhitungan diatas, didapatkan bahwa $q_{\text{air}} = 3400 \text{ kg/m}^2$. Nilai q_{air} tersebut akan menjadi beban uplift pada pelat *basement* itu sendiri.

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(35 - 28)}{7} = 0.8$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 0.8 \times 35}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0.33$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.33 = 0.25$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = 0.0033 \quad \text{atau} \quad \rho_{\text{min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{35}}{420} = 0.0035$$

ρ_{min} dipakai 0.0035

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 35} = 14,11$$

dx =tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$dx=300-50-(0,5 \times 16) = 242 \text{ mm}$$

dy =tebal pelat - selimut beton – diameter tulangan bawah -0,5 diameter tulangan atas

$$dy=300-50-16-(0,5 \times 16) = 226 \text{ mm}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel

13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut :

$$Mlx = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3400 \cdot 6^2 \cdot 36 \\ = 4405,4 \text{ kgm}$$

$$Mtx = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3400 \cdot 6^2 \cdot 36 \\ = -4405,4 \text{ kgm}$$

$$Mly = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0.001 \cdot 3400 \cdot 6^2 \cdot 36 \\ = 4405,4 \text{ kgm}$$

$$Mty = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = -0.001 \cdot 3400 \cdot 6^2 \cdot 36 \\ = -4405,4 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{44054000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} = 0,83$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ = \frac{1}{14,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,83}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$ASperlu = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 242 = 1897 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{Asperlu} \\ = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1687,2} \\ = 105,98 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{44054000}{0,9 \times 1000 \times 242^2} = 0,83$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,83}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,002$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$As_{perlu} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 242 = 1897 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{As_{perlu}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1687,2}$$

$$= 105,98 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100.

- Akibat beban parkir

Peraturan pembebanan pada struktur pelat *basement* akibat parkir ini menggunakan SNI 1727-2013.

Beban Mati

$$\text{Berat beton } (0,3 \times 2400) = 720 \text{ kg/m}^2$$

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

$$\text{Total} = 741 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{Lantai} = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total } (q_L) = 800 \text{ kg/m}^2$$

Beban Berfaktor

$$q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L = 1,2 \times (741) + 1,6 \times (800)$$

$$= 2169,2 \text{ kg/m}^2$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'c-28)}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{(35-28)}{7} = 0,8$$

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

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,8 \times 350}{420} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) = 0,33$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,33 = 0,25$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033 \quad \text{atau} \quad \rho_{min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{35}}{420} =$$

0,0035

ρ_{min} dipakai 0,0035

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{420}{0,85 \times 35} = 14,11$$

d_x = tebal pelat - selimut beton - 0,5 diameter tulangan bawah

$$d_x = 300 - 50 - (0,5 \times 16) = 242 \text{ mm}$$

d_y = tebal pelat - selimut beton - diameter tulangan bawah - 0,5 diameter tulangan atas

$$d_y = 300 - 50 - 16 - (0,5 \times 16) = 226 \text{ mm}$$

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

$$M_{lx} = 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6^2 \cdot 36 = 2811,28 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X = -0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6^2 \cdot 36 = -2811,28 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot q_u \cdot Ly^2 \cdot X = 0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6^2 \cdot 36 = 2811,28 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot q_u \cdot Ly^2 \cdot X = -0,001 \cdot 2169,2 \cdot 6^2 \cdot 36 = -2811,28 \text{ kgm}$$

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{28112800}{0,9 \times 1000 \times 242^2} = 0,53$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,53}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 242 = 1897 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1687,2}$$

$$= 105,98 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100.

- Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{28112800}{0,9 \times 1000 \times 242^2} = 0,53$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{14,11} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14,11 \times 0,53}{420}} \right)$$

$$\rho = 0,0012$$

$$\rho \text{ pakai} = 0,0035$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0035 \times 1000 \times 242 = 1897 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}}$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1687,2}$$

$$= 105,98 \text{ mm}$$

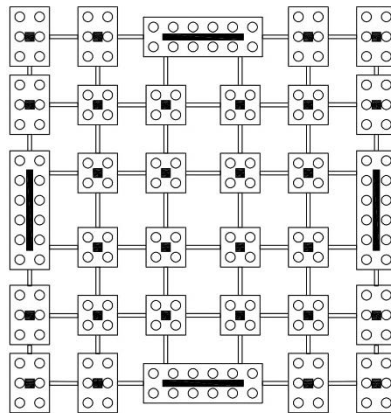
Sehingga digunakan tulangan lentur D16-100.

4.5.2 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.

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



Gambar 4.78 Denah Pondasi

4.5.2.1 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 : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- Concrete cross section : 2564 cm²
- Berat : 641 kg/m

- *Bending moment crack* : 40 tm
- *Bending momen ultimate* : 112,5 tm
- *Allowable axial load* : 614,4 t

4.5.2.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan 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

A_{si} = 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.

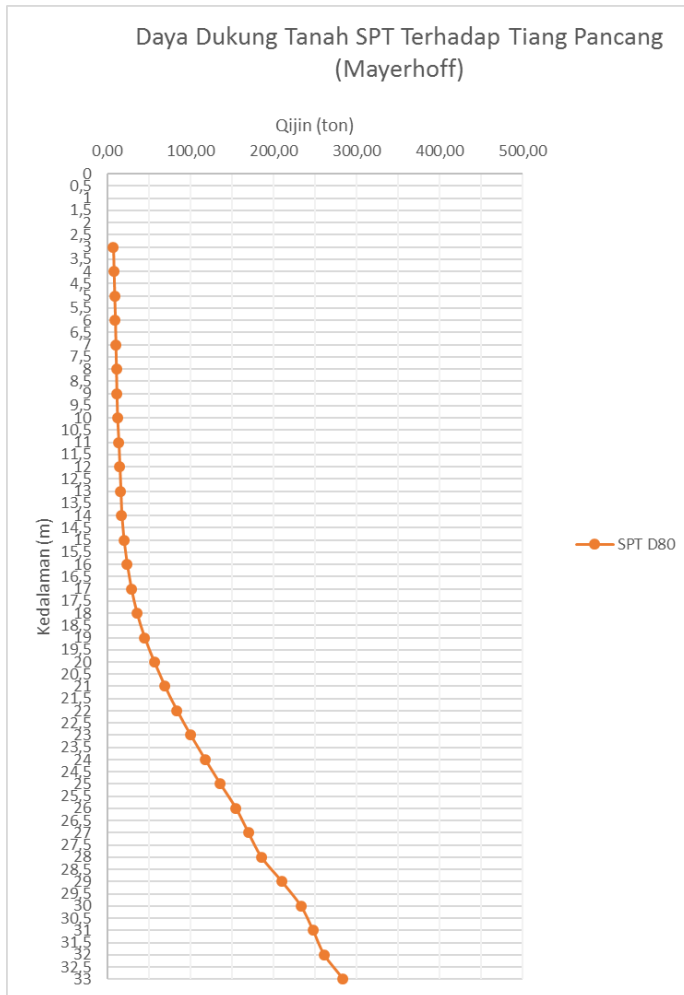
$$P_{ijng \ 1 \ tiang} = \frac{Q_{ult}}{SF}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

Tabel 4. 16 Daya Dukung Tanah Kedalaman 4 – 40 m

Depth (m)	N (blow/ft)	Qp (ton)	Qs (ton)	Qult Qp + Qs	Qijin = Qult/SF SF=3 ; (ton)	Qizin kN
3	0,00	22,68	0,00	22,68	7,56	74,16
4	0,33	24,04	0,84	24,88	8,29	81,35
5	0,67	24,57	2,51	27,08	9,03	88,55
6	1,00	24,64	4,94	29,58	9,86	96,74
7	1,00	24,47	7,09	31,56	10,52	103,19
8	1,00	24,15	9,01	33,17	11,06	108,45
9	1,00	24,38	10,75	35,13	11,71	114,88
10	1,00	25,08	12,32	37,40	12,47	122,31
11	1,00	28,30	13,76	42,07	14,02	137,55
12	1,00	30,87	15,09	45,97	15,32	150,32
13	1,33	32,79	16,76	49,55	16,52	162,03
14	1,67	34,14	18,81	52,95	17,65	173,14
15	2,00	39,29	21,23	60,51	20,17	197,88
16	2,33	48,05	23,99	72,05	24,02	235,60
17	2,67	60,29	27,10	87,39	29,13	285,78
18	3,00	77,28	30,54	107,82	35,94	352,58
19	5,33	98,85	36,55	135,40	45,13	442,76
20	7,67	124,83	45,06	169,88	56,63	555,51
21	10,00	152,67	55,97	208,64	69,55	682,24
22	13,33	182,26	70,28	252,54	84,18	825,80
23	16,67	213,54	87,90	301,44	100,48	985,69
24	20,00	245,16	108,71	353,87	117,96	1157,15
25	22,00	277,11	131,27	408,37	136,12	1335,38
26	24,00	309,39	155,50	464,89	154,96	1520,19
27	26,00	328,45	181,38	509,83	169,94	1667,13
28	27,00	349,02	207,86	556,88	185,63	1820,99
29	28,00	395,46	234,93	630,39	210,13	2061,37
30	29,00	436,53	262,58	699,11	233,04	2286,11
31	36,00	472,41	270,71	743,12	247,71	2430,00
32	43,00	503,25	280,28	783,53	261,18	2562,14
33	50,00	525,52	326,02	851,54	283,85	2784,53
34	50,00	539,46	371,14	910,60	303,53	2977,65
35	50,00	545,27	415,67	960,94	320,31	3142,26
36	50,00	544,48	459,61	1004,09	334,70	3283,38
37	45,25	554,60	498,87	1053,47	351,16	3444,84
38	40,50	565,82	533,56	1099,38	366,46	3594,97
39	35,75	592,59	563,79	1156,38	385,46	3781,36
40	31,00	618,81	589,68	1208,49	402,83	3951,76



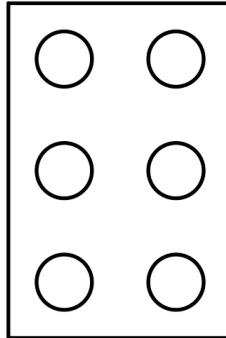
Gambar 4. 61 Grafik Daya Dukung Tanah Terhadap Kedalaman

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai elevasi -30 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 228,61 ton atau 2286,11 kN.

Dari hasil analisa struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakan.

Tabel 4. 17 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

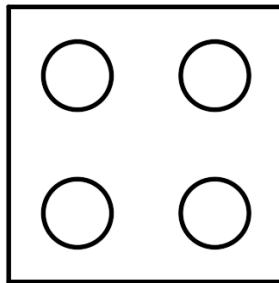
Load Case/Combo	FY	FZ	FX	MX	MY	Qu izin	n tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
0.6D + 0.7Ex Max	4649,23	167,93	52,63	208,71	685,29	2286,11	6
0.6D + 0.7Ex Min	2051,93	-124,85	-53,29	-208,03	-640,49	2286,11	6
0.6D + 0.7Ey Max	3820,84	65,46	176,21	694,97	221,27	2286,11	6
0.6D + 0.7Ey Min	2880,32	-22,38	-176,88	-694,30	-176,47	2286,11	6
D	5584,30	35,90	-0,55	0,56	37,33	2286,11	6
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	7891,47	161,44	38,70	157,32	550,88	2286,11	6
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	5943,49	-58,15	-40,74	-155,23	-443,46	2286,11	6
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	7270,18	84,58	131,39	522,02	202,86	2286,11	6
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	6564,78	18,71	-133,43	-519,93	-95,44	2286,11	6
D + 0.75L	6584,18	47,71	-0,90	0,92	49,62	2286,11	6
D + 0.7Ex Max	6882,95	182,29	52,41	208,93	700,22	2286,11	6
D + 0.7Ex Min	4285,65	-110,49	-53,51	-207,81	-625,56	2286,11	6
D + 0.7Ey Max	6054,56	79,82	175,99	695,20	236,20	2286,11	6
D + 0.7Ey Min	5114,04	-8,02	-177,10	-694,07	-161,54	2286,11	6
D + L	6917,48	51,65	-1,02	1,04	53,71	2286,11	6



Gambar 4. 62 Pondasi Tiang Pancang Tipe 1

Tabel 4. 18 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
0.6D + 0.7Ex Max	3179,04	175,26	52,94	207,60	692,92	2286,11	4
0.6D + 0.7Ex Min	2805,46	-175,42	-52,28	-208,30	-693,12	2286,11	4
0.6D + 0.7Ey Max	3178,96	52,52	175,73	692,89	207,81	2286,11	4
0.6D + 0.7Ey Min	2805,53	-52,69	-175,07	-693,59	-208,01	2286,11	4
D	4987,08	-0,14	0,55	-0,58	-0,17	2286,11	4
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6386,48	131,08	40,15	155,23	519,30	2286,11	4
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	6106,29	-131,93	-38,78	-156,69	-520,24	2286,11	4
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	6386,42	39,03	132,23	519,20	155,46	2286,11	4
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	6106,35	-39,88	-130,86	-520,66	-156,40	2286,11	4
D + 0.75L	5931,56	-0,35	0,65	-0,69	-0,40	2286,11	4
D + 0.7Ex Max	5173,87	175,20	53,16	207,37	692,85	2286,11	4
D + 0.7Ex Min	4800,29	-175,48	-52,06	-208,53	-693,19	2286,11	4
D + 0.7Ey Max	5173,79	52,47	175,95	692,66	207,74	2286,11	4
D + 0.7Ey Min	4800,36	-52,74	-174,85	-693,82	-208,08	2286,11	4
D + L	6246,39	-0,43	0,69	-0,73	-0,47	2286,11	4



Gambar 4. 63 Pondasi Tiang Pancang Tipe 2

Tabel 4. 19 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3 di titik 1

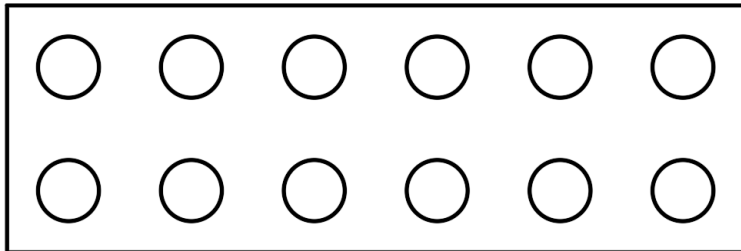
Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	3766,81	86,59	36,46	206,89	720,06	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	2041,03	-209,09	-51,49	-191,31	-702,41	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	4231,49	-8,94	139,08	671,52	222,22	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	1576,35	-113,56	-154,11	-655,95	-204,57	2286,11	12
D	4839,87	-102,08	-12,53	12,98	14,71	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6695,07	-15,16	18,54	164,24	556,62	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	5400,73	-236,92	-47,42	-134,41	-510,24	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	7043,57	-86,81	95,51	512,71	183,24	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	5052,22	-165,27	-124,38	-482,89	-136,85	2286,11	12
D + 0.75L	5745,89	-120,05	-13,96	14,43	21,07	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	5702,76	45,76	31,45	212,08	725,95	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	3976,98	-249,92	-56,50	-186,12	-696,53	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	6167,44	-49,77	134,07	676,71	228,10	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	3512,30	-154,40	-159,12	-650,76	-198,69	2286,11	12
D + L	6047,90	-126,04	-14,44	14,91	23,19	2286,11	12

Tabel 4. 20 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3 di titik 2

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	3765,95	209,08	36,44	206,80	702,38	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	2039,91	-86,61	-51,47	-191,22	-720,10	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	4231,45	113,71	139,00	671,24	204,52	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	1574,42	8,76	-154,04	-655,66	-222,24	2286,11	12
D	4838,22	102,06	-12,53	12,98	-14,77	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L M	6693,54	236,90	18,52	164,18	510,19	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L M	5399,01	15,13	-47,41	-134,34	-556,66	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L M	7042,66	165,37	95,45	512,51	136,80	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L M	5049,89	86,66	-124,34	-482,66	-183,27	2286,11	12
D + 0.75L	5744,26	120,03	-13,97	14,44	-21,12	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	5701,24	249,90	31,42	212,00	696,47	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	3975,20	-45,79	-56,49	-186,03	-726,00	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	6166,74	154,53	133,99	676,43	198,62	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	3509,71	49,59	-159,05	-650,46	-228,15	2286,11	12
D + L	6046,28	126,02	-14,45	14,92	-23,24	2286,11	12

Tabel 4. 21 Hasil Pembebanan Pondasi Gabungan Tipe 3

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	7532,76	295,67	72,90	1422,44	1425,02	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	4080,95	-295,70	-102,96	-1422,51	-1419,16	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	8462,94	104,77	278,08	426,74	426,86	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	3150,77	-104,80	-308,15	-426,81	-421,01	2286,11	12
D	9678,09	-0,03	-25,06	-0,06	4,88	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L	13388,61	221,74	37,06	1066,81	1071,38	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L	10799,74	-221,79	-94,83	-1066,90	-1061,75	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L	14086,24	78,56	190,95	320,04	322,77	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L	10102,11	-78,61	-248,72	-320,12	-313,14	2286,11	12
D + 0.75L	11490,15	-0,02	-27,93	-0,05	4,83	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	11404,00	295,66	62,88	1422,42	1426,97	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	7952,18	-295,71	-112,99	-1422,54	-1417,21	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	12334,18	104,76	268,06	426,72	428,82	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	7022,01	-104,81	-318,17	-426,83	-419,06	2286,11	12
D + L	12094,18	-0,02	-28,88	-0,04	4,81	2286,11	12



Gambar 4. 64 Pondasi Tiang Pancang Tipe 3

Tabel 4. 22 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4 di Titik 1

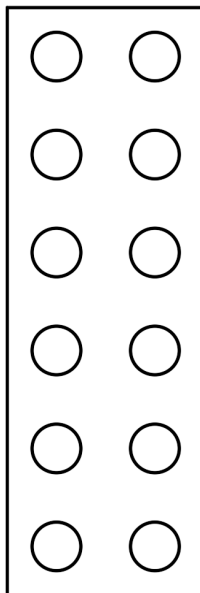
Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	3857,74	141,69	106,15	220,54	658,55	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	1201,96	-151,46	1,37	-206,43	-668,81	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	3394,17	39,09	201,73	718,71	193,98	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	1665,53	-48,86	-94,21	-704,59	-204,23	2286,11	12
D	4216,41	-8,14	89,60	11,76	-8,54	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6183,54	89,92	149,10	177,43	476,81	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	4191,71	-129,94	70,52	-142,80	-518,71	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	5835,86	12,97	220,79	551,05	128,38	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	4539,38	-52,99	-1,17	-516,42	-170,28	2286,11	12
D + 0.75L	4944,82	-17,04	104,76	15,93	-17,85	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	5544,30	138,44	141,99	225,25	655,14	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	2888,53	-154,71	37,22	-201,72	-672,22	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	5080,74	35,84	237,57	723,41	190,56	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	3352,09	-52,11	-58,37	-699,89	-207,65	2286,11	12
D + L	5187,62	-20,01	109,81	17,32	-20,95	2286,11	12

Tabel 4. 23 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4 di Titik 2

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	3857,74	141,69	106,15	220,54	658,55	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	1201,96	-151,46	1,37	-206,43	-668,81	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	3394,17	39,09	201,73	718,71	193,98	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	1665,53	-48,86	-94,21	-704,59	-204,23	2286,11	12
D	4216,41	-8,14	89,60	11,76	-8,54	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6183,54	89,92	149,10	177,43	476,81	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	4191,71	-129,94	70,52	-142,80	-518,71	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	5835,86	12,97	220,79	551,05	128,38	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	4539,38	-52,99	-1,17	-516,42	-170,28	2286,11	12
D + 0.75L	4944,82	-17,04	104,76	15,93	-17,85	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	5544,30	138,44	141,99	225,25	655,14	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	2888,53	-154,71	37,22	-201,72	-672,22	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	5080,74	35,84	237,57	723,41	190,56	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	3352,09	-52,11	-58,37	-699,89	-207,65	2286,11	12
D + L	5187,62	-20,01	109,81	17,32	-20,95	2286,11	12

Tabel 4. 24 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4

Load Case/Combo	FZ	FX	FY	MX	MY	Qu izin	n tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
0.6D + 0.7Ex Max	7715,47	283,38	212,29	1317,11	1317,11	2286,11	12
0.6D + 0.7Ex Min	2403,92	-302,92	2,75	-1337,61	-1337,61	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Max	6788,34	78,19	403,47	387,96	387,96	2286,11	12
0.6D + 0.7Ey Min	3331,05	-97,72	-188,42	-408,46	-408,46	2286,11	12
D	8432,83	-16,28	179,20	-17,09	-17,09	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	12367,08	179,84	298,20	953,62	953,62	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	8383,41	-259,89	141,05	-1037,42	-1037,42	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	11671,73	25,94	441,58	256,75	256,75	2286,11	12
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	9078,76	-105,99	-2,33	-340,56	-340,56	2286,11	12
D + 0.75L	9889,64	-34,09	209,52	-35,70	-35,70	2286,11	12
D + 0.7Ex Max	11088,60	276,87	283,98	1310,27	1310,27	2286,11	12
D + 0.7Ex Min	5777,05	-309,43	74,43	-1344,45	-1344,45	2286,11	12
D + 0.7Ey Max	10161,48	71,68	475,15	381,12	381,12	2286,11	12
D + 0.7Ey Min	6704,18	-104,23	-116,74	-415,30	-415,30	2286,11	12
D + L	10375,24	-40,02	219,62	-41,90	-41,90	2286,11	12



Gambar 4. 65 Pondasi Tiang Pancang Tipe 4

Berdasarkan tabel di atas:

Jumlah tiang pancang tipe 1 digunakan 6 buah

Jumlah tiang pancang tipe 2 digunakan 4 buah

Jumlah tiang pancang tipe 3 digunakan 12 buah

Jumlah tiang pancang tipe 4 digunakan 12 buah

4.5.2.3 Daya Dukung 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.

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$\eta = \left(1 - \frac{36S(m+n-2)}{(75S^2-7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{m+n}$$

Dimana:

D = diameter tiang pancang

S = Jarak antar tiang pancang

m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Pondasi Tipe 1

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 1 dengan keterangan sebagai berikut.

