TUGAS AKHIR (RC18-4803)

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

MOHAMMAD YASIN
NRP. 03111640000025

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

Dosen Pembimbing II
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

TUGAS AKHIR (RC18-4803)

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

MOHAMMAD YASIN
NRP. 03111640000025

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

Dosen Pembimbing II
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

FINAL PROJECT (RC18-4803)

DESIGN MODIFICATION OF DARMO HILL APARTMENT OF SURABAYA USING STEEL COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

MOHAMMAD YASIN
NRP. 03111640000025

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

Academic Supervisor II
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Faculty of Civil, Planning and Geo Engineering
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2020

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

TUGAS AKHIR
Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil, Perencanaan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
MOHAMMAD YASIN
NRP. 03111640000025

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. (Pembimbing I)
2. Ir. Heppy Kristijanto, M.S. (Pembimbing II)

SURABAYA
Juli, 2020

Halaman ini sengaja dikosongkan

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG MARIGOLD NAFA PARK BSD MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF)

Nama Mahasiswa : Mohammad Yasin
NRP : 03111640000025
Jurusan : Teknik Sipil FTSPK-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.
Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Abstrak

Pertumbuhan jumlah penduduk di Indonesia mengakibatkan meningkatnya kebutuhan terhadap jumlah lahan hunian. Oleh karena itu, hunian vertikal, salah satunya apartemen, dapat menjadi solusi yang efektif dalam mengimbangi jumlah pertumbuhan penduduk walaupun jumlah lahan hunian yang semakin terbatas. Selain itu, kondisi geografis wilayah Indonesia yang berada daerah ring of fire asia pasifik memiliki potensi gempa bumi yang cukup tinggi. Sedangkan, struktur beton bertulang yang digunakan pada gedung bertingkat cukup berisiko mengalami kegagalan struktural ketika terjadi gempa bumi. Maka, sistem struktur baja komposit, yang memiliki sifat daktilitas tinggi, dapat menjadi salah satu alternatif untuk digunakan di gedung bertingkat penahan gempa.

Eccentrically Braced Frame (EBF) merupakan konsep desain yang menggabungkan sifat daktilitas serta disipasi energi yang barik dari sistem Moment Resisting Frame (MRF) dengan sifat kekakuan elastik yang tinggi dari sistem Concentrically Braced Frame (CBF). Maka dari itu, EBF dapat memiliki karakteristik daktilitas tinggi serta disipasi energi yang tinggi dari MRF dan kekakuan elastik yang tinggi dari CBF. Konsep desain EBF adalah mendesain link sebagai bagian yang mengalami kerusakan sehingga elemen lain di luar link tetap dapat bekerja

dalam kondisi elastik. Kelelehan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelehan geser atau kelelehan lentur.

Gedung Apartemen Darmo Hill Surabaya akan direncanakan ulang menggunakan struktur baja komposit dengan sistem struktur Eccentrically Braced Frame (EBF) atau sistem penahan lateral bresing eksentris yang memiliki ketinggian 25 lantai. Konfigurasi yang digunakan adalah Inverted V Braced. Pada proses analisis struktur, digunakan program bantu analisis struktur. Selanjutnya, pada elemen struktur akan dilakukan kontrol yang meliputi: balok, kolom, link, dan bresing. Perencanaan yang dilakukan akan memenuhi persyaratan keamanan struktur berdasarkan SNI 1729:2015, SNI 03-1729-2002, SNI 1726:2012, SNI 2847:2013, dan SNI 1727:2013.

Dari hasil analisis yang telah dilakukan diperoleh hasil antara lain pelat lantai menggunakan steel deck produk dari Super Floor Deck dengan ketebalan pelat beton mutu f'c 40 MPa pada lantai 1 sebesar 12 cm, lantai 2-lantai 24 sebesar 10 cm, serta lantai 25 sebesar 9 cm; dimensi balok induk pada lantai 1 menggunakan WF 600.300.12.20, pada lantai 2-24 menggunakan WF 500.300.11.15, dan pada atap menggunakan 400.300.10.16; panjang elemen link 100 cm dengan menggunakan profil WF 500.200.10.16; bresing menggunakan WF 300.300.10.15, dimensi kolom lantai 1-5 CFT 800.800.36, lantai 6-10 CFT 750.750.28, lantai 11-15 CFT 700.700.28, lantai 16-20 CFT 600.600.25, dan lantai 21-25 CFT 500.500.25. Perencanaan bangunan bawah menggunakan fondasi tiang pancang beton diameter 60 cm dengan kedalaman 32 meter serta dimensi sloof menggunakan 45/65 cm.

Kata kunci: Baja, Komposit, Daktail, EBF, Link

DESIGN MODIFICATION OF DARMO HILL APARTMENT OF SURABAYA USING STEEL COMPOSITE WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

Student Name	**: Mohammad Yasin**
NRP	**: 03111640000025**
Department	**: Civil Engineering FTSPK-ITS**
Academic Supervisor	**: Budi Suswanto S.T., M.T., Ph.D.**
	Ir. Heppy Kristijanto, M.S.

Abstrack

Indonesia's population growth has resulted-in an increase in demand for residential land. Therefore, vertical housing system, one of which is apartment, can be an effective solution to balance the population growth despite the increasingly limited number of available land. Otherwise, Indonesia located in geographical condition at the Asia-Pacific ring of fire that has high potential chance for earthquakes. Meanwhile, reinforced concrete structures used in common highrise buildings has quite big risk of experiencing structural failure when an earthquake occurs because of its rigidity. Thus, a composite structure, which has high ductility properties, can be an alternative as earthquake-resistant highrise buildings.

Eccentrically Braced Frame (EBF) is a design concept that combines the ductility and the energy dissipation characteristics of the Moment Resisting Frame (MRF) system with the high elastic stiffness properties of the Concentrically Braced Frame (CBF) system. Therefore, EBF can have high ductility characteristics also high energy dissipation from MRF and high elastic stiffness from CBF. The design concept of EBF is to design the link as a damaged part, so that other elements can still work in elastic conditions. Yield failure that occurs in the link element can be a shear failure or moment failure.

Darmo Hill Surabaya Apartment is modified so that it uses composite structure witfh Eccentrically Braced Frame (EBF) System which has 25 floors of height. The EBF configuration used in this project is Inverted V Braced. Futhermore, the structure analysis will be conduct using structural analysis software. Then, the elements of structure, including beams, columns, links, anda bracing will be controlled. The result of the analysis will meet 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 1^{st} floor are 12 cm, 2^{nd}-24^{th} floor are 10 cm, and roof plates are 9 cm; dimension of primary beams at 1^{st} floor is WF 600.300.12.20, 2^{nd}-24^{th} is WF 500.300.11.15, and roof floor is WF 400.300.10.16;, 100 cm link element length that used WF 500.200.10.16; WF 300.300.10.15 for bressing dimension; and CFT 800.800.36 as the column dimension for the 1^{st}-5^{th} floor, CFT 750.750.28 for 6^{th}-10^{th} floor, CFT 700.700.28 for 11^{th}-15^{th} floor, CFT 600.600.25 for 16^{th}-20^{th} floor, and CFT 500.500.25 for 21^{st}-roof floor. Basement and foundation planning consist of foundation using concrete piles with 60 cm diameter and 32 meters of depth and dimension of Sloof 45/65 cm.

Key Word: Steel, Ductile, EBF, Link

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT karena atas berkat rahmat dan karunia-Nya, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan judul "Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Darmo Hill menggunakan Struktur Baja Komposit dengan *Eccentrically Braced Frame (EBF)*".

Dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak baik secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada:

1. Kedua orang tua yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, serta menjadi motivasi bagi penulis dalam meyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D. dan Bapak Ir. Heppy Kristijanto, M.S. selaku dosen pembimbing tugas akhir yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan banyak masukan dan ilmu yang sangat bermanfaat kepada penulis.
3. Bapak Christiono Utomo, S.T., M.T., Ph.D. selaku dosen wali yang telah memberikan bimbingan secara akademik maupun moral kepada penulis selama empat tahun masa perkuliahan.
4. Seluruh dosen pengajar beserta staf karyawan di Departemen Teknik Sipil FTSPK ITS, terima kasih atas ilmu-ilmu yang telah diberikan.
5. Bapak Hari Setiawan, M.Pd. yang senantiasa membimbing dengan penuh kesabaran dan ketulusan sejak penulis masih menempuh pendidikan di sekolah dasar hingga ke tingkat sarjana.
6. Firdha Meizahrazaq yang selalu sabar menghadapi penulis, memberikan dukungan moral, dan senantiasa menemani dalam keadaan susah ataupun senang
7. Zaldi, Nadila, dan Fajar yang telah menjadi partner lomba di tahun-tahun terakhir perkuliahan untuk mengisi waktu luang dengan kegiatan yang bermanfaat.

8. Heni, Ajeng, Amel, dan Indra yang telah sabar dan semangat mengerjakan tugas besar dan kerja praktek bersama.
9. Dhita, Dizq, Ardhika, Tsasca, Naufal dan teman-teman S59 lainnya yang telah menghibur dan memberikan semangat selama empat tahun berkuliah.
10. Semua pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu per satu yang memberi dukungan dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini secara langsung ataupun tidak langsung, semoga semua jasa anda dibalas kebaikan oleh-Nya.

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

Surabaya, Juni 2020

(Penulis)

DAFTAR ISI

ABSTRAK iii
ABSTRACT v
KATA PENGANTAR vii
DAFTAR ISI ix
DAFTAR GAMBAR xiii
DAFTAR TABEL xix
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 4
1.2.1 Permasalahan Utama 4
1.2.2 Rincian Permasalahan 4
1.3 Tujuan 4
1.3.1 Tujuan Umum 4
1.3.2 Tujuan Khusus 5
1.4 Batasan Masalah 5
1.5 Manfaat 6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Umum 7
2.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen 8
2.1.2 Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik 9
2.1.3 Dinding Geser Pelat Baja 10
2.2 Sistem Rangka Berpengaku Eksentris 11
2.2.1 Konsep Perencanaan SRBE 11
2.2.2 Perilaku *Link Beam* 12
2.3 Balok Komposit 16
2.4 Kolom Komposit 18
2.5 Fondasi 20
2.5.1 Fondasi Dangkal 21
2.5.2 Fondasi Dalam 22
BAB III METODOLOGI 25
3.1 Umum 25
3.2 Bagan Alir Perencanaan 25
3.3 Metodelogi Penyelesaian Tugas Akhir 27

3.3.1 Pengumpulan Data 27
3.3.2 Studi Literatur 27
3.3.3 *Preliminary Design* 28
3.3.4 Perhitungan Pembebanan Struktur 28
3.3.5 Perencanaan Struktur Sekunder 44
3.3.6 Permodelan Struktur 45
3.3.7 Kontrol Perencanaan Struktur Primer 45
3.3.8 Perencanaan Sambungan 67
3.3.9 Base Plate 72
3.3.10 Perencanaan Struktur Bawah 73
3.3.9 Penggambaran Teknik 82
BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN 83
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder 83
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai 83
4.1.2 Perencanaan Balok Anak 88
4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes 100
4.1.4 Perencanaan Balok *Lift* 122
4.2 Permodelan Struktur 128
4.2.1 Penjelasan Umum 128
4.2.2 Pembebanan Struktur Utama 130
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis 135
4.2.4 Kombinasi Pembebanan 138
4.2.5 Kontrol Desain 139
4.3 Perhitungan Struktur Primer 150
4.3.1 Perencanaan *Link* 150
4.3.2 Perencanaan Bresing 157
4.3.3 Perencanaan Balok Luar *Link* 162
4.3.4 Perencanaan Balok Induk 167
4.3.5 Perencanaan Kolom 189
4.4 Perencanaan Sambungan 196
4.4.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk 196
4.4.2 Sambungan Balok Tangga 205
4.4.3 Sambungan *Link* 208
4.4.4 Sambungan Bresing 215
4.4.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom 223

4.4.6 Sambungan Antar Kolom 229
4.4.7 Sambungan Kolom dengan *Baseplate* 232
4.5 Perencanaan Struktur Bawah 239
4.5.1 Perencanaan Kolom Pedestal 239
4.5.2 Perencanaan Fondasi 241
4.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom 259
4.5.4 Penulangan Poer 262
4.5.5 Perencanaan Sloof Fondasi 265
BAB V PENUTUP 269
5.1 Kesimpulan 269
5.2 Saran 271
DAFTAR PUSTAKA 273
LAMPIRAN 277

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Prediksi Pertumbuhan Jumlah Penduduk Hingga Tahun 2045 1
Gambar 1.2 Konfigurasi EBF dan Mekanisme Plastis yang Dialami 3
Gambar 2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen 8
Gambar 2.2 Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik 9
Gambar 2.3 Dinding Geser Pelat Baja 10
Gambar 2.4 Gaya yang Bekerja pada Elemen *Link* 13
Gambar 2.5 Mekanisme Energi Disipasi pada SRBE 15
Gambar 2.6 Balok Komposit dengan Penghubung Geser 17
Gambar 2.7 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton 18
Gambar 2.8 Profil Kolom Baja Berselubung Beton 19
Gambar 2.9 (a) Profil Pipa Baja dengan Pengisi Beton (b) Profil Baja *Tube* dengan Pengisi Beton 19
Gambar 2.10 Jenis-jenis Fondasi Dangkal 22
Gambar 2.11 Jenis-jenis Fondasi Dalam 23
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir 26
Gambar 3.2 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respon Spektral 0,2 Detik 36
Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 1 Detik 36
Gambar 3.4 Grafik Respons Spektrum 40
Gambar 3.5 Penentuan Simpangan Antar Lantai 46
Gambar 3.6 Potongan Balok Dengan Penghung Geser Stud 58
Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal 58
Gambar 3.8 *Base plate* 72
Gambar 3.9 Mekanisme Transfer Beban pada Fondasi Tiang 74
Gambar 3.10 Koefisien Variasi untuk Fondasi Tiang yang *Menerima Beban Lateral (f)* 78
Gambar 3.11 Koefisien Defleksi F_{δ} 79
Gambar 3.12 Koefisien Momen (F_M) pada Fondasi Tiang 80

Gambar 3.13 Penampang Kritis pada Fondasi 81
Gambar 4.1 Pelat Lantai 1 83
Gambar 4.2 Pelat Lantai 2-20 85
Gambar 4.3 Pelat Lantai Atap 86
Gambar 4.4 Denah Balok Anak Lantai 1 89
Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai 2-24 93
Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai 25 97
Gambar 4.7 Gambar Rencana Denah Tangga 101
Gambar 4.8 Gambar Rencana Tangga 102
Gambar 4.9 Pelat Anak Tangga 103
Gambar 4.10 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata 103
Gambar 4.11 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat 103
Gambar 4.12 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata 105
Gambar 4.13 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terpusat 106
Gambar 4.14 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes 108
Gambar 4.15 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata 108
Gambar 4.16 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat 108
Gambar 4.17 Balok Bordes Tangga 110
Gambar 4.18 Pembebanan Pada Balok Bordes 111
Gambar 4.19 Sketsa Pembebanan pada balok utama tangga 114
Gambar 4.20 Bidang Momen Balok Tangga Utama 115
Gambar 4.21 Bidang Geser Balok Tangga Utama 116
Gambar 4.22 Bidang Normal Balok Tangga Utama 117
Gambar 4.23 Sketsa Pembebanan Balok Penumpu Tangga 119
Gambar 4.24 Hasil Lendutan Balok Penumpu Tangga Berdasarkan ETABS 122
Gambar 4.25 Denah Lift 123
Gambar 4. 26 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift 124
Gambar 4.27 Diagram Momen Balok Penggantung Lift 126

Gambar 4.28 Denah Struktur Gedung Apartemen Darmo Hill . 129
Gambar 4.29 Permodelan Struktur Gedung Apartemen Darmo Hill 130
Gambar 4.30 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Yogyakarta 136
Gambar 4.31 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2018 139
Gambar 4.32 Gaya Dalam pada Balok *Link* Arah Melintang 150
Gambar 4.33 Jarak Pengaku Link Melintang 153
Gambar 4.34 Gaya Dalam pada Balok *Link* Arah Memanjang . 154
Gambar 4.35 Jarak Pengaku Link Memanjang 157
Gambar 4.36 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Arah Melintang 162
Gambar 4.37 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Arah Memanjang . 164
Gambar 4.38 Perencanaan Balok Induk Melintang 167
Gambar 4.39 Gaya Dalam Balok Induk Arah Melintang Sebelum Komposit (a) Daerah tumpuan (b) Daerah lapangan 168
Gambar 4.40 Lendutan Pada Balok Induk Melintang Akibat Beban Mati 171
Gambar 4.41 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit (a) Daerah Tumpuan (b) Daerah Lapangan 172
Gambar 4. 42 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif 174
Gambar 4.43 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif 176
Gambar 4.44 Lendutan Pada Balok Induk Arah Melintang Akibat Beban D+L 177
Gambar 4.45 Perencanaan Balok Induk Memanjang 178
Gambar 4.46 Gaya Dalam Balok Induk Arah Memanjang Sebelum Komposit (a) Daerah tumpuan (b) Daerah lapangan 179
Gambar 4.47 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Beban Mati 182
Gambar 4.48 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit (a) Daerah Tumpuan (b) Daerah Lapangan 183
Gambar 4.49 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif 185

Gambar 4.50 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif 187
Gambar 4.51 Lendutan Pada Balok Induk Arah Memanjang Akibat Beban D+L 188
Gambar 4.52 Perencanaan Kolom yang Ditinjau.....189
Gambar 4.53 Hasil Diagram Interaksi.....194
Gambar 4.54 Diagram Interaksi Kolom CFT.....195
Gambar 4.55 Sambungan Balok Anak Lantai 1 dengan Balok Induk.....197
Gambar 4.56 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....199
Gambar 4.57 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk 200
Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....201
Gambar 4.59 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk 202
Gambar 4.60 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk.....204
Gambar 4.61 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga.....205
Gambar 4.62 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 206
Gambar 4.63 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom 207
Gambar 4.64 Sambungan balok induk dengan balok link.....209
Gambar 4.65 Detail Sambungan Balok Luar Link dengan Link 214
Gambar 4.66 Sambungan Bresing dengan Link.....215
Gambar 4.67 Sambungan Bresing dengan Balok Luar Link dan Kolom.....216
Gambar 4.68 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok.....217
Gambar 4.69 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul 219
Gambar 4.70 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok 221

Gambar 4.71 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom 224
Gambar 4.72 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom 224
Gambar 4.73 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk 226
Gambar 4.74 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok 228
Gambar 4.75 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping 229
Gambar 4.76 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas 230
Gambar 4.77 Tampak Samping *Base Plate* 232
Gambar 4.78 Tampak Atas *Base Plate* 232
Gambar 4.79 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate 235
Gambar 4.80 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate 236
Gambar 4.81 Diagram Interaksi Kolom Pedestal 239
Gambar 4.82 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn 240
Gambar 4.83 Denah Fondasi 241
Gambar 4.84 Grafik Antara Daya Dukung Tanah dengan Kedalaman 246
Gambar 4.85 Fondasi Tiang Pancang Tipe 1 247
Gambar 4.86 Fondasi Tiang Pancang Tipe 2 248
Gambar 4.87 Fondasi Tiang Pancang Tipe 3 250
Gambar 4.88 Fondasi Tiang Pancang Tipe 4 251
Gambar 4.89 Diagram Gaya Lateral Tiang 258
Gambar 4.90 Area Kritis Geser Akibat Kolom 260
Gambar 4.91 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang 261
Gambar 4.92 Diagram Interaksi Sloof 267
Gambar 4.93 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn 267
Gambar 4.94 Penulangan Sloof 268

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR TABEL

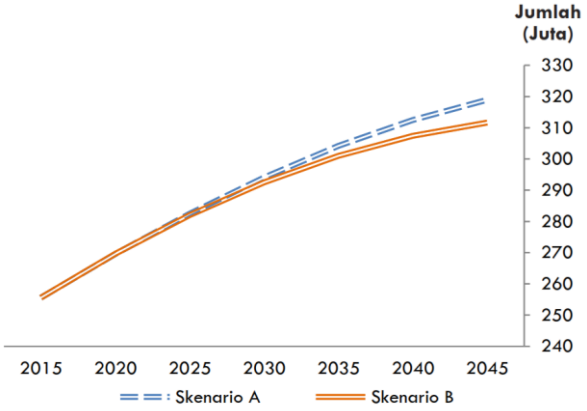
Tabel 2.1 Klasifikasi *Link* 15
Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa 31
Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa 34
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs 34
Tabel 3.4 Koefisien Situs F_a 37
Tabel 3.5 Koefisien Situs F_v 37
Tabel 3.6 Kategori Risiko S_{DS} 38
Tabel 3.7 Kategori Risiko S_{D1} 38
Tabel 3.8 Faktor *R*, C_d, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa 39
Tabel 3.9 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x 41
Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung 42
Tabel 3.11 Simpangan Antar Lantai Izin 46
Tabel 3.12 Batas-batas Pengekang Lateral 53
Tabel 4.1 Rekapitulasi Profil Balok Anak 100
Tabel 4.2 Rekapitulasi Profil Tangga 122
Tabel 4.3 Perhitungan N Rata-Rata 133
Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Berat Bangunan 134
Tabel 4.5 Hasil Output ETABS Base Reaction 135
Tabel 4.6 Parameter Respon Gempa Wilayah Yogyakarta untuk Kelas Situs E 137
Tabel 4.7 Faktor R^a, $C_d{}^b$, dan Ω_0 untuk Sistem Penahan Gaya Gempa 138
Tabel 4.8 Rasio Partisipasi Massa 141
Tabel 4.9 Hasil Prosentase Kontrol Sistem Ganda 142
Tabel 4.10 Tabel 15 SNI 03-1726-2012 142
Tabel 4.11 Perioda Struktur 143
Tabel 4.12 Hasil Reaksi Dasar Struktur 144
Tabel 4.13 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa 145
Tabel 4.14 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Setelah Koreksi 145

Tabel 4.15 Simpangan Antar Lantai Arah Sumbu X 147
Tabel 4.16 Simpangan Antar Lantai Arah Sumbu Y 148
Tabel 4.17 Rekapitulasi Dimensi Kolom 194
Tabel 4.18 Data Diagram Interaksi 195
Tabel 4.19 Daya Dukung Tanah Kedalaman 3-40 m.....245
Tabel 4.20 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 1 247
Tabel 4.21 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 2 248
Tabel 4.22 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3 di Titik 1 249
Tabel 4.23 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3 di Titik 2 249
Tabel 4.24 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3 250
Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 4 251
Tabel 4.26 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1.....253
Tabel 4.27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2.....254
Tabel 4.28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3.....254
Tabel 4.29 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 4.....254
Tabel 4.30 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1 256
Tabel 4.31 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2 256
Tabel 4.32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3 257
Tabel 4.33 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4 257

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

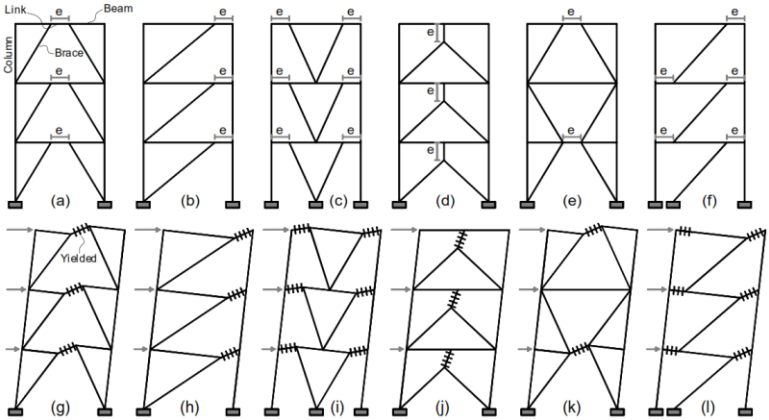
Jumlah penduduk Indonesia dari tahun ke tahun terus bertambah. Hal tersebut berdampak pada kebutuhan lahan hunian yang merupakan salah satu dari kebutuhan pokok hidup manusia. Berdasarkan data pada Gambar 1.1, jumlah penduduk Indonesia pada tahun 2015 mencapai 255,6 juta, pada tahun 2030 diprediksi jumlah penduduk Indonesia akan berkisar di antara 292,5 juta hingga 294,1 juta jiwa, dan jumlah penduduk Indonesia pada tahun 2045 akan berkisar 311,6 hingga 318,9 juta jiwa (Badan Pusat Statistik, 2018). Sementara itu, pertumbuhan penduduk yang tidak disertai dengan ketersediaan lahan mengakibatkan banyaknya penduduk yang tidak memiliki hunian (Prihatin, 2015). Sebagai solusi dari terbatasnya lahan, hunian vertikal (seperti apartemen, rusun, dsb.) yang membutuhkan lahan relatif sedikit dan jumlah hunian yang lebih banyak dapat menjadi salah satu alternatif.