D = 0,8 m

m = 2

n = 3

s = 1,6 m

d = 0,8 m

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,6(2+3-2)}{(75(1,6)^2 - 7)(2+3-1)}\right) + \frac{0,3}{2+3} = 0,77$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 28 m adalah 185,63 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 228,61 \text{ ton} \times 0,77 \\ &= 176,02 \text{ ton} \\ &= 1760,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pondasi Tipe 3

Untuk contoh perhitungan, digunakan Pondasi Tipe 3 dengan keterangan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} D &= 0,8 \text{ m} \\ m &= 6 \\ n &= 2 \\ s &= 1,6 \text{ m} \\ d &= 0,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Maka, nilai koefisien efisiensi:

$$\eta = \left(1 - \frac{36 \times 1,6(6+2-2)}{(75(1,6)^2 - 7)(6+2-1)}\right) + \frac{0,3}{6+2} = 0,73$$

Besar Q_{ijin} daya dukung tanah untuk satu tiang pancang pada kedalaman 28 m adalah 185,63 ton. Nilai tersebut perlu dikalikan dengan koefisien efisiensi sehingga daya dukung tanah tiang dalam kelompok pada Pondasi tipe P3 adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ijin(grup)} &= Q_{ijin(grup)} \times \eta \\ &= 228,61 \text{ ton} \times 0,73 \end{aligned}$$

$$= 166,88 \text{ ton}$$

$$= 1688,80 \text{ kN}$$

4.5.2.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin \ tanah} \text{ (1 tiang)}$$

Pondasi Tipe 1

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

$$P = 14086,24 \text{ kN}$$

$$N = 12 \text{ tiang}$$

$$M_x = 1025,22 \text{ kNm}$$

$$M_y = 322,76 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{7891,47}{6} \pm \frac{550,88 \times 0,8}{2 \times 1,6^2} \pm \frac{157,32 \times 0,8}{1 \times 1,6^2}$$

$$P_{max} = 1450,48 \text{ kN} \leq 1760,20 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Pondasi Tipe 3

Perhitungan jarak tiang

$$2D \leq S \leq 3D$$

$$160 \leq S \leq 240$$

$$1D \leq S \leq 2D$$

$$80 \leq S \leq 160$$

dengan S = jarak antar tiang

dipakai $S = 160$ cm

dengan S = jarak tepi

dipakai $S = 80$ cm

$$P = 14086,24 \text{ kN}$$

$$N = 12 \text{ tiang}$$

$$M_x = 1025,23 \text{ kNm}$$

$$M_y = 322,76 \text{ kNm}$$

$$X_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 0,8 \text{ m}$$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{14086,24}{12} \pm \frac{322,76 \times 0,8}{1 \times 1,6^2} \pm \frac{1025,23 \times 0,8}{3 \times 1,6^2}$$

$$P_{max} = 1381,52 \text{ kN} \leq 1688,80 \text{ kN (1 tiang)} \dots \text{OK}$$

Tabel 4. 25 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 1

Load Case/Combo	FY kN	MX kNm	MY kNm	n tiang pancang	P/n	my*ymax /(sigmax^ gmay^2)	Pmax (kN)	Qu izin kN	P izin >= Pmax	
0.6D + 0.7Ex Max	4649,234	208,7072	685,2886	6	774,8724	107,0763	65,221	947,16971	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ex Min	2051,925	-208,0316	-640,493	6	341,9876	-100,077	-65,009875	176,90061	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ey Max	3820,843	694,9724	221,2673	6	636,8072	34,57302	217,178875	888,55911	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ey Min	2880,316	-694,2969	-176,472	6	480,0527	-27,5737	-216,96778	235,51118	2286,106	OKAY
D	5584,3	0,5629	37,3295	6	930,7166	5,832734	0,17590625	936,72524	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	7891,469	157,3218	550,8808	6	1315,245	86,07513	49,1630625	1450,4831	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	5943,488	-155,2323	-443,456	6	990,5813	-69,2899	-48,510094	872,78125	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	7270,176	522,0207	202,8648	6	1211,696	31,69763	163,131469	1406,5251	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	6564,781	-519,9313	-95,4395	6	1094,13	-14,9124	-162,47853	916,7392	2286,106	OKAY
D + 0.75L	6584,184	0,9243	49,6169	6	1097,364	7,752641	0,28884375	1105,4055	2286,106	OKAY
D + 0.7Ex Max	6882,954	208,9323	700,2204	6	1147,159	109,4094	65,2913438	1321,8598	2286,106	OKAY
D + 0.7Ex Min	4285,645	-207,8064	-625,561	6	714,2742	-97,744	-64,9395	551,59071	2286,106	OKAY
D + 0.7Ey Max	6054,563	695,1976	236,1991	6	1009,094	36,90611	217,24925	1263,2492	2286,106	OKAY
D + 0.7Ey Min	5114,036	-694,0717	-161,54	6	852,3394	-25,2406	-216,89741	610,2013	2286,106	OKAY
D + L	6917,479	1,0447	53,7126	6	1152,913	8,392594	0,32646875	1161,6321	2286,106	OKAY

Tabel 4. 26 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 2

Load Case/Combo	FZ kN	MX kNm	MY kNm	n tiang pancang	P/n	my*ymax /(sigmax ²)	mx*ymax/(si gmay ²)	Pmax (kN)	Qu izin kN	P izin >= Pmax
0.6D + 0.7Ex Max	3179,037	207,6016	692,9193	4	794,75915	216,5373	64,8755	1076,1719	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ex Min	2805,455	-208,299	-693,124	4	701,36383	-216,601	-65,093531	419,66892	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ey Max	3178,962	692,8913	207,8065	4	794,74043	64,93953	216,528531	1076,2085	2286,106	OKAY
0.6D + 0.7Ey Min	2805,53	-693,589	-208,012	4	701,38255	-65,0036	-216,74656	419,63236	2286,106	OKAY
D	4987,077	-0,5815	-0,1709	4	1246,7692	-0,05341	-0,1817188	1246,534	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6386,479	155,2349	519,2965	4	1596,6198	162,2802	48,5109063	1807,4108	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	6106,293	-156,691	-520,236	4	1526,5733	-162,574	-48,965875	1315,0335	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	6386,423	519,2022	155,4619	4	1596,6057	48,58184	162,250688	1807,4383	2286,106	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	6106,349	-520,658	-156,402	4	1526,5873	-48,8755	-162,70566	1315,0061	2286,106	OKAY
D + 0.75L	5931,559	-0,6913	-0,3952	4	1482,8897	-0,1235	-0,2160313	1482,5501	2286,106	OKAY
D + 0.7Ex Max	5173,567	207,369	692,8509	4	1293,4668	216,5159	64,8028125	1574,7855	2286,106	OKAY
D + 0.7Ex Min	4800,286	-208,532	-693,193	4	1200,0715	-216,623	-65,166219	918,28251	2286,106	OKAY
D + 0.7Ey Max	5173,792	692,6587	207,7382	4	1293,4481	64,91819	216,455844	1574,8221	2286,106	OKAY
D + 0.7Ey Min	4800,361	-693,822	-208,08	4	1200,0902	-65,025	-216,81925	918,24595	2286,106	OKAY
D + L	6246,386	-0,728	-0,4699	4	1561,5965	-0,14684	-0,2275	1561,2222	2286,106	OKAY

Tabel 4. 27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 3

Load Case/Combo	FZ kN	MX kN	MY kN	n tiang pancang	P/n	Pmax (kN)	Qu izin kN	P izin >= Pmax
0.6D + 0.7Ex Max	7532,763	1422,443	1425,0206	12	627,73025	1221,2203	2286,1059	OKAY
0.6D + 0.7Ex Min	4080,946	-1422,513	-1419,1638	12	340,07885	-251,5883	2286,1059	OKAY
0.6D + 0.7Ey Max	8462,939	426,7386	426,8646	12	705,24495	883,09208	2286,1059	OKAY
0.6D + 0.7Ey Min	3150,77	-426,8087	-421,0079	12	262,56415	86,539942	2286,1059	OKAY
D	9678,091	-0,0584	4,8805	12	806,507575	808,02665	2286,1059	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	13388,61	1066,815	1071,3837	12	1115,71725	1561,6512	2286,1059	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	10799,74	-1066,902	-1061,7543	12	899,9787	457,04482	2286,1059	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	14086,24	320,0364	322,767	12	1173,853267	1308,0551	2286,1059	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	10102,11	-320,1241	-313,1374	12	841,842675	710,64098	2286,1059	OKAY
D + 0.75L	11490,15	-0,0475	4,8314	12	957,512875	959,01774	2286,1059	OKAY
D + 0.7Ex Max	11404	1422,42	1426,9727	12	950,333275	1544,431	2286,1059	OKAY
D + 0.7Ex Min	7952,183	-1422,536	-1417,2117	12	662,681875	71,622344	2286,1059	OKAY
D + 0.7Ey Max	12334,18	426,7152	428,8167	12	1027,847975	1206,3027	2286,1059	OKAY
D + 0.7Ey Min	7022,006	-426,8321	-419,0558	12	585,167175	409,75056	2286,1059	OKAY
D + L	12094,18	-0,0438	4,8147	12	1007,847975	1009,348	2286,1059	OKAY

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum tipe 4

Load Case/Combo	FZ kN	MX kNm	MY kNm	n tiang pancang	P/n	my*ymax /(sigmax ²)	mx*ymax/(si gmay ²)	Pmax (kN)	Qu izin kN	P izin >= Pmax
0.6D + 0.7Ex Max	7715,47	1317,11	1317,11	12	642,956	137,1985	411,595625	1191,7502	2286,11	OKAY
0.6D + 0.7Ex Min	2403,92	-1337,61	-1337,61	12	200,327	-139,335	-418,00388	-357,0116	2286,11	OKAY
0.6D + 0.7Ey Max	6788,34	387,958	387,958	12	565,695	40,41225	121,23675	727,34435	2286,11	OKAY
0.6D + 0.7Ey Min	3331,05	-408,464	-408,464	12	277,588	-42,5483	-127,645	107,39428	2286,11	OKAY
D	8432,83	-17,0888	-17,0888	12	702,736	-1,78008	-5,34025	695,61547	2286,11	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	12367,1	953,616	953,616	12	1030,59	99,33498	298,004938	1427,9295	2286,11	OKAY
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	8383,41	-1037,42	-1037,42	12	698,618	-108,065	-324,19469	266,35818	2286,11	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	11671,7	256,755	256,755	12	972,644	26,74527	80,2358125	1079,6252	2286,11	OKAY
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	9078,76	-340,562	-340,562	12	756,563	-35,4752	-106,4255	614,66262	2286,11	OKAY
D + 0.75L	9889,64	-35,6998	-35,6998	12	824,137	-3,71873	-11,156188	809,2618	2286,11	OKAY
D + 0.7Ex Max	11088,6	1310,27	1310,27	12	924,05	136,4865	409,4595	1469,9964	2286,11	OKAY
D + 0.7Ex Min	5777,05	-1344,45	-1344,45	12	481,421	-140,047	-420,14	-78,76543	2286,11	OKAY
D + 0.7Ey Max	10161,5	381,122	381,122	12	846,79	39,70021	119,100625	1005,5905	2286,11	OKAY
D + 0.7Ey Min	6704,18	-415,3	-415,3	12	558,682	-43,2604	-129,78113	385,64043	2286,11	OKAY
D + L	10375,2	-41,9036	-41,9036	12	864,604	-4,36496	-13,094875	847,14385	2286,11	OKAY

4.5.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang

Pondasi Tipe 1

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 412 ton.

$$P_{\max} = 987,48 \text{ kN} < P_{\text{ijin}} = 4037,6 \text{ kN (OK!)}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi (D_{\min}) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 80 = 240 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = H \times (f + \text{kedalaman pilecap})$$

$$= 2743,64(240 + 120)$$

$$= 987.711,16 \text{ kgcm}$$

$$= 9,8 \text{ tm}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{\text{crack}} = 40 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{\text{crack}} = 40 \text{ tm} > M = 9,8 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Pondasi Tipe 3

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 412 ton.

$$P_{\max} = 1561,65 \text{ ton} < P_{\text{ijin}} = 4037,6 \text{ ton (OK!)}$$

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Berdasarkan metode Philipponat, kedalaman minimal penjepitan tanah terhadap tiang pondasi (D_{\min}) dapat didapat dari harga yang terbesar dari harga dibawah ini untuk tanah multilayers:

$$f = 1,5 \text{ m atau } 3 \times \text{diameter}$$

$$f = 3 \times \text{diameter} = 3 \times 80 = 240 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= H \times (f + \text{kedalaman pilecap}) \\
 &= 135,21(240 + 120) \\
 &= 48.678,16 \text{ kgcm} \\
 &= 0,48 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Untuk diameter 800 mm kelas A1 pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi $M_{crack} = 40 \text{ tm}$.

Cek kekuatan momen tiang :

$$M_{crack} = 40 \text{ tm} > M = 0,48 \text{ tm} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Tabel 4. 29 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1 kN	H2 kN	H kN	H kg	f cm	Mmax kgcm	Mmax tonm	Mcrack tonm	kontrol desain
0.6D + 0.7Ex Max	6	167,9321	52,6274	27,98868	2826,857	240	1017669	10,17669	40	OK
0.6D + 0.7Ex Min	6	-124,849	-53,289	20,80822	2101,63	240	756586,8	7,565868	40	OK
0.6D + 0.7Ey Max	6	65,4592	176,214	29,369	2966,269	240	1067857	10,67857	40	OK
0.6D + 0.7Ey Min	6	-22,3764	-176,876	29,47927	2977,406	240	1071866	10,71866	40	OK
D	6	35,9023	-0,5513	5,983717	604,3554	240	217567,9	2,175679	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	6	161,4382	38,696	26,90637	2717,543	240	978315,5	9,783155	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	6	-58,1478	-40,7412	9,6913	978,8213	240	352375,7	3,523757	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	6	84,5835	131,386	21,89767	2211,664	240	796199,2	7,961992	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	6	18,7068	-133,431	22,23853	2246,092	240	808593,1	8,085931	40	OK
D + 0.75L	6	47,7095	-0,9048	7,951583	803,1099	240	289119,6	2,891196	40	OK
D + 0.7Ex Max	6	182,293	52,4069	30,38217	3068,599	240	1104696	11,04696	40	OK
D + 0.7Ex Min	6	-110,488	-53,5095	18,41473	1859,888	240	669559,7	6,695597	40	OK
D + 0.7Ey Max	6	79,8201	175,9935	29,33225	2962,557	240	1066521	10,66521	40	OK
D + 0.7Ey Min	6	-8,0155	-177,096	29,51603	2981,119	240	1073203	10,73203	40	OK
D + L	6	51,6452	-1,0226	8,607533	869,3609	240	312969,9	3,129699	40	OK

Tabel 4. 30 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1 kN	H2 kN	H kN	H kg	f cm	Mmax kgcm	Mmax tonm	Mcrack tonm	kontrol desain
0.6D + 0.7Ex Max	4	175,257	52,9441	43,81425	4425,239	240	1593086	15,93086	40	OK
0.6D + 0.7Ex Min	4	-175,422	-52,2845	43,85545	4429,4	240	1594584	15,94584	40	OK
0.6D + 0.7Ey Max	4	52,5203	175,7288	43,9322	4437,152	240	1597375	15,97375	40	OK
0.6D + 0.7Ey Min	4	-52,6851	-175,069	43,7673	4420,497	240	1591379	15,91379	40	OK
D	4	-0,1373	0,5496	0,1374	13,8774	240	4995,864	0,049959	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	4	131,0779	40,1457	32,76948	3309,717	240	1191498	11,91498	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	4	-131,931	-38,7758	32,98283	3331,265	240	1199256	11,99256	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	4	39,0253	132,2342	33,05855	3338,914	240	1202009	12,02009	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	4	-39,8787	-130,864	32,71608	3304,324	240	1189556	11,89556	40	OK
D + 0.75L	4	-0,3544	0,6511	0,162775	16,44028	240	5918,499	0,059185	40	OK
D + 0.7Ex Max	4	175,2021	53,164	43,80053	4423,853	240	1592587	15,92587	40	OK
D + 0.7Ex Min	4	-175,477	-52,0647	43,86918	4430,787	240	1595083	15,95083	40	OK
D + 0.7Ey Max	4	52,4654	175,9486	43,98715	4442,702	240	1599373	15,99373	40	OK
D + 0.7Ey Min	4	-52,74	-174,849	43,71235	4414,947	240	1589381	15,89381	40	OK
D + L	4	-0,4267	0,685	0,17125	17,29625	240	6226,65	0,062267	40	OK

Tabel 4. 31 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1 kN	H2 kN	H kN	H kg	f cm	Mmax kgcm	Mmax tonm	Mcrack tonm	kontrol desain
0.6D + 0.7Ex Max	12	295,67	72,90	24,63908	2488,547	240	895876,77	8,958768	40	OK
0.6D + 0.7Ex Min	12	-295,70	-102,96	24,64168	2488,809	240	895971,3	8,959713	40	OK
0.6D + 0.7Ey Max	12	104,77	278,08	23,17328	2340,502	240	842580,58	8,425806	40	OK
0.6D + 0.7Ey Min	12	-104,80	-308,15	25,67883	2593,562	240	933682,38	9,336824	40	OK
D	12	-0,03	-25,06	2,087958	210,8838	240	75918,165	0,759182	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	12	221,74	37,06	18,47846	1866,324	240	671876,75	6,718767	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	12	-221,79	-94,83	18,48211	1866,693	240	672009,46	6,720095	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	12	78,56	190,95	15,91258	1607,17	240	578581,23	5,785812	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	12	-78,61	-248,72	20,72652	2093,378	240	753616,15	7,536161	40	OK
D + 0.75L	12	-0,02	-27,93	2,327217	235,0489	240	84617,598	0,846176	40	OK
D + 0.7Ex Max	12	295,66	62,88	24,63821	2488,459	240	895845,26	8,958453	40	OK
D + 0.7Ex Min	12	-295,71	-112,99	24,64255	2488,898	240	896003,12	8,960031	40	OK
D + 0.7Ey Max	12	104,76	268,06	22,3381	2256,148	240	812213,32	8,122133	40	OK
D + 0.7Ey Min	12	-104,81	-318,17	26,51402	2677,916	240	964049,65	9,640496	40	OK
D + L	12	-0,02	-28,88	2,406975	243,1045	240	87517,611	0,875176	40	OK

Tabel 4. 32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1 kN	H2 kN	H kN	H kg	f cm	Mmax kgcm	Mmax tonm	Mcrack tonm	kontrol desain
0.6D + 0.7Ex Max	12	283,38	212,29	23,61535	2385,15	240	858654,1	8,586541	40	OK
0.6D + 0.7Ex Min	12	-302,92	2,75	25,24298	2549,541	240	917834,9	9,178349	40	OK
0.6D + 0.7Ey Max	12	78,19	403,47	33,62215	3395,837	240	1222501	12,22501	40	OK
0.6D + 0.7Ey Min	12	-97,72	-188,42	15,70188	1585,89	240	570920,5	5,709205	40	OK
D	12	-16,28	179,20	14,93355	1508,289	240	542983,9	5,429839	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Max	12	179,84	298,20	24,85033	2509,884	240	903558,1	9,035581	40	OK
D + 0.75(0.7Ex)+L Min	12	-259,89	141,05	21,65712	2187,369	240	787452,8	7,874528	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Max	12	25,94	441,58	36,79857	3716,655	240	1337996	13,37996	40	OK
D + 0.75(0.7Ey)+L Min	12	-105,99	-2,33	8,8323	892,0623	240	321142,4	3,211424	40	OK
D + 0.75L	12	-34,09	209,52	17,45993	1763,453	240	634843,2	6,348432	40	OK
D + 0.7Ex Max	12	276,87	283,98	23,6646	2390,125	240	860444,9	8,604449	40	OK
D + 0.7Ex Min	12	-309,43	74,43	25,78552	2604,337	240	937561,4	9,375614	40	OK
D + 0.7Ey Max	12	71,68	475,15	475,147	4037,562	240	969014,8	9,690148	40	OK
D + 0.7Ey Min	12	-104,23	-116,74	116,7416	992,0117	240	238082,8	2,380828	40	OK
D + L	12	-40,02	219,62	219,6246	1866,26	240	447902,4	4,479024	40	OK

4.5.2.6 Perencanaan Poer pada Kolom

Pembebanan untuk perencanaan poer menggunakan pembebanan DFBK, dimana perhitungannya sama seperti kontrol pondasi.

Tabel 4. 33 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 1

kombinasi pembebanan	FZ	FX	FY	MX	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm
0.9D	5025,87	32,31	-0,50	0,51	33,60
0.9D+1EQx Max	6881,09	241,44	75,16	298,18	980,58
0.9D+1EQx Min	3170,65	-176,82	-76,15	-297,16	-913,39
0.9D+1EQy Max	5697,67	95,05	251,71	992,84	317,70
0.9D+1EQy Min	4354,06	-30,43	-252,70	-991,83	-250,50
1.2D + 0.5L	7367,75	50,95	-0,90	0,92	52,99
1.2D+1.6L	8834,25	68,27	-1,42	1,45	71,01
1.2D+1EQx+1L Max	9889,56	267,96	74,52	298,83	1008,17
1.2D+1EQx+1L Min	6179,12	-150,30	-76,79	-296,51	-885,81
1.2D+1EQy+1L Max	8309,12	116,72	251,09	993,47	340,24
1.2D+1EQy+1L Min	6965,51	-8,76	-253,32	-991,20	-227,96
1.4D	7818,02	50,26	-0,77	0,79	52,26

Tabel 4. 34 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 1

kombinasi pembebanan	FZ	MX	MY	n tiang	P/n	my* σ_{max}	mx* σ_{max} (s	Pmax (kN)
	kN	kNm	kNm	pancang		(σ_{max}) ²	igma σ_{max}) ²	
0.9D	5025,87	0,51	33,60	6,00	837,6449	5,249453	0,1583125	843,0527
0.9D+1EQx Max	6881,09	298,18	980,58	6,00	1146,848	153,2162	93,180375	1393,2449
0.9D+1EQx Min	3170,649	-297,16	-913,39	6,00	528,4415	-142,717	-92,863719	292,86053
0.9D+1EQy Max	5697,675	992,84	317,70	6,00	949,6125	49,63998	310,263094	1309,5155
0.9D+1EQy Min	4354,065	-991,83	-250,50	6,00	725,6774	-39,1411	-309,94644	376,58993
1.2D + 0.5L	7367,749	0,92	52,99	6,00	1227,958	8,279219	0,286375	1236,5238
1.2D+1.6L	8834,246	1,45	71,01	6,00	1472,374	11,09506	0,452	1483,9214
1.2D+1EQx+1L Max	9889,559	298,83	1008,17	6,00	1648,26	157,5259	93,3837188	1899,1694
1.2D+1EQx+1L Min	6179,118	-296,51	-885,81	6,00	1029,853	-138,408	-92,660375	798,78501
1.2D+1EQy+1L Max	8309,116	993,47	340,24	6,00	1384,853	53,16245	310,460375	1748,4755
1.2D+1EQy+1L Min	6965,506	-991,20	-227,96	6,00	1160,918	-35,6186	-309,74919	815,5499
1.4D	7818,02	0,79	52,26	6,00	1303,003	8,165828	0,24628125	1311,4154

Tabel 4. 35 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 1

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm
0.9D	6	32,31	-0,50	5,385333	543,9187	240	195810,7	1,958107	40
0.9D+1EQx Max	6	241,44	75,16	40,24027	4064,267	240	1463136	14,63136	40
0.9D+1EQx Min	6	-176,82	-76,15	29,46958	2976,428	240	1071514	10,71514	40
0.9D+1EQy Max	6	95,05	251,71	41,95178	4237,13	240	1525367	15,25367	40
0.9D+1EQy Min	6	-30,43	-252,70	42,11718	4253,836	240	1531381	15,31381	40
1.2D + 0.5L	6	50,95	-0,90	8,492367	857,729	240	308782,5	3,087825	40
1.2D+1.6L	6	68,27	-1,42	11,37857	1149,235	240	413724,7	4,137247	40
1.2D+1EQx+1L Max	6	267,96	74,52	44,6592	4510,579	240	1623809	16,23809	40
1.2D+1EQx+1L Min	6	-150,30	-76,79	25,05065	2530,116	240	910841,6	9,108416	40
1.2D+1EQy+1L Max	6	116,72	251,09	41,84887	4226,736	240	1521625	15,21625	40
1.2D+1EQy+1L Min	6	-8,76	-253,32	42,2201	4264,23	240	1535123	15,35123	40
1.4D	6	50,26	-0,77	8,3772	846,0972	240	304595	3,04595	40