Gambar 1.1 Prediksi Pertumbuhan Jumlah Penduduk Hingga Tahun 2045
(Sumber: Badan Pusat Statistik, 2018)

Pada umumnya, pembangunan gedung tinggi seperti apartemen menggunakan struktur beton. Berdasarkan peta gempa pada SNI 03-1726:2012, sebagian besar wilayah Indonesia merupakan wilayah dengan aktivitas seismik tinggi. Sifat beton yang rigid mengakibatkan struktur dari beton membutuhkan dimensi relatif besar agar mampu menahan gaya gempa yang besar. Hal tersebut mengakibatkan berat struktur gedung menjadi lebih berat dan membuat gedung menerima lebih banyak gaya gempa.

Eccentrically Braced Frame (EBF) merupakan suatu sistem yang menggabungkan keuntungan yang dimiliki oleh *Moment Resisting Frame* (MRF) dengan karakteristiknya kemampuan cukup tinggi dalam disipasi energi gaya gempa dan *Concentrically Braced Frame* (CBF) karakteristiknya berupa kekakuan elastik tinggi (Azad dan Topyaka, 2016). EBF merupakan sistem dengan elemen pengaku yang tidak terhubung secara langsung ke perpotongan balok dan/atau kolom, tetapi terhubung terhadap suatu elemen yang dinamakan *link* dengan jarak "e". Kinerja dari elemen *link* akan maksimal apabila elemen lain diluar *link* didesain lebih kuat (Engelhardt, 2013). Dengan demikian, desain elemen diluar *link* menggunakan nilai kapasitas desain dari elemen *link*. Terdapat beberapa konfigurasi rangka dan letak *link* EBF dengan mekanisme kelelehan plastis berbeda yang ditunjukkan oleh Gambar 1.2. Pada umumnya, konfigurasi (b), (c), dan (f) dihindari untuk digunakan karena lokasi pelelahan terjadi di dekat kolom dan rawan mengalami kegagalan getas pada kolom. Sementara itu, konfigurasi (a), (d), dan (e) mampu memberikan hasil pelelehan di daerah balok serta kemudahan *maintenance* elemen *link* dalam masa layannya.



Gambar 1.2 Konfigurasi EBF dan Mekanisme Plastis yang Dialami

(Sumber: A Review of Research on Steel Eccentrically Braced Frames, 2016)

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua material atau lebih dengan sifat bahan yang berbeda dan membentuk material baru yang menggabungkan kedua sifat dari material semula untuk menghasilkan desain profil/elemen yang lebih ekonomis. Struktur komposit dapat diaplikasikan pada elemen bangunan berupa pelat, balok, dan kolom (Adnan dkk., 2017).

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, akan dilakukan modifikasi Apartemen Darmo Hill Surabaya. Apartemen Darmo Hill Surabaya merupakan gedung dengan struktur utama beton pratekan dengan ketinggian 35 lantai tipikal, 3 lantai podium, dan 2 lantai *basement*. Gedung tersebut akan direncanakan ulang dengan menggunakan rangka baja dengan sistem rangka bresing eksentris yang memiliki konfigurasi *inverted V-braced*.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan Utama

Bagaimana merencanakan modifikasi Apartemen Darmo Hill menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris sebagai alternatif sistem penahan gempa pada bangunan tinggi?

1.2.2 Rincian Permasalahan

1. Bagaimana menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Apartemen Darmo Hill?
2. Bagaimana menghitung pembebanan yang terjadi?
3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok penggantung lift Apartemen Darmo Hill?
4. Bagaimana merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom Apartemen Darmo Hill?
5. Bagaimana merencanakan *link*, bresing eksentris, dan balok di luar *link* Apartemen Darmo Hill?
6. Bagaimana memodelkan dan menganalisis struktur Apartemen Darmo Hill dengan menggunakan program bantu?
7. Bagaimana merencanakan sambungan pada struktur Apartemen Darmo Hill?
8. Bagaimana mengilustrasikan hasil perencanaan struktur Apartemen Darmo Hill dalam gambar teknik?

1.3 Tujuan

1.3.1 Tujuan Umum

Tujuan utama dari dibuatnya tugas akhir ini adalah agar mampu merencanakan modifikasi Apartemen Darmo Hill menggunakan struktur baja komposit dengan sistem rangka bresing eksentris yang memiliki konfigurasi *link inverted V-braced*.

1.3.2 Tujuan Khusus

1. Menentukan *preliminary design* penampang elemen struktur Apartemen Darmo Hill.
2. Menghitung pembebanan yang terjadi.
3. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga, dan balok penggantung *lift* Apartemen Darmo Hill.
4. Merencanakan struktur primer yang meliputi balok induk dan kolom Apartemen Darmo Hill.
5. Merencanakan *link*, bresing eksentris, dan balok di luar *link* Apartemen Darmo Hill.
6. Memodelkan dan menganalisis struktur Apartemen Darmo Hill dengan menggunakan program bantu.
7. Merencanakan sambungan pada struktur Apartemen Darmo Hill.
8. Mengilustrasikan hasil perencanaan struktur Apartemen Darmo Hill dalam gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah pada tugas akhir ini, antara lain:

1. Perencanaan dibatasi hanya pada perhitungan struktur atas Apartemen Darmo Hill dengan ketinggian 25 lantai dengan lokasi pembangunan baru yang terletak di Kota Wates, Yogyakarta.
2. Tidak merencanakan *basement* sebagaimana desain awal gedung Apartemen Darmo Hill.
3. Tidak menghitung analisis biaya dan waktu konstruksi.
4. Tidak membahas metode konstruksi.
5. Tidak mempertimbangan sistem sanitasi, *mechanical plumbing*, utilitas bangunan, dan *finishing*.
6. Tidak meninjau dari segi arsitektural.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diperoleh dari modifikasi ini, antara lain:

1. Menambah wawasan serta dapat mengaplikasikan teori yang telah didapatkan selama menempuh perkuliahan.
2. Sebagai bahan pertimbangan untuk perencanaan struktur baja komposit dengan Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE).
3. Memberi alternatif sistem struktur yang tahan terhadap gempa.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Bangunan tahan gempa direncanakan dengan tujuan untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur secara getas serta mencegah terjadinya korban jiwa. Berikut ini adalah tiga kriteria standard perencanaan bangunan tahan gempa:

- Tidak terdapat kerusakan sama sekali ketika terjadi gempa kecil.
- Kerusakan pada bagian arsitektural dan bukan bagian struktural diperbolehkan ketika terjadi gempa sedang.
- Kerusakan struktural dan non-struktural diperbolehkan ketika terjadi gempa besar dengan ketentuan kerusakan tersebut tidak menyebabkan bangunan runtuh.

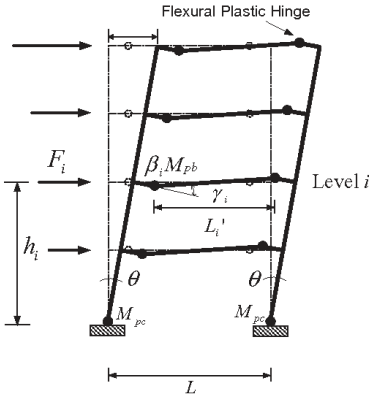
Perilaku daktail pada suatu sistem struktur dapat diperoleh dengan memperhatikan beberapa konsep perencanaan (Engelhardt, 2007), antara lain:

- Terlebih dahulu harus ditentukan elemen atau sekering pada sistem struktur yang akan mengalami leleh terlebih dahulu pada saat terjadi gempa.
- Detail elemen atau sekering tersebut harus diperhatikan agar mampu menerima deformasi inelastik yang besar sebelum keseluruhan sistem struktur mengalami kegagalan atau ketidakstabilan.
- Desain seluruh elemen harus direncanakan lebih kuat dibandingkan dengan elemen sekering dengan mempertimbangkan kapasitas plastis elemen sekering.

Menurut Engelhardt (2007), sistem struktur baja penahan gempa ada lima jenis, antara lain: Sistem Rangka Pemikul Momen (*Moment Resisting Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik (*Concentrically Braced Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (*Eccentrically Braced Frame*), Sistem Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (*Buckling-Restrained Brace Frame*), dan Dinding Geser Pelat Baja (*Steel Plate Shear Wall*).

2.1.1 Sistem Rangka Pemikul Momen

Sistem rangka pemikul momen atau SRPM (Gambar 2.1) mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan adanya simpangan antar lantai yang cukup besar dengan tujuan sendi-sendi plastis terjadi pada balok dan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Pada sistem SRPM, sambungan antara balok ke kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi risiko kegagalan *brittle* pada sambungan balok kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem SRPM dapat memberikan deformasi yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya.



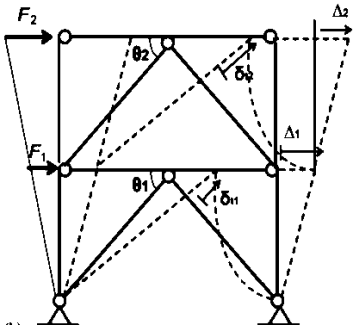
Gambar 2.1 Sistem Rangka Pemikul Momen
(Sumber: Dalal, 2012)

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRPMK), sistem rangka batang pemikul momen menengah (SRPMM), dan sistem rangka batang pemikul momen biasa (SRPMB). SRPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horisontal. SRPMK didesain memiliki daktilitas yang tinggi dan pada sistem ini ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat

memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Deformasi inelastik akan meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan (*stiffness*) dari struktur. Jika dibandingkan dengan SRPMK, SRPMM didesain dengan tingkat daktilitas yang lebih rendah sehingga memiliki kekakuan struktur yang lebih tinggi. Sementara itu, SRPMB dapat mengalami deformasi inelastis yang terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Sehingga, SRPMB memiliki kekakuan lebih besar dibandingkan SRPMK ataupun SRPMM sehingga daktilitasnya lebih kecil.

2.1.2 Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik

Sistem rangka berpengaku konsentrik atau SRBK (Gambar 2.2) adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi. Kekakuan yang tinggi diperoleh dari *diagonal bracing* yang menahan gaya lateral pada struktur rangka yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan menyebabkan aksi lentur yang kecil. Sistem struktur SRBK memiliki kekakuan yang lebih tinggi dibandingkan dengan SRPM karena adanya elemen bresing pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada SRBK mengkibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur SRBK lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur SRPM.

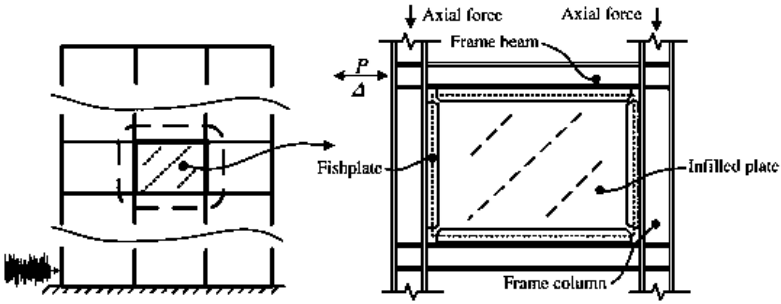


Gambar 2.2 Sistem Rangka Berpengaku Konsentrik
(Sumber: Wen, 2014)

Kategori struktur pada sistem struktur SRBK dibagi menjadi dua, yaitu sistem rangka bresing konsentrik biasa (SRBKB) dan sistem rangka bresing konsentrik khusus (SRBKK). SRBKB dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas apabila dibebani oleh gaya- gaya yang berasal dari gempa rencana. SRBKK dapat berdeformasi inelastik cukup besar yang diakibatkan gaya gempa rencana. Sistem SRBKK memiliki daktilitas yang lebih tinggi jika dibandingkan dengan SRBKB, hal ini dikarenakan deformasi pada SRBKK lebih besar dari deformasi pada SRBKB dan penurunan kekuatan pada SRBKK lebih kecil pada saat terjadi tekuk pada bresing.

2.1.3 Dinding Geser Pelat Baja

Dinding geser pelat baja atau *Steel Plate Shear Wall* (SPSW) adalah sebuah sistem penahan beban lateral yang terdiri dari pelat baja vertikal padat yang menghubungkan balok dan kolom di sekitarnya yang terpasang sepanjang ketinggian struktur sehingga membentuk sebuah dinding penopang (Berman dan Bruneau, 2003). Dinding geser pelat baja (Gambar 2.3) yang dikenakan beban inelastis siklik menunjukkan kekakuan, daktilitas yang tinggi, dan mampu mendisipasi energi dalam jumlah besar.



Gambar 2.3 Dinding Geser Pelat Baja
(Sumber: Wang, 2015)

Secara umum, dinding geser pelat baja terdiri dari dinding pelat baja yang dikelilingi oleh kolom yang disebut *vertical*

boundary elements (VBE), dan balok yang disebut *horizontal boundary elements* (HBE). Batang vertikal atau kolom berfungsi sebagai *flens*, dinding geser berfungsi sebagai *web* dan batang horizontal/balok berfungsi sebagai pengaku (*stiffner*).

2.2 Sistem Rangka Berpengaku Eksentris

Eccentrically Braced Frame (EBF) atau Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) merupakan penggabungan dua sistem portal konvensional, yaitu Struktur Rangka Pemikul Momen (SRPM) dan Struktur Rangka Bresing Konsentrik (SRBK). Dengan mengadaptasi kelebihan masing-masing sistem dan meminimalisasi kekurangannya, SRBE dapat memiliki berbagai kelebihan dari kedua sistem tersebut. Kelebihan tersebut antara lain kekuatan elastik dan daktilitas yang tinggi, respon stabil pada beban siklik lateral, serta kapasitas disipasi energi yang besar (Sina, Cem, 2017). Meskipun memiliki beberapa keunggulan yang cocok digunakan di wilayah dengan aktivitas kegempaan yang tinggi seperti Indonesia, struktur baja dengan sistem rangka berpengaku eksentrik tidak umum digunakan untuk bangunan tinggi. Hal tersebut dikarenakan produsen profil baja di Indonesia masih sedikit dan proses transportasi material dari *workshop* ke tempat proyek cukup sulit, terutama untuk profil baja dengan ukuran bentang yang cukup panjang. Selain itu, material baja akan mudah kehilangan kemampuannya dalam menopang beban ketika terjadi kebakaran sehingga diperlukan biaya tambahan untuk memberikan lapisan *fireproofing*. Dalam segi arsitektural, SRBE juga membuat penempatan pintu dan jendela menjadi terbatas.

2.2.1 Konsep Perencanaan SRBE

Dalam mendesain SRBE, diperlukan pendekatan umum untuk mendapatkan kekuatan struktur yang baik. Berikut ini adalah pendekatan-pendekatan yang umum dipakai:

1. Tiga variabel utama dalam mendesain SRBE adalah konfigurasi pengaku, panjang elemen *link*, dan profil *link* yang dipakai (Becker, 1996).

2. *Link* didesain sebagai elemen terlemah dalam struktur SRBE dan elemen lain diluar *link* harus didesain lebih kuat daripada *link* (Engelhardt, 2013).
3. *Link* harus memenuhi persyaratan perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan Tabel 15.7-1 (SNI 03 – 1729 – 2002 Pasal 15.13.2.1).
4. Tegangan leleh material baja yanng digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa (SNI 03 – 1729 – 2002 Pasal 15.13.2.2).
5. Desain SRBE secara umum sesuai dengan SNI 03 – 1729 – 2002 Pasal 15.13.

SRBE diharapkan dapat didesain dengan deformasi inelastis yang cukup besar pada bagian *link* saat struktur menerima gaya gempa. Pengaku diagonal, kolom, dan balok di luar elemen *link* harus didesain untuk memikul sisa tegangan elastis di bawah tegangan maksimum yang dihasilkan oleh *link* pada saat leleh penuh dan saat mencapai tegangan tinggi (Bruneau dkk., 1998). Dengan membuat *link* menjadi elemen terlemah dalam struktur SRBE, maka sistem bresing yang direncanakan tidak akan mengalami kegagalan baik karena kelelehan tarik maupun tekuk. Hal itu bertujuan untuk menjaga kestabilan elemen *link* ketika menerima beban lateral berupa gaya gempa.

2.2.2 Perilaku *Link Beam*

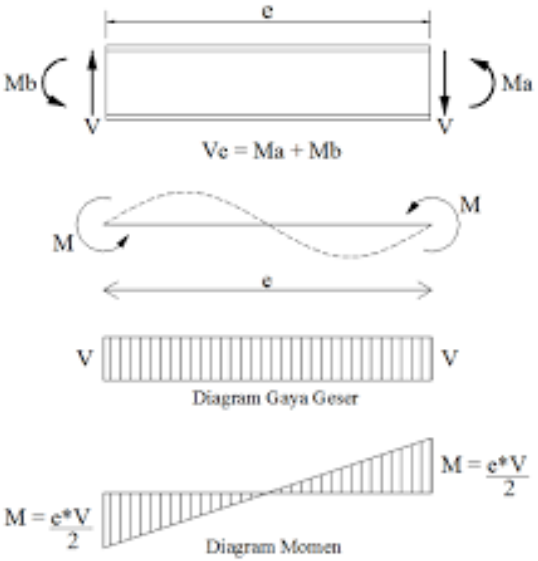
2.2.2.1 Gaya Dalam pada Elemen *Link*

Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelehan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link*, bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan seperti pada Gambar 2.4. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama, sehingga didapatkan Persamaan 2.1. Pada kasus ini, *link* diasumsikan hanya dalam

keadaan plastis biasa, tidak pada saat *strain hardening* dan tidak ada interaksi antara momen dan geser.

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

Keterangan:
e = Panjang *link*
M_p = Momen plastis (Z_x . f_y)
V_p = Geser plastis (0,6 . f_y . d . t_w)



Gambar 2.4 Gaya yang Bekerja pada Elemen *Link*
(Sumber: Engelahardt dan Popov, 1988)

2.2.2.2 Karakteristik Elemen *Link*

Panjang dari segmen *link* (e) adalah salah satu dari parameter utama untuk mengontrol kekakuan, kekuatan, daktilitas, dan tingkah laku dari suatu SRBE. Ada beberapa perbedaan substansi antara tingkah laku dari *link* yang panjang dan *link* yang

pendek. Meskipun *link* yang lebih panjang menghasilkan kebebasan arsitektural untuk bukaan, studi dan percobaan awal oleh Roeder dan Popov serta 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).

Apabila panjang *link* semakin pendek, maka gaya geser semakin berpengaruh terhadap perilaku inelastik. Sepanjang elemen *link* akan mengalami kelelehan geser. Pada *link* sangat pendek, gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis, yaitu $V_P = 0{,}6\, f_y \,.\, d \,.\, t_w$, sebelum momen ujung mencapai momen plastis $M_P = Z_x \,.\, f_y$, serta *link* mengalami kelelehan akibat gaya geser dan membentuk suatu sendi geser. Dengan sifat daktilitas yang tinggi, *link* geser memiliki kapasitas inelastik melebihi kapasitas geser dari *web* dan menyebabkan kegagalan *buckling* terjadi pada *web* (Wijaya, 2010).

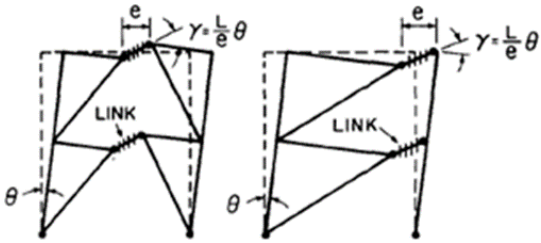
2.2.2.3 Mekanisme Energi Disipasi pada Elemen *Link*

Menurut Engelheardt (2007), pada desain struktur penahan gempa dengan SRBE perlu diperhitungkan besar rotasi plastis yang akan dialami oleh *link*. Pada tahap ini, lebih mudah menggunakan mekanisme disipasi energi (disebut juga sebagai mekanisme kehancuran). Pada Gambar 2.5 ditunjukkan mekanisme kehancuran dari SRBE tipe *inverted v-braced*. Besar penyimpangan pada sendi plastis terhadap balok disimbolkan

sebagai θ. Untuk SRBE, besar dari kebutuhan rotasi link (γ) harus lebih besar dari θ, dengan perumusan seperti pada Persamaan 2.2.

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

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



Gambar 2.5 Mekanisme Energi Disipasi pada SRBE
(Sumber: Engelahardt dan Popov, 1988)

2.2.2.4 Jenis-jenis Elemen *Link*

Berdasarkan ukuran panjang *link* (e), dikenal beberapa klasifikasi jenis *link* seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Klasifikasi *Link*

Jenis *Link*	**Syarat *Link***	**Rotasi**	**Jarak Pengaku Maks.**	**Keterang-an**
Geser murni	$e \leq \frac{1{,}6\ M_p}{V_p}$	0,08	$30\ t_w - d/5$	Leleh pada *link* didominasi oleh geser penuh

Jenis *Link*	**Syarat *Link***	**Rotasi**	**Jarak Pengaku Maks.**	**Keterang-an**
Dominan geser	$\frac{1{,}6\ M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2{,}6\ M_p}{V_p}$	*Interpolasi Linier	1 dan 3 dipenuhi	Leleh pada *link* didominasi oleh geser
Dominan lentur	$\frac{2{,}6\ M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{5\ M_p}{V_p}$	0,02	1,5 b_f dari tiap ujung *link*	Leleh pada *link* didominasi oleh lentur
Lentur murni	$e \geq \frac{5\ M_p}{V_p}$		Tidak perlu	Leleh pada *link* didominasi oleh lentur penuh

(Sumber: SNI 03-1729-2002)

2.3 Balok Komposit

Balok adalah bagian dari struktural sebuah bangunan yang kaku dan dirancang untuk menanggung dan mentransfer beban menuju elemen-elemen kolom penopang. Beban yang dipikul balok meliputi beban-beban gravitasi, seperti beban mati, dan beban hidup. Komponen struktur balok merupakan kombinasi dari elemen tekan dan elemen tarik. Berikut adalah beberapa jenis balok pada bangunan berdasarkan fungsinya:

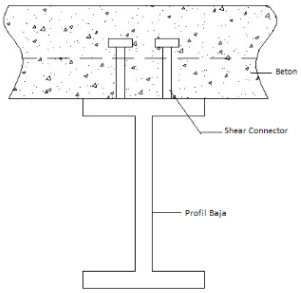
- *Joint* : Balok-balok tegak lurus dengan jarak kecil untuk memikul lantai atau atap suatu bangunan gedung.
- *Lintel* : Balok pada dinding terbuka
- *Sprindel* : Balok yang memikul suatu dinding luar suatu bangunan.
- *Stringer* : Balok tegak lurus arah jembatan pada

lantai kendaraan jembatan.

- *Floor beam* : Balok tegak lurus jembatan yang berfungsi untuk meneruskan beban dari *stringer* ke pemikul utama (rangka batang, balok girder).
- *Girder* : Balok besar, biasanya dipakai untuk istlah balok utama pada struktur jembatan.
- Gording : Balok untuk memikul atap pada struktur rangka batang (kuda-kuda atap)

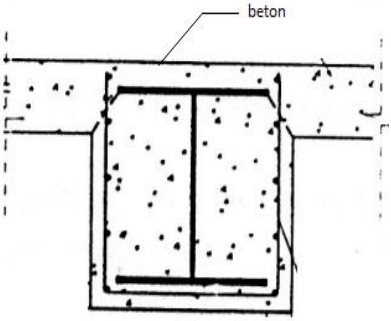
Balok komposit adalah sebuah balok yang kekuatannya bergantung pada interaksi mekanis anatar dua atau lebih beban. Pada dasarnya aksi komposit pada balok komposit dapat tercapai atau tidaknya tergantung dari penghubung gesernya. Secara umum, penghubung geser diletakkan di sayap atas profil baja jika profil baja tidak ditutup oleh cor beton. Hal ini bertujuan untuk mengurangi terjadinya slip pada pelat beton dengan bok baja. Apabila balok baja tertutup cor beton, maka penghubung geser secara praktis tidak diperlukan dan digantikan oleh tulangan sengkang.

- Tipe-Tipe Balok Komposit antara lain:
  a) Balok Komposit dengan penghubung geser (Gambar 2.6)



Gambar 2.6 Balok Komposit dengan Penghubung Geser
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

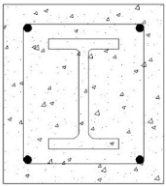
b) Balok baja yang diberi selubung beton (Gambar 2.7)



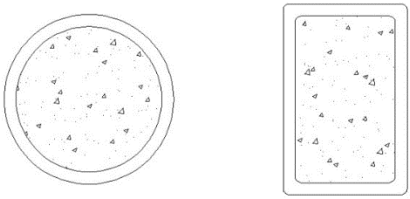
Gambar 2.7 Balok Baja yang Diberi Selubung Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

2.4 Kolom Komposit

Kolom komposit adalah kolom dengan material gabungan terbuat dari baja dan beton. Kolom komposit dapat terbuat dari profil baja yang terbungkus beton seluruhnya serta menggunakan profil baja pipa atau *tube* yang diisi dengan beton. Dengan ukuran yang sama, kolom komposit dapat menahan beban yang lebih besar dibandingkan kolom beton bertulang biasa ataupun kolom profil baja saja. Sebagai contoh, terdapat beberapa jenis kolom komposit, pada Gambar 2.8 profil baja WF diselubungi beton. Penampang dapat berbentuk persegi atau persegi panjang dengan menggunakan tulangan longitudinal di setiap sudutnya sebagai tempat terikatnya tulangan sengkang. Tulangan sengkang yang dipasang dengan jarak yang cukup rapat dapat meningkatkan kekuatan kolom untuk menahan *buckling* tulangan memanjang ke arah luar selama proses konstruksi berlangsung. Apabila tulangan memanjang bergeser, dapat mengakibatkan retak dan terkelupasnya selimut beton. Sementara itu, Gambar 2.9 (a) dan Gambar 2.9 (b) menunjukkan contoh kolom komposit dengan komponen berupa profil baja pipa dan *tube* yang diisi dengan beton.



Gambar 2.8 Profil Kolom Baja Berselubung Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)



(a) (b)

Gambar 2.9 (a) Profil Pipa Baja dengan Pengisi Beton (b) Profil Baja *Tube* dengan Pengisi Beton
(Sumber: Isdarmanu, Marwan, 2006)

Persyaratan desain kolom komposit ditentukan oleh SNI 03-1729-2002 pada pasal 12.3.1. Batasan-batasan pada pasal tersebut yang harus dipenuhi oleh suatu kolom komposit antara lain:

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas penampang komposit total;
2. Selubung beton untuk penampang komposit yang berintikan baja harus diberi tulangan baja longitudinal dan tulangan pengekang lateral. Selain itu, persyaratan berikut harus dipenuhi:
   a. Tulangan baja longitudinal harus menerus pada lantai struktur portal, kecuali untuk tulangan longitudinal yang hanya berfungsi memberi kekangan pada beton.
   b. Jarak antar pengikat lateral tidak boleh melebihi 2/3 dari dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas

minimum penampang tulangan transversal (atau longitudinal) tidak boleh kurang dari 0,18 mm^2 untuk setiap mm jarak antar tulangan transversal (atau longitudinal) terpasang.

c. Tebal bersih selimut beton dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal minimal sebesar 40 mm;

3. Mutu beton (f'c) yang digunakan diantara 21 MPa hingga 55 MPa untuk beton normal dan minimal 28 MPa untuk beton ringan;
4. Tegangan leleh profil dan tulangan baja yang digunakan untuk perhitungan kekuatan kolom komposit tidak boleh melebihi 380 MPa;
5. Sebagai upaya pencegahan tekuk lokal pada profil pipa baja atau penampang baja berongga, ketebalan dinding minimum harus memenuhi kriteria berikut ini:
   a. Pada penampang persegi dengan lebar sisi b, maka ketebalan dinding $t \geq b\sqrt{f_y/3E}$
   b. Pada penampang bulat dengan lebar diameter D, maka ketebalan dinding $t \geq D\sqrt{f_y/8E}$

2.5 Fondasi

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

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan fondasi sangat penting mengingat fondasi merupakan bagian terbawah dari

bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup, dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk fondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat fondasi tersebut diletakkan, biasanya fondasi diletakkan pada tanah yang keras.

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

2.5.1 Fondasi Dangkal

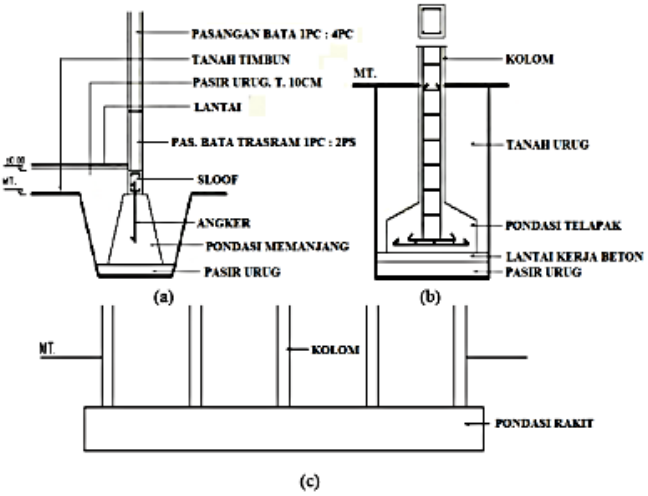
Fondasi dangkal disebut juga fondasi langsung, fondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar fondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh fondasi dangkal adalah sebagai berikut:

a. Fondasi Memanjang
   Fondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai fondasi telapak sisinya akan berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.10 (a))
b. Fondasi Telapak
   Fondasi yang berdiri sendiri mendukung kolom atau fondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada taah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan

itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.10 (b))

c. Fondasi Rakit

Fondasi rakit atau *Raft Foundation* digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila menggunakan fondasi telapak, sisi-sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.10 (c))



Gambar 2.10 Jenis-jenis Fondasi Dangkal
(Sumber: Sastrodarsono, Nakazawa, 1984)

2.5.2 Fondasi Dalam

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

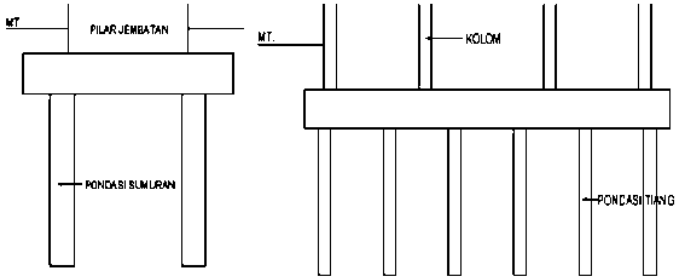
a. Fondasi Sumuran

Fondasi sumuran atau *Pier Foundation* merupakan fondasi peralihan antara fondasi dangkal dan fondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada

kedalaman yang relatif dalam, dimana fondasi dumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan fondasi dangkal $D_f / B \leq 1$. (Gambar 2.11 (a))

b. Fondasi Tiang

Fondasi tiang atau *Pile Foundation* digunakan bila tanah fondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah keras yang terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Fondasi tiang umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih dalam dibandingkan dengan fondasi sumuran. (Gambar 2.11 (b))



(a) (b)

Gambar 2.11 Jenis-jenis Fondasi Dalam
(Sostrodarsono, Nakazawa.1984)

Halaman ini sengaja dikosongkan.

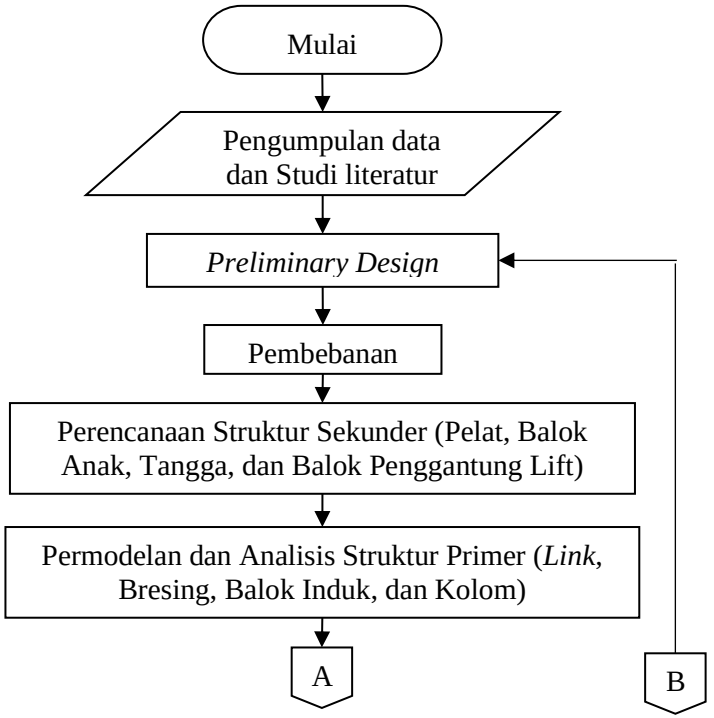
BAB III
METODOLOGI

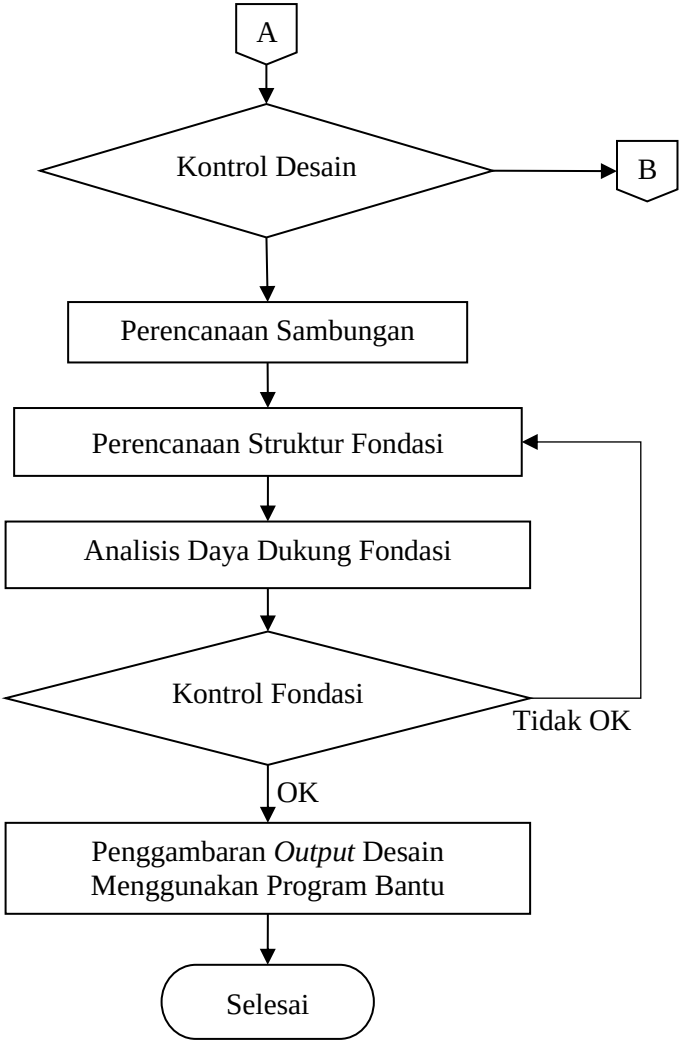
3.1 Umum

Perencanaan gedung Apartemen Darmo Hill Surabaya menggunakan Sistem Rangka Bresing Eksentrik (SRBE) tentunya memiliki susunan langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan urutan kegiatan yang akan dilakukan. Urutan-urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan data dan studi literatur sampai penyajian analisis struktur dan gambar teknik.

3.2 Bagan Alir Perencanaan

Diagram alir yang menjelaskan langkah-langkah yang dilakukan dalam proses pengerjaan tugas akhir ini dapat dilihat pada Gambar 3.1.





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Metodelogi Penyelesaian Tugas Akhir

Rincian penjelasan mengenai metodologi penyelesaian dari diagram alir Gambar 3.1 dapat dijelaskan sebagai berikut:

3.3.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data dimulai dari mempelajari gambar struktur *existing* serta data lain yang berkaitan dengan perencanaan sebagai bahan pertimbangan dalam melakukan modifikasi perencanaan. Berikut adalah data perencanaan yang digunanakan:

- Nama Gedung : Apartemen Darmo Hill
- Lokasi : Jl. Pakis Argosari, Surabaya, Jawa Timur
- Fungsi : Hunian
- Jumlah Lantai : 35 Lantai Tipikal, 3 Podium, 2 *Basement*
- Tinggi Gedung : 126 meter
- Struktur Utama : Beton Bertulang
- Sistem Struktur : Sistem Ganda Dinding Geser dan Rangka Pemikul Momen

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

- Nama Gedung : Apartemen Darmo Hill
- Lokasi : Wates, Yogyakarta
- Fungsi : Hunian
- Jumlah Lantai : 25 Lantai (24 Lantai Tipikal, 1 Atap)
- Tinggi Gedung : 100 meter
- Struktur Utama : Balok Baja dengan Dek dan Kolom *Concrete Filled Steel Tube*
- Sistem Struktur : Sistem Rangka Bresing Eksentris dengan Konfigurasi *Inverted V-Braced*

3.3.2 Studi Literatur

Dalam menunjang pengerjaan tugas akhir ini, maka dilakukan studi terhadap literatur yang berkaitan dengan perencanaan bangunan struktur baja komposit dengan menggunakan sistem rangka dengan bresing eksentris.

3.3.3 *Preliminary Design*

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

3.3.3.1 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perkiraan dimensi awal, penentuan mutu dan dimensi material pada elemen struktur sekunder yang meliputi:

- Pelat lantai
- Balok anak
- Tangga
- Balok penggantung *lift*

3.3.3.2 Perencanaan Struktur Primer

Melakukan perkiraan dimensi awal, penentuan mutu dan dimensi material pada elemen struktur primer yang meliputi:

- Perencanaan panjang *link*
- Dimensi balok di luar *link*
- Dimensi *bresing*
- Dimensi balok induk
- Dimensi kolom

3.3.4 Perhitungan Pembebanan Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut:

3.3.4.1 Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 Pasal 3.1.1, beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, dan komponen arsitektural serta struktural lainya. Selain itu, peralatan terpasang seperti mekanikal, elektrikal, dan plumbing juga dihitung sebagai beban mati. Mengacu pada SNI 1727:2013 Pasal 3.1.2, menyatakan bahwa beban mati untuk perancangan harus digunakan berat beban bahan konstruksi yang sebenernya, dengan ketentuan apabila tidak ada informasi yang

jelas dapat menggunakan nilai beban yang telah disetujui oleh pihak yang berwenang. Detail pembebanan beban mati selengkapnya akan digunakan peraturan PPIUG 1983.

3.3.4.2 Beban Hidup

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

3.3.4.3 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 sesuai Persamaan 3.1.

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

Keterangan:

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

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

q_i = q_i 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 impak, harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan SNI 1727:2013 Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi, secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h ($q_i = q_h$).

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

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

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

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

3.3.4.4 Beban Gempa

Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut SNI 03-1726-2012 ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Oleh karena itu, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik. Sehingga, analisisnya harus didasarkan pada analisis respon dinamik.

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dapat dilakukan dengan metode analisis dengan menggunakan respons spektrum gempa rencana yang dilai ordinatnya dikalikan dengan suatu faktor koreksi, yaitu I/R. I adalah Faktor Keutamaan menurut Tabel 1, sedangkan R adalah Faktor Reduksi Gempa Representatif dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau

dalam penjumlahan respons ragam menurut metode ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa yang menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya sebesar 90%.

Beban gempa rencana ditetapkan berdasarkan respons spektrum pada SNI 1726:2012 dimana langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Menentukan kategori risiko struktur bangunan (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Tabel 3.1 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliku unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memilik potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan,penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah danunit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasikendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempatperlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnyauntuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan padasaat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atauperalatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi strukturbangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

2. Menentukan faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2)

Tingkat Keutamaan (I_e) struktur dalam kepentingannya saat masa layan pada daerah risiko gempa disajikan dalam Tabel 3.2:

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

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

3. Menentukan klasifikasi situs (SNI 1726:2012 Pasal 5.3)

Pada Tabel 3.3 adalah parameter klasifikasi situs untuk menentukan kelas situs suatu jenis tanah.

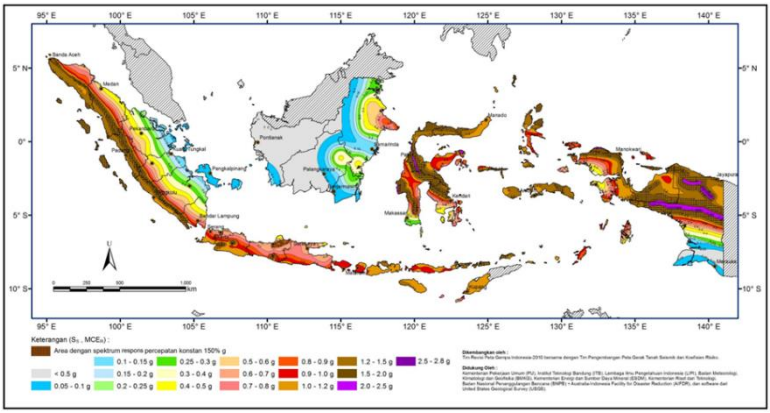
Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

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

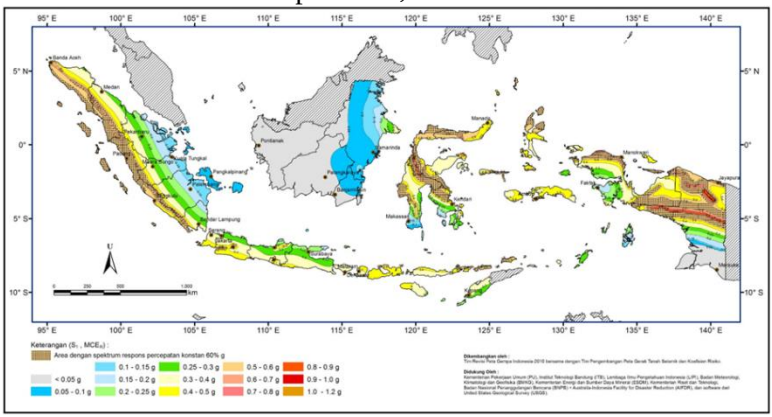
Kelas Situs	**V_s (m/detik)**	**N atau N_{ch}**	**S_u (kPa)**
	Atau setiap profil tanah yang mengandung 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: Indeks plastisitas, $PI > 20$ Kadar air, $w \geq 40\%$ Kuat geser niralir $S_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gemapa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat senditif, tnaha tersementasi lemah Lempung sangat organik dan/ atau gambut (ketebalan H >3 m)		
	Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7{,}5$ m dengan $PI > 75$ Lapisan lempung lunak/ setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_u <$ 50 kPa		

4. **Menentukan parameter percepatan tanah (SNI 1726:2012 Gambar 9 dan Gambar 10)**

Berikut ini adalah parameter percepatan tanah untuk menentukan nilai respons spektrum dalam periode singkat dan nilai respons spektrum dalam periode spektrum satu detik di wilayah Indonesia.



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



Gambar 3.3 Koefisien Risiko Terpetakan, Periode Respons Spektral 1 Detik

5. Menentukan koefisien situs, F_a dan F_v ((SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

Ditentukan nilai koefisien situs tanah yang ada di lokasi pembangunan berdasarkan data tanah dan besar parameter

percepatan tanah. Untuk koefisien situs F_a dijelaskan pada Tabel 3.4 dan koefisien situs F_v dijelaskan pada Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Koefisien Situs F_a

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

Tabel 3.5 Koefisien Situs F_v

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

6. Menghitung parameter percepatan desain, S_{DS} dan S_{D1}) (SNI 1726:2012 Pasal 6.3)

Parameter percepatan desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) harus ditetapkan sesuai Persamaan 3.2 dan Persamaan 3.3.

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

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

Dengan nilai kategorri desain seismik (S_{MS} dan S_{M1}) dihitung berdasarkan Persamaan 3.4 dan Persamaan 3.5 (SNI 1726:2012 Pasal 6.2)

$$S_{MS} = F_a S_S \quad (3.4)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (3.5)$$

7. Menentukan kategori desain seismik (SNI 1726:2012 Pasal 6.5)

Kategori desain seismik (S_{DS} dan S_{D1}) yang digunakan dihitung berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.5 pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7:

Tabel 3.6 Kategori Risiko S_{DS}

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

Tabel 3.7 Kategori Risiko S_{D1}

Nilai S_{D1}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{D1} < 0{,}067$	A	A
$0{,}067 \leq S_{D1} < 0{,}133$	B	C
$0{,}133 \leq S_{D1} < 0{,}20$	C	D
$0{,}20 \leq S_{D1}$	D	D

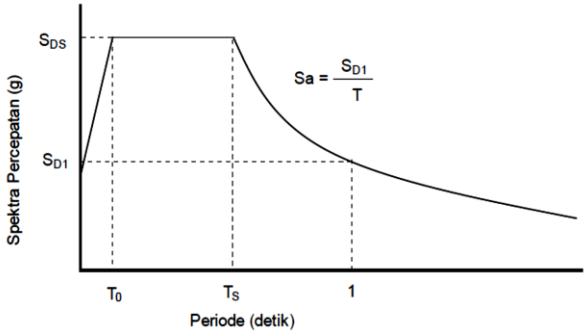
8. Memilih faktor koefisien modifikasi respons (R), faktor pembesaran defleksi (C_d), dan faktor kuat lebih sistem (Ω_0) untuk sistem penahan gaya gempa (SNI 1726:2012 Pasal 7.2.2)

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

Sistem Penahan Gaya Gempa	**Koefisien Respons Modifikasi, *R***	**Faktor Kuat Lebih, Ω_0**	**Faktor Pembesaran Defleksi, *Cd***	**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	TB	TB	TB	TB	TB

9. Melakukan analisis model respons spektrum (SNI 1726:2012 Pasal 6.4)

Analisis modal respons spektrum dilakukan menggambar grafik respons spektrum (Gambar 3.4) rencana ke dalam program analisis struktur. Ketentuan mengenai penggambaran grafik respons spektrum sesuai Persamaan 3.6 hingga Persamaan 3.10.



Gambar 3.4 Grafik Respons Spektrum

Pada periode $T < T_0$, respons spektra percepatan dihitung dengan Persamaan 3.6:

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

Pada periode $T_0 < T < T_s$, respons spektra percepatan dihitung dengan Persamaan 3.7:

$$S_a = S_{DS} \tag{3.7}$$

Pada periode $T > T_s$, respons spektra percepatan dihitung dengan Persamaan 3.8:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \tag{3.8}$$

Dengan nilai T_0 sesuai Persamaan 3.9 dan nilai T_s sesuai Persamaan 3.10:

$$T_0 = \frac{0{,}2\,S_{D1}}{S_{DS}} \tag{3.9}$$

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

10. Melakukan analisis statik ekivalen

- Menentukan periode fundamental pendekatan, T_a, sesuai Persamaan 3.11. (SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2.1)

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

Keterangan:
T_a = Periode fundamental pendekatan
C_t dan x = Koefisien parameter waktu getar perkiraan (Tabel 3.9)
h_n = Tinggi struktur

Tabel 3.9 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

- Menentukan batas periode struktur, T, dengan Persamaan 3.12

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

Keterangan:
T_a = Periode fundamental perkiraan

C_u = Koefisien batas atas perhitungan periode (Tabel 3.10)

Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektral Desain Pada 1 detik, S_{D1}	**Koefisien C_u**
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

- Menghitung koefisien respon seismik (Persamaan 3.13), C_s

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

Keterangan:

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

R = Faktor modifikasi respon (Tabel 3.8)

I_e = Faktor keutamaan hunian (Tabel 3.2)

Dengan nilai C_s tidak perlu melebihi dari Persamaan 3.14.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

T = Periode struktur

Serta nilai C_s harus tidak kurang dari Persamaan 3.15.

$$C_s = 0{,}044\, S_{DS}\, I_e \geq 0{,}01 \quad (3.15)$$

Keterangan:

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

Sebagai tambahan, untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari Persamaan 3.16.

$$C_s = \frac{0{,}5\ S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \qquad (3.16)$$

Keterangan:

S_1 = Koefisien risiko terpetakan periode respon spektral satu detik (Gambar 3.3)

- Menghitung gaya dasar seismik, V, dengan Persamaan 3.17

$$V = C_s\ W \qquad (3.17)$$

Keterangan:

C_s = Koefisien respon seismik

W = Berat seismik (SNI 1726:2012 Pasal 7.7.2)

3.3.4.5 Kombinasi Pembebanan

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

1,4 D
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 + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau S atau R)
1,2D + 1,0W + 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 Perencanaan Struktur Sekunder

3.3.5.1 Perencanaan Tangga

Direncanakan dan dikontrol sesuai SNI 1729:2015 sesuai dengan pasal F-1: (Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19)

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (3.18)$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \quad (3.19)$$

Keterangan:
M_n = Momen nominal balok
M_u = Momen ultimit yang terjadi
V_n = Geser nominal balok
V_u = Geser ultimit yang terjadi

3.3.5.2 Perencanaan Pelat Lantai

Direncanakan menggunakan pelat komposit berupa *steel deck* sehingga pelat lantai didesain menjadi pelat satu arah.

3.3.5.3 Perencanaan Balok Penggantung *Lift*

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19.

3.3.5.4 Perencanaan Balok Anak

Direncanakan dan dikontrol sesuai dengan Persamaan 3.18 dan Persamaan 3.19.

3.3.6 Permodelan Struktur

Melakukan permodelan struktur menggunakan program bantu yang direncanakan sebagai ruang tiga dimensi untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam pada struktur rangka utama.

3.3.7 Kontrol Perencanaan Struktur Primer

3.3.7.1 Kontrol Gaya Gempa Desain

Melakukan kontrol kemampuan struktur terhadap beban gempa berdasarkan SNI 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 Respons Spektrum

Kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85% dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0{,}85V/V_t$ (SNI 1726:2012 pasal 7.9.4.1).

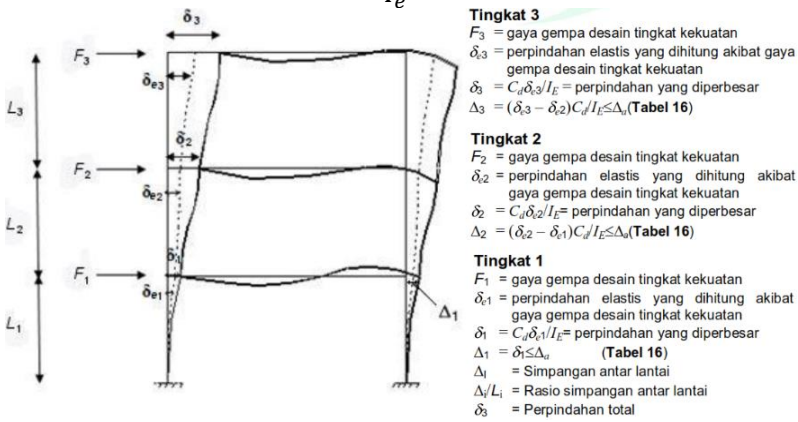
3. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Guna mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, maka nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi dengan perumusan pada Persamaan 3.11.