Tabel 4. 36 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 2

kombinasi pembebanan	FZ	FX	FY	MX	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm
0.9D	4488,37	-0,12	0,49	-0,52	-0,15
0.9D+1EQx Max	4755,21	250,36	75,66	296,55	989,88
0.9D+1EQx Min	4221,53	-250,61	-74,67	-297,60	-990,19
0.9D+1EQy Max	4755,11	75,02	251,06	989,82	296,86
0.9D+1EQy Min	4221,63	-75,27	-250,08	-990,87	-297,17
1.2D + 0.5L	6614,15	-0,31	0,73	-0,77	-0,35
1.2D+1.6L	7999,39	-0,63	0,88	-0,93	-0,68
1.2D+1EQx+1L Max	7510,65	250,03	75,96	296,23	989,53
1.2D+1EQx+1L Min	6976,96	-250,94	-74,37	-297,92	-990,54
1.2D+1EQy+1L Max	7209,92	74,69	251,27	989,59	296,50
1.2D+1EQy+1L Min	6676,45	-75,60	-249,87	-991,09	-297,52
1.4D	6981,91	-0,19	0,77	-0,81	-0,24

Tabel 4. 37 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 2

kombinasi pembebanan	FZ	MX	MY	n tiang pancang	P/n	my*ymax /(sigmax ²)	mx*ymax/(s igmay ²)	Pmax (kN)
	kN	kNm	kNm					
0.9D	5025,87	0,51	33,60	6,00	837,6449	5,249453	0,1583125	843,0527
0.9D+1EQx Max	6881,09	298,18	980,58	6,00	1146,848	153,2162	93,180375	1393,2449
0.9D+1EQx Min	3170,649	-297,16	-913,39	6,00	528,4415	-142,717	-92,863719	292,86053
0.9D+1EQy Max	5697,675	992,84	317,70	6,00	949,6125	49,63998	310,263094	1309,5155
0.9D+1EQy Min	4354,065	-991,83	-250,50	6,00	725,6774	-39,1411	-309,94644	376,58993
1.2D + 0.5L	7367,749	0,92	52,99	6,00	1227,958	8,279219	0,286375	1236,5238
1.2D+1.6L	8834,246	1,45	71,01	6,00	1472,374	11,09506	0,452	1483,9214
1.2D+1EQx+1L Max	9889,559	298,83	1008,17	6,00	1648,26	157,5259	93,3837188	1899,1694
1.2D+1EQx+1L Min	6179,118	-296,51	-885,81	6,00	1029,853	-138,408	-92,660375	798,78501
1.2D+1EQy+1L Max	8309,116	993,47	340,24	6,00	1384,853	53,16245	310,460375	1748,4755
1.2D+1EQy+1L Min	6965,506	-991,20	-227,96	6,00	1160,918	-35,6186	-309,74919	815,5499
1.4D	7818,02	0,79	52,26	6,00	1303,003	8,165828	0,24628125	1311,4154

Tabel 4. 38 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 2

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm
0.9D	6	32,31	-0,50	5,385333	543,9187	240	195810,7	1,958107	40
0.9D+1EQx Max	6	241,44	75,16	40,24027	4064,267	240	1463136	14,63136	40
0.9D+1EQx Min	6	-176,82	-76,15	29,46958	2976,428	240	1071514	10,71514	40
0.9D+1EQy Max	6	95,05	251,71	41,95178	4237,13	240	1525367	15,25367	40
0.9D+1EQy Min	6	-30,43	-252,70	42,11718	4253,836	240	1531381	15,31381	40
1.2D + 0.5L	6	50,95	-0,90	8,492367	857,729	240	308782,5	3,087825	40
1.2D+1.6L	6	68,27	-1,42	11,37857	1149,235	240	413724,7	4,137247	40
1.2D+1EQx+1L Max	6	267,96	74,52	44,6592	4510,579	240	1623809	16,23809	40
1.2D+1EQx+1L Min	6	-150,30	-76,79	25,05065	2530,116	240	910841,6	9,108416	40
1.2D+1EQy+1L Max	6	116,72	251,09	41,84887	4226,736	240	1521625	15,21625	40
1.2D+1EQy+1L Min	6	-8,76	-253,32	42,2201	4264,23	240	1535123	15,35123	40
1.4D	6	50,26	-0,77	8,3772	846,0972	240	304595	3,04595	40

Tabel 4. 39 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 3

kombinasi pembebanan	FZ	FX	FY	MX	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm
0.9D	4343,13	103,53	1,96	24,92	-13097,07
0.9D+1EQx Max	5638,83	599,17	1080,81	1325,40	-14575,14
0.9D+1EQx Min	3047,42	-392,10	-1076,89	-1275,57	-11619,00
0.9D+1EQy Max	6450,42	1126,68	516,12	1277,95	-17552,79
0.9D+1EQy Min	2235,83	-919,62	-512,20	-1228,12	-8641,36
1.2D + 0.5L	6393,91	150,99	5,90	38,43	-19277,71
1.2D+1.6L	7720,67	179,47	13,12	49,89	-23270,59
1.2D+1EQx+1L Max	8292,69	659,57	1088,03	1344,12	-22570,72
1.2D+1EQx+1L Min	5701,27	-331,70	-1069,67	-1256,84	-19614,58
1.2D+1EQy+1L Max	8827,58	1178,83	524,88	1293,57	-24704,65
1.2D+1EQy+1L Min	4612,99	-867,47	-503,45	-1212,50	-15793,22
1.4D	6755,98	161,05	3,05	38,76	-20373,22

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 3

kombinasi pembebanan	FZ	MX	MY	n tiang pancang	P/n	my*xmax /(sigma ^x igmay ²)	mx*yymax/ s	Pmax (kN)
	kN	kNm	kNm					
0.9D	4343,127	24,92	-13097,07	12,00	361,9272833	-4092,83	2,59538542	-3728,312
0.9D+1EQx Max	5638,834	1325,40	-14575,14	12,00	469,9028	-4554,73	138,06251	-3946,767
0.9D+1EQx Min	3047,421	-1275,57	-11619,00	12,00	253,951775	-3630,94	-132,87173	-3509,857
0.9D+1EQy Max	6450,422	1277,95	-17552,79	12,00	537,5351417	-5485,25	133,120177	-4814,59
0.9D+1EQy Min	2235,833	-1228,12	-8641,36	12,00	186,319425	-2700,42	-127,9294	-2642,034
1.2D + 0.5L	6393,908	38,43	-19277,71	12,00	532,8256833	-6024,28	4,00317708	-5487,454
1.2D+1.6L	7720,666	49,89	-23270,59	12,00	643,3888	-7272,06	5,19701042	-6623,472
1.2D+1EQx+1L Max	8292,686	1344,12	-22570,72	12,00	691,05715	-7053,35	140,012948	-6222,281
1.2D+1EQx+1L Min	5701,274	-1256,84	-19614,58	12,00	475,1061333	-6129,56	-130,92129	-5785,371
1.2D+1EQy+1L Max	8827,583	1293,57	-24704,65	12,00	735,6319	-7720,2	134,74724	-6849,824
1.2D+1EQy+1L Min	4612,994	-1212,50	-15793,22	12,00	384,4161917	-4935,38	-126,30232	-4677,268
1.4D	6755,976	38,76	-20373,22	12,00	562,9979917	-6366,63	4,03727083	-5799,596

Tabel 4. 41 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 3

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm
0.9D	12	103,53	1,96	8,6276	871,3876	240	313699,54	3,136995	40
0.9D+1EQx Max	12	599,17	1080,81	90,06737	9096,804	240	3274849,5	32,74849	40
0.9D+1EQx Min	12	-392,10	-1076,89	89,74081	9063,822	240	3262975,8	32,62976	40
0.9D+1EQy Max	12	1126,68	516,12	93,88999	9482,889	240	3413840,1	34,1384	40
0.9D+1EQy Min	12	-919,62	-512,20	76,63478	7740,113	240	2786440,7	27,86441	40
1.2D + 0.5L	12	150,99	5,90	12,5824	1270,822	240	457496,06	4,574961	40
1.2D+1.6L	12	179,47	13,12	14,95604	1510,56	240	543801,68	5,438017	40
1.2D+1EQx+1L Max	12	659,57	1088,03	90,66915	9157,584	240	3296730,3	32,9673	40
1.2D+1EQx+1L Min	12	-331,70	-1069,67	89,13903	9003,042	240	3241094,9	32,41095	40
1.2D+1EQy+1L Max	12	1178,83	524,88	98,23542	9921,777	240	3571839,8	35,7184	40
1.2D+1EQy+1L Min	12	-867,47	-503,45	72,28935	7301,224	240	2628440,8	26,28441	40
1.4D	12	161,05	3,05	13,42072	1355,492	240	487977,26	4,879773	40

Tabel 4. 42 Hasil Pembebanan Pondasi Tipe 4

kombinasi pembebanan	FZ	FX	FY	MX	MY
	kN	kN	kN	kNm	kNm
0.9D	3714,24	-17,91	88,28	43,02	-0,05
0.9D+1EQx Max	5686,03	495,83	1111,06	1294,82	1896,01
0.9D+1EQx Min	1742,44	-531,66	-934,51	-1208,78	-1896,12
0.9D+1EQy Max	5159,92	1059,49	584,05	1341,84	568,77
0.9D+1EQy Min	2268,56	-1095,32	-407,50	-1255,79	-568,88
1.2D + 0.5L	5427,81	-32,60	134,00	97,97	-0,08
1.2D+1.6L	6473,90	-51,77	169,86	187,32	-0,10
1.2D+1EQx+1L Max	7875,10	472,43	1173,09	1390,38	1895,97
1.2D+1EQx+1L Min	3931,51	-555,06	-872,48	-1113,22	-1896,15
1.2D+1EQy+1L Max	7124,74	1036,55	641,41	1439,16	568,73
1.2D+1EQy+1L Min	4233,38	-1118,27	-350,13	-1158,47	-568,91
1.4D	5777,70	-27,87	137,32	66,92	-0,09

Tabel 4. 43 Rekapitulasi Beban Maksimum Tipe 4

kombinasi pembebanan	FZ	MX	MY	n tiang pancang	P/n	my*xmax / (sigmax^2)	mx*ymax / (sigmay^2)	Pmax (kN)
	kN	kNm	kNm					
0.9D	3714,237	43,02	-0,05	12,00	309,5198	-0,0057	13,443875	322,95793
0.9D+1EQx Max	5686,032	1294,82	1896,01	12,00	473,836	197,5006	404,63125	1075,9678
0.9D+1EQx Min	1742,442	-1208,78	-1896,12	12,00	145,2035	-197,512	-377,74341	-430,0519
0.9D+1EQy Max	5159,915	1341,84	568,77	12,00	429,9929	59,24652	419,323781	908,56323
0.9D+1EQy Min	2268,559	-1255,79	-568,88	12,00	189,0466	-59,2579	-392,43581	-262,6472
1.2D + 0.5L	5427,811	97,97	-0,08	12,00	452,3176	-0,00856	30,6162813	482,92532
1.2D+1.6L	6473,901	187,32	-0,10	12,00	539,4917	-0,01069	58,5368438	598,01789
1.2D+1EQx+1L Max	7875,101	1390,38	1895,97	12,00	656,2584	197,4968	434,494719	1288,2499
1.2D+1EQx+1L Min	3931,512	-1113,22	-1896,15	12,00	327,626	-197,516	-347,87981	-217,7697
1.2D+1EQy+1L Max	7124,74	1439,16	568,73	12,00	593,7283	59,24278	449,738969	1102,7101
1.2D+1EQy+1L Min	4233,384	-1158,47	-568,91	12,00	352,782	-59,2617	-362,02075	-68,50045
1.4D	5777,702	66,92	-0,09	12,00	481,4752	-0,00886	20,91275	502,37905

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Gaya Momen Tipe 4

kombinasi pembebanan	n tiang pancang	H1	H2	H	H	f	Mmax	Mmax	Mcrack
		kN	kN	kN	kg	cm	kgcm	tonm	tonm
0.9D	12	-17,91	88,28	7,356367	742,993	240	267477,5	2,674775	40
0.9D+1EQx Max	12	495,83	1111,06	92,5884	9351,428	240	3366514	33,66514	40
0.9D+1EQx Min	12	-531,66	-934,51	77,87567	7865,442	240	2831559	28,31559	40
0.9D+1EQy Max	12	1059,49	584,05	88,29107	8917,398	240	3210263	32,10263	40
0.9D+1EQy Min	12	-1095,32	-407,50	91,27681	9218,958	240	3318825	33,18825	40
1.2D + 0.5L	12	-32,60	134,00	11,16682	1127,848	240	406025,5	4,060255	40
1.2D+1.6L	12	-51,77	169,86	14,15514	1429,669	240	514681	5,14681	40
1.2D+1EQx+1L Max	12	472,43	1173,09	97,75718	9873,475	240	3554451	35,54451	40
1.2D+1EQx+1L Min	12	-555,06	-872,48	72,70688	7343,395	240	2643622	26,43622	40
1.2D+1EQy+1L Max	12	1036,55	641,41	86,37908	8724,287	240	3140743	31,40743	40
1.2D+1EQy+1L Min	12	-1118,27	-350,13	93,18879	9412,068	240	3388344	33,88344	40
1.4D	12	-27,87	137,32	11,44324	1155,767	240	416076,3	4,160763	40

- Pondasi Tipe 1

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_u = 168,01 \text{ ton}$$

$$P_{\max(1 \text{ tiang})} = 193,59 \text{ ton}$$

$$N = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Dimensi poer} = 3,2 \times 4,8 \times 1,3 \text{ m}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan} = 29 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 70 \text{ mm}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal)}$$

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 32 = 1.212 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 32 - \frac{1}{2}(32) = 1.176 \text{ mm}$$

1. Kontrol Geser Ponds

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

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

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

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

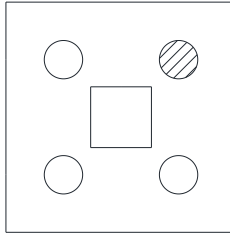
$$\begin{aligned}
\alpha_s &= 20 \text{ untuk kolom sudut} \\
&= 30 \text{ untuk kolom tepi} \\
&= 40 \text{ untuk kolom interior} \\
\beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\
&= \frac{90}{90} = 1 \\
b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
&= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\
&= 2 (700 + 1.214) + 2 (700 + 1.212) \\
&= 7.656 \text{ mm} \\
V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\
&= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.212 \\
&= 29.898.587,46 \text{ N} \\
V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.214}{7.656} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.212 \\
&= 40.575.883,5 \text{ N} \\
V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
&= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.214 \\
&= 19.522.018,87 \text{ N (menentukan)}
\end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
\phi V_n &= 0,75 \times 19.522.018,87 \text{ N} \\
&= 14.641.514,15 \text{ N} \\
&= 1.493,02 \text{ ton} \\
\phi V_n &> P_u = 168,02 \text{ ton (OK)}
\end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 66 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\beta = \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ = \frac{90}{90} = 1$$

$$b_o = \text{Keliling penampang kritis} \\ = (0,25 \times \pi \times (800+1.214)) \\ = 1.581,79 \text{ mm}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$V_{c1} = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.212 \\ = 36.338.895,91 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.214}{1.581,79} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.212 \\ = 32.854.938,64 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ = 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.212 \\ = 4.033.617,45 \text{ N (menentukan)}$$

$$\emptyset V_n = 0,75 \times 4.033.617,45 \text{ N}$$

$$= 3.025.213,09 \text{ N}$$

$$= 309,48 \text{ ton}$$

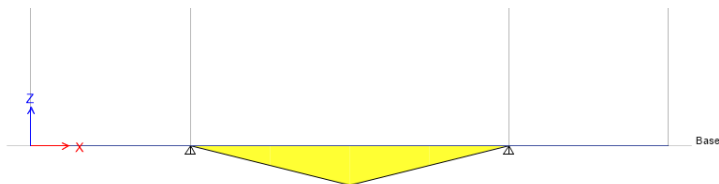
$$\phi V_n > P_u = 193,59 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

2. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, 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 perletakkannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Penulangan Poer Arah Sumbu Y



Gambar 4. 67 Momen dari ETABS

Didapat momen dari ETABS:

$$M_{max} = 3965,00 \text{ kN.m} = 3.965.000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{min} = 36,1636 \text{ kN.m} = 36.163.600 \text{ N.mm}$$

$$P_{\max} = 193,59 \text{ ton}$$

$$q = 4,8 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 2P_{\max}a - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2$$

$$= (2 \times 193,59 \times 1) - \frac{1}{2} \times 11,52 \times 3,2^2$$

$$= 372,44 \text{ ton.m}$$

$$= 3.652.436.830 \text{ N.mm} < 3.965.000.000 \text{ N.mm}$$

Ambil Mu dari ETABS!

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{36.163.600}{0,9 \times 4.800 \times 1.214^2} = 0,0056$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,0056}{420}} \right)$$

$$= 0,00001 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.217,6 = 4.583,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4.583,4} = 107,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

- Penulangan positif

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{3.965.000.000}{0,9 \times 1000 \times 1.212^2} = 0,62$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,62}{420}} \right)$$

$$= 0,0014 < \rho_{\min}$$

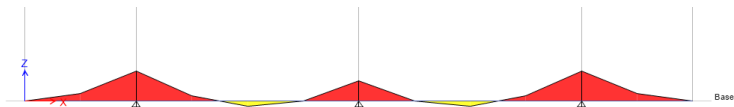
$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.217,6 = 4.583,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4.583,4} = 107,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

Penulangan Poer Arah Sumbu X



Gambar 4. 68 Momen dari ETABS

Didapat momen dari ETABS:

$$M \text{ positif} = 3,9683 \text{ kN.m} = 3.968.300 \text{ N.mm}$$

$$M \text{ negatif} = 24,1008 \text{ kN.m} = 24.100.800 \text{ N.mm}$$

$$P_{\max} = 193,59 \text{ ton}$$

$$q = 3,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 7,68 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 3P_{\max}a - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2$$

$$= (2 \times 193,59 \times 1) - \frac{1}{2} \times 7,68 \times 4,8^2$$

$$= 558,67 \text{ ton.m}$$

$$= 5.478.665.245 \text{ N.mm} > 3.968.300 \text{ N.mm}$$

Ambil M_u dari perhitungan!

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{24.100.800}{0,9 \times 3.200 \times 1.214^2} = 0,0056$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

$$\text{Maka, } \rho_{\min} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,0056}{420}} \right)$$

$$= 0,00001 < \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0.0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.217,6 = 4.583,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4.583,4} = 107,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{5.478.665.245}{0,9 \times 3.200 \times 1.212^2} = 4,14$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 4,14}{420}} \right)$$

$$= 0,007 > \rho_{\min}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.217,6 = 4.583,4 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 25^2 \times 1000}{4.583,4} = 107,1 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm

- Pondasi Tipe 3

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Data-data perencanaan poer adalah sebagai berikut.

$$P_u = 146,67 \text{ ton}$$

$P_{\max(1 \text{ tiang})}$	= 179,77 ton
N	= 12 buah
Dimensi poer	= 9,6×3,2×1,3 m
Mutu beton (f_c')	= 40 MPa
Mutu baja (f_y)	= 420 MPa
Diameter tulangan	= 36 mm
Selimit beton	= 70 mm
λ	= 1 (beton normal)

Tinggi efektif (d)

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 32 = 1.214 \text{ mm}$$

$$d_y = 1200 - 70 - 36 - \frac{1}{2}(32) = 1.182 \text{ mm}$$

3. Kontrol Geser Ponds

- Akibat kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser ponds untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi. Perencanaan geser ponds pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk pondasi tapak non-prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

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

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

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Keterangan:

α_s = 20 untuk kolom sudut

= 30 untuk kolom tepi

= 40 untuk kolom interior

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek

$$= \frac{90}{90} = 1$$

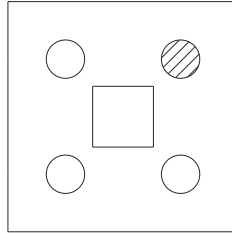
$$\begin{aligned}
 b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\
 &= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d) \\
 &= 2 (700 + 1.214) + 2 (700 + 1.214) \\
 &= 7.656 \text{ mm} \\
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\
 &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.214 \\
 &= 29.979.251,35 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.214}{7.656} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.214 \\
 &= 40.704.018,78 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 7.656 \times 1.214 \\
 &= 19.574.687,64 \text{ N (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang poer dalam memikul gaya geser adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0,75 \times 19.574.687,64 \text{ N} \\
 &= 14.681.015,73 \text{ N} \\
 &= 1.497,05 \text{ ton} \\
 \phi V_n &> P_u = 146,67 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat kolom.

- Akibat pancang



Gambar 4. 69 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

$$\begin{aligned}\beta &= \text{rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek} \\ &= \frac{90}{90} = 1 \\ b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= (0,25 \times \pi \times (800+1.214)) \\ &= 1.581,79 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sama seperti perhitungan geser akibat geser ponds, perencanaan geser ponds pada poer akibat pancang juga dilakukan berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

$$\begin{aligned}V_{c1} &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.214 \\ &= 36.435.042,86 \text{ N} \\ V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,083 \times \left(\frac{40 \times 1.214}{1.581,79} + 2\right) \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.214 \\ &= 32.962.138,76 \text{ N} \\ V_{c3} &= 0,333 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\ &= 0,333 \times 1 \times \sqrt{40} \times 1.581,79 \times 1.214\end{aligned}$$

$$= 4.044.289,76 \text{ N (menentukan)}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 4.033.617,45 \text{ N}$$

$$= 3.025.213,09 \text{ N}$$

$$= 309,48 \text{ ton}$$

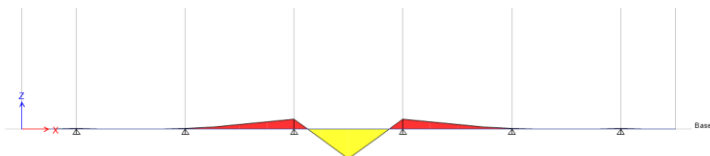
$$\phi V_n > P_u = 179,77 \text{ ton (OK)}$$

Dari kontrol tersebut dapat disimpulkan ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds akibat pancang.

4. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, 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.