4. 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_{xe}, dapat dihitung dengan Persamaan 3.20 (SNI 1726:2012 pasal 7.8.6). Sementara itu, untuk perhitungan simpangan antar lantai ditunjukkan pada Gambar 3.5 berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.3. Nilai simpangan antar lantai ini tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin, h_{sx}, pada Tabel 3.11.

$$\delta_x = \frac{C_d\ \delta_{xe}}{I_e} \qquad (3.20)$$



Gambar 3.5 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 3.11 Simpangan Antar Lantai Izin

Struktur	Kategori Risiko		
	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	$0{,}020h_{sx}$	$0{,}015h_{sx}$	$0{,}010h_{sx}$

3.3.7.2 Kontrol Perhitungan Elemen Struktur Primer

Desain elemen struktur primer dikontrol berdasarkan SNI 03-1729-2002 dan SNI 03-1729-2015 agar dapat memikul gaya-gaya yang terjadi. Perencanaan elemen struktur primer meliputi:

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 Pasal 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 $2M_p/e$

V_p = $0{,}6\ f_y \cdot \left(d - 2\ t_f\right) \cdot t_w$

ϕ = Faktor reduksi (0,9)

e = Panjang *link*

Apabila beban aksial terfaktor pada *link*, N_u, tidak melebihi $0{,}15N_y$, dengan $N_y = A_g\ .\ F_y$, maka pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak perlu diperhitungkan. Dan apabila beban terfaktor pada link, *Nu*, melebihi $0{,}15N_y$, maka ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

- Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari ϕV_{pa} atau $2\phi M_{pa}/e$, dengan:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \tag{3.21}$$

$$M_{pa} = 1{,}18\ M_p \left(1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2\right) \tag{3.22}$$

$$\text{Dengan ketentuan; } \phi = 0{,}9 \tag{3.23}$$

- Panjang *link* tidak boleh melebihi ketentuan pada Persamaan 3.24 dan Persamaan 3.25

  i. Untuk p' $(A_w / A_g) \geq 0{,}3$

$$e = \left[1{,}15 - 0{,}5\, p' \cdot \left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right] \cdot \frac{1{,}6\, M_p}{V_p} \qquad (3.24)$$

  ii. Untuk p' $(A_w / A_g) < 0{,}3$

$$e = \frac{1{,}6\, M_p}{V_p} \qquad (3.25)$$

Sudut rotasi *link* adalah sudut inelastis antara *link* dan bagian balok di luar *link* pada saat simpangan antara lantai sama dengan simpangan antar lantai rencana, Δ_M. Sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi harga-harga pada Persamaan 3.26 dan Persamaan 3.27.

$$\text{0,08 radian; untuk} \quad e = \frac{1{,}6\, M_p}{V_p} \qquad (3.26)$$

$$\text{0,02 radian; untuk} \quad e = \frac{2{,}6\, M_p}{V_p} \qquad (3.27)$$

Nilai sudut rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai *e* yang berada di antara keduanya.

2. Batang bresing dan balok di luar *link*

Kuat kombinasi aksial dan lentur yang memerlukan 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.Vn, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2. Kuat rencana batang bresing, seperti ditentukan pada Pasal 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* sebesasr $R_y.V_n$, dengan V_n ditentukan sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2. Kuat rencana balok di luar *link* ini dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan Pasal 8 dan mengalikannya dengan faktor *Ry*.
2) Bila diperlukan, balok diluar *link* harus direncanakan menggunakan pengekang lateral untuk menjaga kestabilan balok. Pengekang lateral harus direncanakan pada kedua pelat sayap balok (atas dan bawah), dan masing-masing pengekang lateral harus mempunyai kuat perlu sebesar paling sedikit 2% dari kuat nominal pelat sayap balok sebesar $f_y .b_y .t_r$.

Pada sambungan antara batang bresing dan balok di ujung *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 Pasal 15.13.6.1. Tidak ada bagian dari sambungan ini yang boleh melebihi panjang *link*. Apabila batang bresing memikul sebagian momen ujung *link* maka sambungan harus direncanakan sebagai sambungan kaku.

3. Balok Induk

Suatu balok yang memikul beban lentur murni terfaktor M_u harus direncanakan sedemikian rupa sehingga selalu terpenuhi hubungan Persamaan 3.28.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (3.28)$$

Keterangan:
M_u = Momen lentur ultimit yang terjadi
ϕ = Faktor reduksi (0,9)
M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

1) Kontrol Penampang

Suatu penampang komponen struktur yang memikul lentur dikatakan kompak, tak kompak, dan langsing ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang profil I simetris ganda dan kanal yang digunakan dalam perencanaan struktur baja, batas kelangsingannya sesuai dengan Persamaan 3.29 hingga Persamaan 3.34. (SNI 1729-2015 Tabel B4.1b)

Untuk Sayap (*Flange*):
- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$):

$$\lambda = \frac{b_f}{2\ t_f} \quad (3.29)$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.30)$$

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

$$\lambda_r = 1{,}0\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.31)$$

Untuk Badan (*Web*):
- Penampang kompak ($\lambda \leq \lambda_p$):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \tag{3.32}$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.33}$$

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

$$\lambda_r = 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.34}$$

Keterangan:
b_f = Lebar sayap
t_f = Tebal sayap
h = Tinggi profil
t_w = Tebal pelat badan
f_y = Kuat leleh profil baja
f_r = Tegangan tekan residual pada pelat 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 F (F2-F6) SNI 1729:2015.

a. Penampang kompak

$$M_n = M_p = Z_x\, f_y \tag{3.35}$$

Penampang non kompak

$$M_n = M_p - (M_p - 0{,}7\, f_y\, S_x)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad (3.36)$$

b. Penampang langsing

$$M_n = \frac{0{,}9\, E\, k_c\, S_x}{\lambda^2} \qquad (3.37)$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \qquad (3.38)$$

Keterangan:
M_n= Kuat nominal dari momen lentur penampang
M_p= Kuat nominal dari momen plastis penampang
f_y = Tegangan leleh baja
Z_x = Modulus plastis penampang di sumbu *x*
S_x = Modulus elastis penampang di sumbu *x*
E = Modulus elastisitas baja
k_c = Tidak boleh diambil lebih kecil dari 0,35 maupun lebih besar dari 0,76

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 F (F2-F6) SNI 1729:2015 sesuai Tabel 3.12.

Tabel 3.12 Batas-batas Pengekang Lateral

Profil	L_p	L_r
Profil I dan kanal ganda	$1{,}76\, r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ dengan $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ adalah jari-jari girasi terhadap sumbu lemah	$r_y \left[\frac{X_1}{f_L}\right] \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \, {f_L}^2}}$ dengan, $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S}\sqrt{\frac{E\, G\, J\, A}{2}}$ $X_2 = 4\left(\frac{S}{G\, J}\right)^2 \frac{I_w}{I_y}$ I_w adalah konstanta puntir lengkung J adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0{,}13\, r_y \frac{\sqrt{J\, A}}{M_p}$	$2\, E\, r_y \frac{\sqrt{J\, A}}{M_p}$

(Sumber: SNI 03-1729-2002 Tabel 8.3.2)

a. Bentang pendek ($L_b \leq L_p$)
Untuk komponen struktur yang memenuhi $L_b \leq L_p$, maka kuat nominal komponen struktur terhadap momen lentur sesuai Persamaan 3.39.

$$M_n = M_p = Z_x \, f_y \qquad (3.39)$$

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

$$M_n = C_b \left[M_r + \left(M_p - M_r\right) \frac{(L_r - L)}{\left(L_r - L_p\right)}\right] \leq M_p \qquad (3.40)$$

c. Bentang panjang ($L_r \leq L_b$)

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{x}{L_b} \sqrt{E\, I_y\, G\, J\, \left(\frac{\pi\, E}{L_b}\right)^2} \leq M_p \qquad (3.41)$$

Keterangan:
Z_x = Modulus plastis
f_y = Kuat leleh profil baja
C_b = Dihitung berdasarkan Persamaan 3.42

$$C_b = \frac{12{,}5\, M_{maks}}{2{,}5\, M_{maks} + 3\, M_A + 4\, M_B + 3\, M_C} \qquad (3.42)$$

Dengan, $C_b \leq 2{,}30$

4) Kekuatan Lentur Balok Komposit dengan Penghubung Geser

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

a. Kuat Lentur Positif

Sesuai SNI 1729-2015 Pasal I2-a, kekuatan lentur positif desain, $\emptyset M_n$ dan kekuatan lentur positif diizinkan M_n/Ω, harus ditentukan untuk keadaan batas leleh sesuai dengan Persamaan 3.43 dam Persamaan 3.44.

$$\emptyset_b = 0{,}9$$

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \leq 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (3.43)$$

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

$$\text{Untuk } \frac{h}{tw} \geq 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \qquad (3.44)$$

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

b. Kuat Lentur Negatif

Sesuai dengan SNI 1729-2015 Pasal I2-b, kekuatan lentur negatif harus ditentukan untuk penampang baja sendiri menurut persyaratan Bab F, atau ditentukan dari distribusi tegangan plastis pada penampang komposit untuk keadaan batas leleh (momen plastis) dengan ketentuan,

- Kekuatan lentur negatif dihitung dengan mengabaikan aksi komposit. Maka dari itu, kekuatan lentur negatif penampang komposit sama dengan kekuatan lentur negatif penampang baja saja. ($\phi_b = 0{,}9$)
- Jika balok memiliki penampang kompak dan tidak langsing, maka kekuatan lentur negatif dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis yang juga mempertimbangkan pengaruh tulangan baja di sepanjang lebat efektif pelat beton. ($\phi_b = 0{,}85$)

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 Persamaan 3.45

$$V_u \leq \phi\, V_n \qquad (3.45)$$

Keterangan:

V_u = Kuat geser terfaktor
V_n = Kuat geser nominal, hanya oleh pelat badang
ϕ = Faktor reduksi (0,9)

Kekuatan geser nominal dari plat badan yang tak diperkaku menurut keadaan batas dari pelelehan geser dan tekuk geser dihitung sesuai Persamaan 3.46

$$V_n = 0{,}6\, f_y\, A_w\, C_v \tag{3.46}$$

Dengan ketentuan nilai C_v diambil sebagai berikut

a. Leleh pada pelat badan (plastik sempurna)

Perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel h/t_w dihitung sesuai Persamaan 3.47 dan Persamaan 3.48.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}1 \sqrt{\frac{k_n\, E}{f_{yw}}} \tag{3.47}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \tag{3.48}$$

Apabila memenuhi persamaan di atas, maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sesuai Persamaan 3.49.

$$V_n = 0{,}6\, f_{yw}\, A_w \tag{3.49}$$

Keterangan:

F_{yw} = Tegangan leleh pelat badan

A_w = Luas kotor pelat badan

b. Tekuk inelastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan Persamaan 3.50,

$$1{,}1 \sqrt{\frac{k_n\, E}{f_{yw}}} \leq \frac{h}{t_w} \leq 1{,}37 \sqrt{\frac{k_n\, E}{f_{yw}}} \tag{3.50}$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung sebagai dengan Persamaan 3.51.

$$V_n = 0{,}6\, f_{yw}\, A_w \cdot \left[1{,}1 \sqrt{\frac{k_n\, E}{f_{yw}}}\right] \cdot \frac{1}{h/t_w} \qquad (3.51)$$

c. Tekuk elastik pada pelat badan

Jika kelangsingan pelat badan memenuhi hubungan Persamaan 3.52,

$$\frac{h}{t_w} \geq 1{,}37 \sqrt{\frac{k_n\, E}{f_{yw}}} \qquad (3.52)$$

Maka kuat geser nominal pelat badan harus dihitung dengan Persamaan 3.53.

$$V_n = \frac{0{,}9\, E \cdot k_n \cdot A_w}{\left(h/t_w\right)^2} \qquad (3.53)$$

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

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

7) *Shear Connector*

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

Untuk *shear connector* tipe stud (paku), digunakan perumusan sesuai Persamaan 3.54.

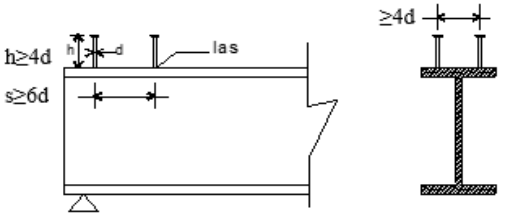
$$Q_n = 0{,}5\, A_{sc} \left(\sqrt{f_c'} \cdot E_c \right) \cdot r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \qquad (3.54)$$

Keterangan:

r_s = 1,00 untuk pelat beton biasa
≤1,00 untuk dek baja gelombang

A_{sc} = luas penampang *shear connector* ($\pi/4\ d^2$)

E_c = Modulus elastisitas beton

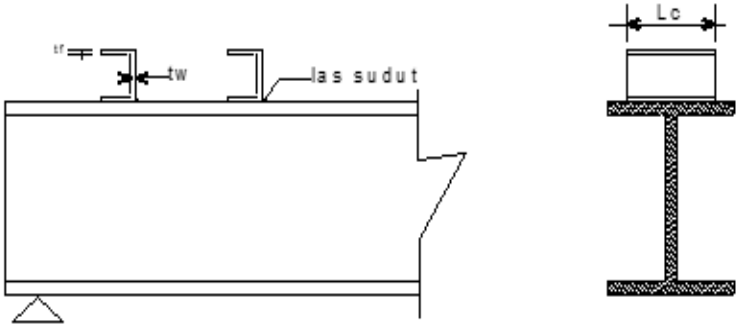


Gambar 3.6 Potongan Balok Dengan Penghung Geser Stud

b. Kekuatan *Shear-Connector* baja kanal

Untuk kekuatan *shear connector* tipe baja kanal, digunakan perumusan sesuai dengan Persamaan 3.55.

$$Q_n = 0{,}3(t_r + 0{,}5\ t_w)\ L_c \left(\sqrt{f_c' \cdot E_c} \right) \qquad (3.55)$$



Gambar 3. 7 Potongan Balok Dengan Penghubung Geser Baja Kanal

c. Jumlah *shear connector* yang dibutuhkan di sepanjang daerah tertentu

$$n = \frac{V_h}{Q_n} \quad (3.56)$$

Keterangan:

V_h = Gaya geser horisontal total pada bidang kontak antara balok baja dan pelat beton yang harus ditransfer oleh *shear connector*

Gaya geser horizontal total (V_h) pada bidang kontak baja dengan beton dihitung berdasarkan,

- Pada daerah momen positif

Gaya geser horizontal total pada daerah momen nol dan momen positif maksimum adalah nilai terkecil dari:

1) 0,85 $f_c'.A_c$ dari beton
2) $A_s.f_y$ dari profil baja
3) ΣQ_n dari *shear connector*

- Pada daerah momen negatif

Gaya geser horizontal total pada daerah momen nol dan momen negatif maksimum adalah nilai terkecil dari:

1) $A_r.f_{yr}$ dari beton
2) ΣQ_n dari *shear connector*

Keterangan:

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

Pada balok komposit penuh, gaya geser horizontal total V_h ditentukan oleh kapasitas tekan beton atau kapasitas tarik profil baja/tulangan baja. Pada balok komposit parsial, gaya geser horizontal V_h ditentukan oleh kapasitas penghubung geser (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 (SNI 1729:2015 Pasal I.1)
  - Kontrol luas penampang minimum profil baja

$$\frac{A_s}{A_c + A_s} \times 100\% \geq 1\% \qquad (3.57)$$

Keterangan:
A_s = Luas penampang baja
A_c = Luas penampang beton

  - Kontrol tebal minimum (t) penampang baja berongga yang diisi beton

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3E}} \qquad (3.58)$$

Keterangan:
t = Tebal penampang baja berongga
b = Lebar penampang baja
f_y = Tegangan leleh baja
E = Modulus elastisitas baja

- Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT (SNI 1729:2015 Pasal I.1 dan I.2)

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

$$\lambda = \frac{b_f}{2\, t_f} \qquad (3.59)$$

$$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{(kompak)} \qquad (3.60)$$

$$\lambda_r = 3\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (tak kompak)} \quad (3.61)$$

$$\lambda_r = 5\sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ (maksimum yang diizinkan)} \quad (3.62)$$

Keterangan:
t = Tebal penampang baja berongga
b = Lebar penampang baja

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Apabila Penampang Kompak

$$P_{no} = P_p \quad (3.63)$$

Dengan,

$$P_p = f_y\, A_s + C_2\, f'_c \left(A_c + A_{sr}\, \frac{E_s}{E_c}\right) \quad (3.64)$$

Keterangan:
P_{no} = Kuat tekan nominal dari panjang nol
P_p = Kuat tumpu nominal
f_y = Tegangan leleh profil baja
A_s = Luas penampang profil baja
A_c = Luas penampang beton
A_{sr} = Luas penampang tulangan menerus
E_s = Modulus elastisitas profil baja
E_c = Modulus elastisitas beton
C_2 = Koefisien penambahan jarak tepi
= 0,85 (Penampang persegi)

- Apabila Penampang Non Kompak

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2 \quad (3.65)$$

Dengan,

$$P_y = f_y\, A_s + 0{,}7 f'_c \left(A_c + A_{sr}\, \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad (3.66)$$

Keterangan:
P_y = Kekuatan leleh aksial

- Apabila Penampang Langsing

$$P_{no} = f_{cr} \cdot A_s + 0{,}7 f'_c \left(A_c + A_r \cdot \frac{E_s}{E_c} \right) \qquad (3.67)$$

Dengan nilai tegangan kritis, f_{cr} untuk penampang persegi diisi beton,

$$f_{cr} = \frac{9\, E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad (3.68)$$

- Amplifikasi Momen

Kekuatan lentur orde pertama yang diperlukan, M_r, dan ketentuan aksial, P_r, dari semua komponen struktur harus ditentukan seperti Persamaan 3.69 dan 3.70. (SNI 1729:2015 Lampiran 8.2)

$$M_r = B_1\, M_{nt} + B_2\, M_{lt} \qquad (3.69)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 \cdot P_{lt} \qquad (3.70)$$

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_{lt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, akibat hanya translasi lateral struktur

M_{nt} = Momen orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, dengan struktur dikekang melawan translasi lateral

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

P_{lt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, akibat hanya translasi lateral struktur

P_{nt} = Gaya aksial orde pertama menggunakan kombinasi beban DFBK, dengan struktur dikekang melawan translasi lateral

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

- Pengali B_1 untuk efek P-δ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \cdot {P_r}/{P_{e1}}} \geq 1 \qquad (3.71)$$

Dengan,

α = 1 (DFBK)

C_m = Koefisien dengan asumsi tanpa translasi lateral dari portal yang ditentukan sesuai Persamaan 3.72

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad (3.72)$$

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

P_{el} = Kekuatan tekuk kritis elastis komponen struktur dalam bidang lentur, dihitung berdasarkan asumsi tanpa translasi pada ujung-ujung komponen struktur (Persamaan 3.73)

$$P_{el} = \frac{\pi^2 \, E \, I}{(K_1 \, L)^2} \tag{3.73}$$

Keterangan:

EI = Kekakuan lentur yang diperlukan yang harus digunakan dalam analisis ($0{,}8 \, \pi_b \, E \, I$) bila digunakan dalam metode analisis langsung dengan π_b adalah seperti ditetapkan pada Bab C SNI 03-1729-2015 untuk panjang efektif dan metode analitis 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-δ*

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \, \dfrac{P_{story}}{P_{e\,story}}} \geq 1 \tag{3.74}$$

Keterangan:

α = 1 (DFBK)

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

$P_{e\,story}$ = Kekuatan tekuk kritis elastis untuk tingkat pada arah translasi yang diperhitungkan, ditentukan dengan analisis tekuk *sidesway*, atau sesuai dengan Persamaan 3.75

$$P_{e\,story} = R_M \, \frac{H \, L}{\Delta_H} \tag{3.75}$$

Dengan,

$$R_M = 1 - 0{,}15\left(\frac{P_{mf}}{P_{story}}\right) \quad (3.76)$$

Keterangan:
L = Tinggi tingkat
P_{mf} = Beban vertikal total pada kolom dalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen
Δ_H = Simpangan tingkat dalam orde pertama
H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung Δ_H

- Momen Nominal

Momen nominal pada kolom yang diperhitungkan sama seperti balok dengan dua arah sumbu penampang, yaitu arah x dan arah y dengan Persamaan 3.77.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad (3.77)$$

Keterangan:
M_u = Momen lentur terfaktor
ϕ = Faktor tahanan (0,9)
M_n = Kuat nominal dari momen lentur penampang

Untuk profil HSS yang diisi dengan beton dengan ketebalan profil baja di semua sisi. (SNI 1729-2015 Tabel B4.1b)

$$\lambda = \frac{b_f}{2\ t_f} \quad (3.78)$$

$$\lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.79}$$

$$\lambda_r = 1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{3.80}$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk Penampang Kompak

$$M_n = M_p = f_y \cdot Z \tag{3.81}$$

- Untuk Penampang Nonkompak

$$M_n = M_p - \left(M_p - f_y\, S\right)\left[3{,}57\,\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4\right] \le M_u \tag{3.82}$$

- Untuk Penampang Langsing

$$M_n = f_y\, S_e \tag{3.83}$$

Keterangan:

S_e = Modulus penampang efektif yang ditentukan dengan lebar efektif b_e, dari sayap yang diambil sesuai Persamaan 3.84

$$b_e = 1{,}92\, t_f \sqrt{\frac{E}{f_y}}\left(1 - \frac{0{,}38}{\frac{b}{t_f}}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right) \le b \tag{3.84}$$

- Kontrol Kombinasi Aksial dan Lentur

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

- Untuk,

$$\frac{P_u}{\phi\, P_n} \geq 0{,}2 \tag{3.85}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c\, P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b\, M_{nx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b\, M_{ny}}\right) \leq 1{,}0 \tag{3.86}$$

- Untuk,

$$\frac{P_u}{\phi\, P_n} \leq 0{,}2 \tag{3.87}$$

$$\frac{P_u}{2\,\phi_c\, P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b\, M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b\, M_{cy}}\right) \leq 1{,}0 \tag{3.88}$$

Keterangan:

P_u = Kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N)

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

M_r = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N.mm)

M_c = Kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK (N.mm)
= $\phi_b\, M_{nx}$

ϕ_c = Faktor ketahanan untuk tekan (0,9)

ϕ_b = Faktor ketahanan untuk lentur (0,9)

3.3.8 Perencanaan Sambungan

3.3.8.1 Sambungan Baut

Perencanaan sambungan baut pada tugas akhir ini mengacu pada SNI 1729:2015 pasal J.3 secara lengkap. Berdasarkan peraturan tersebut, suatu baut yang memikul beban tefaktor harus memenuhi Persamaan 3.89.

$$R_u \leq \phi \cdot R_n \quad ; \phi = 0{,}75 \text{ (DFBK)} \tag{3.89}$$

$$R_n = F_n \, A_b \tag{3.90}$$

Keterangan:

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

F_n = Tegangan tarik nominal (F_{nt}) atau tegangan geser (F_{nv}) dari SNI 1729:2015 Tabel J3.2 (MPa)

- Kombinasi Gaya Tarik dan Geser dalam Sambungan Tipe Tumpuan

Kekuatan tarik yang tersedia dari baut yang menahan kombinasi gaya tarik dan geser harus ditentukan dengan keadaan batas dari keruntuhan geser sesuai Persamaan 3.91.

$$R_n = F'_{nt} \, A_b \quad ; \phi = 0{,}75 \text{ (DFBK)} \tag{3.91}$$

$$F'_{nt} = 1{,}3 \, F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \, F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \tag{3.92}$$

Keterangan:

F'_{nt} = Tegangan tarik nominal yang dimodifikasi mencakup Efek tegangan geser (MPa)

F_{nt} = Tegangan tarik nominal dari SNI 1729:2015 Tabel J3.2 (MPa)

F_{nv} = Tegangan geser dari SNI 1729:2015 Tabel J3.2 (MPa)

f_{rv} = Tegangan geser yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK atau DKI (MPa)

- Baut Kekuatan Tinggi dalam Sambungan Kritis Slip

$$R_n = \mu \, D_u \, h_f \, T_b \, n_s \tag{3.93}$$

- ϕ = 1,0 (Untuk lubang ukuran standar dan lubang slot pendek yang tegak lurus terhadap arah dari beban)
- ϕ = 0,85 (Untuk lubang ukuran berlebih dan lubang slot pendek yang paralel terhadap arah dari beban)
- ϕ = 0,7 (Untuk lubang slot panjang)

Keterangan:

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

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

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

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

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

- Untuk Pelelehan Geser dari Elemen

$$R_n = 0{,}60\, F_y\, A_{gv} \quad ; \phi = 1{,}0 \tag{3.94}$$

Keterangan:

A_{gv} = Luas bruto yang menahan geser (mm^2)

- Untuk Keruntuhan Geser dari Elemen

$$R_n = 0{,}60\, F_u\, A_{nv} \quad ; \phi = 0{,}75 \tag{3.95}$$

Keterangan:
A_{nv} = 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 sesuai Persamaan 3.96.

$$R_n \leq 0{,}60\, F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \tag{3.96}$$

$$R_n = 0{,}60\, F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \tag{3.97}$$

Dengan:
U_{bs} = 1 (Untuk tegangan tarik merata)
U_{bs} = 0,5 (Untuk tegangan tarik tidak merata)

3.3.8.2 Sambungan Las

Berdasarkan SNI 1729:2015 Pasal J2.4, kekuatan desain, ϕR_n harus merupakan nilai terendah dari kekuatan material dasar yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan tarik dan keruntuhan geser dan kekuatan logam las yang ditentukan menurut keadaan batas dari keruntuhan sesuai Persamaan 3.98.

- Untuk Logam dasar

$$R_n = F_{nBM}\, A_{BM} \tag{3.98}$$

- Untuk Logam las

$$R_n = F_{nw}\, A_{we} \tag{3.99}$$

Keterangan:
F_{nBM} = tegangan nominal dari logam dasar, ksi (MPa)
F_{nw} = tegangan nominal dari logam las, ksi (MPa)

A_{BM} = luas penampang logam dasar, in^2. (mm^2)
A_{we} = luas efektif las, in^2 (mm^2)

Untuk las sudut, kekuatan yang diizinkan adalah sebagai berikut:

- Untuk kelompok las linier yang dibebani melalui titik berat

$$R_n = F_{nw}\, A_{we} \tag{3.100}$$

$$F_{nw} = 0{,}60\, F_{EXX}\, (1{,}0 + 0{,}50\, sin^{1{,}5}\theta) \tag{3.101}$$

Keterangan:
F_{nw} = Tegangan nominal logam las, ksi (MPa)
F_{EXX} = Kekuatan klasifikasi logam pengisi
θ = Sudut pembebanan diukur dari sumbu longitudinal las (^{0})

- Untuk elemen las dalam suatu kelompok las

$$R_{nx} = \sum F_{nwix}\, A_{wei} \tag{3.102}$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwiy}\, A_{wei} \tag{3.103}$$

$$M_n = \sum \left[F_{nwiy}\, A_{wei} - F_{nwix}\, A_{wei}\right] \tag{3.104}$$

Keterangan:
R_{nx} = Komponen horisontal kekuatan nominal las, kips (N)
R_{ny} = Komponen vertikal kekuatan nominal las, kips (N)
F_{nwix} = Komponen *x* dari tegangan nominal, F_{nwi}, ksi (MPa)
F_{nwiy} = Komponen *y* dari tegangan nominal, F_{nwi}, ksi (MPa)
A_{wei} = Luas efektif *throat* las dari setiap elemen las, in^2 (mm^2)

- Untuk kelompok las sudut konsentris

$$R_n = R_{nwi} + R_{nwt} \quad (3.105)$$

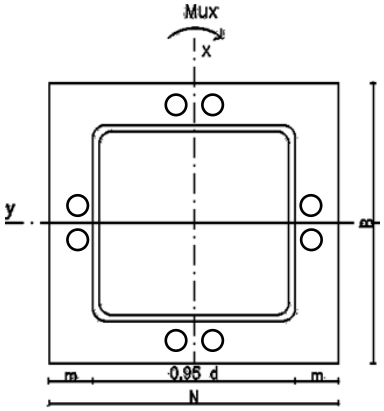
$$R_n = 0{,}85\ R_{nwi} + 1{,}5\ R_{nwt} \quad (3.106)$$

Keterangan:

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

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

3.3.9 Base Plate



Gambar 3.8 *Base plate*

Eksentrisitas dari gaya yang bekerja pada *base plate* dihitung sesuai dengan Persamaan 3.107.

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad (3.107)$$

Tekanan akibat beban P_u yang bekerja pada *base plate* dihitung sesuai dengan Persamaan 3.108.

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B\ N} \tag{3.108}$$

Tekanan akibat beban M_{ux} yang bekerja pada *base plate* dihitung sesuai dengan Persamaan 3.109.

$$f_{pb} = \frac{6M_{ux}}{B\ N} \tag{3.109}$$

Tekanan maksimal pada *base plate* dihitung sesuai dengan Persamaan 3.110.

$$f_{p-max} = f_{pa} + f_{pb} \tag{3.110}$$

Nilai M_{upl} yang bekerja pada *base plate* dihitung sesuai dengan Persamaan 3.111 dan Persamaan 3.112.

$$m = \frac{(N - 0{,}95\ D)}{2} \tag{3.111}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p-max} - 2f_{pb}\ \frac{m}{N}\right) \cdot \left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2f_{pb}\ \frac{m}{N}\right) \cdot \left(\frac{m^2}{3}\right) \tag{3.112}$$

Menentukan tebal *base plate* menggunakan Persamaan 3.113.

$$t = \sqrt{\frac{4\ M_{upl}}{\phi\ f_y}} \tag{3.113}$$

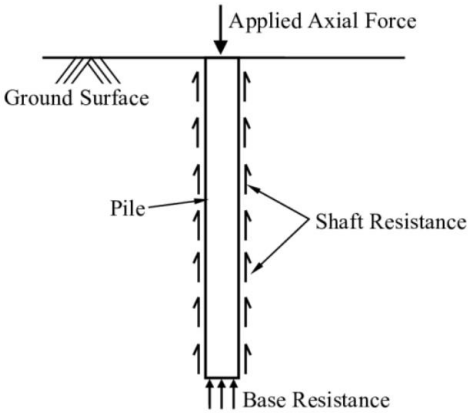
3.3.10 Perencanaan Struktur Bawah

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

yang digunakan untuk perencanaan daya dukung didapatkan dari hasil SPT (*Standard Penetration Test*).

3.3.10.1Daya Dukung Fondasi Dalam

Daya dukung fondasi dalam dihitung berdasarkan mekanisme transfer beban pada fondasi tiang.



Gambar 3.9 Mekanisme Transfer Beban pada Fondasi Tiang
(Sumber: Load Transfer Mechanism of Axially Loaded Piles. https://researchgate.net/figure/1-Load-Transfer-Mechanism-of-Axially-Loaded-Piles_fig1_280716789. Diakses 28 Januari 2020)

Perhitungan daya dukung fondasi dalam dapat menggunakan data nilai SPT yang telah dikoreksi. Koreksi data nilai SPT dapat menggunakan beberapa perumusan sebagai berikut:

i. Koreksi terhadap muka air tanah

Jika nilai $N_{SPT} > 15$, untuk tanah pasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung yang berada di bawah nuka air tanah dapat menggunakan perumusan Terzaghi & Peck seperti pada Persamaan 3.114 dan perumusan Bazaraa seperti pada Persamaan 3.115.

- Terzaghi & Peck, 1960

$$N_1 = 15 + \frac{1}{2}\,(N - 15) \tag{3.114}$$

- Bazaraa, 1967

$$N_1 = 0{,}6 \tag{3.115}$$

Selanjutnya, dipilih nilai terkecil dari harga N berdasarkan Persamaan 3.95 dan 3.95. Untuk jenis tanah lempung, lanau, dan pasir kasar serta N ≥ 15 tidak perlu (N_1 = N).

ii. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Nilai N_1 perlu dikoreksi lagi terhadap *overburden* dari tanah di lokasi nilai N tersebut didapatkan.

- Bila $p_0 \leq 7{,}5\ {}^{t}/_{m^2}$

$$N_2 = \frac{4\ N_1}{1 + 0{,}4\ p_0} \tag{3.116}$$

- Bila $p_0 > 7{,}5\ {}^{t}/_{m^2}$

$$N_2 = \frac{4\ N_1}{3{,}25 + 0{,}1\ p_0} \tag{3.117}$$

Apabila p_0 dalam satuan kPa atau kN/m^2, maka Persamaan 3.116 dan Persamaan 3.117 menjadi:

- Bila $p_0 \leq 7{,}5\ kPa$

$$N_2 = \frac{4\ N_1}{1 + 0{,}04\ p_0} \tag{3.118}$$

- Bila $p_0 \leq 7{,}5\ kPa$

$$N_2 = \frac{4N_1}{3{,}25 + 0{,}01\ p_0} \tag{3.119}$$

Nilai N_2 harus kurang dari atau sama dengan nilai $2N_1$. Jika nilai N_2 lebih dari nilai $2N_1$, maka dipakai nilai $N_2 = 2N_1$.

Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal dapat menggunakan perumusan dari Meyerhof seperti pada Persamaan 3.120.

$$Q_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum Cl_i \cdot As_i \tag{3.120}$$

$$As_i = O_i \cdot h_i \tag{3.121}$$

Keterangan:

Cl_i = Hambatan geser selimut tiang pada segmen *i*
As_i = Luas selimut tiang pada segmen *i*
O_i = Keliling tiang pada segmen *i*
$C_{n-ujung}$ = 40N
N = Harga rata-rata N_2 pada 4D di bawah hingga 8D di atas ujung tiang
Cl_i = $N/_2\ t/m^2$; untuk tanah lempung atau lanau
$N/_5\ t/m^2$; untuk tanah pasir

$$Q_{izin} = \frac{Q_{ult}}{SF};\ SF = 3 \tag{3.122}$$

3.3.10.2Daya Dukung Tiang Kelompok

Perencanaan struktur fondasi menggunakan fondasi tiang pancang. Perhitungan daya dukung tiang kelompok perlu koreksi terhadap efisiensi tiang dalam grup. Efisiensi tersebut dapat dihitung dengan Persamaan 3.123, Persamaan 3.124, dan Persamaan 3.125:

i. Seiler-Keeney *Formula*

$$E_{ff} = 1 - \left\{1 - \left[\left(\frac{36\ s}{75\ s^2 - 7}\right) \cdot \left(\frac{m+n-2}{m+n-1}\right)\right]\right\} + \frac{0{,}3}{m+n} \tag{3.123}$$

ii. Converse – Labarre

$$C_e = 1 - \frac{\tan^{-1}\left(\frac{\phi}{s}\right)}{90^0} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right) \tag{3.124}$$

iii. Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi\, m\, n} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2(m-1)(n-1)} \right] \quad (3.125)$$

Keterangan:

S = Jarak antar fondasi tiang
m = Jumlah baris fondasi tiang dalam grup
n = Jumlah kolom fondasi tiang dalam grup
ϕ = Diameter fondasi tiang
B = Lebar grup tiang
L = Panjang grup tiang

3.3.10.3Kontrol Beban Maksimum Satu Fondasi Tiang

Dalam penggunaan fondasi tiang kelompok, terjadi repatisi beban-beban yang bekerja pada tiang pancang. Perhitungan besarnya beban maksimum satu fondasi tiang dapat menggunakan Persamaan 3.126.

$$P_{max} = \frac{V_u}{n} \pm \frac{M_y\, x_{max}}{\sum_{i=1}^{n} (x_i)^2} \pm \frac{M_x\, y_{max}}{\sum_{i=1}^{n} (y_i)^2} \quad (3.126)$$

Kemudian, beban tersebut dikontrol terhadap kapasitas minimum dari daya dukung tanah (Persamaan 3.103) atau spesifikasi kuat tiap satu fondasi tiang berdasarkan spesifikasi produk tiang pancang.

3.3.10.4Kontrol Gaya Lateral pada Fondasi Tiang

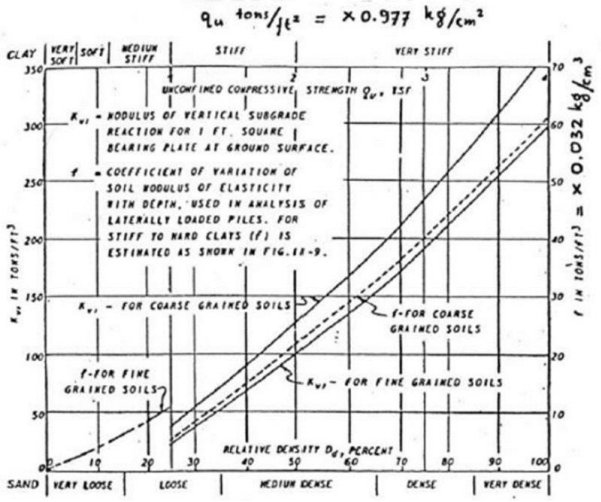
Fondasi tiang perlu didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang bekerja. Berikut adalah tahapan kontrol gaya lateral pada fondasi tiang:

i. Menghitung faktor kekakuan relatif
   Faktor kekakuan relatif suatu fondasi tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.127:

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{0.2} \quad (3.127)$$

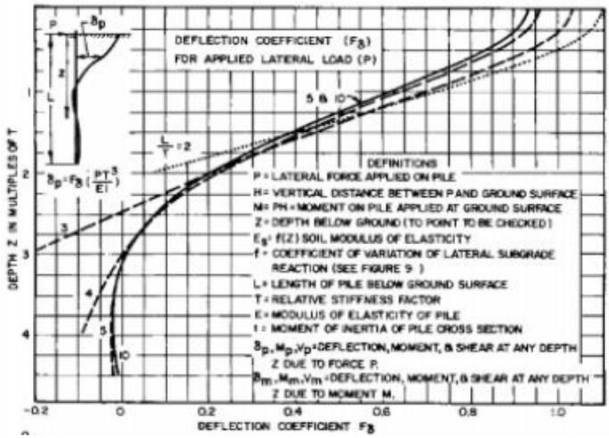
   Keterangan:

T = Faktor kekakuan relatif
E = Modulus elastisitas fondasi tiang
I = Momen inersia fondasi tiang
f = Koefisien variasi untuk fondasi tiang yang menerima beban lateral (Gambar 3.10)



Gambar 3.10 Koefisien Variasi untuk Fondasi Tiang yang *Menerima Beban Lateral (f)*
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Aini, 2017)

ii. Menentukan koefisien defleksi F_δ berdasarkan Gambar 3.11



Gambar 3.11 Koefisien Defleksi F_δ
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Aini, 2017)

iii. Menghitung defleksi tiang

Perhitungan defleksi dapat menggunakan Persamaan 3.128:

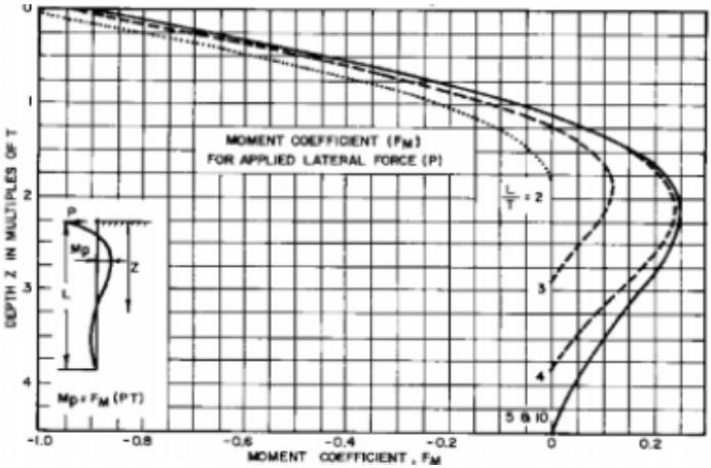
$$\delta_p = F_\delta \cdot \left(\frac{PT}{E\,I}\right)^3 \qquad (3.128)$$

Keterangan:

F_δ = Koefisien defleksi
PT = Besar total gaya lateral yang bekerja
I = Momen inersia fondasi tiang
E = Modulus elastisitas fondasi tiang

Defleksi fondasi tiang yang terjadi (δ_p) harus tidak lebih dari 12 mm untuk gempa rencana dan 25 mm untuk gempa kuat dalam kondisi tiang tunggal dan *free head* (SNI 8640:2017)

iv. Menentukan koefisien momen (F_M) berdasarkan Gambar 3.12



Gambar 3.12 Koefisien Momen (F_M) pada Fondasi Tiang
(Sumber: NAVFAC DM-7, 1971 dalam Aini, 2017)

v. Menghitung besar momen pada tiang
Perhitungan besar momen dapat menggunakan Persamaan 3.129:

$$M_p = F_M\ (P\ T) \qquad (3.129)$$

Keterangan:
F_M = Koefisien momen
PT = Besar total gaya lateral yang bekerja

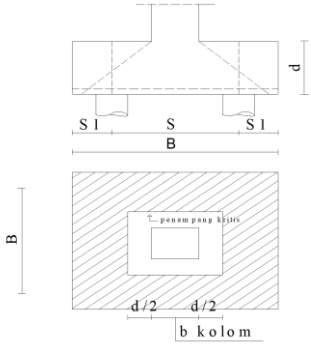
3.3.10.5Perencanaan Tebal Poer

Untuk merencanakan tebal *poer*, terlebih dahulu harus memenuhi syarat kuat geser nominal beton yang lebih besar dari geser pons, dimana nilai V_c diambil nilai terkecil dari Persamaan 3.130, Persamaan 3.131, dan Persamaan 3.132.

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.130)$$

$$V_c = \left(2 + \frac{\alpha_s\, d}{b_o}\right) \cdot \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (3.131)$$

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (3.132)$$



Gambar 3.13 Penampang Kritis pada Fondasi

Keterangan:

β_c = Rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek kolom

b_0 = Keliling dari penampang kritis

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

α_s = 30 (kolom tepi), 40 (kolom interior), 20 (kolom sudut)

Untuk memenuhi syarat terkait kebutuhan tebal *poer* dapat dirumuskan sebagai Persamaan 3.133.

$$V_u < \phi \cdot V_c \quad (3.133)$$

Keterangan:

ϕ = 0,75

V_c = Kuat geser pons beton

V_u = Gaya geser akibat kolom

3.3.10.6Perencanaan Penulangan Lentur

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

$$\rho_{min} = 0{,}002 \quad \text{(Untuk } f_y = 240 \text{ MPa)} \tag{3.134}$$

$$\rho_{min} = 0{,}0018 \text{ (Untuk } f_y \text{ selain 240 MPa)} \tag{3.135}$$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85\ f'_c} \tag{3.136}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b\ d^2} \tag{3.137}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{f_y}}\right) \tag{3.138}$$

$$A_s = \rho\ b\ d \tag{3.139}$$

3.3.9 Penggambaran Teknik

Hasil analisis perencanaan struktur modifikasi dengan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris (SRBE) akan divisualisasikan melalui gambar dengan menggunakan program bantu.

BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

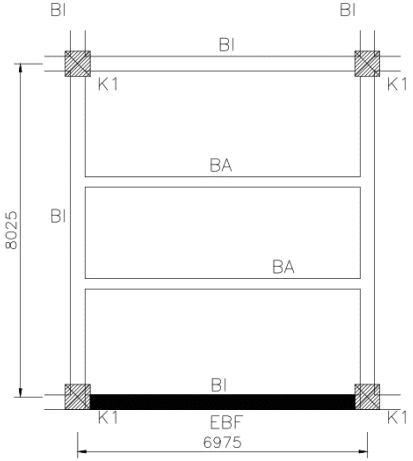
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

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 (area restoran) menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)
   - Berat spesi 2 cm = 42 kg/m^2
   - Berat plafon & penggantung = 18 kg/m^2
   - Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m^2
   - Berat keramik 1 cm = 24 kg/m^2 +

     $q_D$total = 109 kg/m^2

2. Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
   - Ruang makan dan restoran = 479 kg/m^2

3. Beban Berguna
   - q = qD + qL
     = 109 + 479
     = 588 kg/m^2
     ≈ 600 kg/m^2 (Menyesuaikan brosur)

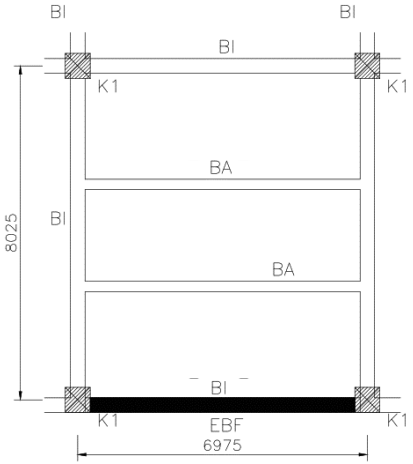
4. Data-data perencanaan *steel deck* berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:
   - Bentang (maksimum) = 3 m
   - Beban berguna = 600 kg/m^2
   - Tulangan negatif = 3,49 cm^2/m
   - Tebal pelat beton = 0,12 m
   - Digunakan *wiremesh* PT. Union Metal dengan mutu U-50

   Maka, konversi tulangan dihitung sebagai berikut:

   $$As\ pakai = 3{,}49 \times \frac{4800}{5000} = 3{,}35\ \text{cm}^2/\text{m}$$

   Dari Tabel *Wiremesh* produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-150 mm (As = 3,35 cm^2/m)

4.1.1.2 Perencanaan Pelat Lantai 2-24



Gambar 4.2 Pelat Lantai 2-20

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai 2-24 (area hunian) menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)
   - Berat spesi 2 cm = 42 kg/m^2
   - Berat plafon & penggantung = 18 kg/m^2
   - Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m^2
   - Berat keramik 1 cm = 24 kg/m^2 +

     $q_D$total = 109 kg/m^2

2. Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
   - Ruang Apartemen/Hotel = 196 kg/m^2

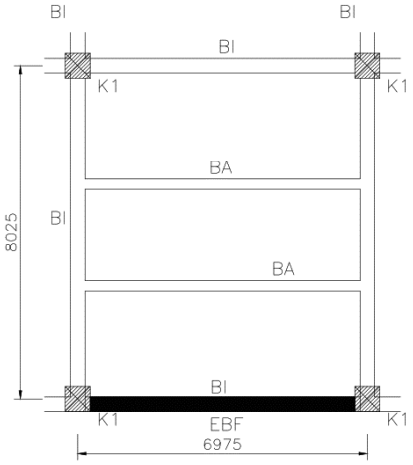
3. Beban Berguna
   - q = qD + qL
     = 109 + 196
     = 305 kg/m^2
     ≈ 400 kg/m^2 (Menyesuaikan brosur)

4. Data-data Perencanaan Pelat Bondek berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:
   - Bentang (maksimum) = 3 m
   - Beban berguna = 400 kg/m^2
   - Tulangan negatif = 3,25 cm^2/m
   - Tebal pelat beton = 0,1 m
   - Digunakan *wiremesh* PT. Union Metal dengan mutu U-50 Maka, konversi tulangan dihitung sebagai berikut:

     $$As\ pakai = 3{,}25 \times \frac{4800}{5000} = 3{,}12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

     Dari Tabel *Wiremesh* produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M8-150 mm (As = 3,35 cm^2/m)
   - Untuk penulangan ukuran plat lantai 2-24 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 atap menggunakan SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

1. Beban Mati (PPIUG 1983)
   - Berat spesi 1 cm = 21 kg/m^2
   - Berat plafon & penggantung = 18 kg/m^2
   - Berat aspal 2 cm = 28 kg/m^2
   - Berat *ducting* dan *plumbing* = 25 kg/m^2
   - Berat *waterproofing* = 5 kg/m^2 +

     $q_D$total = 97 kg/m^2

2. Beban Hidup (Tabel 4-1. SNI 1727:2013)
   - Lantai atap = 97,9 kg/m^2

3. Beban Berguna
   - q = qD + qL
     = 97 + 97,9
     = 194 kg/m^2
     ≈ 200 kg/m^2 (Menyesuaikan brosur)

4. Data-data Perencanaan Pelat Bondek Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif dengan satu baris penyangga, maka didapatkan data-data sebagai berikut:
   - Bentang (maksimum) = 3 m
   - Beban berguna = 200 kg/m^2
   - Tulangan negatif = 2,51 cm^2/m
   - Tebal pelat beton = 0,09 m
   - Digunakan *wiremesh* PT. Union Metal dengan mutu U-50

   Maka, konversi tulangan dihitung sebagai berikut:

   $$As\ pakai = 2{,}51 \times \frac{4800}{5000} = 2{,}41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

   Dari Tabel *Wiremesh* produksi PT. Union Metal didapatkan menggunakan M7-150 mm (As = 2,57 cm^2/m)

4.1.2 Perencanaan Balok Anak

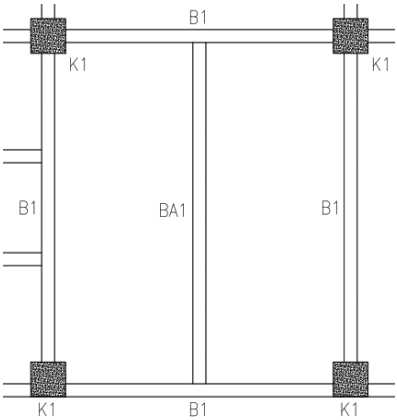
Fungsi dari balok anak adalah meneruskan serta membagi beban yang dari pelat lantai ke balok induk. Balok anak direncanakan sebagai struktur sekunder dengan tumpuan sederhana sehingga dalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.1.2.1 Perencanaan Balok Anak Lantai 1

Balok anak lantai direncanakan dengan panjang 8,025 m. Balok lantai 1 yang direncanakan dapat dilihat pada Gambar 4.4.