Penulangan Poer Arah Sumbu Y



Gambar 4. 70 Momen dari ETABS

Didapat momen dari ETABS:

$$M_{\max} = 534,3537 \text{ kN.m} = 534.353.700 \text{ N.mm}$$

$$M_{\min} = 185,5093 \text{ kN.m} = 185.509.300 \text{ N.mm}$$

$$P_{\max} = 193,59 \text{ ton}$$

$$q = 3,2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 4,8 \text{ ton/m}^3 = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$M_u = 6P_{\max}a - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2$$

$$= (6 \times 193,59 \times 1) - \frac{1}{2} \times 11,52 \times 9,6^2$$

$$= 990,15 \text{ ton.m}$$

$$= 9.710.037.925 \text{ N.mm} > 54.488.900 \text{ N.mm}$$

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{185.509.300}{0,9 \times 3.200 \times 1.214^2} = 0,0438$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,0438}{420}} \right) \\ &= 0,00001 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.214 = 4.570,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \times 1000}{4.570,24} = 175,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D32-100 mm

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{9.710.037.925}{0,9 \times 1000 \times 1.212^2} = 2,29$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 2,29}{420}} \right)$$

$$= 0,0056 > \rho_{\min}$$

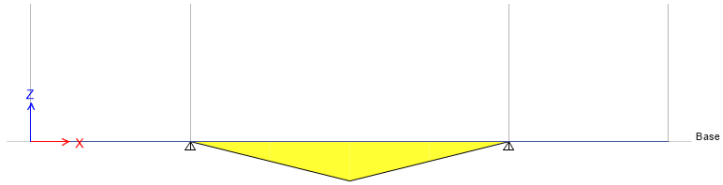
$$\rho = 0,0056$$

$$A_{Sperlu} = \rho b d = 0,0056 \times 1.000 \times 1.214 = 6851,23 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times 1000}{A_{Sperlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \times 1000}{6851,23} = 117,3 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D32-100 mm

Penulangan Poer Arah Sumbu X



Gambar 4. 71 Momen dari ETABS

Didapat momen dari ETABS:

M positif = 3956 kN.m = 3.956.000.000 N.mm

M negatif = 72,3025 kN.m = 72.302.500 N.mm

$P_{\max} = 179,77$ ton

$q = 9,6 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 = 23,04 \text{ ton/m}$

$M_u = 2P_{\max}a - \frac{1}{2} \times q_u \times L^2$

$= (2 \times 179,77 \times 1) - \frac{1}{2} \times 23,04 \times 3,2^2$

$= 509,82 \text{ ton.m}$

$= 4.999.623.901 \text{ N.mm} > 3.956.000.000 \text{ N.mm}$

Ambil M_u dari perhitungan!

- Penulangan atas

$$R_n = \frac{Mu_1}{\phi \times b \times dx^2} = \frac{72.302.500}{0,9 \times 9.600 \times 1.212^2} = 0,0056$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,0056}{420}} \right) \\ &= 0,00046 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{S\text{perlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.214 = 4.570,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{S\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \times 1000}{4.570,24} = 175,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D32-100 mm

- Penulangan bawah

$$R_n = \frac{M u_1}{\phi \times b \times d x^2} = \frac{4.999.623.901}{0,9 \times 9.600 \times 1.212^2} = 0,39$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0,25 \times \sqrt{40}}{420} = 0,0037$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Maka, $\rho_{\min} = 0,0037$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 40} = 12,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{12,35} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,35 \times 0,39}{420}} \right) \\ &= 0,0009 < \rho_{\min}\end{aligned}$$

$$\rho = \rho_{\min} = 0,0037$$

$$A_{\text{Sperlu}} = \rho b d = 0,0037 \times 1.000 \times 1.214 = 4.570,24 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times \emptyset^2 \times 1000}{A_{\text{Sperlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 32^2 \times 1000}{4.570,24} = 175,9 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D32-100 mm

4.5.2.7 Perencanaan Sloof

Struktur sloof digunakan untuk membuat penurunan secara bersamaan pada pondasi atau sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 20% beban aksial kolom.

Dimensi sloof:

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 120000 \text{ mm}^2$$

Mutu bahan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D19}$$

$$\text{Tulangan Sengkang} = \text{D10}$$

$$d = 400 - (40 + 10 + \frac{1}{2} 19) = 340,5 \text{ mm}$$

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangan pada kolom. Adapun beban sloof adalah

Berat sendiri sloof

$$qu = 0,3 \times 0,4 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}$$

$$= 2,88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang sloof} = 2,8 \text{ m}$$

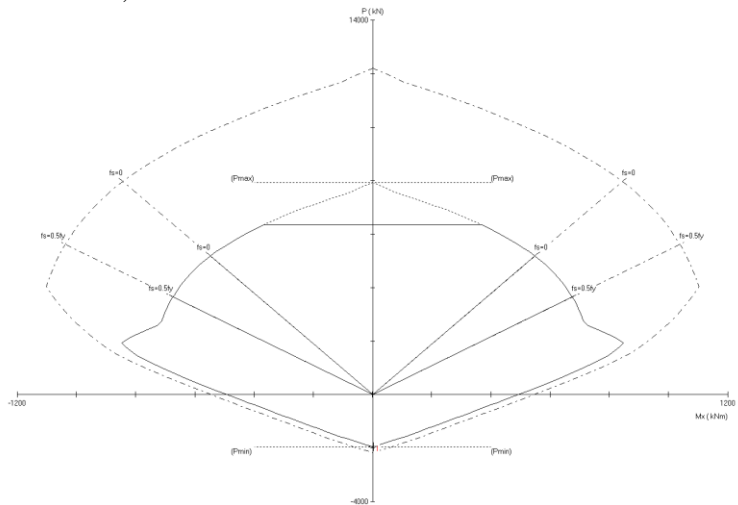
$$Mu_{\text{tump}} = \frac{1}{8} qu \cdot L^2 = \frac{1}{8} \times 2,88 \times 2,8^2 \text{ kgm}$$

$$= 2,82 \text{ kNm}$$

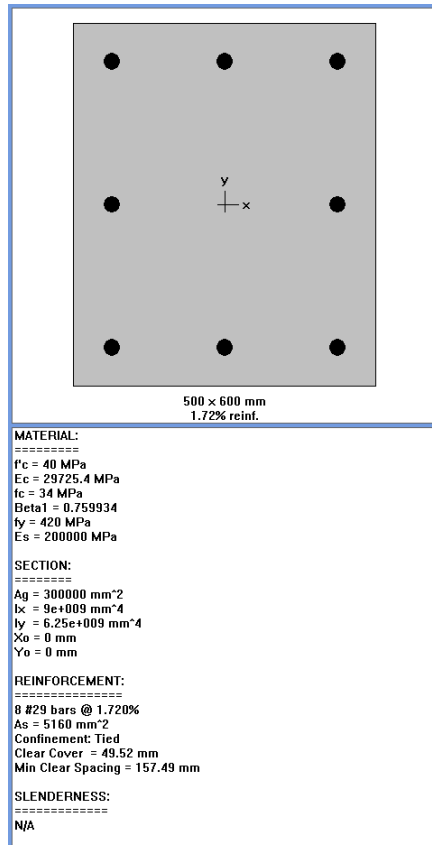
Lalu menggunakan program SPCol dengan memasukkan beban:

$$P = 20\% P_u = 20\% 9698,35 \text{ kN} = 1939,67 \text{ kN}$$

$$M = 2,82 \text{ kNm}$$



Gambar 4. 72 Diagram Interaksi P-M



Gambar 4. 73 Spesifikasi Penulangan Sloof

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2,88 \times 2,8 = 4,032 \text{ kN}$$

$$d' = 400 - 40 - 29 - 29/2 = 316,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{b_w \times d \times \sqrt{f_c'}}{6} = \frac{300 \times 316,5 \times \sqrt{40}}{6} = 100.086,08 \text{ N}$$

$$= 100,08 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 100,09 = 75,06 \text{ kN} > V_u = 4,032 \text{ kN (OK)}$$

Sehingga tulangan geser tidak diperlukan.

Jadi dipasang tulangan geser min

$S_{maks} = d/2$ atau 300 mm

$d/2 = 316,5/2 = 158,25$ mm

$A_v D10 = 157,07$ mm²

$A_v \text{ min} = \frac{bw \times s}{3f_y} = \frac{300 \times 158,25}{3 \times 420} = 37,67$ mm² < $A_v D10$ (OK)

Dipasang Senggang 2D10-150 mm

4.5.3 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.

Diameter kolom = $800 - 2 \times 120 = 560$ mm

Tebal decking (d') = 50 mm

Mutu tulangan (f_y) = 420 Mpa

Mutu beton (f'_c) = 52 Mpa

4.5.3.1 Kontrol dimensi kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diperoleh beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom:

P_u : 1438,85 kN

V_u : 98,23 kN

M_u : 35,72 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

$$\text{Rasio } b/h = 560/560 = 1 > 0.4$$

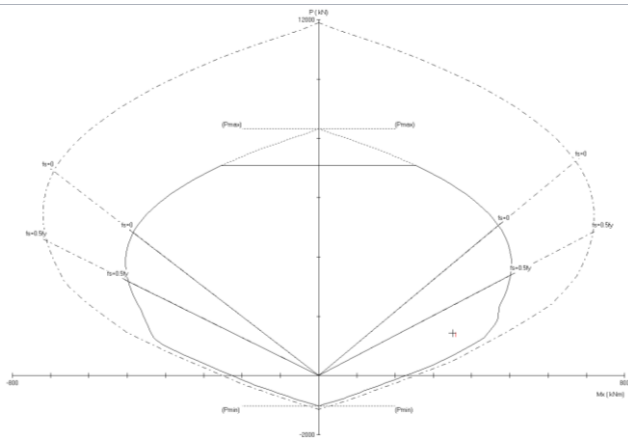
Dari hasil program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 1438,85 kN

$$1438,85 \text{ kN} \geq \pi \times \left(\frac{560}{2}\right)^2 \times \frac{52}{10} \times \frac{1}{1000}$$

$$1438,85 \text{ kN} \geq 985,20 \text{ kN (OK)}$$

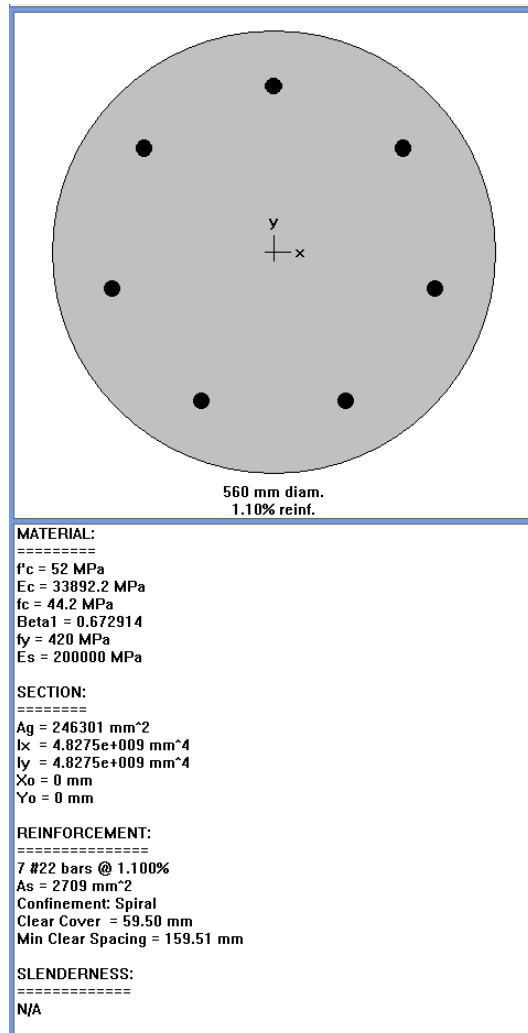
4.5.3.2 Penulangan longitudinal kolom

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 4. 74 Diagram Interaksi Kolom Diameter 560 mm

Dari hasil spColumn Design diatas, didapatkan tulangan longitudinal yang dapat dipakai adalah **7D22**.



Gambar 4. 75 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

$$\phi M_n = 401,56 \text{ kNm} > M_u = 41,63 \text{ kNm (OK)}$$

4.5.3.3 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 $0.06 A_g$.

$$A_{st} = 2.709 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 246.301 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program spColumn diperoleh Tulangan longitudinal: 7D22, dengan rasio tulangan = 1,10 %.

$$0,01A_g < A_s < 0,06 A_g$$

$$2.463,01 \text{ mm}^2 < 2.709 \text{ mm}^2 < 14.778,06 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.5.3.4 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:

$$P_u = 1438,85 \text{ KN}$$

$$\phi = 0,7$$

$$A_g = \frac{1}{2} \times \pi \times \left(\frac{560}{2}\right)^2 = 246.301 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 7 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 2.709 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 0,85 \times 0,7 (0,85 \times 52 (246.301 - 2.709) + 420 (2.709))$$

$$\phi P_n = 7.083.205,11 \text{ N}$$

$$\phi P_n = 7.083,21 \text{ kN} > P_u = 1438,85 \text{ kN (OK)}$$

4.5.3.5 Kontrol gaya tekan terhadap gaya geser rencana

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$F_s = 1,25 \times F_y = 1,25 \times 420 = 525 \text{ Mpa}$$

$$L_n = 5 \times d = 5 \times 560 = 2.800 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 443,35 \text{ kNm}$$

$$= 443.350 \text{ kNmm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 443.350}{2.800} = 316,67 \text{ kN}$$

$$V_{ex} = 316,67 \text{ kN} > V_u = 98,23 \text{ kN (OK)}$$

4.5.3.6 Perhitungan tulangan geser

Diketahui tinggi bersih dari kolom, $L_n = 5 \times 560 = 2800$ mm dan tulangan sengkang menggunakan diameter 10 mm.

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:

$$\rho_s = 0,12 \times \left(\frac{f_c'}{f_{yt}} \right)$$

$$= 0,12 \times \left(\frac{52}{420} \right)$$

$$= 0,014$$

$$\rho_s = 0,45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f_c'}{f_{yt}}$$

$$= 0,45 \times \left(\frac{246.301}{152.745,02} - 1 \right) \times \frac{52}{420}$$

$$= 0,034 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_s \times A_g$$

$$= 0,034 \times 246.301$$

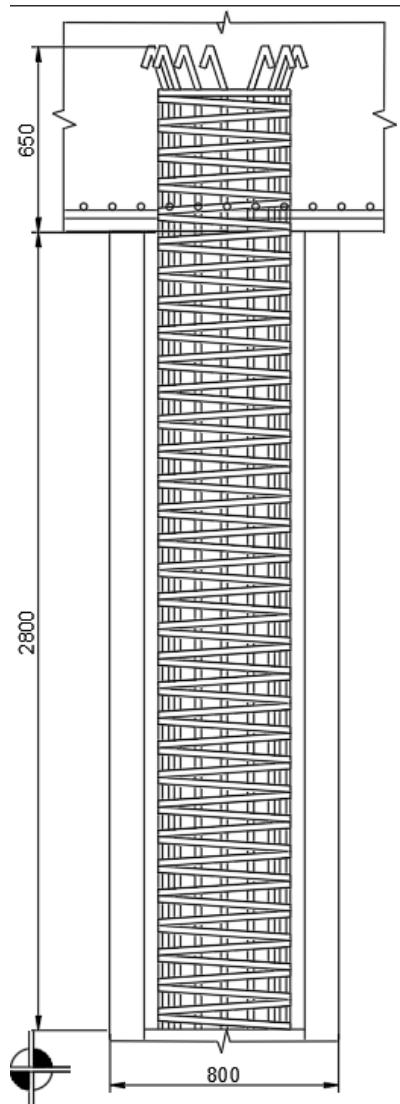
$$= 8404,99 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{\pi/4 \times d_b^2 \times 1000}{A_{s \text{ perlu}}}$$

$$= \frac{\pi/4 \times 19^2 \times 1000}{8404,99}$$

$$= 33,73 \text{ mm}$$

Didapat tulangan sengkang D19 – 30 mm.



Gambar 4. 76 Penulangan Tusuk Konde dan Senggang Tiang Pancang

BAB V

PENUTUP

5.1 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 100 mm dengan tulangan M5-110 pada Lantai 1, M5-110 mm pada lantai 2-21 serta M8-140 mm pada lantai atap.
 - b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 500×200×11×19 untuk seluruh lantai, baik lantai 1, lantai 2-21, maupun lantai atap.
 - c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300×200×8×12.

2. Analisis ETABS 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 Yogyakarta telah memenuhi syarat.

3. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. Link menggunakan panjang 200 cm dengan profil WF 500×200×9×14.
 - b. Bresing menggunakan WF 500×200×11×19.
 - c. Balok Induk menggunakan 600×300×14×23.
 - d. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi CFT 700 × 700 × 40.

4. Hasil Perhitungan sambungan
 - a. Sambungan link menggunakan dua pelat setebal 20 mm dengan $b = b_f$ dari WF dan $h = h$ dari WF yang dilas menggunakan las tumpul dengan ketebalan 20 mm.

- Kemudian kedua pelat tersebut dibaut dengan menggunakan 10 buah baut 27
- b. Sambungan bresing menggunakan las tumpul dengan ketebalan 19 mm pada sambungan bresing dengan balok induk, kolom CFT, maupun pelat gusset. Begitu pula sambungan antara pelat gusset dengan balok induk menggunakan las tumpul dengan ketebalan 19 mm.
 - c. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan las sudut pada pelat diafragma dalam setebal 21 mm, las sudut pada *channel* di web balok induk setebal 14 mm, las tumpul setebal 23 mm untuk menyambung balok induk dengan diafragma pada *flange* balok dan *channel* pada web balok, dan las tumpul setebal 23 mm untuk menyambung pelat diafragma luar. Selain itu juga untuk mempermudah pelaksanaan direncanakan sambungan baut dengan menggunakan dua buah pelat setebal 14 mm yang dibaut dengan 4 buah baut M16.
 - d. Sambungan antar kolom menggunakan las tumpul setebal 40 mm.
 - e. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 900×900 mm dengan ketebalan 50 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M16 22 buah.
5. Hasil Perhitungan struktur bawah
- a. Dinding penahan tanah menggunakan jenis beton. Penulangan menggunakan D16-200.
 - b. Dimensi pelat menggunakan penulangan D16-110.
 - c. Pondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 800 mm dengan mencapai kedalaman -30.00 m.
 - d. Penulangan poer menggunakan D25-100 dan D32-100 mm.
 - e. Dimensi sloof sebesar 30/40 cm menggunakan tulangan 2D10-150 mm.

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. 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

- Adnan, Endah, Data. 2017. **Modifikasi Perencanaan Struktur Apartemen One East Residence Surabaya dengan Menggunakan Struktur Komposit Baja Beton dan Base Isolator: *High Damping Rubber Bearing* (HDRB)**. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.
- American Institute of Steel Construction, 2010. **Seismic Provision for Structural Steel Buildings**. AISC, Inc.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013)**. Bandung : BSN
- Badan Standarisasi Nasional. 2015. **Spesifikasi untuk Bangunan Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)**. Bandung : BSN
- Charles, Dawn, Erik. 2010. **Strength and Stiffness of Circular Concrete-Filled Tubes**. Journal of Structural Engineering.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

- Dilrukshie, David, Tommy. 2017. **Differential Axial Shortening and Its Effects in High Rise Buildings with Composite Concrete Filled Tube Columns**. Construction and Building Materials.
- I Ketut, Made, I Gede. 2017. **Studi Perbandingan Perilaku dan Kinerja Struktur Baja Menggunakan Kolom Komposit *Concrete Encased* dan *Concrete Filled Tube*, serta Non Komposit**. Denpasar : Universitas Udayana.
- Krishan, Troshkina, Chernyshova. 2016. **Efficient Design of Concrete Filled Steel Tube Columns**. Procedia Engineering.
- Marwan, Isdarmanu, 2006. **Buku Ajar : STRUKTUR BAJA I**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS
- Melina, Edoardo, Pier. 2016. **Influence of Modelling of Steel Link Beams on the Seismic Response of EBFs**. Engineering Structures.
- Nidiasari dan Budiono, 2010. **Kajian Numerik Perilaku Link Panjang Dengan Pengaku Diagonal Badan Pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik**. Seminar dan Pameran HAKI.
- Popov, E. P., and C. W. Roeder, 1978. **Design of an Eccentrically Braced Steel Frame**. AISC Engineering Journal. 3rd Quarter, Vol. 15, No. 3.
- Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. **Seismic Eccentrically Braced Frames**. J. Construct. Steel Research.

- Schneider, Kramer, Sarkkinen. 2004. **The Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column Frames**. 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Setiawan, Agus. 2008. **Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD (Berdasarkan SNI 03 – 1729 – 2002)**. Jakarta : Erlangga.
- Sina, Cem. 2017. **A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames**. Journal of Constructional Steel Research.
- Sosrodarsono, Suyono dan Nakazawa, Kazuto. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta : PT Pradnya Paramita.

Halaman ini sengaja dikosongkan.