Menggunakan profil WF 400 x 300 x 10 x 16

W	= 107 kg/m	A	= 136 cm^2
d	= 390 mm	bf	= 300 mm
t_w	= 10 mm	t_f	= 16 mm
r	= 22 mm		
Ix	= 38700 cm^4	Iy	= 7210 cm^4
ix	= 16,9 cm	iy	= 7,28 cm
Sx	= 1980 cm^3	Sy	= 481 cm^3
Zx	= 2116 cm^3	Zy	= 729 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 390 - 2(16+22)		
	= 314 mm		
Lp	= 362,4 cm	Lr	= 1130,17 cm
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		



Gambar 4.4 Denah Balok Anak Lantai 1

a. Pembebanan pada balok anak lantai 1

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m^2
Berat plesteran semen (2cm)	= 42	kg/m^2
Berat beton (12 cm)	= 288	kg/m^2
Berat plafond + penggantung	= 18	kg/m^2
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m^2
Berat keramik	= 24	kg/m^2 +
	= 407,1	kg/m^2
Berat pelat lantai (3m) = 407,1 . 3	= 1221,3	kg/m
Berat profil	= 107	kg/m +
	= 1328,3	kg/m
Berat Sambungan (10%)	= 132,83	kg/m +
	q_D = 1461,13	kg/m

- Beban hidup SNI 1727-2013 (Ruang publik dan koridor)
  q_L = 3 m × 479 kg/m^2 = 1437 kg/m
- Beban berfaktor:
  $q_U = 1{,}2 \times q_D + 1{,}6 \times q_L$
  $= 1{,}2 \times 1461{,}13 + 1{,}6 \times 1437 = 4052{,}556$ kg/m

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 4052{,}556 \times 8{,}025^2$

= 32623,392 kg.m

- Gaya geser yang terjadi

$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 4052{,}556 \times 8{,}025$

= 16260,881 kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{2(16)} = 9{,}375$

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

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 9,375 < 10,8 → penampang kompak

Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{350}{10} = 35$

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

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 35 < 106,25 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \times Z_x$

$= 2500 \times 2116$

$= 5290000$ kg.cm

$= 52900$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \times M_n = 0{,}9 \times 52900$

= 42734,74 kg.m > 31076,522 kg.m **(OK)**

- Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 8,025 cm

Lp = 362,4 cm

Lr = 1130,17 cm

Lp < Lb < Lr ⟶ Bentang panjang

- Karena bentang panjang, maka

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

  Mmax = 326339 kg.cm

  M_B = Mmax = 326339 kg.cm

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

  $= \frac{1}{4} \times 16260{,}881 \times 8{,}025 - \frac{1}{2} \times 1052{,}556 \times \left(\frac{1}{4} \times 8{,}025\right)^2$

  = 2446754 kg.cm

  M_C = M_A = 2446754 kg.cm

  Mp = Zx × Fy = 2116 × 2500 = 5290000 kg.cm

- $C_b = \frac{12{,}5 \times M_{maks}}{2{,}5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c}$
- $C_b = \frac{12{,}5 \times 326339}{2{,}5 \times 3263339 + 3 \times 2446754 + 4 \times 326339 + 3 \times 2446754}$
- $C_b = 1{,}14 < 2{,}3$
- $M_n = C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] \leq M_p$

  Mn = 4822587 kg.cm < Mp = 5290000 kg.cm maka dipakai Mn

- Cek kemampuan penampang

  Øb × Mn ≥ Mu

  0,9 × 488225,87 kg.m = 43403,28 kg.m ≥ 32623,39 kg.m (**OK)**

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31{,}4$: $\frac{1100}{\sqrt{250}} = 63{,}36$

karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$ ⟶ 31,4 < 63,36 ⟶ Plastis

maka V_n = 0,6 f_y A_w

$= 0{,}6 \times 2500 \times (31{,}4 \times 1{,}0) = 47100$ kg

$\text{Ø} \times V_n \geq V_u$

$\text{Ø} \times V_n = 0{,}9 \times 47100$ kg

$= 42390$ kg $> 16260{,}881$ kg → **(OK)**

e. Kontrol lendutan

L = 802,5 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{802{,}5}{360} = 2{,}229\ cm$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(14{,}61 + 14{,}37) \times 8{,}025^4}{2000000 \times 38700}$

$= 2{,}022\ cm$

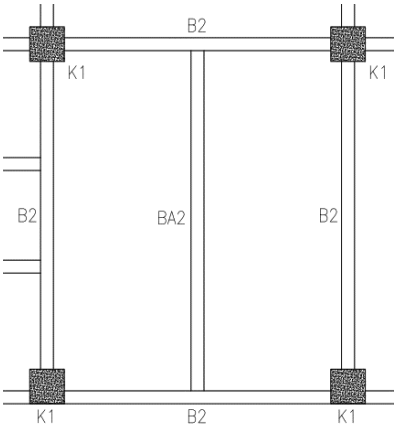
$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2{,}022\ cm < 2{,}229\ cm$ → **(OK)**

4.1.2.2 Perencanaan Balok Anak Lantai 2-24

Balok anak lantai direncanakan dengan panjang 8,025 m. Balok lantai 2-24 yang direncanakan dapat dilihat pada Gambar 4.5.

Menggunakan profil WF 350 × 250 × 9 × 14

W	= 79,7 kg/m	A	= 101,5 cm^2
d	= 340 mm	bf	= 250 mm
t_w	= 9 mm	t_f	= 14 mm
r	= 20 mm		
Ix	= 21700 cm^4	Iy	= 3650 cm^4
ix	= 14,6 cm	iy	= 6 cm
Sx	= 1280 cm^3	Sy	= 292 cm^3
Zx	= 1360 cm^3	Zy	= 444 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 340 - 2(14+20)		
	= 272 mm		
Lp	= 298,682 cm	Lr	= 936,253 cm
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		



Gambar 4.5 Denah Balok Anak Lantai 2-24

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
	= 359,1	kg/m^2
Berat pelat lantai (3m) = 359,1 . 3	= 1077,3	kg/m
Berat profil	= 79,7 kg/m +	
	= 1157	kg/m
Berat Sambungan (10%)	= 115,7 kg/m +	
q_D	= 1272,7	kg/m

- Beban hidup SNI 1727-2013 (Apartemen/hotel)
  q_L = 3 m × 196 kg/m^2 = 587 kg/m
- Beban berfaktor:
  $q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L$
  $= 1,2 \times 1272,7 + 1,6 \times 587 = 2467,01$ kg/m

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 2467{,}01 \times 8{,}025^2$

$= 19859{,}627$ kg.m

- Gaya geser yang terjadi

$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 2467{,}01 \times 8{,}025$

$= 9898{,}88$ kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{201}{2(14)} = 8{,}93$

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

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 8,93 < 10,8 → penampang kompak

Pelat badan

$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30{,}222$

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

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 30,222 < 106,25 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \times Z_x$

$= 2500 \times 1360$

$= 3400000$ kg.cm

$= 34000$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \times M_n = 0{,}9 \,.\, 34000$

$= 30600$ kg.m > 19859,627 kg.m **(OK)**

- Kontrol terhadap tekuk lateral
  Lb = 802,5 cm
  Lp = 298,682 cm
  Lr = 936,253 cm
  Lp < Lb < Lr ⟶ Bentang menengah.
  - Karena bentang menengah, maka
- $M_n = C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] \leq M_p$
  Mmax = 1985963 kg.cm
  M_B = Mmax = 1985963 kg.cm
  $M_A = \frac{1}{4} \times R_a \times L - \frac{1}{2} \times q_u \times \left(\frac{1}{4} \times L\right)^2$
  $= \frac{1}{4} \times 9898{,}88 \times 8{,}025 - \frac{1}{2} \times 2467{,}01 \times \left(\frac{1}{4} \times 8{,}025\right)^2$
  = 1489472 kg.cm
  M_C = M_A = 1489472 kg.cm
  Mp = Zx × Fy = 1360 × 2500 = 3400000 kg.cm
- $C_b = \frac{12{,}5.M_{maks}}{2{,}5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c}$
- $C_b = \frac{12{,}5 \times 1985963}{2{,}5 \times 1985963 + 3 \times 1489472 + 4 \times 1985963 + 3 \times 1489472}$
- $C_b = 1{,}14 < 2{,}3$
- $M_n = C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0{,}7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] \leq M_p$
  Mn = 2821990 kg.cm < Mp = 3400000 kg.cm maka dipakai Mn

- Cek kemampuan penampang
  Øb × Mn ≥ Mu
  0,9 × 28219,9 kg.m = 25397,91 kg.m ≥ 19859,627 kg.m (**OK)**

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
  $\frac{h}{t_w} = \frac{272}{9} = 30{,}222$: $\frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

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

maka V_n = 0,6 × f_y × A_w
= 0,6 × 2500 × (27,2 × 0,9) = 36720 kg
Ø × V_n ≥ V_u
Ø × V_n = 0,9 × 36720 kg
= 33048 kg > 9898,88 kg **(OK)**

e. Kontrol lendutan

L = 802,5 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{802,5}{360} = 2,23\ cm$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D+q_L)\times L^4}{E\times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(12,73+5,87)\times 8,025^4}{2000000\times 21700}$
$= 2,13\ cm$

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 2,13\ cm < 2,23\ cm$ **(OK)**

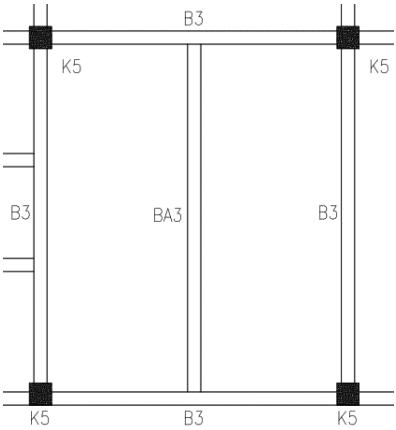
4.1.2.3 Perencanaan Balok Anak Lantai Atap

Balok anak lantai direncanakan dengan panjang 8,025 m. Balok lantai 25 yang direncanakan dapat dilihat pada Gambar 4.6.

Menggunakan profil WF 300 × 200 × 8 × 12

W	= 69,2 kg/m	A	= 88,2 cm^2
d	= 336 mm	bf	= 249 mm
t_w	= 8 mm	t_f	= 12 mm
r	= 20 mm		
Ix	= 18500 cm^4	Iy	= 3090 cm^4
ix	= 15 cm	iy	= 5,9 cm
Sx	= 1100 cm^3	Sy	= 365 cm^3
Zx	= 1163 cm^3	Zy	= 377 cm^3

h = d – 2(tf + r)
= 336 - 2(12+20)
= 272 mm



Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai 25

a. Pembebanan pada balok anak atap

- Beban mati

Berat pelat bondek	= 10,1	kg/m^2
Berat spesi (1cm)	= 21	kg/m^2
Berat beton (9 cm)	= 216	kg/m^2
Berat plafond + penggantung	= 18	kg/m^2
Berat ducting dan plumbing	= 25	kg/m^2
Berat aspal (2cm)	= 28	kg/m^2
Berat *waterproofing*	= 5	kg/m^2 +
	= 323,1	kg/m^2
Berat pelat lantai (3 m)	= 969,3	kg/m
Berat profil	= 69,2	kg/m +
	= 1038,5	kg/m
Berat Sambungan (10%)	= 103,85	kg/m +
q_D	= 1142,4	kg/m

- Beban hidup SNI 1727-2013 (Atap)

q_L = 3 m × 98 kg/m^2	= 294	kg/m

- Beban berfaktor:

$q_U = 1,2 \times q_D + 1,6 \times q_L$
$= 1,2 \times 1142,4 + 1,6 \times 294 = 1840,71$ kg/m

b. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi
  $M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1840,71 \times 8,025^2$
  $= 14817,821$ kg.m
- Gaya geser yang terjadi
  $V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1840,71 \times 8,025$
  $= 7385,83$ kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal
  Pelat sayap
  $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{249}{2(12)} = 10,4$
  $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,8$
  $\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow 10,4 < 10,8 \rightarrow$ penampang kompak

  Pelat badan
  $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{272}{8} = 34$
  $\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$
  $\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow 34 < 106,25 \rightarrow$ penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$
  $M_p = f_y \times Z_x$
  $= 2500 \times 1163$
  $= 2907500$ kg.cm
  $= 29075$ kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

$Ø_b \times M_n = 0,9 \times 29075$

$= 26167,5$ kg.m > 14817,821 kg.m **(OK)**

- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Lb = 802,5 cm

  Lp = 294,7 cm

  Lr = 868,08 cm

  Lp < Lb < Lr → Bentang menengah.

  - Karena bentang menengah, maka

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

  Mmax = 1481782,1 kg.cm

  M_B = Mmax = 1481782,1 kg.cm

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

  $= \frac{1}{4} \times 7385,83 \times 8,025 - \frac{1}{2} \times 1840,71 \times \left(\frac{1}{4} \times 8,025\right)^2$

  $= 1111337$ kg.cm

  $M_C = M_A = 1111337$ kg.cm

  Mp = Zx × Fy = 1163 × 2500 = 2907500 kg.cm

- $C_b = \frac{12,5 \times M_{maks}}{2,5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c}$
- $C_b = \frac{12,5 \times 1481782,1}{2,5 \times 1481782,1 + 3 \times 1111337 + 4 \times 1481782,1 + 3 \times 1111337}$
- $C_b = 1,14 < 2,3$
- $M_n = C_b \times \left[M_p - \left(M_p - 0,7 \times fy \times Sx\right) \times \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right] \leq M_p$

  Mn = 2315196 kg.cm < Mp = 2907500 kg.cm maka dipakai Mn

- Cek kemampuan penampang

  Øb × Mn ≥ Mu

  0,9 × 23151,96 kg.m = 20836,77 kg.m ≥ 14817,821 kg.m (**OK)**

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{8} = 34$; $\frac{1100}{\sqrt{250}} = 69{,}57$

karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$ ⟶ 34 < 69,57 ⟶ Plastis

maka V_n = 0,6 f_y A_w

= 0,6 × 2500 × (27,2 × 0,8) = 32640 kg

Ø × V_n ≥ V_u

Ø × V_n = 0,9 × 32640 kg

= 29376 kg > 7385,83 kg **(OK)**

e. Kontrol lendutan

L = 802,5 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{802{,}5}{360} = 2{,}23\ cm$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{(11{,}424 + 2{,}937) \times 8{,}025^4}{2000000 \times 21700}$

$= 1{,}80\ cm$

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1{,}82\ cm < 2{,}23\ cm$ **(OK)**

Rekapitulasi profil balok anak yang digunakan ditunjukkan oleh Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Rekapitulasi Profil Balok Anak

Lantai	Profil Balok Anak
1	WF 400.300.10.16
2-24	WF 350.250.9.14
25	WF 350.250.8.12

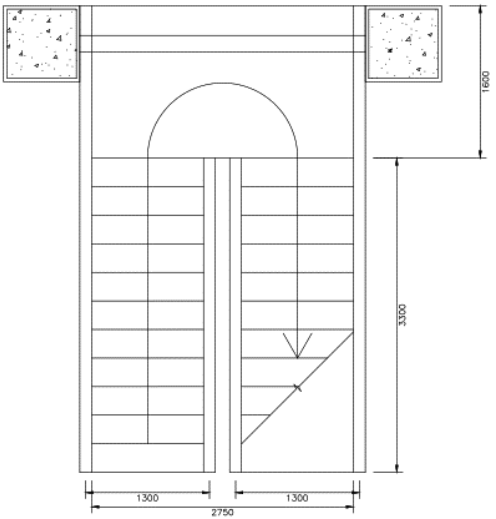
4.1.3 Perencanaan Tangga dan Bordes

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

Data teknis tangga:

- Mutu Baja = BJ41
- Tinggi antar lantai = 400 cm

- Tinggi bordes = 200 cm
- Panjang tangga tanpa bordes = 330 cm
- Lebar tangga = 130 cm
- Panjang bordes = 150 cm
- Lebar bordes = 275 cm
- Tinggi injakan = 17 cm
- Lebar antrede (i) = 30 cm
- Lebar penyangga tangga = 15 cm



Gambar 4.7 Gambar Rencana Denah Tangga

- Perencanaan jumlah injakan tangga:
  Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga
  60 cm ≤ (2t + i) ≤ 65 cm
  $25^{O} < a < 40^{O}$
  Dimana:
  t = tinggi injakan (cm)
  i = lebar injakan (cm)
  a = kemiringan tangga
- Perhitungan jumlah injakan tangga

Tinggi injakan (t) = 17 cm

Jumlah tanjakan $= \frac{(400/2)}{17} = 11{,}7 \approx 12$ buah

Jumlah injakan (n) = 12 - 1 = 11 buah

60 cm ≤ (2 × 17 + 30) ≤ 65 cm

60 cm ≤ 64 cm ≤ 65 cm **(OK)**

Lebar bordes = 275 cm

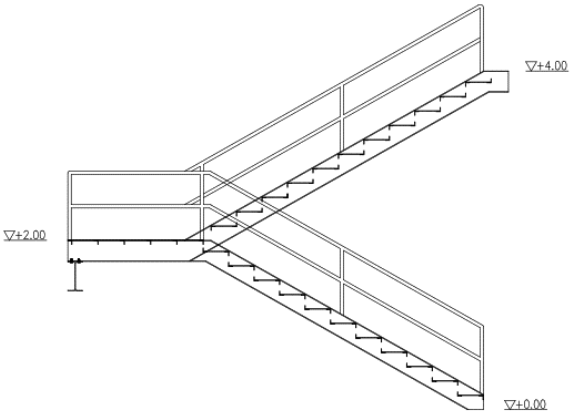
Lebar tangga = 130 cm

Tinggi antar lantai = 200 cm

Panjang tangga = 330 cm

a = arc tg $\left(\frac{200}{300}\right) = 31{,}22^{O}$

$25^{O} < 31{,}22^{O} \leq 40^{O}$ **(OK)**



Gambar 4.8 Gambar Rencana Tangga

4.1.3.1 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ41, fy = 2500 kg/m^2

Gambar 4.9 Pelat Anak Tangga

1. Perencanaan tebal pelat anak tangga

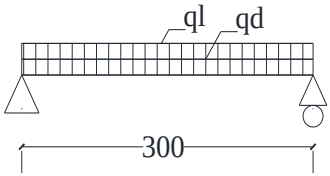
Direncanakan, anak tangga menggunakan pelat baja tebal 4 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban mati

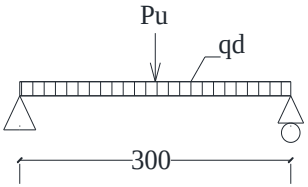
Berat pelat	= 0,004×1,3 ×7850	= 40,82 kg/m^2
Sambungan	= (10% Berat Pelat)	= 4,082 kg/m^2 +
	Total (q_D)	= 44,90 kg/m^2

- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar		= 488,44 kg/m^2
Beban hidup per meter	= 488,44×1,3	= 634,97 kg/m
Beban hidup terpusat, P	= 1,33 kN	= 135,6 kg



Gambar 4.10 Pembebanan Pelat Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4.11 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 kg.m
M_{LP} = 10,171 kg.m

- Kombinasi Pembebanan
  Mu $= 1{,}2 \times M_D + 1{,}6 \times M_{LP}$
  $= 1{,}2 \times 0{,}505 + 1{,}6 \times 10{,}171$
  = 16,87 kg.m

- Kontrol Momen Lentur
  $Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2$
  $= \frac{1}{4} \times 130 \times 0{,}4^2$
  = 5,2 cm^3
  Mn = Zx×Fy = 5,2×2500 = 13000 kg.cm
  Mu ≤ ϕ_b × Mn
  Mu ≤ 0.9 × Mn
  16,87 kg.m ≤ 0.9 × (130)
  16,87 kg.m ≤ 117 kgm **(OK)**

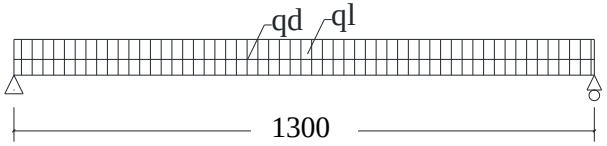
- Kontrol Lendutan
  $f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{30}{240} = 0{,}125$ cm
  $I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 130 \times 0{,}4^3 = 0{,}72 \text{ cm}^4$
  $f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_U) \times L^4}{E \times I_x}\right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_x}\right] =$
  $f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(0{,}449) \times 30^4}{2000000 \times 0{,}693}\right] + \left[\frac{1}{48} \times \frac{135{,}62 \times 30^3}{2000000 \times 0{,}693}\right]$

$f^0 = 0{,}0034 + 0{,}053 = 0{,}058$ cm
$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}058 < 0{,}125\ cm$ **(OK)**

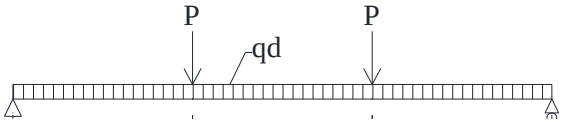
2. Perencanaan pengaku pelat anak tangga
   Pengaku pelat anak tangga direncanakan dengan profil siku sama kaki L 50×50×7, dengan data sebagai berikut:

W= 5,15 kg/m	r = 7 mm	e = 1,49 cm
b = 50 mm	A = 6,56 cm^2	fy = 250 Mpa
d = 7 mm	Ix = Iy = 14,6 cm^4	fu = 410 Mpa
	ix = iy = 1,49 cm	E = 200000 Mpa

- Perhitungan pembebanan
  - Beban mati (1/2 lebar injakan)
    Berat pelat = 0,004×0,15×7850 = 4,71 kg/m
    Berat profil siku sendiri = 5,15 kg/m +
    = 9,86 kg/m
    Berat sambungan (10%) = 0,986 kg/m +
    Total q_D = 10,846 kg/m
  - Beban hidup (1/2 lebar injakan)
    Tangga dan jalan keluar (488,444×0.15) = 73,266 kg/m
    Beban terpusat (SNI 1727:2013 Ps. 4.5.4) = 135,62 kg



Gambar 4.12 Pembebanan Pengaku Anak Tangga dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4.13 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 kgm
  $2M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 73{,}266 \times 1{,}3^2$= 15,48 kgm
  $M_{LP} = \frac{1}{3} \times P \times L = \frac{1}{3} \times 135{,}62 \times 1{,}3$ = 58,77 kgm **(Menentukan)**
  $V_D = \frac{1}{2} \times q_D \times L = \frac{1}{2} \times 10{,}846 \times 1{,}3$ = 7,05 kg
  $V_L = P =$ 135,62 kg

- Perhitungan kombinasi pembebanan
  $M_U = 1{,}2 \times M_D + 1{,}6 \times M_L = 1{,}2 \times (2{,}29) + 1{,}6 \times (58{,}77) = 96{,}78$ kg.m
  $V_U = 1{,}2 \times V_D + 1{,}6 \times V_L = 1{,}2 \times (7{,}05) + 1{,}6 \times (135{,}62) = 225{,}45$ kg

- Kontrol kuat momen lentur
  $\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7{,}142$
  $\lambda p = 0{,}54\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}54\sqrt{\frac{200000}{250}} = 15{,}273$
  $\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)
  Penampang kompak sehingga, Mn = Mp

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

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

  $Z_x = 8520{,}47\ mm^3 = 8{,}52047\ cm^3$
  $Mn = Z_x \times F_y = 8{,}52047 \times 2500 = 21301{,}18$ kg.cm
  $Mu \leq \phi_b \times Mn$
  $Mu \leq 0{,}9 \times Mn$
  $9677{,}938 \leq 0{,}9 \times (21301{,}18)$
  9677,938 kg.cm ≤ 19171,058 kg.cm **(OK)**

- Kontrol kuat geser
  Untuk profil siku tunggal, nilai Kv = 1,2 (SNI 1729:2015 Pasal G4)

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

  $$50 - 7/7 \leq 1{,}1\sqrt{1{,}2 \, 200000/250}$$

  6,143 ≤ 34,082
  $V_n = 0{,}6 \, F_y \, A_w \, C_v$
  = 0,6 × 2500 × 5 x 0,7 × 1 = 5250 kg

  $V_u \leq \phi_v \times V_n$
  $V_u \leq 0{,}9 \times V_n$
  225,45 ≤ 0,9 × (5250)
  225,45 kg ≤ 4725 kg **(OK)**

- Kontrol lendutan
  L = 130 cm

  $$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{130}{240} = 0{,}54 \text{ cm}$$

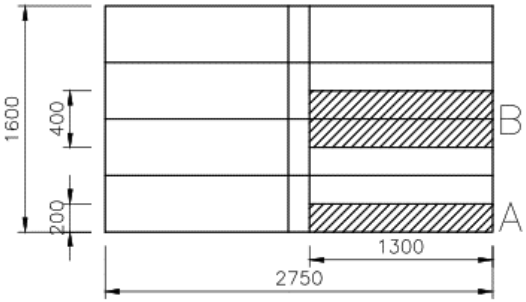
  $$f^0 = \left[\frac{5}{384} \times \frac{(q_D) \times L^4}{E \times I_x}\right] + \left[\frac{23}{684} \times \frac{P \times L^3}{E \times I_x}\right]$$

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

  $$f^0 = 0{,}357 \; cm$$

  $$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}357 < 0{,}54 \; cm$$ **(OK)**

4.1.3.2 Perencanaan Bordes



Gambar 4.14 Pelat Bordes dan Pembagian Balok Bordes

1. Perencanaan tebal pelat bordes

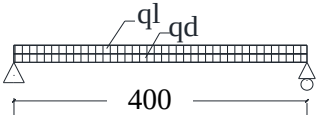
Direncanakan, bordes menggunakan pelat baja tebal 6 mm. Peraturan pembebanan pada struktur pelat anak tangga ini menggunakan SNI 1727-2013.

- Beban mati

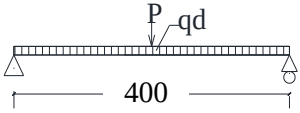
Berat pelat	= 0,006×1,3×7850	= 61,23 kg/m^2
Sambungan	= (10% Berat Pelat)	= 6,123 kg/m^2 +
	Total (q_D)	= 67,35 kg/m^2

- Beban hidup

Tangga dan jalan keluar		= 488,44 kg/m^2
Beban hidup per meter	= 488,44×1,30	= 634,98 kg/m
Beban hidup terpusat, P	= 1,33 kN	= 135,6 kg



Gambar 4.15 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terbagi Merata



Gambar 4.16 Pembebanan Pelat Bordes dengan Beban Hidup Terpusat

- Perhitungan gaya dalam

  $M_D = \frac{1}{8} \times q_D \times L^2 = \frac{1}{8} \times 67{,}35 \times 0{,}4^2 = 1{,}347$ kg.m

  $M_L = \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 = \frac{1}{8} \times 634{,}98 \times 0{,}4^2 = 12{,}700$ kg.m

  $M_{LP} = \frac{1}{4} \times P \times L = \frac{1}{4} \times 135{,}6 \times 0{,}4 = 13{,}562$ kg.m

  Maka, yang menentukan

  M_D = 1,347 kg.m

  M_{LP} = 13,562 kg.m

- Kombinasi Pembebanan

  $M_u = 1{,}2 \times M_D + 1{,}6 \times M_{LP} = 1{,}2 \times 1{,}347 + 1{,}6 \times 13{,}562$

  = 23,316 kg.m

- Kontrol Momen Lentur

  $$Z_x = \frac{1}{4} \times b \times h^2 = \frac{1}{4} \times 130 \times 0,6^2 = 11{,}7 \text{ cm}^3$$

  Mn = Z×Fy = 11,7×2500 = 29250 kg.cm

  Mu ≤ ϕ_b × Mn

  Mu ≤ 0.9 × Mn

  23,316 kg.m ≤ 0.9 × (292,5)

  23,316 kg.m ≤ 263,25 kg.m **(OK)**

- Kontrol Lendutan

  $f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{40}{240} = 0{,}16$ cm

  $I_x = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 130 \times 0,6^3 = 2{,}34 \text{ cm}^4$

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

  $= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(7{,}023) \times 40^4}{2000000 \times 2{,}34}\right]$

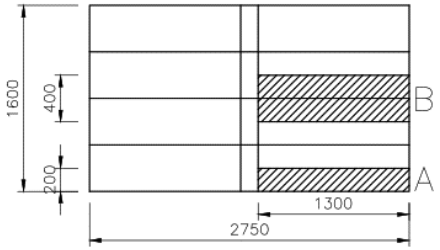
  $= 0{,}15\ cm$

  $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}15 < 0{,}17\ cm$ **(OK)**

2. Perencanaan balok bordes

Balok bordes direncanakan menggunakan profil L 50x50x7, dengan data – data sebagai berikut:

W= 5,15 kg/m	r = 7 mm	e = 1,49 cm
b = 50 mm	A = 6,56 cm^2	fy = 250 Mpa
d = 7 mm	Ix = Iy = 14,6 cm^4	fu = 410 Mpa
	ix = iy = 1,49 cm	E = 200000 Mpa



Gambar 4.17 Balok Bordes Tangga

- Perhitungan pembebanan
  - Beban Mati (A)

Berat pelat = 0,006×7850	= 47,1	kg/m^2
Pelat x lebar pelat = 47,1 × 0,4 m	= 18,84	kg/m
Berat profil	= 5,15	kg/m +
	= 23,99	kg/m
Sambungan (10%)	= 2,399	kg/m +
Total (q_{DA})	= 26,39	kg/m

  - Beban Mati (B)

Berat pelat = 0.006×7850	= 47,1	kg/m^2
Pelat x lebar pelat = 47,1 × 0,2 m	= 9,42	kg/m
Berat profil	= 5,15	kg/m +
	= 14,57	kg/m
Sambungan (10%)	= 1,457	kg/m +
Total (q_{DB})	= 16,03	kg/m

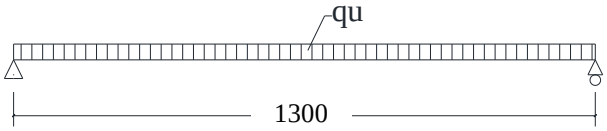
  - Beban hidup

    Tangga dan jalan keluar (488,444×0,4) = 195,38 kg/m

- Beban Berfaktor

  $q_U = 1{,}2 \times q_{DA} + 1{,}6 \times q_L$ $= 1{,}2 \times 23{,}99 + 1{,}6 \times 195{,}38$

  $= 37{,}145 + 312{,}604$ $= 341{,}396$ kg/m



Gambar 4.18 Pembebanan Pada Balok Bordes

- Gaya dalam pada balok bordes
- Momen yang terjadi

  $Mu = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 341{,}396 \times 1{,}3^2 = 72{,}120\ kg.m$

- Gaya geser yang terjadi

  $Vu = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 341{,}396 \times 1{,}3 = 221{,}907\ kg$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

  $\lambda = \frac{b}{t} = \frac{50}{7} = 7{,}142$

  $\lambda p = 0{,}54\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}54\sqrt{\frac{200000}{250}} = 15{,}273$

  $\lambda < \lambda p$ (Penampang kompak)

  Penampang kompak sehingga, Mn = Mp

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

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

  $Z_x = 8520{,}47\ mm^3 = 8{,}52047\ cm^3$

  $Mn = Z_x \times F_y = 8{,}52047 \times 2500 = 21301{,}18$ kg.cm

  $Mu \leq \phi_b \times Mn$

  $Mu \leq 0{,}9 \times Mn$

  $7212 \leq 0{,}9 \times (21301{,}18)$

  7212 kg.cm $\leq 19171{,}06$ kg.cm **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

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

$$50 - 7/7 \leq 1{,}1\sqrt{1{,}2 \, 200000/250}$$

$6{,}143 \leq 34{,}082$

$Vn = 0{,}6 \, F_y \, A_w \, C_v$

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

$Vu \leq \phi_v \times Vn$

$Vu \leq 0{,}9 \times Vn$

$221{,}907 \leq 0{,}9 \times (5250)$

221,907 kg ≤ 4725 kg **(OK)**

- Kontrol lendutan

  L = 130 cm

  $f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{130}{240}$ = 0,542 cm

  $f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L) \times L^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{2{,}194 \times 130^4}{2000000 \times 14{,}6}$ = 0,279 cm

  $f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}279 \; cm < 0{,}542 \; cm \rightarrow$ **(OK)**

4.1.3.3 Perencanaan Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisis 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 kg/m	r = 12 mm	h = d-2(t_f+r)
A = 32,68 cm^2	Zx = 305 cm^3	= 208 mm
d = 248 mm	Zy = 63 cm^3	Sx = 285 cm^3
b_f = 124 mm	ix = 10,4 cm	Sy = 41,1 cm^3
t_w = 5 mm	iy = 2,79 cm	fy = 250 Mpa
t_f = 8 mm	Ix = 3540 cm^4	fu = 410 Mpa
	Iy = 255 cm^4	E = 200000 Mpa

- Perencanaan Pembebanan

- Bidang miring
- Beban mati

Berat pelat anak tangga = 0,004x7850x1,3	= 40,82 kg/m
Handrail	= 20 kg/m
Berat profil siku (2x5,15x 1,3)	= 13,39 kg/m
Berat profil balok utama (25,7x1,149)	= 29,53 kg/m +
	= 103,7 kg/m
Sambungan (10%)	= 10,37 kg/m+
Total (q_{D1})	= 114,11 kg/m

- Beban hidup (q_{L1})
  Tangga dan jalan keluar (488,444x1,3) = 634,977 kg/m

- Beban Berfaktor (Beban dibagi ke dua balok utama tangga)
  $q_{U1} = 1,2q_{D1} + 1,6q_{L1}$
  $= 1,2\times(114,11x0,5) + 1,6\times(634,977x0,5)$
  = 576,448 kg/m

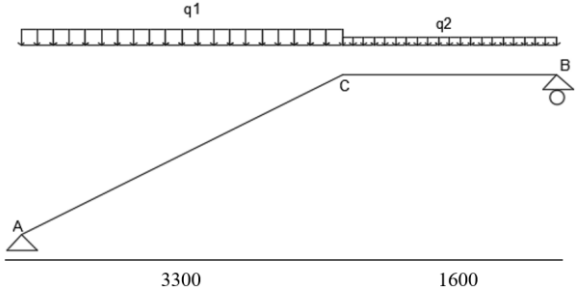
- Bidang horizontal
- Beban mati

Handrail	= 20 kg/m
Berat profil balok utama (berat)	= 25,7 kg/m
Pelat bordes (0,006x1,3x7850)	= 61,23 kg/m
	= 106,9 kg/m
Sambungan (10%)	= 10,69 kg/m +
Total (q_{D2})	= 117,62 kg/m

- Beban hidup (q_{L2})
  Tangga dan jalan keluar (488,444x 1,3) = 634,977 kg/m

- Beban Berfaktor (Beban dibagi ke dua balok utama tangga)
  $q_{U2} = 1,2q_{D2} + 1,6q_{L2}$
  $= 1,2\times(117,62x0,5) + 1,6\times(634,977x0,5)$
  = 578,374 kg/m

- Perhitungan pembebanan



Gambar 4.19 Sketsa Pembebanan pada balok utama tangga

ΣMa = 0

Rb(4,9) – qu1(3,3)(1,65) – qu2(1,6)(4,1) = 0

$R_b = \frac{(576{,}448x5{,}445)+(578{,}374x6{,}56)}{4{,}9}$

= 1414,876 kg

ΣMb = 0

Ra(4,9) - qu1(3,3)(3,25) – qu2 (1,6)(0,8) = 0

$Ra = \frac{(576{,}448x10{,}725)+(578{,}374x1{,}28)}{4{,}25}$

= 1412,801 kg

Kontrol:

$\sum V$ = (Ra + Rb) – qu_1 x l_1 -qu_2 x l_2

= (1414,876+1412,801)– 576,448 x 3,3 – 578,374 x 1,6

= 0 **(OK)**

Bidang M

- a – c :

Mx = Ra . x – ½ qu_1 . x^2

= 1412,801 . x – ½ 576,448 . x^2

Ma = 0 kg.m

x = 3,3 m

Mc = 1523,483 kg.m

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

$\frac{dM_x}{d_x}$ = Ra – qu_1 . x = 0

x = 2,451 m

M_{max} = 1412,801 . x – ½ 576,448 . x^2= 1731,298 kg.m

- b - c :

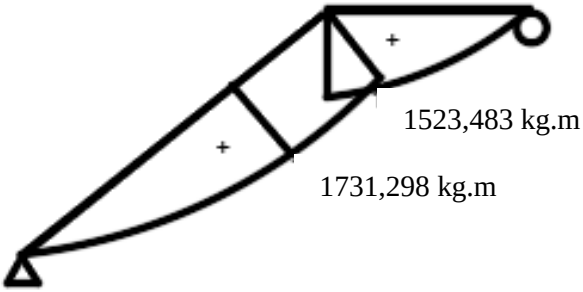
Mx = Rb . x – ½ qu_2 . x^2

= 1414,876. x – ½ 578,374 . x^2

Mb = 0 kg.m

x = 1,6 m

Mc = 1523,483 kg.m



Gambar 4.20 Bidang Momen Balok Tangga Utama

Bidang D

- a - c :

Dx = Ra . cos(31,22^O) – qu1 . x . cos(31,22^O)

= 1412,801. cos(31,22^O) – 576,448 . x . cos(31,22^O)

x = 0 m

Da_{ka} = 1208,204 kg

x = 3,3 m

Dc_{ki} = 1412,801 . cos(31,22^O) – 576,448. 3,3. cos(31.22^O)

= -418,593 kg

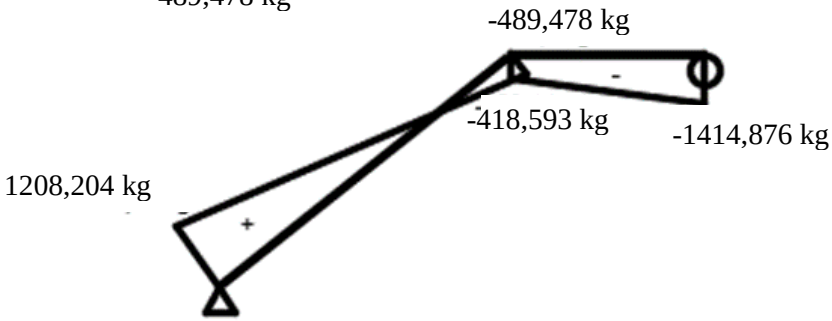
- b - c :

Dx = - Rb + qu2 . x

= - 1414,876 + 578,374 . x

x = 0 m

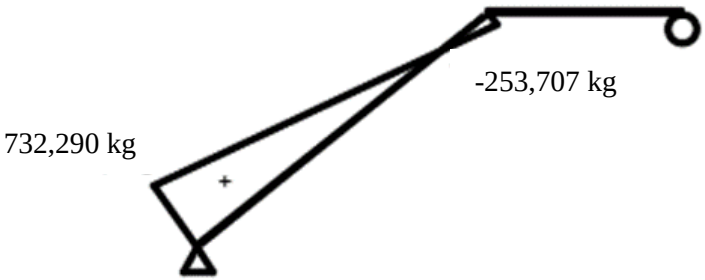
Db_{ki} = -1414,876 kg
x = 1,6 m
De_{ka} = - 1414,876 + 578,374 . 1,6
= - 489,478 kg



Gambar 4.21 Bidang Geser Balok Tangga Utama

Bidang N

- a - c :
  Nx = Ra . sin(31,22^O) - qu1 . x . sin(31,22^O)
  = 1412,801. sin (31,22^O) – 576,448. x . sin(31,22^O)
  x = 0 m
  Na_{ka} = 1412,801. sin (31,22^O)
  = 732,290 kg
  x = 3,3 m
  Nc_{ki} = 1412,801. sin (31,22^O) – 576,448. 3,3. sin(31,22^O)
  = -253,707 kg
- b – c :
  N = 0 kg



Gambar 4.22 Bidang Normal Balok Tangga Utama

- Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
  - Pelat sayap

    $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2x8} = 7{,}75$

    $\lambda p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}748$

    λ< λp (Penampang kompak)

  - Pelat badan

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

    $\lambda p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76\sqrt{\frac{200000}{250}} = 106{,}348$

    λ< λp (Penampang kompak)

    Penampang kompak sehingga, Mn = Mp

    Mn=ZxFy = 305x2500 = 762500 kgcm

    $Mu \leq \phi_b Mn$

    173129,8 ≤ 0,9 x 762500

    173129,8 ≤ 686250 kg.cm **(OK)**

- Kontrol Tekuk Lateral

Lp = 40 cm (jarak terjauh antar profil siku)
Lr = 136,887 cm
Lr = 404,55 cm
Lb < Lp (Bentang pendek)
Mn=ZxFy = 305 x 2500= 762500 kg.cm
$Mu \leq \phi_b Mn$
173129,8 ≤ 0,9 x 762500
173129,8 ≤ 686250 kg.cm **(OK)**

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

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

$$2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{200000}{250}} = 63.357$$

Maka,
$Vn = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v$
= 0,6 x 2500 x 20,8 x 0,5 x 1 = 16600 kg
$Vu \leq \phi_v Vn$
1414,876 ≤ 0,9 . 15600 kg
1414,876 ≤ 14940 kg **(OK)**

4.1.3.4 Perencanaan Balok Penumpu Tangga

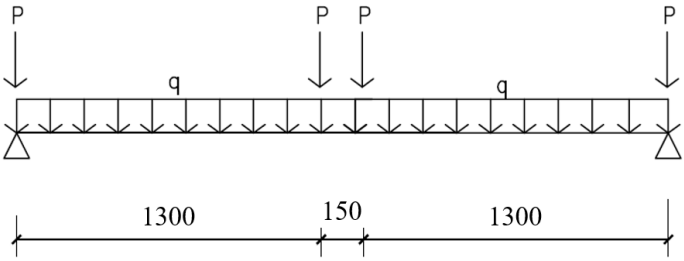
Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 350x175x6x9

W	= 41,4 kg/m	A	= 52,7 cm^2
t_w	= 6 mm	t_f	= 9 mm
d	= 346 mm	r	= 14 mm
Zx	= 689 cm^3	Zy	= 139 cm^3
ix	= 15 cm	iy	= 3,9 cm
Ix	= 11100 cm^4	Iy	= 792 cm^4
Sx	= 641 cm^3	Sy	= 91 cm^3
h	= 346-2(9+14) = 200 mm	bf	= 174 mm
fy	= 250 Mpa	fu	= 410 Mpa

E = 2.000.000 kg/cm^2

a. Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Rb) dan (Ra) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebenan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini:



Gambar 4.23 Sketsa Pembebanan Balok Penumpu Tangga

Ra = 1412,801 kg
Rb = 1414,876 kg
Beban merata (q)
Berat profil = 41,4 kg/m
Berat dinding 10cm (HB10)
120 kg/m * t (4 m) = 480 kg/m +
= 521,4kg/m

b. Reaksi perletakan

Ma = 0

R_{VB} .2,75 – P.2,75–P.1,45–P.1,3–½.q.2,75^2 = 0

$$R_{VB} = \frac{1414{,}876.(2{,}75+1{,}45+1{,}3)+\frac{1}{2}.521{,}4.2{,}75^2}{2{,}75}$$

= 3546,677 kg

Mb = 0

R_{VA} .2,75 – P.2,75–P.1,45–P.1,3–½.q.$2{,}75^2$ = 0

$$R_{VA} = \frac{1414{,}876(2{,}75+1{,}45+1{,}3)+\frac{1}{2}.521{,}4.2{,}75^2}{2{,}75}$$

= 3546,677 kg

Kontrol:

$\sum V$ = R_{va} + R_{vb} – Rb.4 – q x 2,75

= 3546,677 + 3546,677 – (1414,876 . 4) – (521,4 . 2,75)

= 0 **(OK)**

c. Momen maksimum

Mmax=(R_{VA}.(2,75/2))-(P.(2,65/2))-(P.0,075)–½.q. $(2{,}75/2)^2$

=(3546,677.(2,75/2))-(1414,876.(2,75/2))- (1909,12.0,075)–½. 521,4. $(2{,}75/2)^2$

= 2332,225 kg.m

d. Gaya geser

V_U = R_{vb} = 3546,677 kg

e. Kontrol penampang profil

Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap :

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{174}{2\times9} = 9{,}667$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ 8,33 < 10,75 , maka penampang kompak

Pelat badan :

$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{200}{6} = 33{,}33$

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

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$ 39,4 < 106,25 , maka penampang kompak

Karena penampang kompak, maka Mn = Mp = *fy* . Zx

Mp = *fy* . Zx = 2500 . 689 = 1722500 kg.cm

= 17225 kg.m

Cek kemampuan penampang

$Ø_b$. M_n ≥ M_u

$Ø_b$. M_n = 0,9 x 17225

= 15502,5kg.m ≥ 2332,225 kg.m **(OK)**

Kontrol terhadap tekuk lateral

Lb = 275 cm

Lp = 1,76 . iy $\sqrt{\frac{E}{fy}}$ = 1,76 x 3,9 x $\sqrt{\frac{2000000}{2500}}$

= 277,3 cm

Lb < Lp, bentang pendek.

Maka, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak perlu digunakan.

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

Kontrol Geser

$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6,5} = 39,4$; $\frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 63,35$

$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow 39,4 < 63,35 \rightarrow$ plastis

maka Vn = 0,6 *fy* Aw

= 0,6 x 2500 x 19,5 = 29250 kg

Ø V_n ≥ V_u

Ø V_n = 0,9 x 29250 kg

= 26326 kg > 4528,7015 kg **(OK)**

g. Kontrol lendutan

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{275}{360}$ = 0,76 cm

f^o = 0,734 cm

Gambar 4.24 Hasil Lendutan Balok Penumpu Tangga Berdasarkan ETABS

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0{,}734 \text{ cm} < 0{,}76 \text{ cm} \qquad \textbf{(OK)}$$

Rekapitulasi profil yang digunakan pada struktur tangga dapat ditunjukkan oleh Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Rekapitulasi Profil Tangga

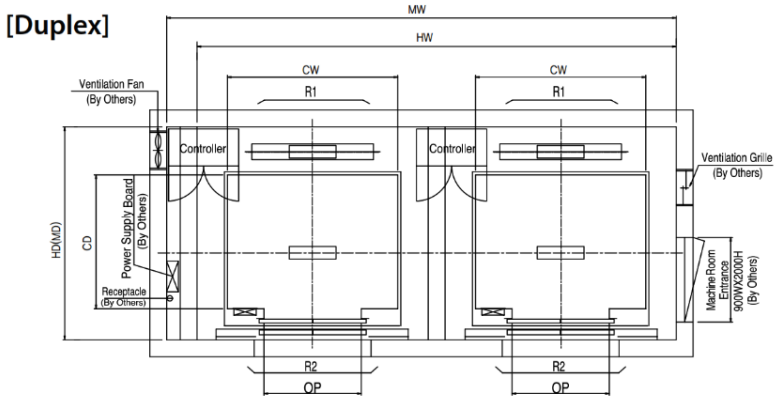
Jenis Struktur	**Profil**
Pelat Anak Tangga	Pelat t = 4 mm
Pengaku Anak Tangga	L 50.50.7
Pelat Bordes	Pelat t = 6 mm
Balok Bordes	L 50.50.7
Balok Utama Tangga	WF 250.125.5.8
Balok Penumpu Tangga	WF 350.175.6.9

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 (selengkapnya pada 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 mm^2
- Dimensi sangkar (*Car size*) : 2150 × 1600 mm^2

- Dimensi ruang mesin (2 *Car*) : 5550 × 2300 mm^2
- Beban reaksi ruang mesin :
  R_1 = 10200 kg
  R_2 = 7000 kg



Gambar 4.25 Denah Lift

Balok penggantung *lift* direncanakan menggunakan profil WF 500 x 300 x 11 x 18

W	= 128 kg/m	A	= 163,5 cm^2
d	= 486 mm	bf	= 300 mm
t_w	= 11 mm	t_f	= 18 mm
r	= 26 mm		
Ix	= 71000 cm^4	Iy	= 8110 cm^4
ix	= 20,8 cm	iy	= 7,04 cm
Sx	= 2910 cm^3	Sy	= 541 cm^3
Zx	= 3100 cm^3	Zy	= 824 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 486 - 2(18+26)		
	= 398 mm		
Lp	= 350,45 cm	Lr	= 1050,71 cm
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

a. Pembebanan pada balok penggantung lift

- Beban mati

  Berat profil balok penggantung lift = 128 kg/m

  Berat sambungan, dll(10%) = 12,8 kg/m +

  q_D = 140,8 kg/m

- Beban hidup

  Beban hidup untuk *maintenance* q_L = 100 kg/m

- Beban merata ultimate

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

  $= 1{,}2 \times 140{,}8 + 1{,}6 \times 100 = 328{,}96$ kg/m

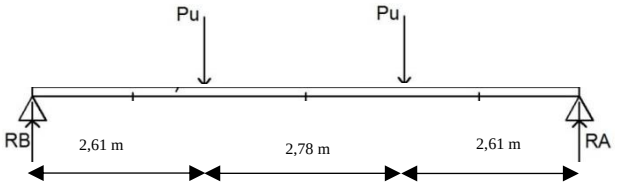
- Beban terpusat lift

  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.