LAMPIRAN



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Denah Pembalokan
Lantai 1-19

1 : 200

Kode

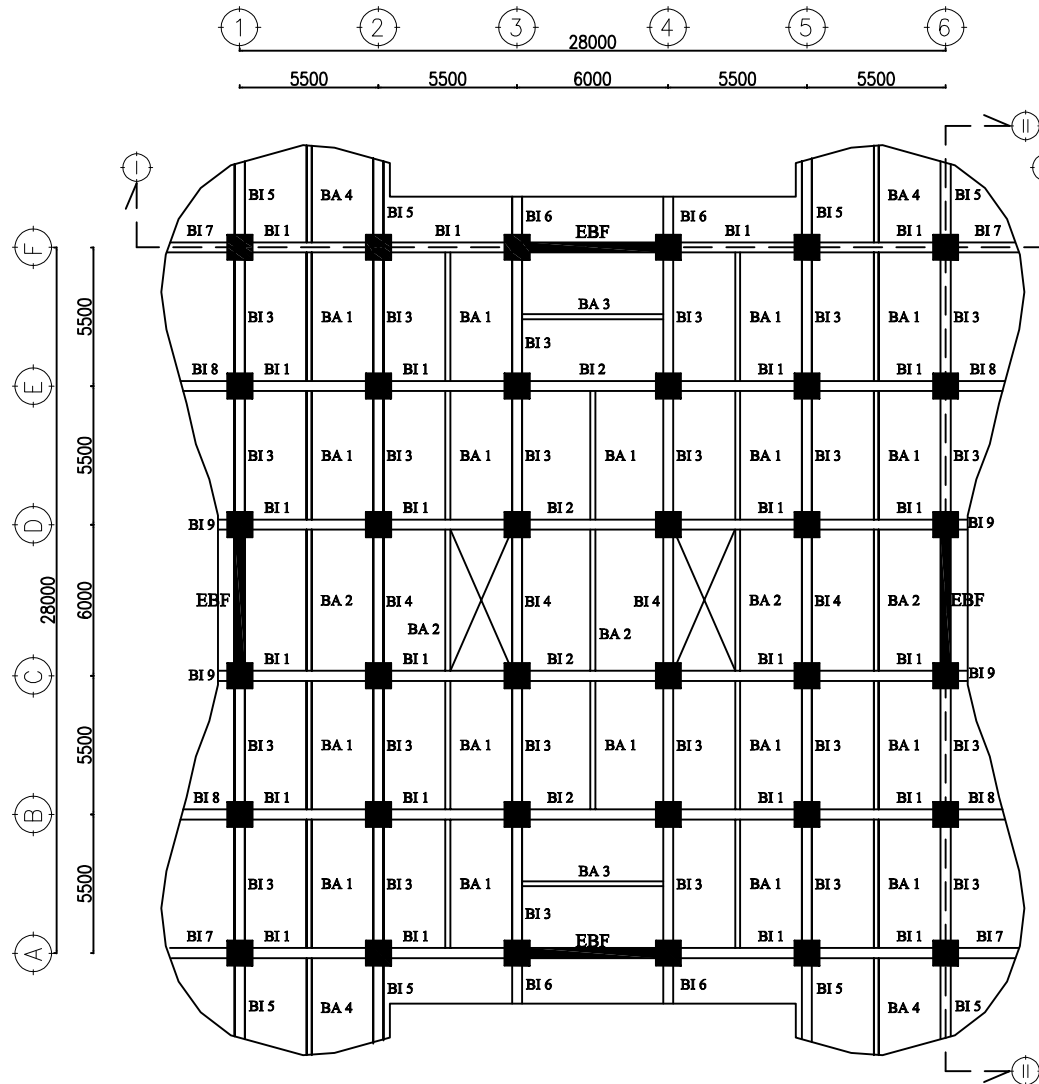
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

1

25



Denah Pembalokan Lt 1 - 19

SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
 GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
 SURABAYA MENGGUNAKAN
 CONCRETE FILLED STEEL TUBE
 (CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
 BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
 STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
 03111540000101

Nama Gambar

Skala

Denah Pembalokan
 Lt. Atap

1 : 300

Kode

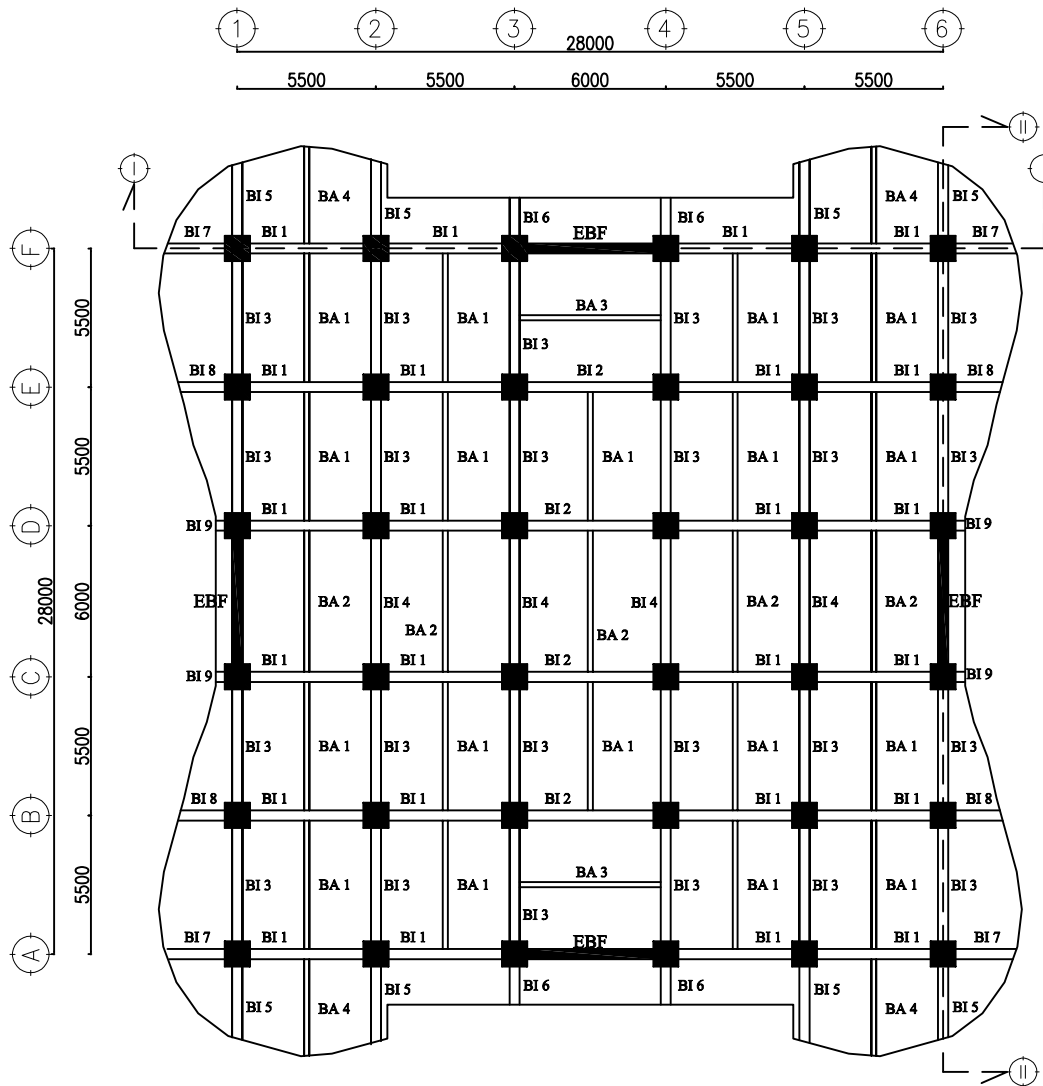
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

2

25



Denah Pembalokan Lt. Atap
 SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelangi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Potongan II-II

1 : 350

Kode

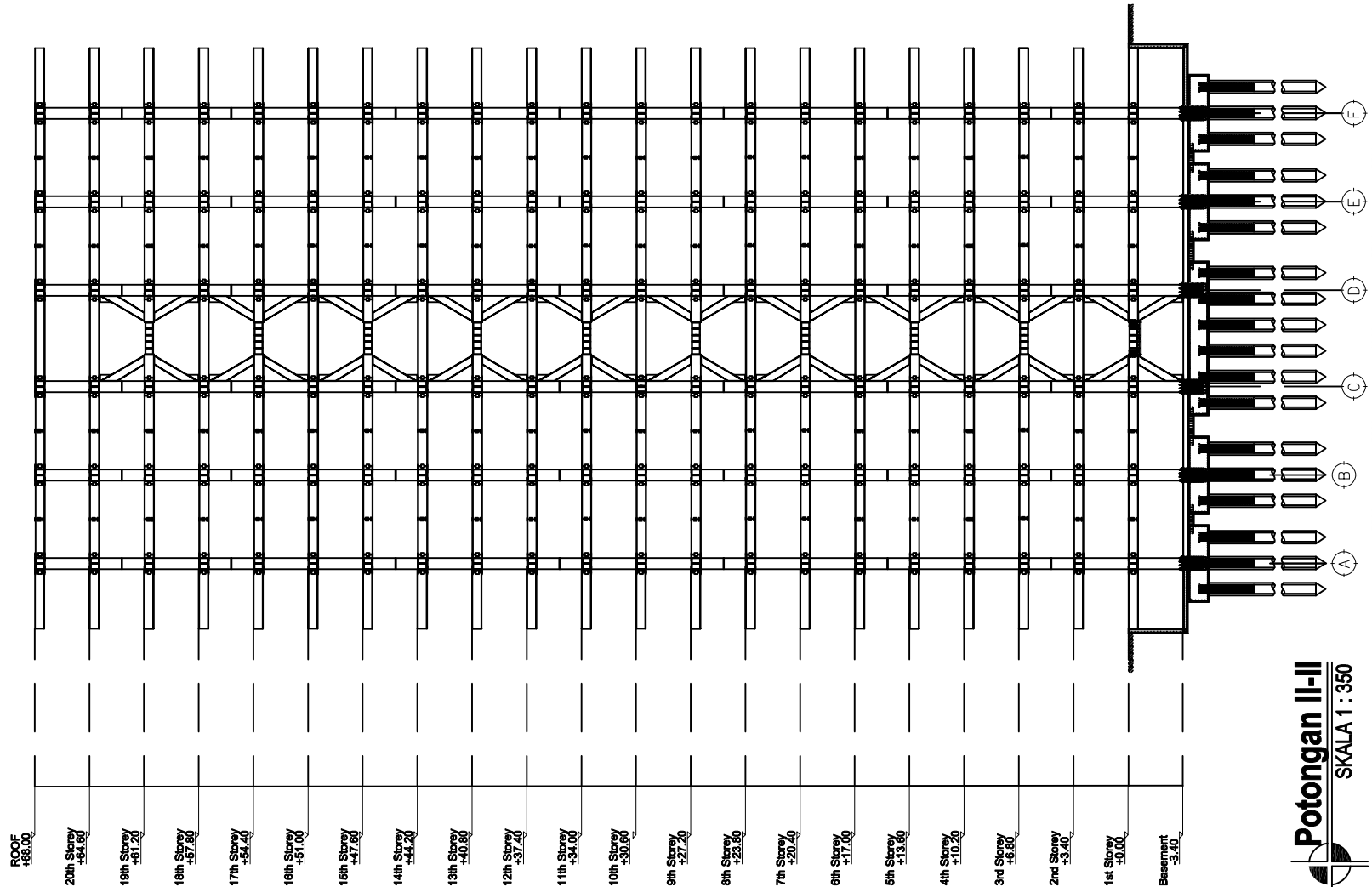
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

3

25





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (95/95 cm)
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)
BA2 = Balok Anak Beton 2 (30/40 cm)
BA3 = Balok Anak Beton 3 (30/40 cm)
SW = Shearwall (t=35 cm)
P = Pelat Beton 1 (t=12 cm)

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Potongan I-I

1 : 350

Kode

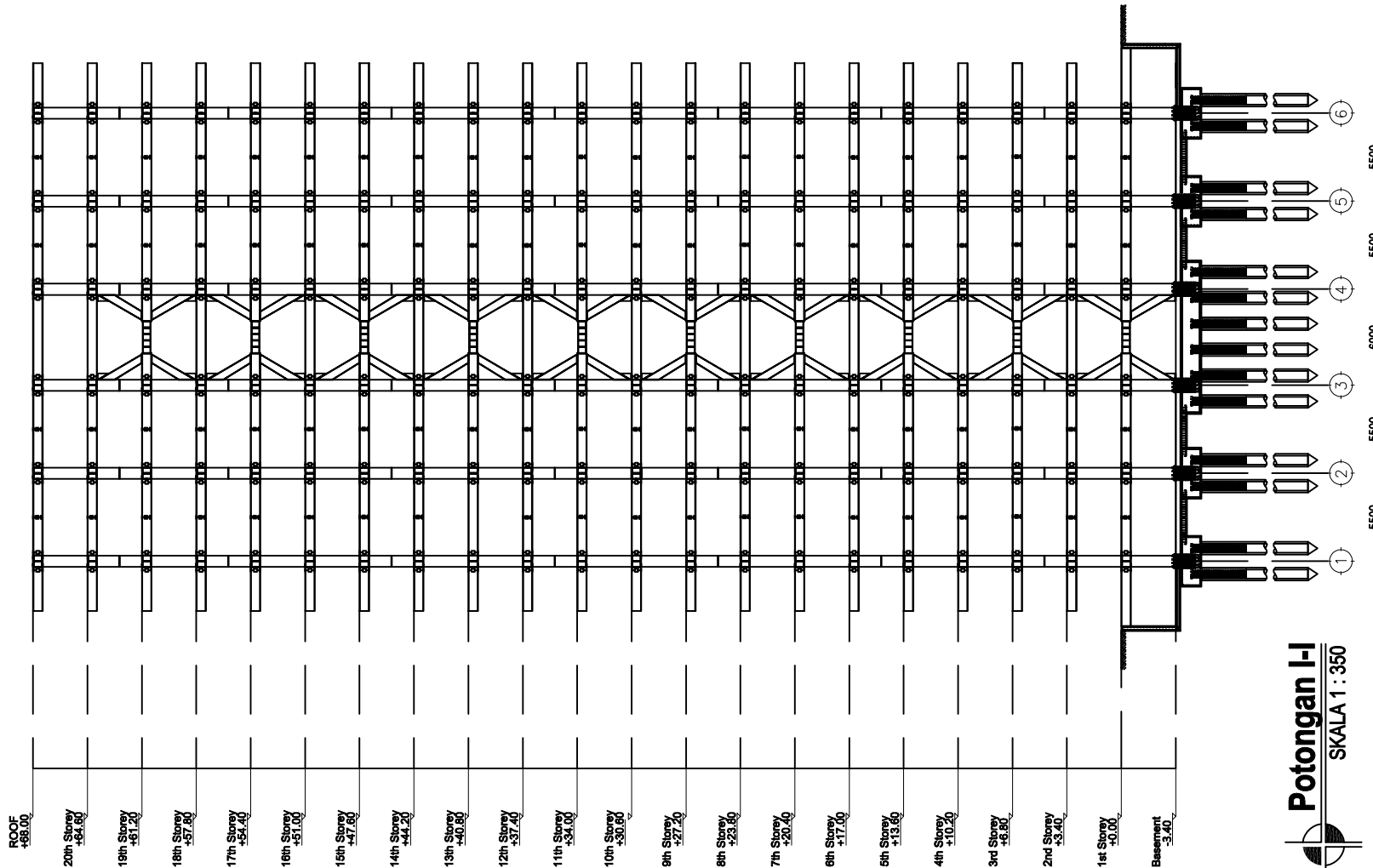
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

4

25



Potongan I-I
SKALA 1 : 350



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Penamaan Pelat
Basement

1 : 300

Kode

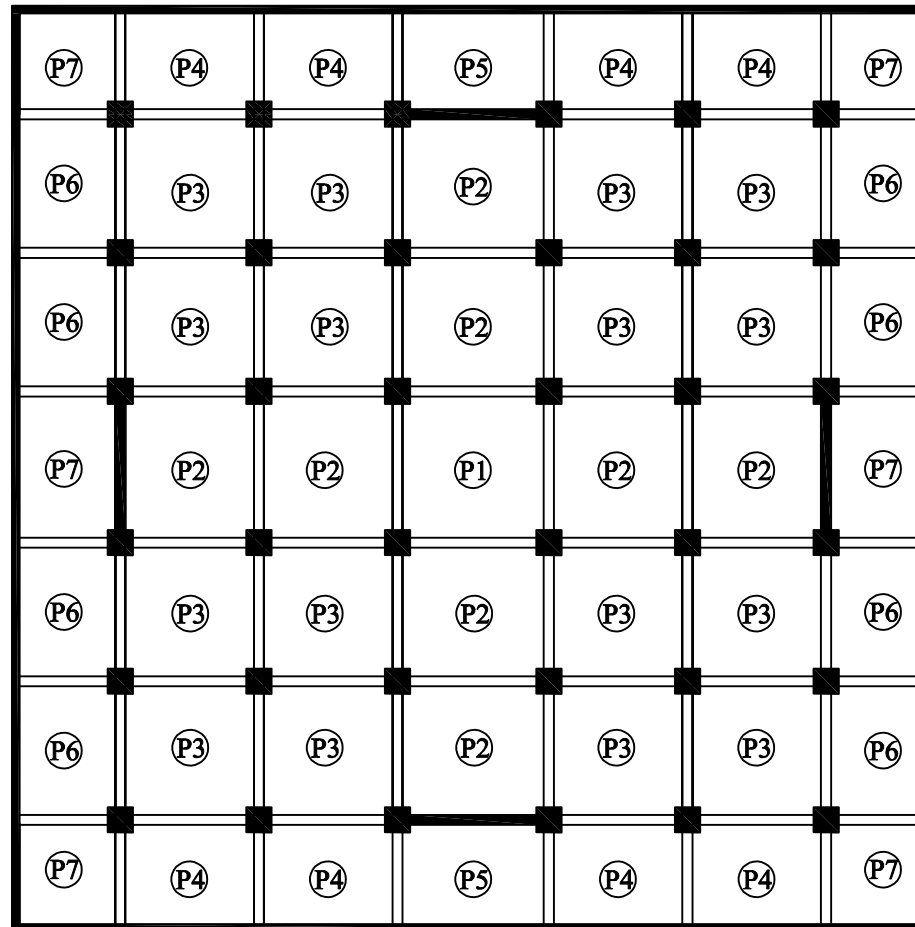
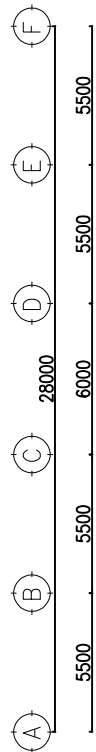
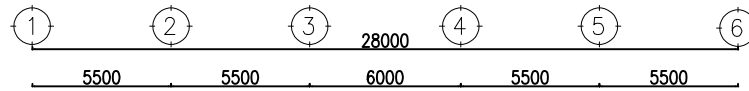
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

5

25



Penamaan Pelat Basement
SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
 STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
 GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
 SURABAYA MENGGUNAKAN
 CONCRETE FILLED STEEL TUBE
 (CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
 BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
 STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
 03111540000101

Nama Gambar

Skala

Penamaan Pelat
 Lantai 1-19

1 : 300

Kode

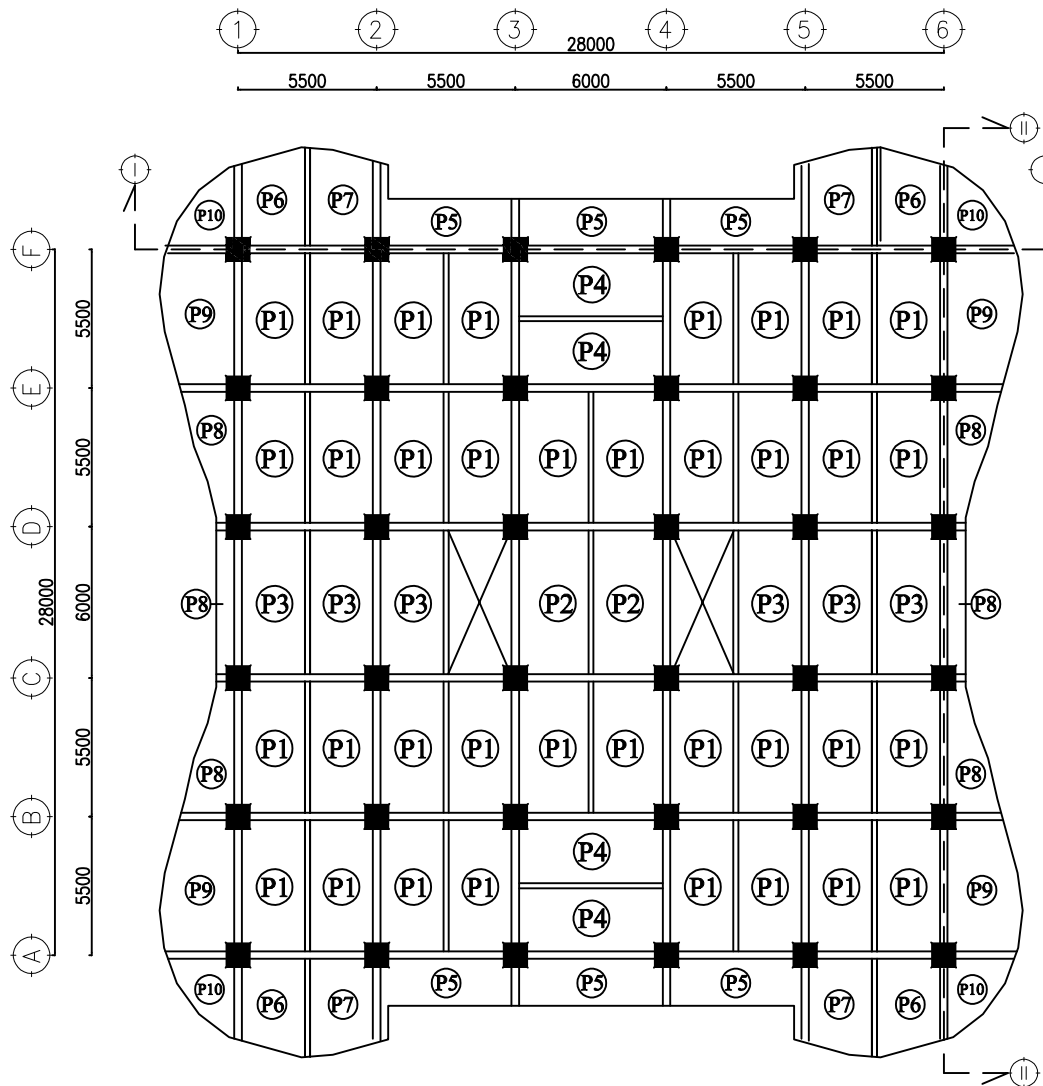
No
 Gambar

Jumlah
 Gambar

STR

6

25



Penamaan Pelat Lantai 1-19
 SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Denah Penulangan
Wiremesh

1 : 300

Kode

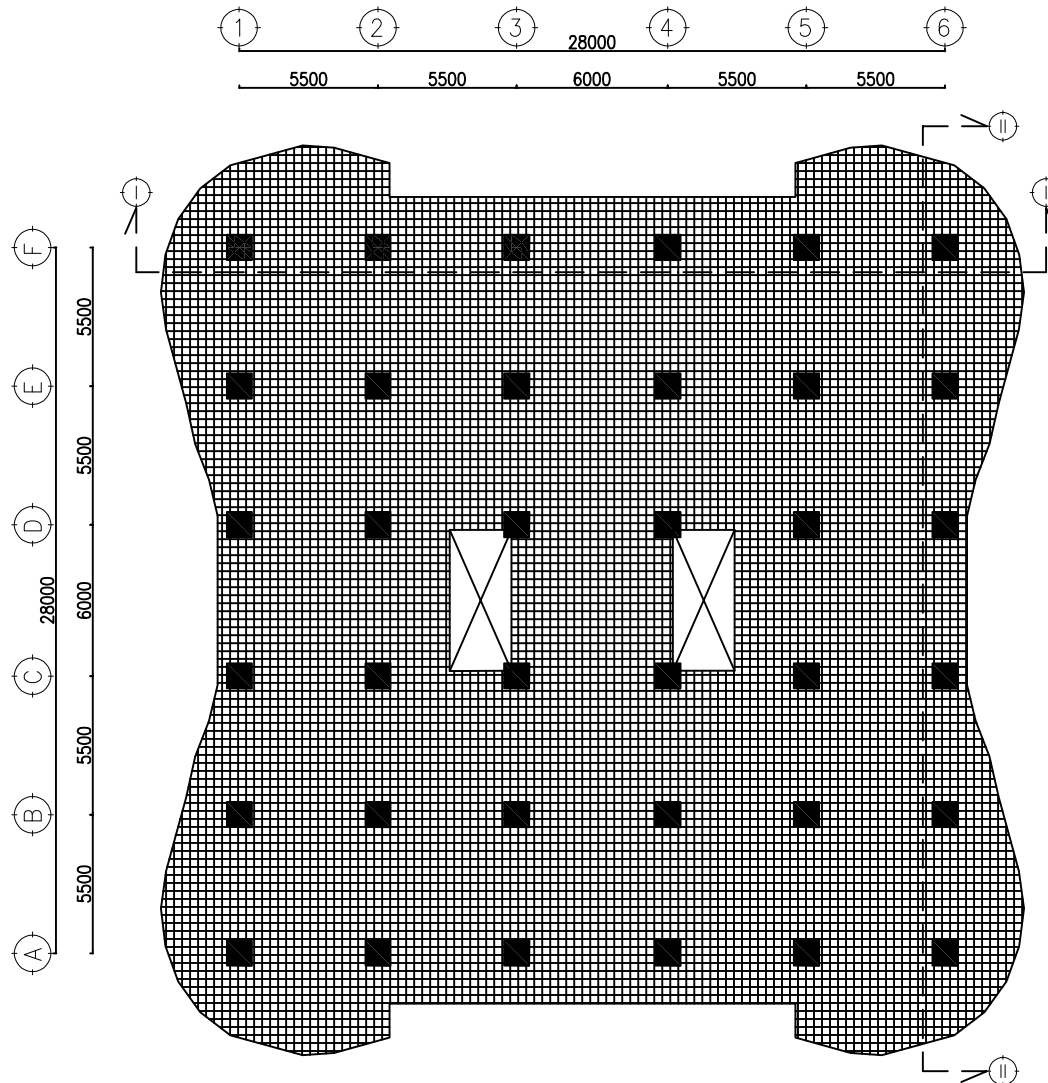
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

7

25



 **Denah Penulangan Wiremesh**
SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
0311154000101

Nama Gambar

Skala

Denah Bondek
(arah)

1 : 200

Kode

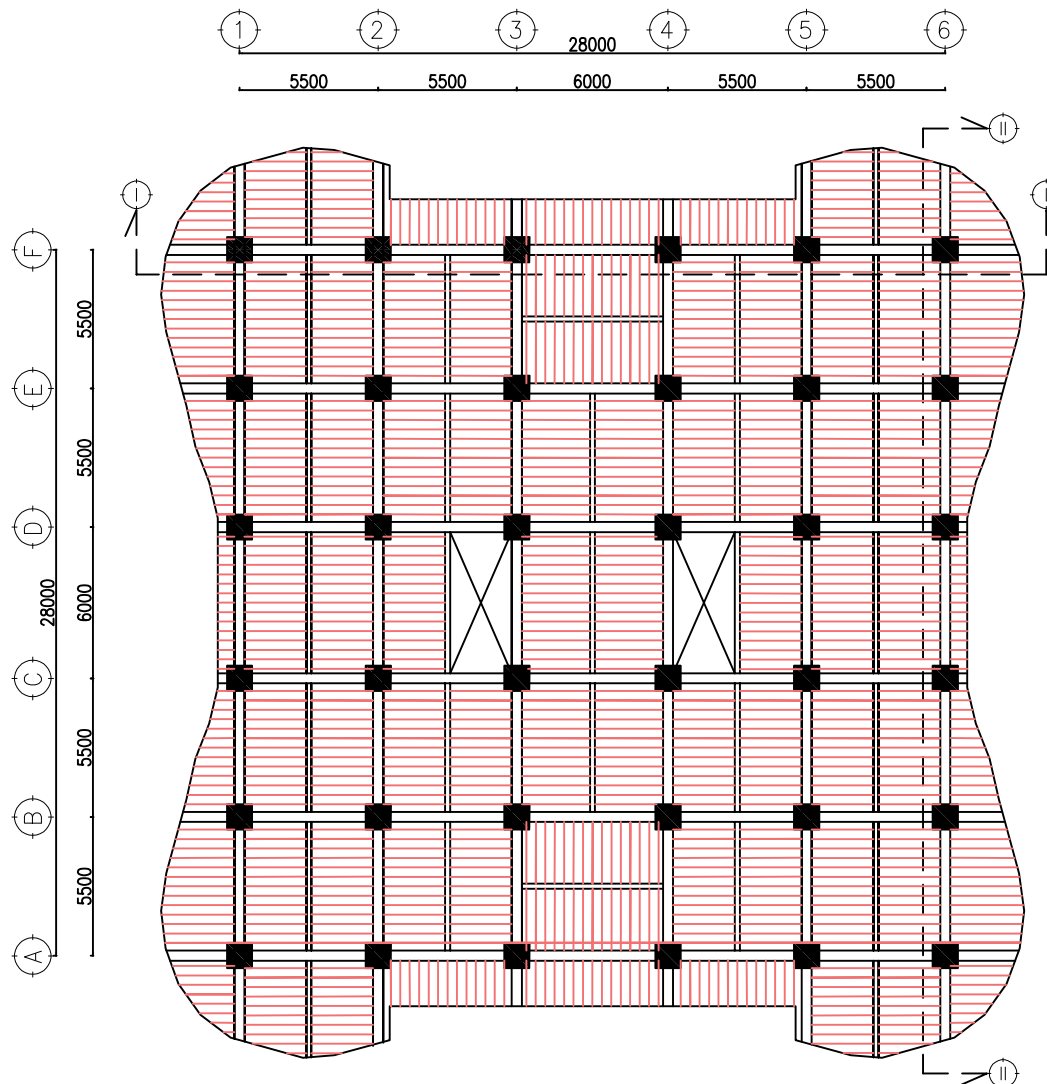
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

8

25



Denah Bondek (Arah)
SKALA 1:200



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelangi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Denah Pondasi dan
Sloof

1 : 200

Kode

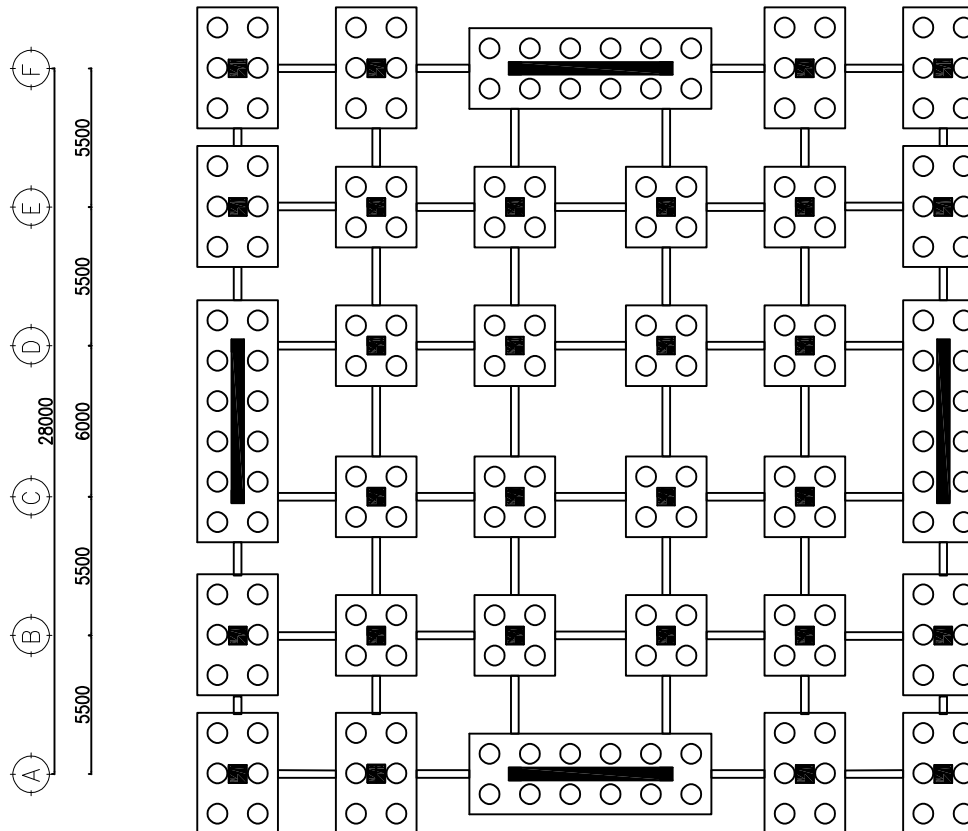
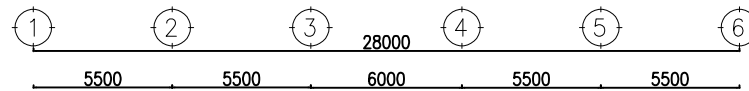
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

9

25



Denah Pondasi dan Sloof
SKALA 1:300



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

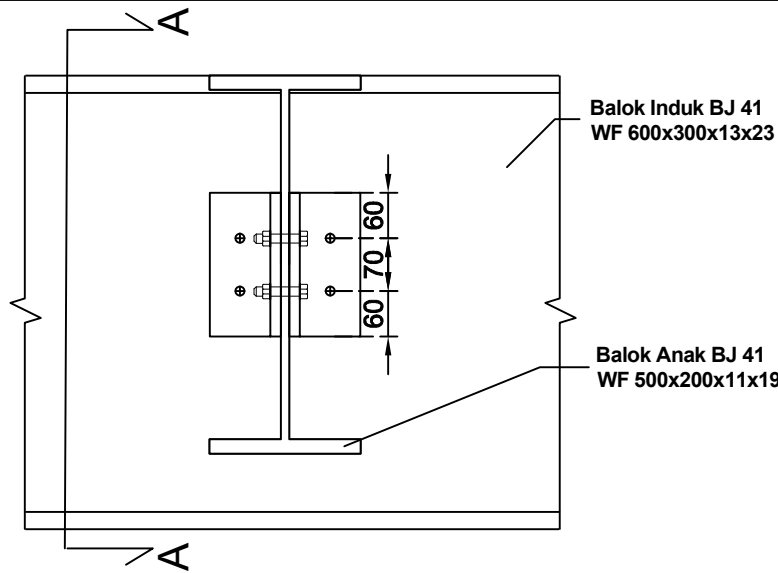
Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

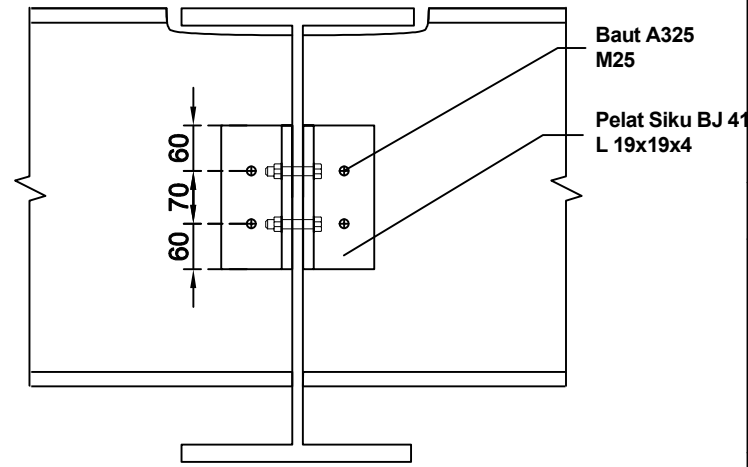
Nama Gambar	Skala
Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk	1 : 10
Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk	1 : 10
Potongan A-A	1 : 10
Potongan B-B	1 : 10

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	10	25



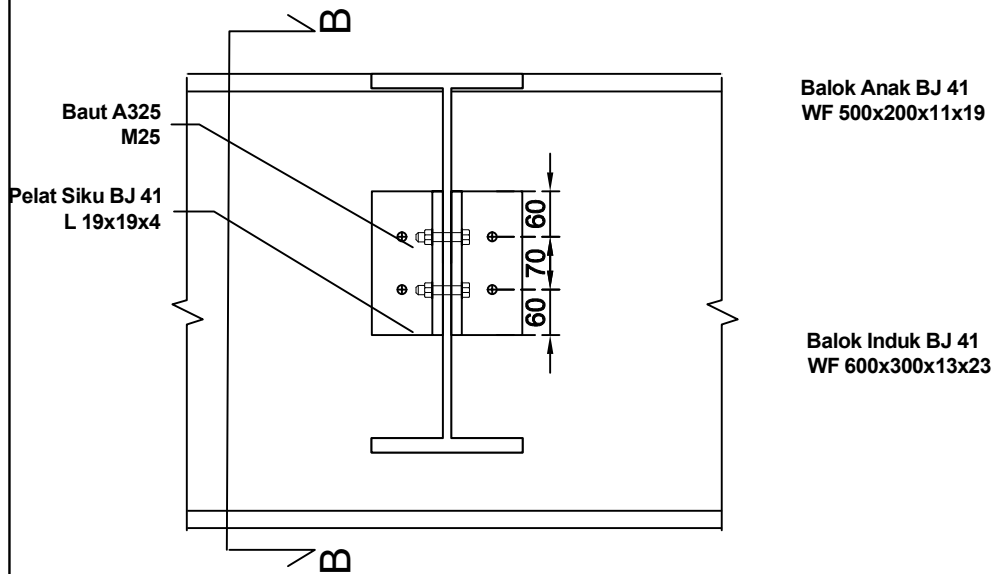
Sambungan Balok Anak Lantai ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



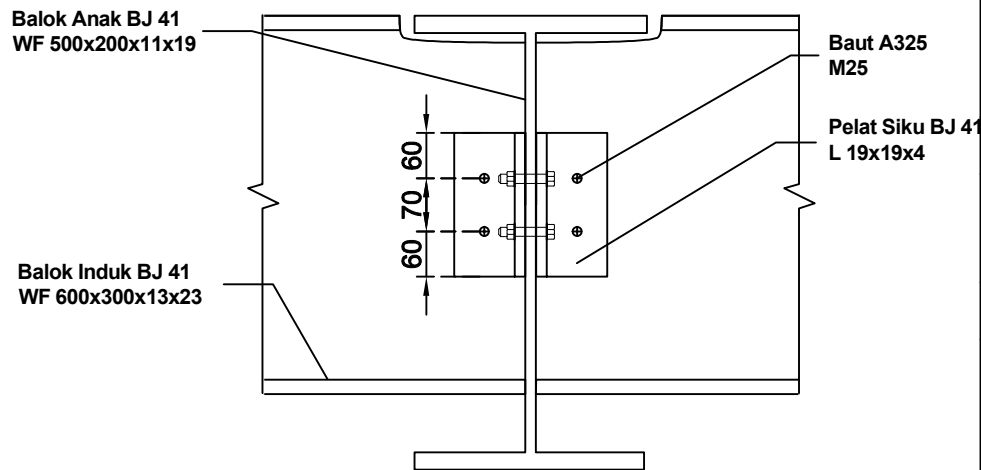
Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Sambungan Balok Anak Atap ke Balok Induk

SKALA 1 : 10



Potongan B-B

SKALA 1 : 10



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Denah Tangga

1 : 15

Potongan A-A

1 : 50

Kode

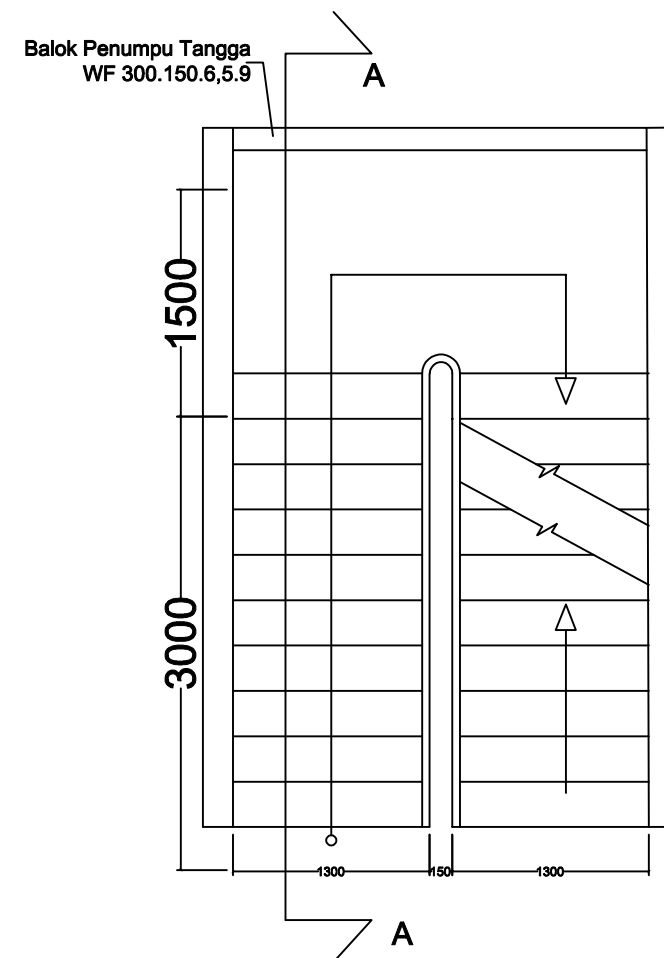
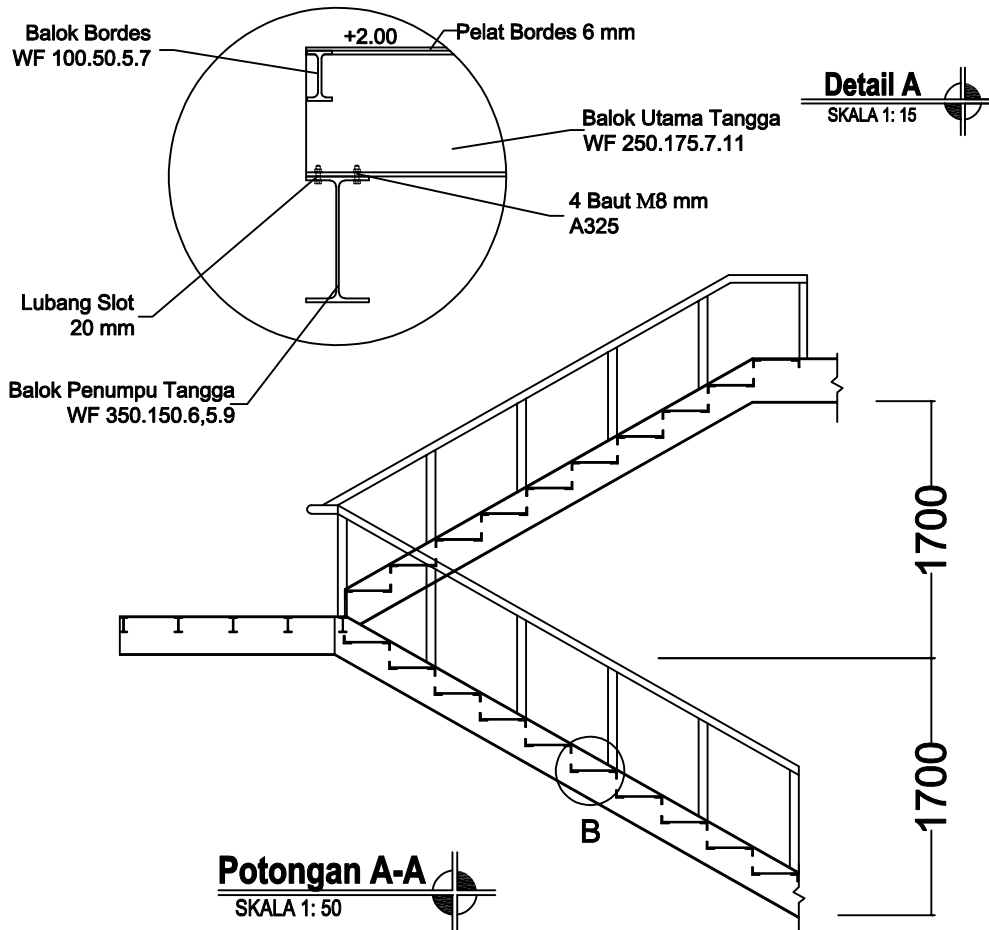
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

11

25





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Sambungan Kolom

1 : 20

Poyongan A-A

1 : 20

Kode

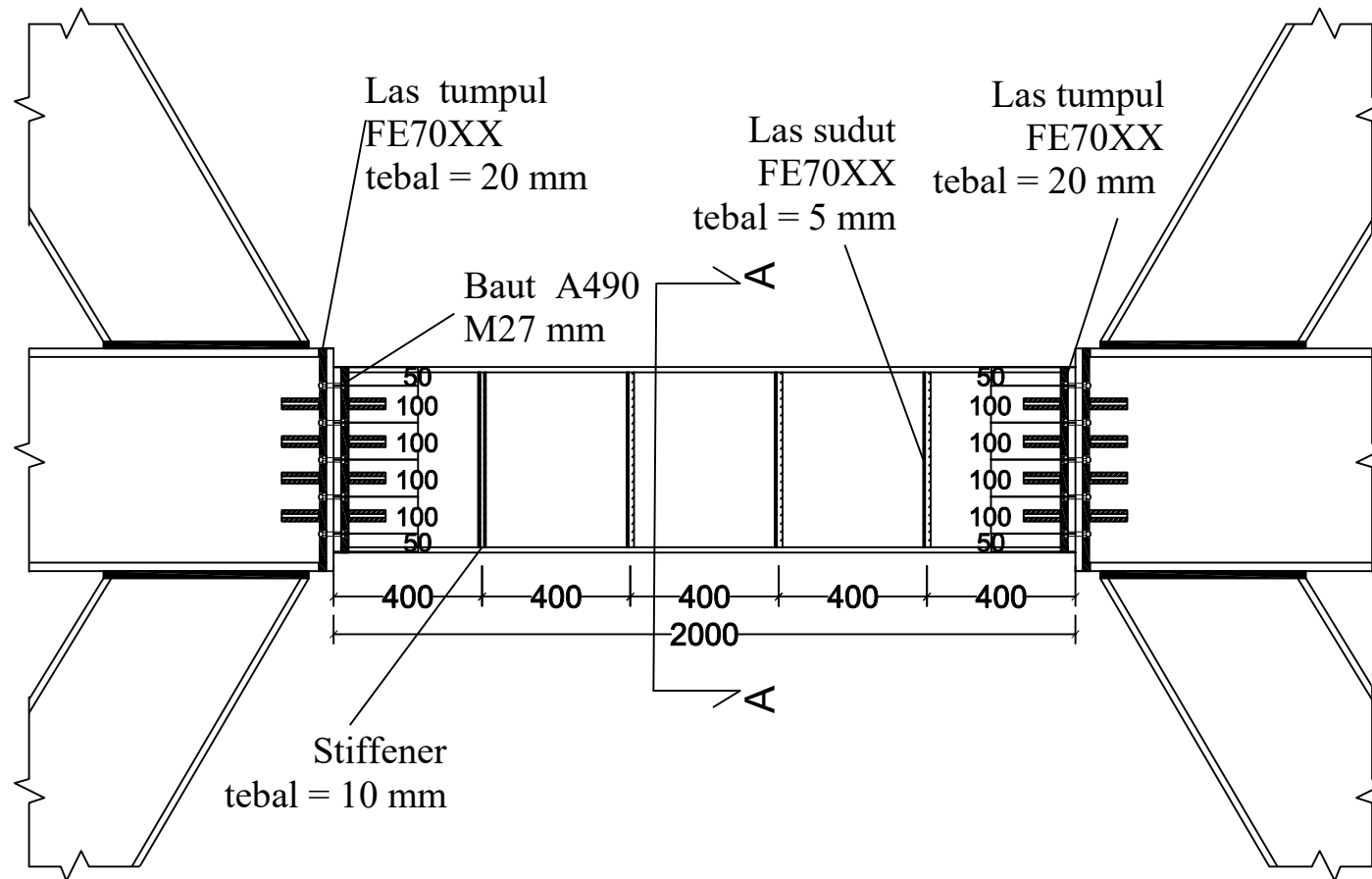
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

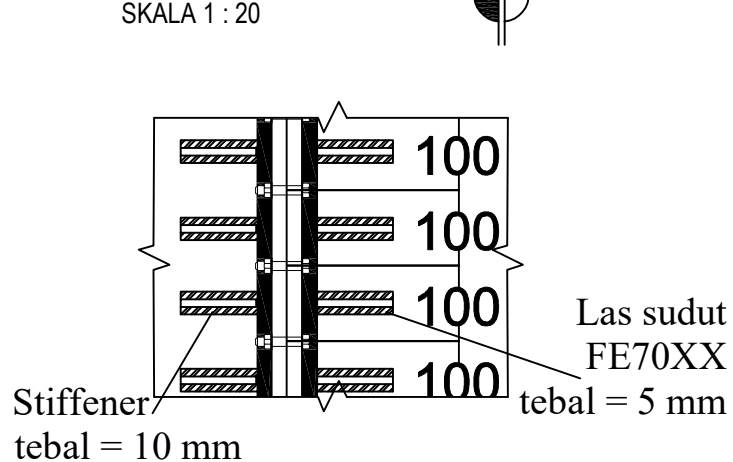
12

25



Sambungan Kolom

SKALA 1 : 20



Las sudut
FE70XX
tebal = 5 mm

Pelat stiffener BJ41
tebal = 10 mm

Potongan A-A

SKALA 1 : 20



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Detail Bracing

1 : 20

Sambungan Bracing
dengan Kolom

1 : 20

Sambungan Bracing
dengan Balok

1 : 20

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

13

25

Kolom CFT
700x700x40

Balok Link BJ41
WF 500x200x10x14

Bracing BJ41
WF 500x200x11x19

Balok Induk BJ41
WF 600x300x13x23

Detail Bracing

SKALA 1 : 20

Las tumpul
FE70XX
tebal = 19 mm

Las tumpul
FE70XX
tebal = 19 mm

Potongan WF
500x200x11x19
BJ41

Las tumpul
FE70XX
tebal = 19 mm

Sambungan Bracing dengan Kolom

SKALA 1 : 20

Las tumpul
FE70XX
tebal = 19 mm

Sambungan Bracing dengan Balok

SKALA 1 : 20



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Balok Induk
Memanjang

1 : 30

Potongan A-A

1:10

Potongan B-B

1:10

Kode

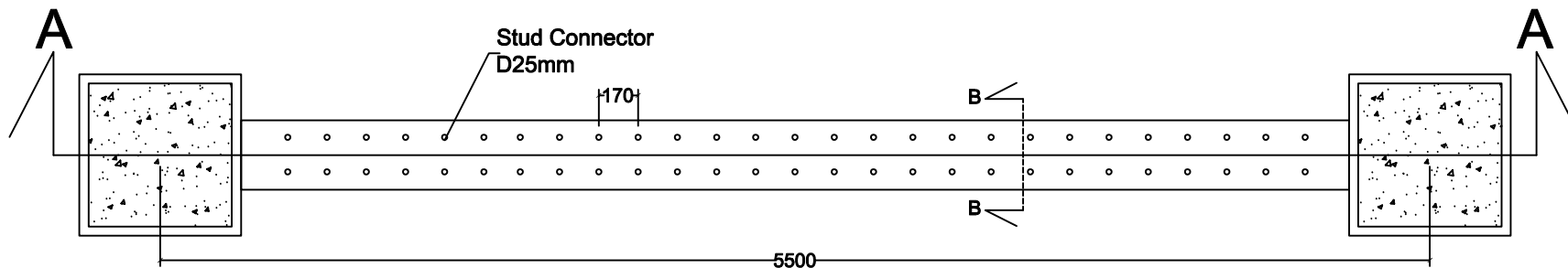
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

14

25



Balok Induk Memanjang

SKALA 1 : 30

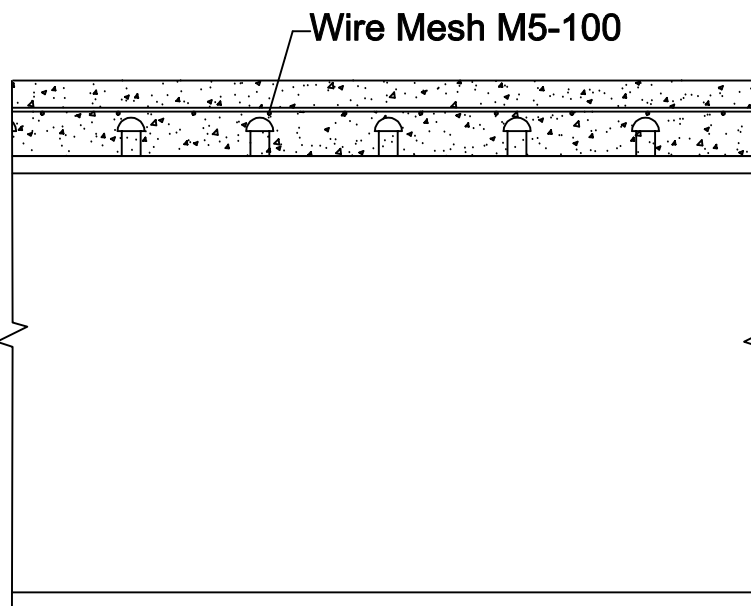


Stud Connector
D25mm

WF 600.300.14.23

Potongan A-A

SKALA 1 : 10



Wire Mesh M5-100

WF 600.300.14.23

Potongan B-B

SKALA 1 : 10



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelangi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Sambungan balok
Induk

1 : 20

Potongan A-A

1 : 20

Kode

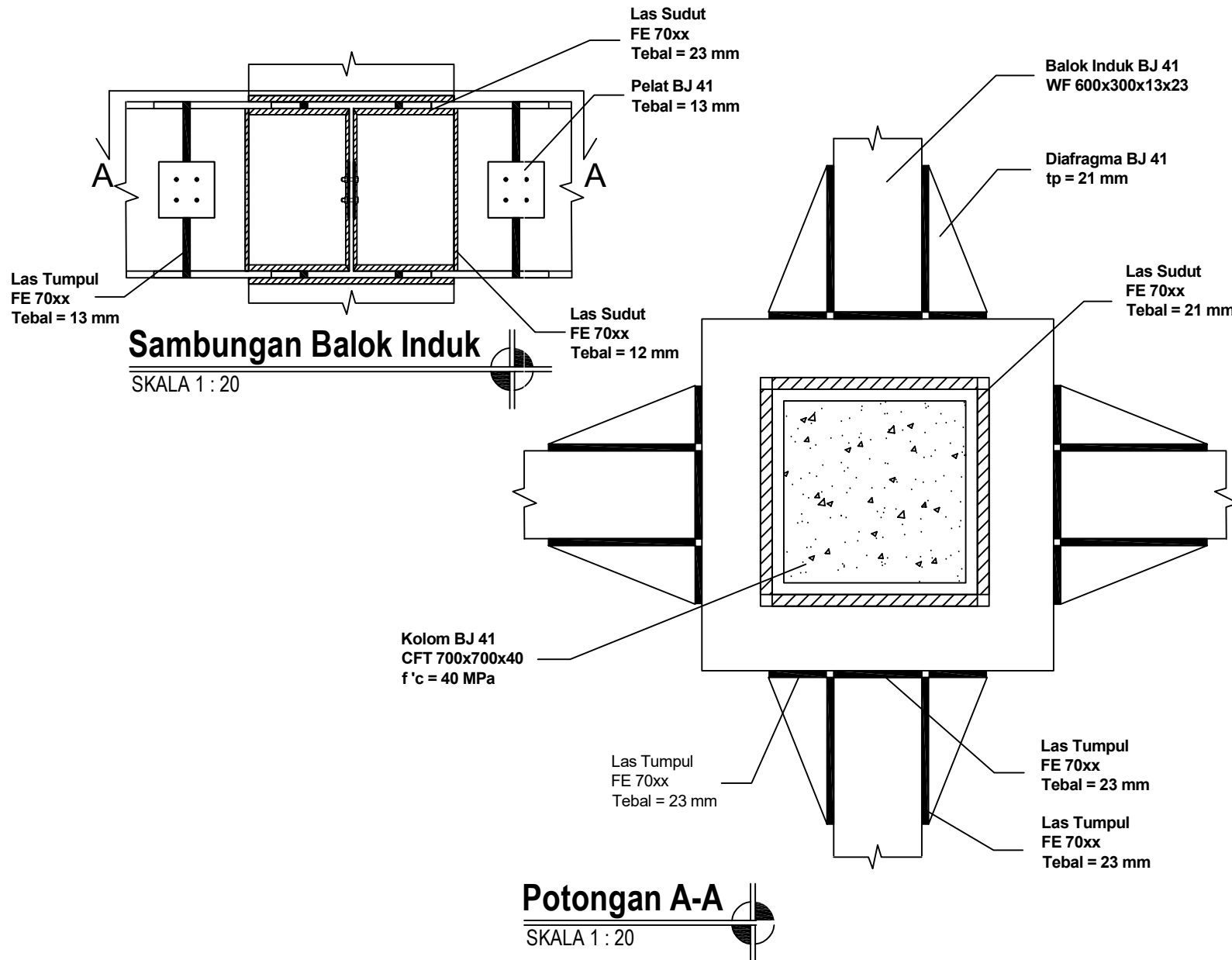
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

15

25





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

K1 = Kolom Beton 1 (95/95 cm)
BI1 = Balok Induk Beton 1 (40/60 cm)
BA1 = Balok Anak Beton 1 (30/40 cm)
BA2 = Balok Anak Beton 2 (30/40 cm)
BA3 = Balok Anak Beton 3 (30/40 cm)
SW = Shearwall (t=35 cm)
P = Pelat Beton 1 (t=12 cm)

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Sambungan Kolom

1 : 20

Potongan A-A

1 : 20

Potongan B-B

1 : 20

Kode

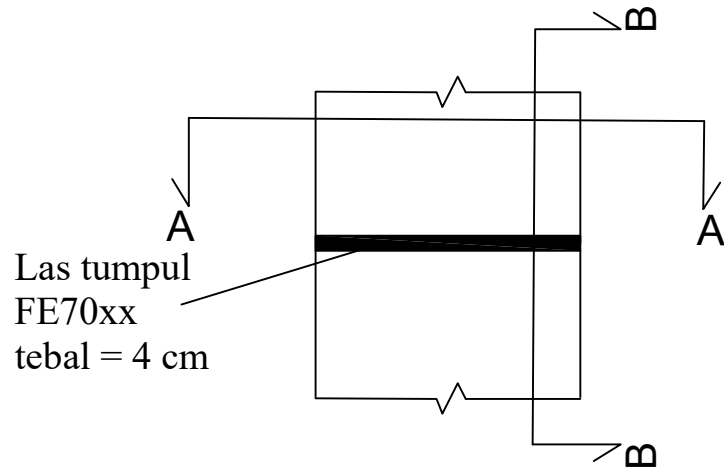
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

16

25



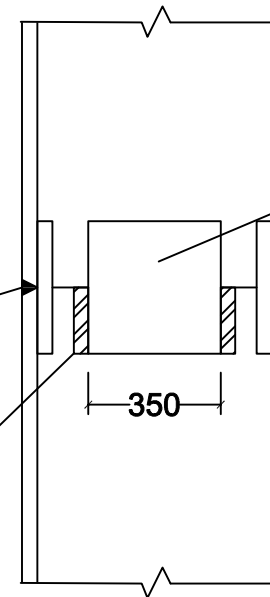
Las tumpul
FE70xx
tebal = 4 cm

Sambungan Kolom

SKALA 1 : 20

Las tumpul
FE70xx
tebal = 4 cm

Las sudut
FE70xx
tebal = 3,8 cm



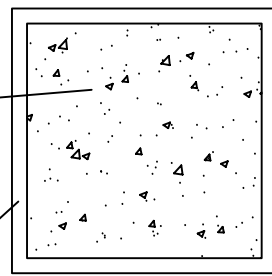
Pelat BJ41
tebal = 4 cm

Potongan B-B

SKALA 1 : 20

Beton
 $f_c' = 40$ MPa

700



700

Potongan A-A

SKALA 1 : 20

Super Hot Columns
700x700x40
BJ 41



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Baseplate

1 : 15

Potongan A-A

1 : 15

Kode

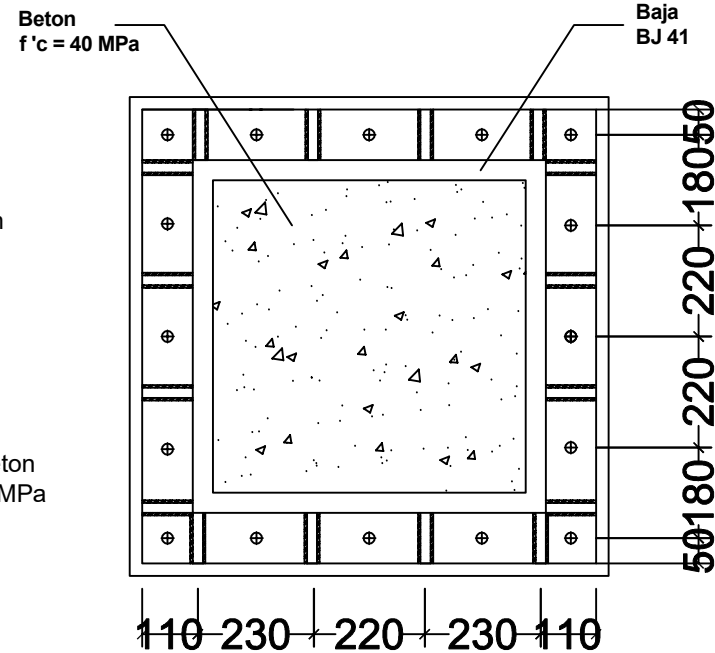
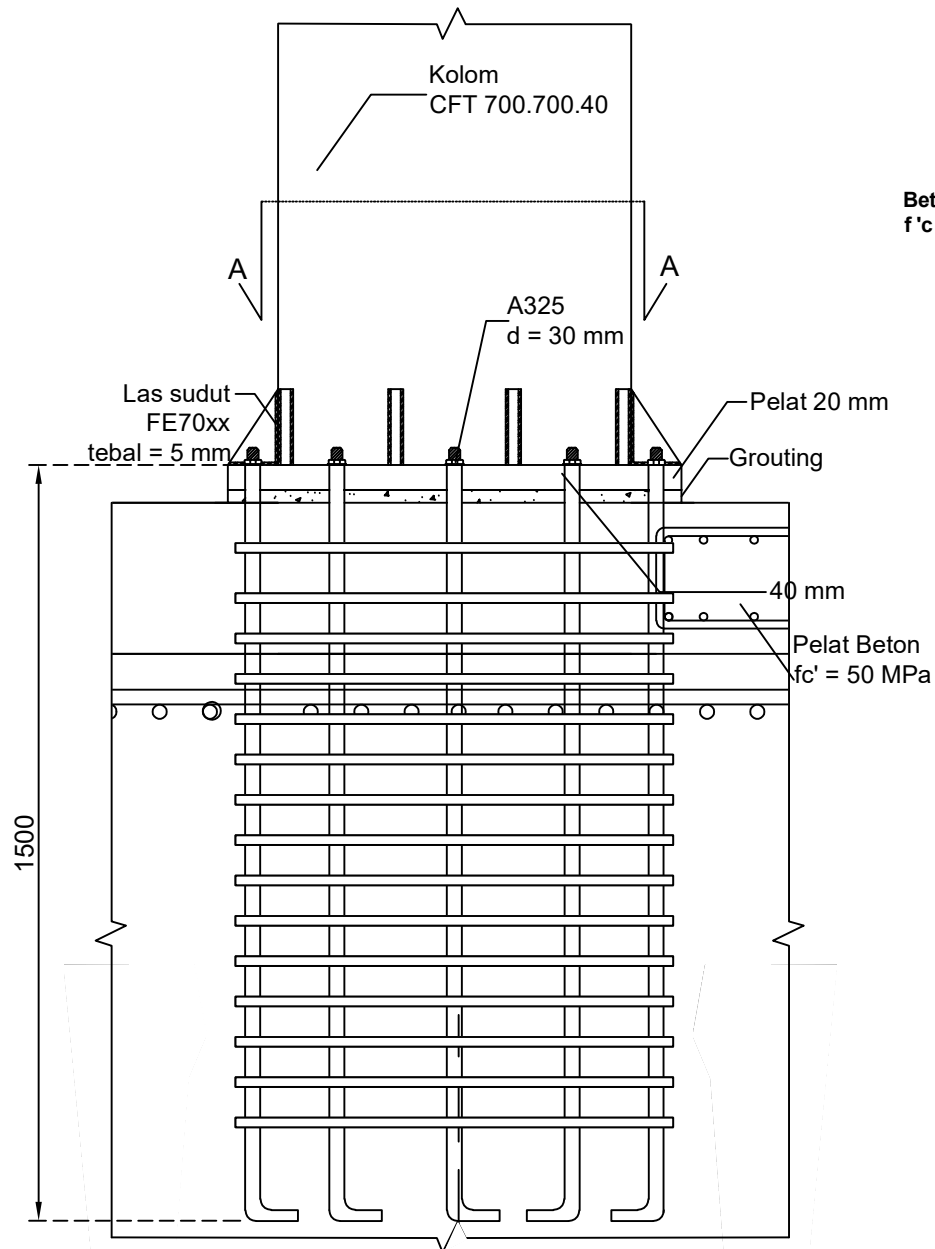
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

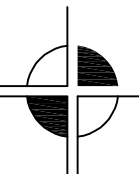
17

25



Potongan A-A

SKALA 1 : 15





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelangi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Potongan
Basement

1 : 50

Kode

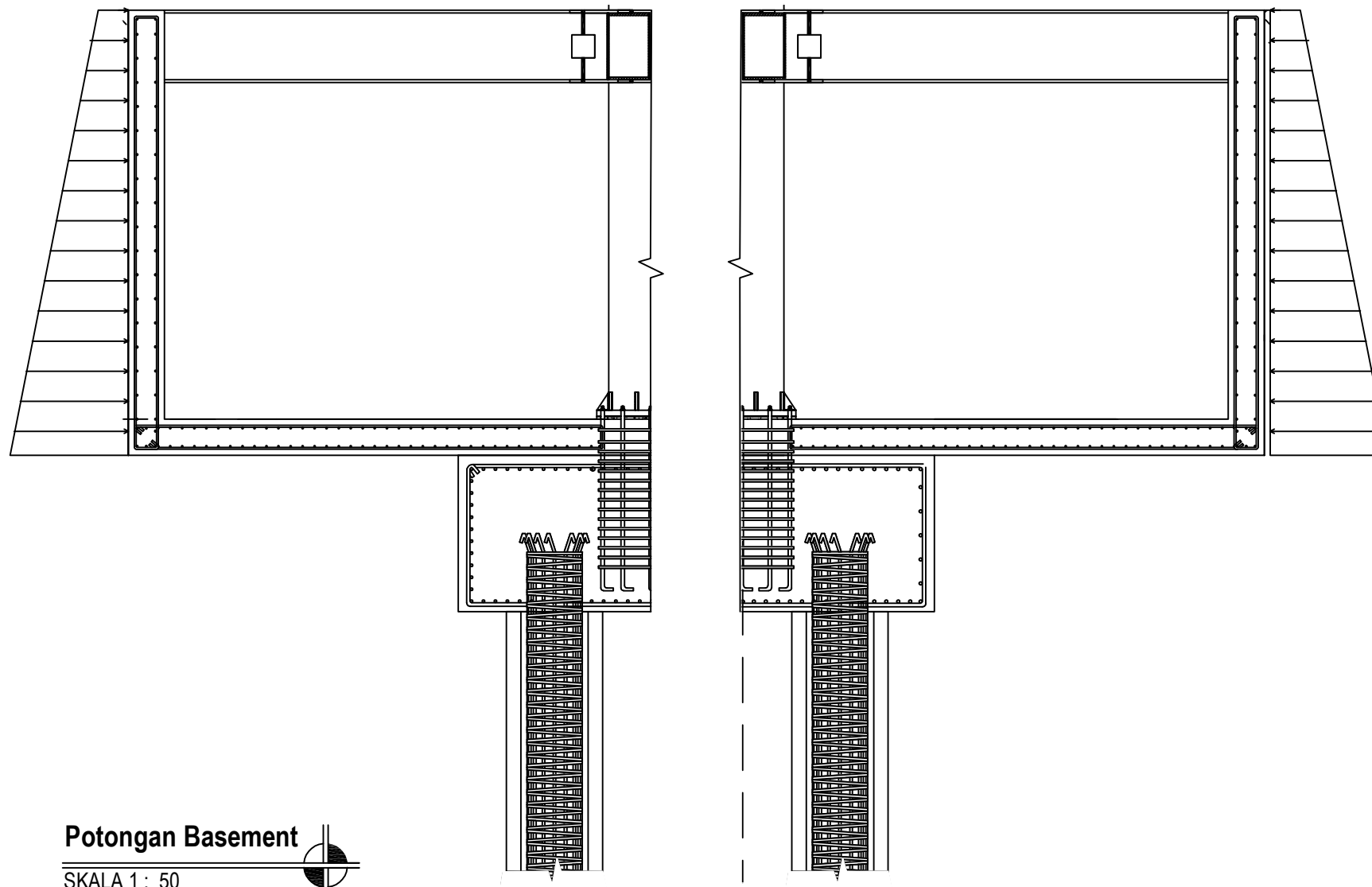
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

18

25



Potongan Basement

SKALA 1 : 50



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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Detail Pelat
Basement

1 : 50

Kode

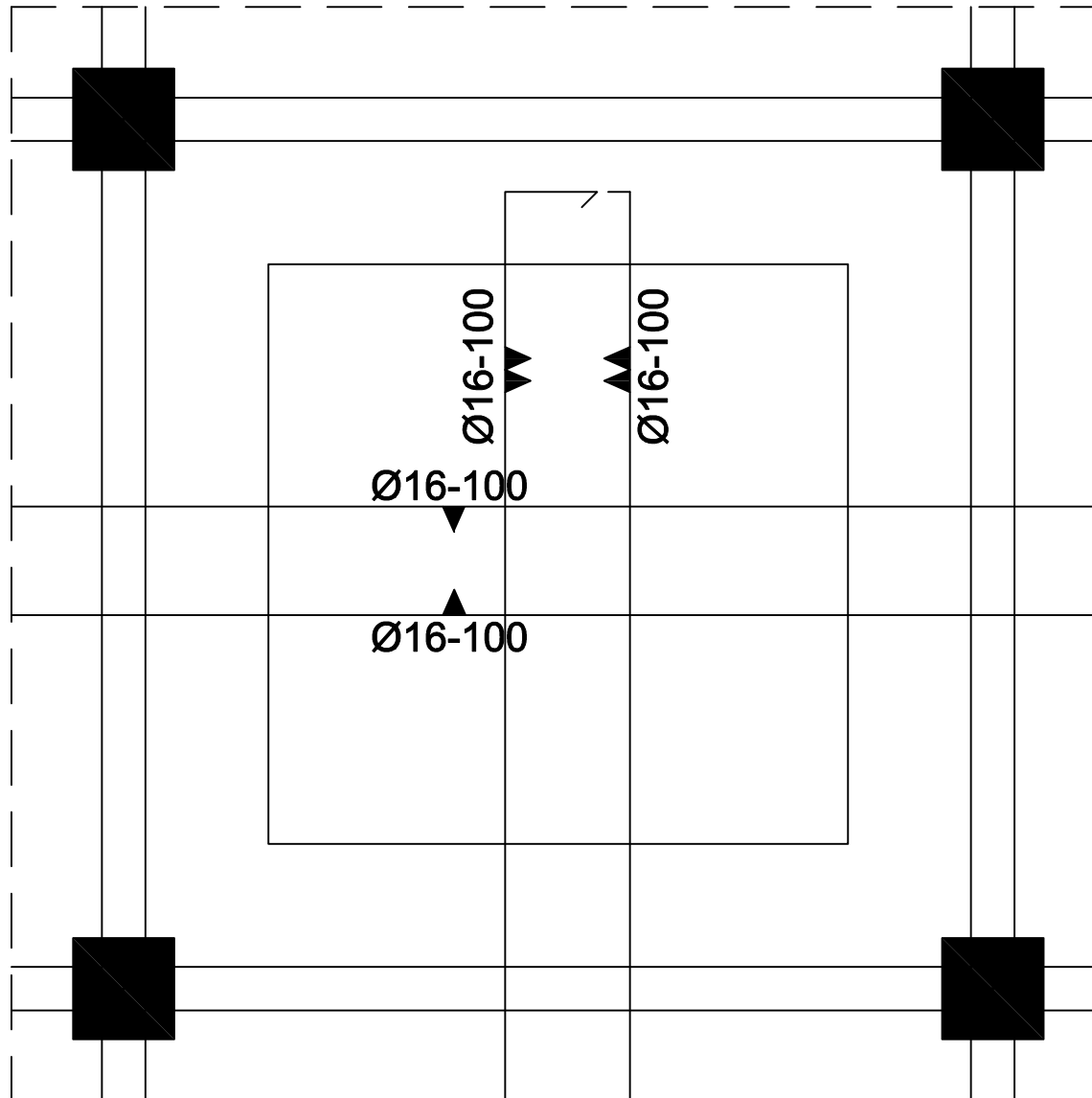
No
Gambar

Jumlah
Gambar

STR

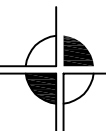
19

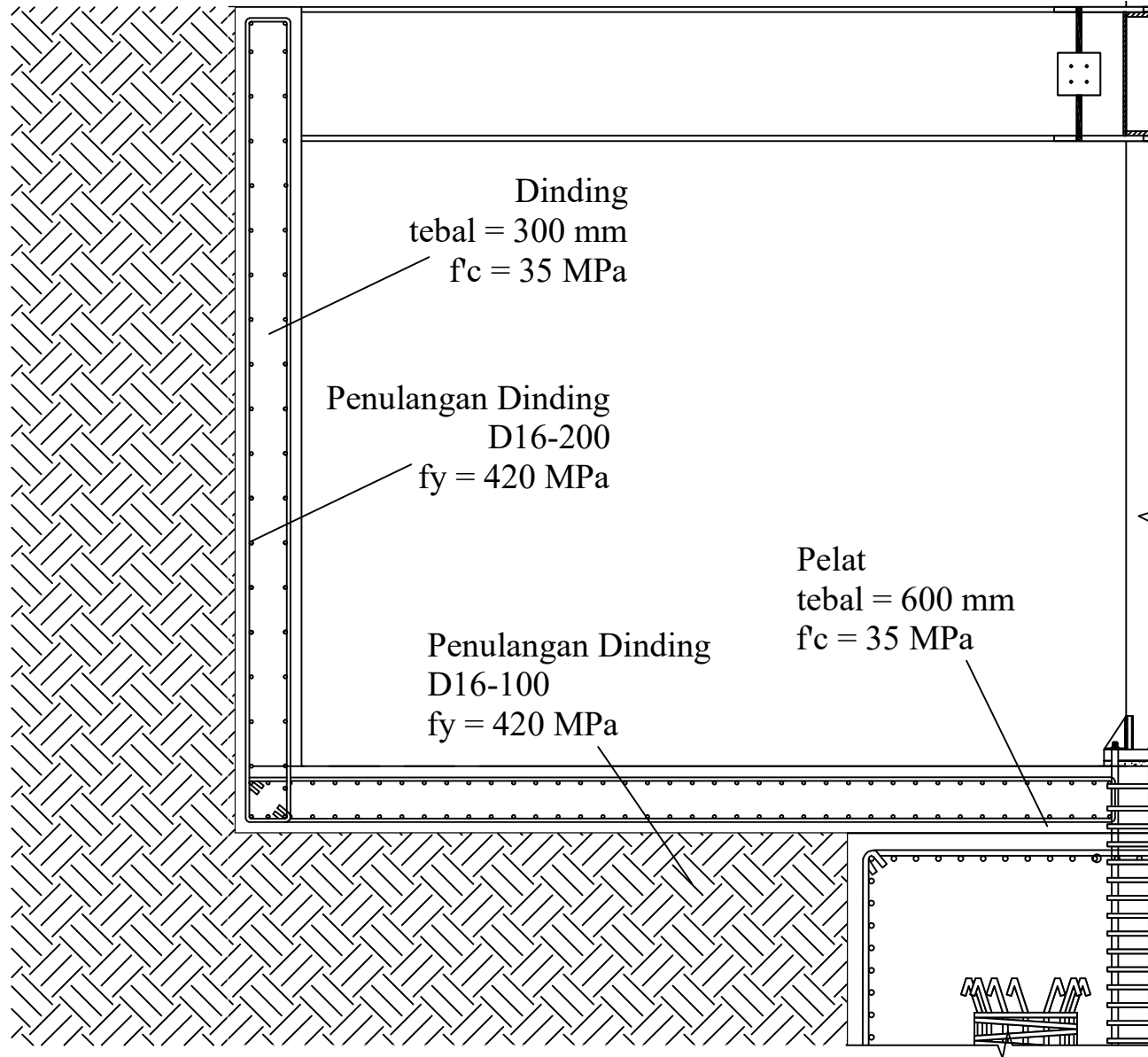
25



Detail Pelat Basement

SKALA 1 : 50





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

Judul Tugas Akhir

MODIFIKASI PERENCANAAN
STRUKTUR GEDUNG APARTEMEN
GRAND DHARMAHUSADA LAGOON
SURABAYA MENGGUNAKAN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE
(CFT) DENGAN SISTEM RANGKA
BRESING EKSENTRIS TIPE TWO
STORY X BRACED

Dosen Pembimbing

Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Pelanggi Shafira Maharani
03111540000101

Nama Gambar

Skala

Penulangan Dinding
dan Pelat
Basement

1 : 30

Kode

No
Gambar

Jumlah
Gambar

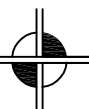
STR

20

25

Penulangan Dinding dan Pelat Basement

SKALA 1 : 30





DRILLING LOG

KLIEN = PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	TIBE BOR = ROTARY DRILLING	Remarks.
NAMA PROYEK = PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	TANGGAL MULAI = 11 DESEMBER 2012	UD = Undisturb Sample
TTTIK BOR = BH-1	TANGGAL SELESAI = 14 DESEMBER 2012	CS = Core Sample
MUKA AIR TANAH = ± 0.00 m	MASTER BOR = HARNO	SPT = SPT Test
LOKASI PROYEK = KM. 7 + 100		

Scale in m	Elevation (LWS) in m	Depth in m	Thickness in m	Legend	Type of Soil	Colour	Relative Density or Consistency	General Remarks	UD / CS		SPT TEST		Standard Penetration Test									
									Depth in m	Sample Code	Depth in m	Sample Code	N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value					
														15 cm	15 cm	15 cm						
0.00	0.00							START OF BORING														
1.00	-1.00				SIRTU	ABU-ABU																
2.00	-2.00				LEMPUNG BERPASIR BERKERIKIL	COKLAT																
3.00	-3.00				LEMPUNG LANAU	ABU-ABU	VERY SOFT	SPT = 0 s/d 1			-3.00	SPT 1	0	0	0	0	0	0				
4.00	-4.00																					
5.00	-5.00																					
6.00	-6.00														-6.00	SPT 2	1	0	0	0	1	1
7.00	-7.00														-6.50							
8.00	-8.00										-7.50	UD 01										
9.00	-9.00										-8.00											
10.00	-10.00										-9.00	SPT 3	1	0	0	0	1	1				
11.00	-11.00										-9.50											
12.00	-12.00										-12.00	SPT 4	1	0	0	0	1	1				
13.00	-13.00										-12.50											
14.00	-14.00																					
15.00	-15.00										-15.00	SPT 5	2	0	1	1	1	2				
16.00	-16.00										-15.50	UD 02										
17.00	-17.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR HALUS BERKULIT KERANG		SOFT	SPT = 2 s/d 3			-16.00											
18.00	-18.00										-18.00	SPT 6	3	0	1	2	2	3				
19.00	-19.00										-18.50											
20.00	-20.00										-21.00	SPT 7	10	2	4	6	6	10				
21.00	-21.00				LEMPUNG						-21.50											
22.00	-22.00																					
23.00	-23.00				LEMPUNG BERKERIKIL	ABU-ABU GELAP					-23.50	UD 03										
24.00	-24.00										-24.00											
25.00	-25.00										-24.50	SPT 8	20	4	8	12	12	20				
26.00	-26.00																					
27.00	-27.00				LEMPUNG	ABU-ABU	STIFF TO VERY STIFF	SPT = 10 s/d 29			-27.00	SPT 9	26	5	11	15	15	26				
28.00	-28.00										-27.50											
29.00	-29.00					ABU-ABU KECOKLATAN																
30.00	-30.00										-30.00	SPT 10	29	5	12	17	17	29				
31.00	-31.00				LEMPUNG BERLANAU	COKLAT	VERY STIFF	SPT = 29			-30.50											
32.00	-32.00				PASIR BERLANAU		HARD	SPT = 50			-31.50	UD 04										
33.00	-33.00				LANAU BERPASIR						-32.00											
34.00	-34.00										-33.00	SPT 11	> 50	13	21	32	32	50				
											-33.50											



REKAP HASIL TEST

KLIEN : PT. PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)
PROYEK : JALAN TOL SURABAYA - GRESIK
LOKASI : KM 7 + 100

POINT : BH-1
MASTER BOR : HARNO
DATE : 21 DESEMBER 2012

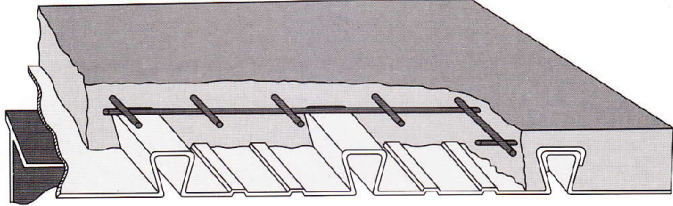
DEPTH (Meter)	VOLUMETRI + GRAVIMETRY								CONSOLIDATION		
	Gs	e	Sr	Wc	n	γ_t	γ_d	γ_{sat}	Pp	Cc	Cv
-8.00	2.632	1.435	97.230	53.01	58.93	1.654	1.081	1.670	1.31	0.92	8.85E-04
-16.00	2.739	1.378	100.000	50.31	57.95	1.731	1.152	1.731	1.07	0.81	8.12E-04
-24.00	2.714	1.314	100.000	48.42	56.78	1.741	1.173	1.741	*	*	*
-32.00	2.679	1.275	100.000	47.59	56.04	1.738	1.178	1.738	*	*	*
-39.00	2.742	1.328	100.000	48.43	57.04	1.748	1.178	1.748	*	*	*

DEPTH (Meter)	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
	G	S	S+Cl	LL	PL	IP	ϕ	C	Cu	
-8.00	0.00	8.34	91.66	64.66	31.84	32.82	0	*	0.060	*
-16.00	0.00	23.33	76.67	50.91	29.65	21.26	0	*	0.124	*
-24.00	0.00	6.68	93.32	64.64	33.19	31.45	0	*	0.857	*
-32.00	0.00	84.91	15.09	NP	NP	NP	38	0	*	*
-39.00	0.00	6.13	93.87	64.48	34.21	30.27	0	*	0.133	*

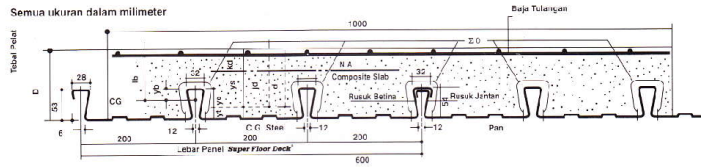
REMARK

G	= Gravel (%)	LL	= Liquid Limit (%)	ϕ	= Angle of internal friction (degree)
S	= Sand (%)	PL	= Plastic Limit (%)	C	= Cohession (kg/cm ²)
S + Cl	= Silt + Clay (%)	IP	= Plastic Index (%)	Cu	= Cohession 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	= Commpression 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.
- Kebutuhan plat beton pada bentang t-tentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada paku water beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG Super Floor Deck® PERLEBAR 1000 MM

Teori Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ia	Gaya reaksi sman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi sman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpu	Zpt	In	Zno	Znt		10 mm perletakan 10 mm of Slabing	Pertambahan per 10 mm Isiran, Per 10 mm	max	10 mm of Beaying	Pertambahan per 10 mm Isiran, Per 10 mm	Max
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm
6.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	3.425	3.76	0.99	0.11	15.01	1.14	19.19

Catatan: Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif; Zno = isian, dasar dek dalam daerah momen negatif (pegangan tengah); Znt = isian, dasar dek dalam daerah momen negatif (pegangan tepi); Ia = momen inersia aktual untuk perhitungan lendutan bentang menerus; In = isian untuk daerah momen negatif; Zpu = isian, puncak rusuk dalam daerah momen positif (pegangan tengah); Zpt = isian, dasar dek dalam daerah momen positif (pegangan tepi).

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

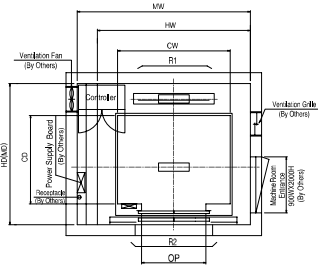
Super Floor Deck® 0.75 MM	DENTANG TUNJANG DENGAN TULANGAN NEGATIF TAMPAK SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										DENTANG CAKUP DENGAN TULANGAN NEGATIF SUPPORT SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										RINTANG BERFUNGSI DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT														
	200		300		400		500		750		1000		200		300		400		500		600		730		1000										
	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)	LEBAR PELAT (CM)	TEBAL PELAT (CM)									
LEBAR PENYANGGA (CM)	150	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9									
TAMPA PENYANGGA (MM)	1.75	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9									
2.00	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9									
2.25	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9									
2.50	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9									
2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.85	13	3.94	11	4.02	12	4.28	13	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.55
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	3.37	10	3.25	11	3.38	12	3.49	10	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	4	5.22	10	2.70	10	3.37	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12					
3.50	12	12	12	12	13	15	11	3.88	11	4.42	11	5.16	12	5.44	13	5.64	15	5.71	11	2.90	11	3.49	11	4.03	12	4.29	13	4.46	15	4.51					
3.75	13	13	13	13	14	11	4.25	11	5.11	11	5.90	13	5.83	14	6.09				12	3.59	12	4.28	12	4.59	14	4.93	15	5.17							
4.00	14	14	14	14	15	12	4.56	12	5.43	12	6.33	14	5.24	15	6.55				13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95									
4.50						13	5.49	13	6.51	14	7.66	15	7.53						15	4.90	15	5.73	15	6.58											
5.00						15	6.20	15	7.27	15	8.90																								

Catatan: - BEBAN MATI / BEBAN SENDIRI **Super Floor Deck®** DAN PELAT BETON SUDAH DI PERHITUNGKAN
 - BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
 - MUTU BAJA TULANGAN U - 48

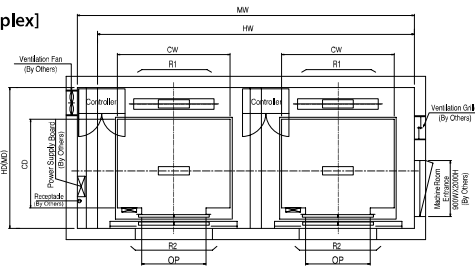
Technical Data

I Hoistway & Machine Room Plan

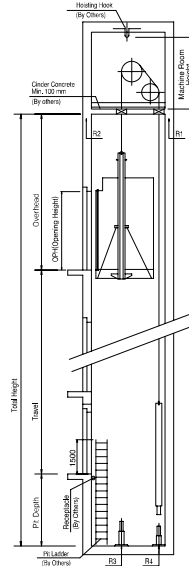
[Simplex]



[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	Travels:100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travels:100	4300			4500
		1150/1600	Travels:80	4300			4500
		80<Travels:100	4650	3000			
	1.5	450-1000	Travels:100	4400	1450	2300	3000
		1350	Travels:100	4400			4500
		1150/1600	Travels:80	4400			4500
		80<Travels:100	4750	3000			
	1.75	450-1000	Travels:100	4500	1600	2300	3000
		1350	Travels:100	4500			4500
		1150/1600	Travels:80	4500			4500
		80<Travels:100	4850	4500			
MS2021	1	410-1025	Travels:100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travels:100	4300			4500
		1160/1365	Travels:80	4300			4500
		80<Travels:100	4650	3000			
	1.5	410-1025	Travels:100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travels:100	4400			4500
		1160/1365	Travels:80	4400			4500
		80<Travels:100	4750	4500			
	1.75	410-1025	Travels:100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travels:100	4500			4500
		1160/1365	Travels:80	4500			4500
		80<Travels:100	4850	4500			
Standard / EN	2			5100	1900	2300	4500
	2.5	800-1600	Travels:130	5300	2200		

Technical Data

| 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			
	Person	Load(kg)		CW	CD	Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
						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	1100	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	1100	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
			1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450				
	20	1365	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	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'

$$\begin{aligned} \text{Union Wire Mesh area} &= 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2} \\ &= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}' \end{aligned}$$

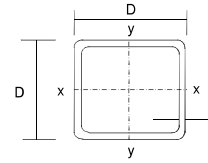
From the Table is obtained : Union Wire Mesh
 Diameter 7 mm with 150 mm spacing
 Area 2.57 cm²/m'

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 Size	Thickness t	Mass Per Metre	Area Of Section A	Second Moment Of Inertia I	Radius Of Gyration r	Elastic Modulus Z	Plastic Modulus S	Torsional Constant J	Surface Area Per Metre C	
D	D	t	A	I	r	Z	S	J	C	
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ³	
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

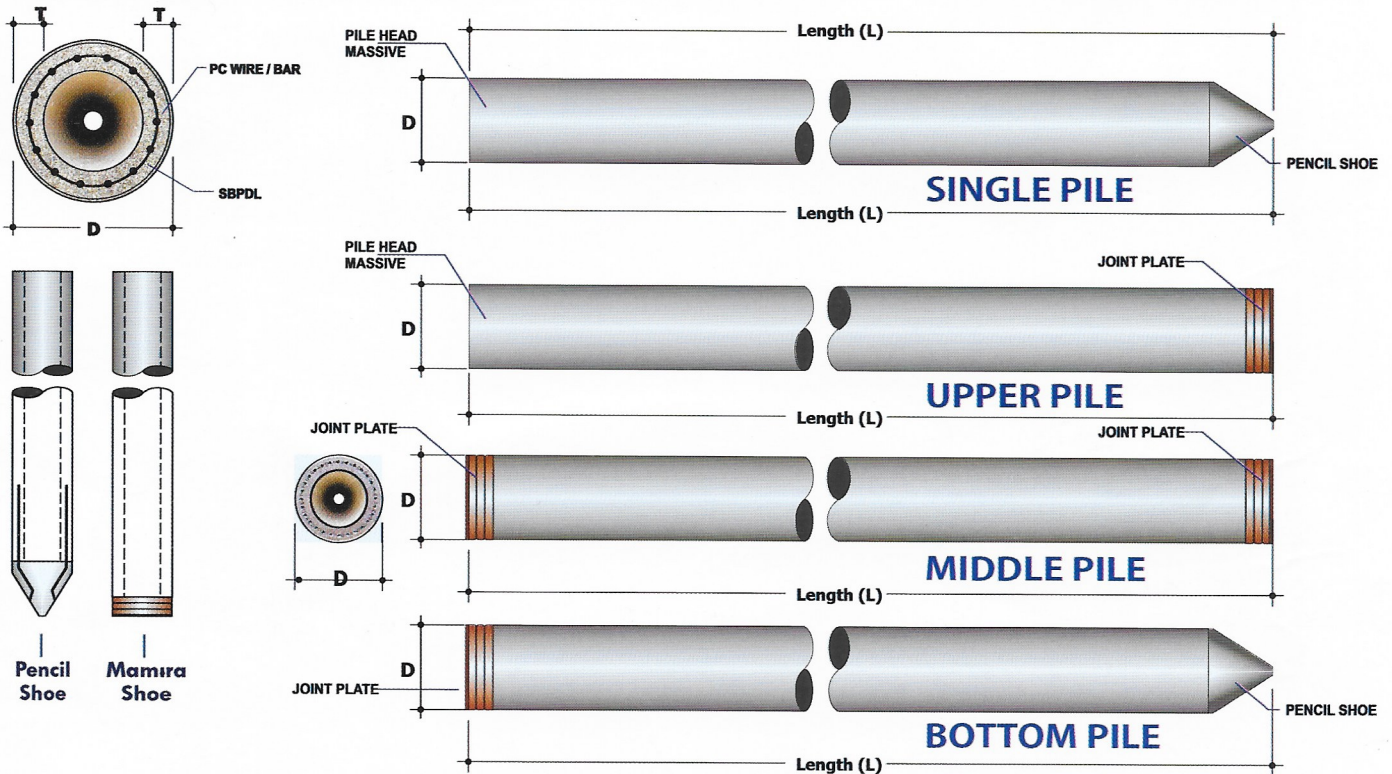
Design and Manufacturing References

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

BIODATA PENULIS



Pelangi Shafira Maharani. Lahir di Jakarta, pada tanggal 1 Agustus 1997. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Islam Dian Didaktika Depok, SMP Al-Izhar Pondok Labu Jakarta, SMA Labschool Kebayoran Jakarta. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSLK) Surabaya melalui Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP 03111440000101. Penulis adalah salah satu Mahasiswi Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Grand Dharmahusada Lagoon Menggunakan Concrete Filled Steel Tube (CFT) dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris Tipe Two Story X-Braced”. Penulis pernah menjadi Staff Departemen Khusus HMS FTSP-ITS dan Sekretaris Departemen Khusus HMS FTSP-ITS, serta penulis juga merupakan Sekretaris kepanitiaan Civil Expo ITS selama dua tahun.

Narahubung

Email : pelangishafira@hotmail.com