  $PU_1 = R_1 \times (1 + 50\%) = 10200 \times (1 + 50\%) = 15300$ kg

  $PU_2 = R_2 \times (1 + 50\%) = 7000 \times (1 + 50\%) = 10500$ kg

b. Perhitungan gaya dalam yang terjadi pada balok penumpu lift



Gambar 4. 26 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

  $R_A = R_B = \frac{2 \times Pu + qu \times l}{2}$

  $= \frac{15300 \times 2 + 328{,}96 \times 7{,}8}{2}$

  $= 16583$ kg

- Momen maksimum

$$M\ max = R_A \times \frac{L}{2} - q_u \times \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} - P_u \times \left(\frac{L}{2} - a\right)$$
$$= 16583 \times \frac{7,8}{2} - 328,96 \times \frac{7,8}{2} \times \frac{7,8}{4} - 15300 \times \left(\frac{7,8}{2} - 2,61\right)$$
$$= 42434,741 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$V_U = R_a = 16583$ kg

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2(18)} = 8,333$$
$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,8$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 8,333 < 10,8 → penampang kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{398}{11} = 36,182$$
$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 36,182< 106,25 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \times Z_x$
$= 2500 \times 3100$
$= 7750000$ kg.cm
$= 77500$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

$Ø_b \times M_n \geq M_u$
$Ø_b \times M_n = 0,9 \times 77500$
$= 69750$ kg.m > 42434,741 kg.m **(OK)**

- Kontrol terhadap tekuk lateral

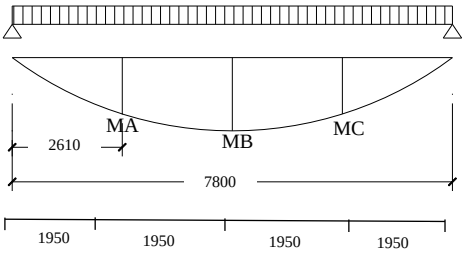
Lb = 780 cm
Lp = 350,45 cm

Lr = 1050,71 cm

Lp < Lb < Lr ⟶ Bentang menengah

- Karena bentang menegah, maka

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



Gambar 4.27 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$M_A = M_C$

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

$= 16583 \times 7{,}8/4 - 328{,}96 \times 7{,}8/4 \times 7{,}8/8$

$= 31711{,}42$ kg.m

$M_B = M_{Max}$

$= 31711{,}42$ kg.m

$Cb = \frac{12{,}5 \times Mmax}{2{,}5 \times Mmax + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \leq 2{,}3$

$Cb = \frac{12{,}5 \times 42434{,}741}{2{,}5 \times 42434{,}741 + 3 \times 31711{,}42 + 4 \times 42434{,}741 + 3 \times 31711{,}42} \leq 2{,}3$

$Cb = 1{,}138 \leq 2{,}3 \rightarrow Cb = 1{,}192$

$M_p = Zx \times fy$

$= 3100 \times 2500 = 7750000$ kg.cm $= 77500$ kg.m

$M_r = Sx \times (fy - fr)$

$= 2910 \times (2500 - 700)$

$= 5238000$ kg.cm

$= 52380$ kg.m

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

  $M_n = 1{,}132 \times \left[7750000 + (7750000 - 0{,}7 \times 2500 \times 2910) \frac{780-350{,}45}{1050{,}71-350{,}45}\right]$

  M_n = 10618330 kg.cm

  = 106183,3 kg.m > M_p maka dipakai M_p

- Cek kemampuan penampang

  $Ø_b \times M_n \geq M_u$

  $Ø_b \times M_n$ = 0,9 × 77500

  = 69750 kg.m > 42434,741 kg.m **(OK)**

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{t_w} = \frac{398}{11} = 36{,}182 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 63{,}36$

karena $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$ ⟶ 36,182 < 63,36⟶ Plastis

maka V_n = 0,6 f_y A_w

= 0,6 × 2500 × (39,8 × 1,1) = 69670 kg

$Ø \times V_n \geq V_u$

$Ø \times V_n$ = 0,9 × 47100 kg

= 59103kg > 16583 kg → **(OK)**

e. Kontrol lendutan

L = 780 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{780}{360} = 2{,}167$ cm

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

$= \left[\frac{5}{384} \times \frac{(3{,}29) \times 780^4}{2000000 \times 71000}\right] + \left[\frac{15300 \times 261 \times (3 \times 780^2 - 4 \times 261^2)}{24 \times 2000000 \times 71000}\right]$

= 1,931 cm

$f^0 < f_{ijin}$ → 1,931 cm < 2,167 cm → **(OK)**

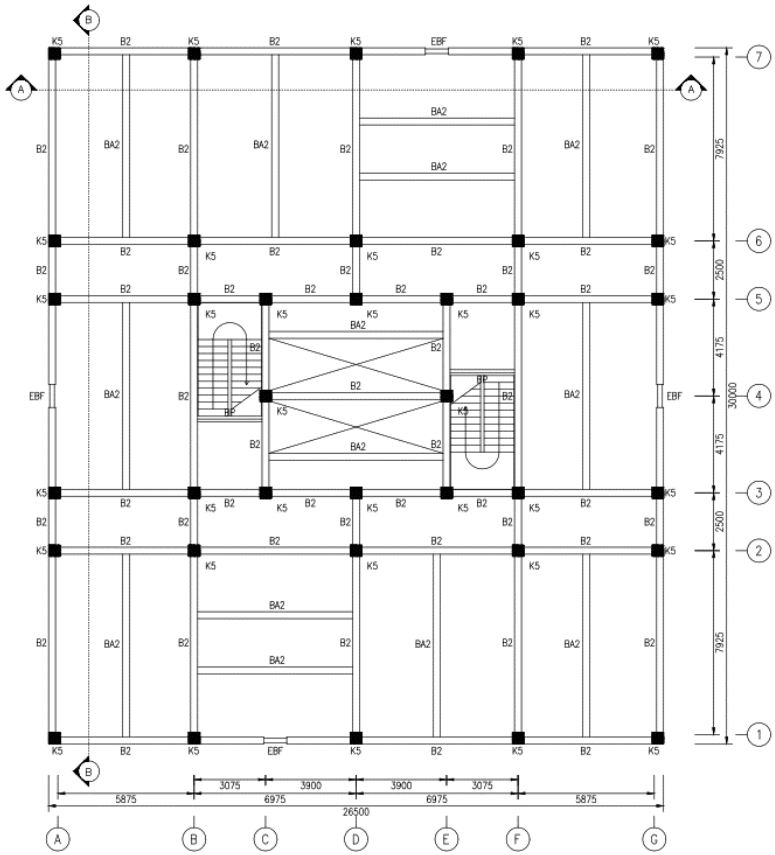
4.2 Permodelan Struktur

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:

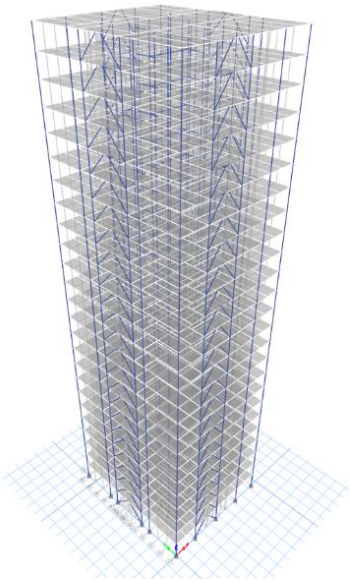
Pada Gambar 4.28 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan arah horizontal mengikuti arah sumbu X. Sistem rangka baja yang direncanakan pada tugas akhir ini menggunakan *Inverted-V brace* EBF. Analisis yang dilakukan pada struktur gedung ini tanpa menggunakan dilatasi. Bentuk struktur 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 4.28 Denah Struktur Gedung Apartemen Darmo Hill

Berikut adalah permodelan yang dilakukan dalam program ETABS 2018 pada Gambar 4.29.



Gambar 4.29 Permodelan Struktur Gedung Apartemen Darmo Hill

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 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/m2
- 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 Apartemen Darmo Hill adalah sebagai berikut:

a. Pelat Lantai 1 (Area Restoran)

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

b. Pelat Lantai 2-20 (Hunian)

Berat plafon & penggantung	= 18 kg/m^2
Berat spesi 2cm	= 42 kg/m^2
Berat keramik	= 24 kg/m^2
Berat *ducting plumbing*	= 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 *waterproofing*	= 5 kg/m^2
Berat *ducting plumbing*	= 25 kg/m^2 +
	= 97 kg/m^2

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup 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 (Area Restoran) = 479 kg/m^2
- Lantai 2-24 (Area Hunian) = 192 kg/m^2
- Lantai 25 (Atap) = 97,9 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 menganalisis 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:

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

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

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

Tabel 4.3 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**

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

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

4.2.2.1 Berat Total Bangunan

Besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka dari itu 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**
  Total beban pada kolom yang ditinjau adalah sebagai berikut:

Tabel 4.4 Hasil Perhitungan Berat Bangunan

Keterangan	Profil	Berat satuan	Volume	Jumlah lantai	Total (kg)
BA Resto	WF 400.300.10.16	107	114.45	1	12246.15
BA Lantai	WF 350x250x9x14	79.7	114.45	23	209798.295
BA Atap	WF 350x250x8x12	79.7	92.75	1	7392.175
BI Melintang Resto	WF 600.300.12.20	151	149.4	1	22559.4
BI Melintang Hunian	WF 500.300.11.15	151	149.4	23	518866.2
BI Melintang Atap	WF 400.300.10.16	107	141.5	1	15140.5
BI Memanjang Resto	WF 600.300.12.20	151	141.65	1	21389.15
BI Memanjang Hunian	WF 500.300.11.15	114	141.65	23	371406.3
BI Memanjang Atap	WF 400.300.10.16	107	150	1	16050
Link Memanjang	WF 500.200.10.16	89.6	2	25	4480
Link Melintang	WF 500.200.10.16	89.6	2	25	4480
Pelat Resto	0.12	2400	850.845	1	245043.36
	*	10.1	850.845	1	8593.5345
Pelat Hunian	0.1	2400	850.845	23	4696664.4
	*	10.1	850.845	23	197651.2935
Pelat Atap	0.09	2400	777	1	167832
	*	10.1	777	1	7847.7
Bracing Melintang	WF 300.300.10.15	94	19.94	25	46859
Bracing Memanjang	WF 300.300.10.15	94	21.728	25	51060.8
Balok Luar Link Melintang	WF 500.300.11.18	128	11.9	25	38080
Balok Luar Link Memanjang	WF 500.300.11.18	128	14.7	25	47040
Kolom 1-5	CFT 800.800.28	2400	11.759104	5	141109.248
		7850	75.280896	5	2954775.168
Kolom 6-10	CFT 750.750.28	2400	10.997504	5	131970.048
		7850	65.502496	5	2570972.968
Kolom 11-15	CFT 700.700.28	2400	10.235904	5	122830.848
		7850	56.404096	5	2213860.768
Kolom 16-20	CFT 600x600x25	2400	7.82	5	93840
		7850	41.14	5	1614745
Kolom 21-25	CFT 500x500x25	2400	6.46	5	77520
		7850	27.54	5	1080945
Total (Kg)					17713049.31

Keterangan	SD (kN)	D (kN)	L (kN)	Total (kN)	ETABS (kN)
S-EBF	24664.7577	173705.67	41579.67324	239950.1059	235907.5176

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 4.5 Hasil Output ETABS Base Reaction

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	FZ
		kN	kN	kN
D+L	Combination	0	0	235907.5

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

239950,1059 – 235907,518 = 44042,5883 kN

Sehingga diperoleh persentase:

$$\frac{4042,5883}{235907,518} \times 100\% = 1,714\% < 5\% \ (\mathbf{OK})$$

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

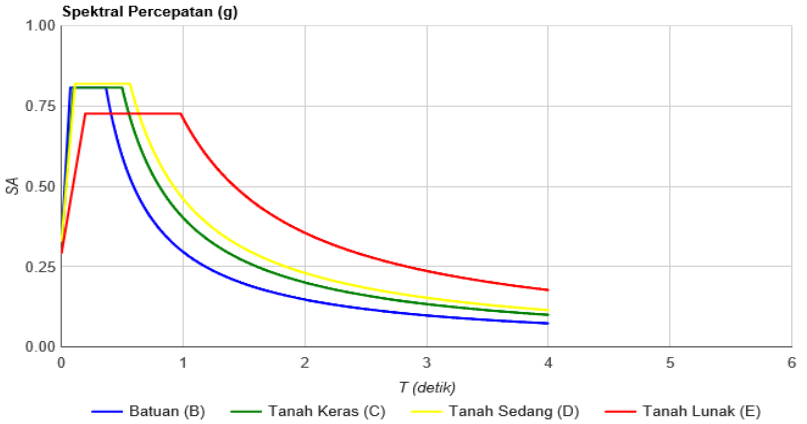
4.2.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur gedung Apartemen Darmo Hill ini terdiri dari 25 tingkat yang memiliki ketinggian 100 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 Respons Spektrum Rencana



Gambar 4.30 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 4.6 Parameter Respon Gempa Wilayah Yogyakarta 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)

4.2.3.3 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 seperti pada Tabel 4.7.

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 eksentis	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 faktor 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 0,964, S_{D1} sebesar 0,896 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:

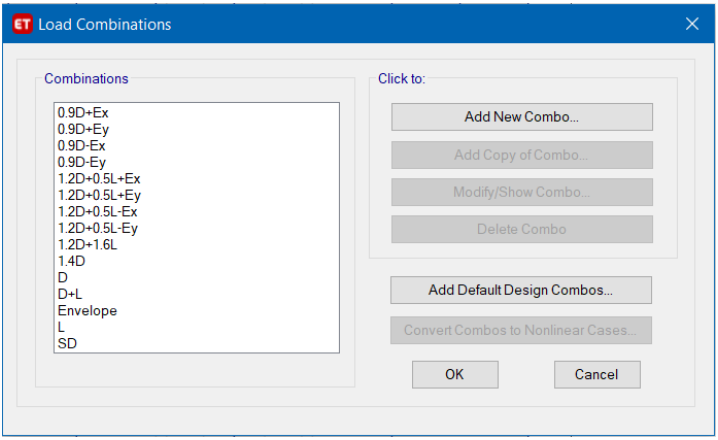
DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisis 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 2018 dengan menggunakan *define load combination* dapat dilihat pada Gambar 4.30.



Gambar 4.31 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 2018

4.2.5 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, 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.

Tabel 4.8 Rasio Partisipasi Massa

Case	Mode	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,7499	0,0001
Modal	2	0,7499	0,7468
Modal	3	0,7499	0,7468
Modal	4	0,8692	0,7468
Modal	5	0,8692	0,8696
Modal	6	0,8692	0,8696
Modal	7	0,9101	0,8696
Modal	8	0,9101	0,9107
Modal	9	0,9101	0,9107
Modal	10	0,9314	0,9107
Modal	11	0,9314	0,9320
Modal	12	0,9314	0,9320

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa untuk arah X sebesar 91,01% pada modal ke 7 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91,07% 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 4.9 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 pengunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Berdasarkan SNI 03-1726-2012, periode fundamental struktur harus ditentukan dari:

$T_a = Ct \times h_n^x$

(nilai C_t dan h_n^x diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

Tabel 4.10 Tabel 15 SNI 03-1726-2012

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 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

Ct = 0,0731
X = 0,75
Hn = 100 m

Maka,

$$T_a = 0{,}0731 \times 100^{0{,}75} = 2{,}312 \text{ detik}$$

Dengan nilai S_{D1} = 0,896, maka Cu = 1,4 (SNI 1726 :2016), sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah:

$$T = Ta \times Cu = 2{,}312 \times 1{,}4 = 3{,}236 \text{ detik.}$$

Tabel 4.11 Perioda Struktur

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	2,502	0,317
Modal	2	2,394	0,323
Modal	3	1,888	0,410
Modal	4	0,828	0,935
Modal	5	0,803	0,964
Modal	6	0,644	1,461
Modal	7	0,467	1,658
Modal	8	0,450	1,723
Modal	9	0,367	2,108
Modal	10	0,322	2,407
Modal	11	0,310	2,502
Modal	12	0,254	3,040

Dari Tabel 4.9, didapat T_c = 2,502 s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari C_u . T. Jadi analisis struktur Gedung Apartemen Darmo Hill masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.2.5.4 Kontrol Nilai Akhir Respons Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (Vt) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan 0,85V/Vt (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$V = C_s \times W$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1)

Dimana,

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I}} = \frac{0{,}964}{\frac{8}{1}} = 0{,}1025$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s\,max} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0{,}896}{2{,}502 \times \left(\frac{8}{1}\right)} = 0{,}045$$

Maka diambil Cs=0,045

Dikarenakan S_1<0,6*g*, maka tidak perlu kurang dari:

$C_{s\,min} = 0{,}044 \times S_{DS} \times I_e > 0{,}01$

= 0,044×0,964×1 > 0,01

= 0,042 > 0,01

Maka yang dipakai C_s = 0,045

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur Apartemen Darmo Hill adalah sebagai berikut:

Tabel 4.12 Hasil Reaksi Dasar Struktur

Load Case	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
1D+0,5L	0	0	219160,2463

Dari Tabel 4.12 didapatkan berat total struktur (W) adalah 219160,2463 kN atau 22349607,006 kg. Maka:

V_{statik} = C_s × W

= 0,045 × 219160,2463 kN

= 9862,212 kN

= 1005732,40 kg

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) pada Tabel 4.13

Tabel 4.13 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 :

  $V_{dinamik} \geq 0{,}85 \times V_{statik}$

  804753,37 kg > 0,85 × 1005732,40 kg

  804753,37 kg > 854872,54 kg **(Not OK)**

- Arah-y :

  $V_{dinamik} \geq 0{,}85 \times V_{statik}$

  804770,29 kg > 0,85 × 1005732,40 kg

  804770,29 kg > 854872,54 kg **(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/Vt sebesar 1,07 dan gaya gempa arah y perlu dikalikan dengan 0,85V/Vt sebesar 1,07. Dari hasil nilai baru didapatkan Vt baru dengan nilai seperti di Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa Setelah Koreksi

Load Case/Combo	**FX**	**FY**
	kgf	kgf
QX Max	861086,11	258331,27
QY Max	258325,83	861104,21

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

  $V_{dinamik} \geq 0{,}85 \times V_{statik}$

861086,11 kg > 0,85 × 1005732,40 kg
861086,11 kg > 854872,54 kg **(OK)**

- Arah-y :
  $V_{dinamik} \geq 0{,}85 \times V_{statik}$
  861104,21 kg > 0,85 × 1005732,40 kg
  861104,21 kg > 854872,54 kg **(OK)**

Dari perhitungan kontrol diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) arah x dan 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. Defleksi pusat massa di tingkat x (δx) ditentukan dengan persamaan berikut:

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

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis
C_d = faktor pembesaran defleksi (4)
I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)
Δ_a = 0,020 h_{sx}
Tinggi tingkat antar lantai = 4 m
Δ_a = 0,020h_{sx} = 0,020 x 4 = 0,08 m = 80 mm

Tabel 4.15 Simpangan Antar Lantai Arah Sumbu X

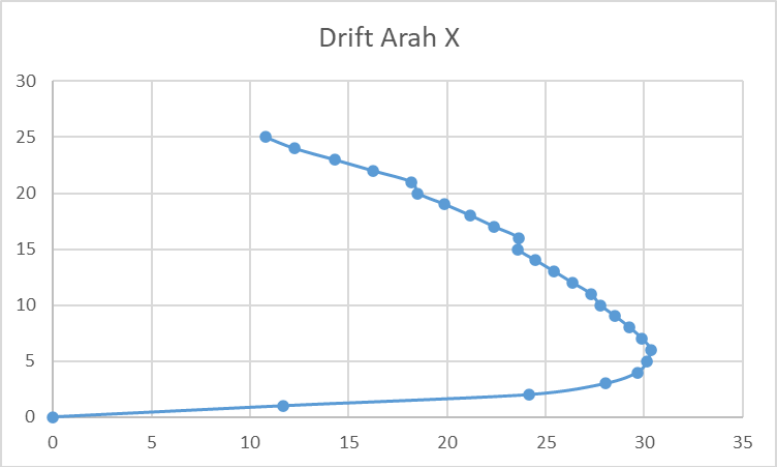
Lantai	Rasio Drift	Elevasi	δxe	δx	Δa	Kontrol
25 (Atap)	143.488	4000	2.696	10.784	80	OK
24	140.792	4000	3.063	12.252	80	OK
23	137.729	4000	3.569	14.276	80	OK
22	134.16	4000	4.062	16.248	80	OK
21	130.098	4000	4.549	18.196	80	OK
20	125.549	4000	4.628	18.512	80	OK
19	120.921	4000	4.971	19.884	80	OK
18	115.95	4000	5.297	21.188	80	OK
17	110.653	4000	5.6	22.4	80	OK
16	105.053	4000	5.906	23.624	80	OK
15	99.147	4000	5.895	23.58	80	OK
14	93.252	4000	6.122	24.488	80	OK
13	87.13	4000	6.358	25.432	80	OK
12	80.772	4000	6.589	26.356	80	OK
11	74.183	4000	6.823	27.292	80	OK
10	67.36	4000	6.941	27.764	80	OK
9	60.419	4000	7.133	28.532	80	OK
8	53.286	4000	7.314	29.256	80	OK
7	45.972	4000	7.472	29.888	80	OK
6	38.5	4000	7.581	30.324	80	OK
5	30.919	4000	7.531	30.124	80	OK
4	23.388	4000	7.416	29.664	80	OK
3	15.972	4000	7.009	28.036	80	OK
2	8.963	4000	6.041	24.164	80	OK
1	2.922	4000	2.922	11.688	80	OK
Base	0	0	0	0	0	OK

Tabel 4.16 Simpangan Antar Lantai Arah Sumbu Y

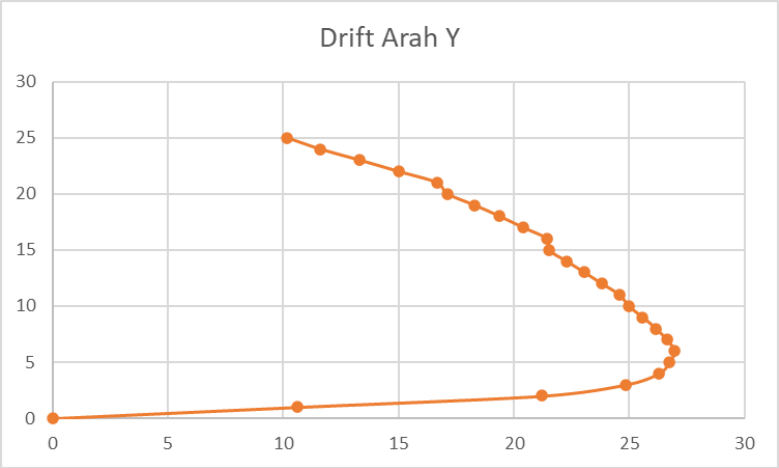
Lantai	Rasio Drift	Elevasi	δye	δy	Δa	Kontrol
25 (Atap)	129.638	4000	2.54	10.16	80	OK
24	127.098	4000	2.896	11.584	80	OK
23	124.202	4000	3.329	13.316	80	OK
22	120.873	4000	3.749	14.996	80	OK
21	117.124	4000	4.164	16.656	80	OK
20	112.96	4000	4.277	17.108	80	OK
19	108.683	4000	4.572	18.288	80	OK
18	104.111	4000	4.846	19.384	80	OK
17	99.265	4000	5.099	20.396	80	OK
16	94.166	4000	5.36	21.44	80	OK
15	88.806	4000	5.379	21.516	80	OK
14	83.427	4000	5.571	22.284	80	OK
13	77.856	4000	5.765	23.06	80	OK
12	72.091	4000	5.954	23.816	80	OK
11	66.137	4000	6.145	24.58	80	OK
10	59.992	4000	6.244	24.976	80	OK
9	53.748	4000	6.398	25.592	80	OK
8	47.35	4000	6.539	26.156	80	OK
7	40.811	4000	6.658	26.632	80	OK
6	34.153	4000	6.738	26.952	80	OK
5	27.415	4000	6.683	26.732	80	OK
4	20.732	4000	6.57	26.28	80	OK
3	14.162	4000	6.21	24.84	80	OK
2	7.952	4000	5.303	21.212	80	OK
1	2.649	4000	2.649	10.596	80	OK
Base	0	0	0	0	80	OK

Berdasarkan Tabel 4.15 dan Tabel 4.16, hasil analisis kontrol simpangan arah X dan arah Y telah memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

Berikut adalah ilustrasi dari grafik *drift* arah sumbu x (Gambar 4.32) dan arah sumbu y (Gambar 4.33).



Gambar 4.32 Grafik *Drift* Arah Sumbu X



Gambar 4.33 Grafik *Drift* Arah Sumbu Y

4.3 Perhitungan Struktur Primer

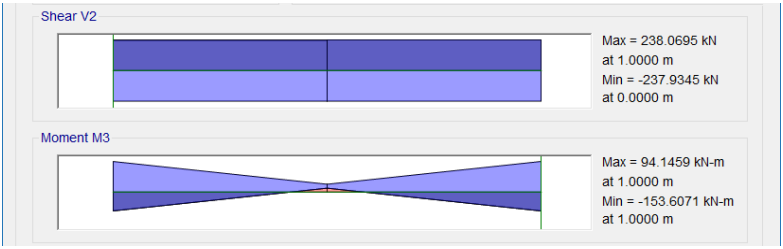
4.3.1 Perencanaan *Link*

4.3.1.1 Perencanaan *Link* Arah Melintang

Balok *link* direncanakan menggunakan profil WF 400×200×8×13, dengan data – data sebagai berikut:

W	= 66 kg/m	A	= 84,12 cm^2
d	= 400 mm	bf	= 200 mm
t_w	= 8 mm	t_f	= 13 mm
r	= 16 mm		
Ix	= 23700 cm^4	Iy	= 1740 cm^4
ix	= 16,8 cm	iy	= 4,54 cm
Sx	= 1190 cm^3	Sy	= 174 cm^3
Zx	= 1286 cm^3	Zy	= 266 cm^3
h	= d – 2×(tf + r)		
	= 400-2×(13+16)		
	= 342 mm		
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

Didapatkan hasil dari ETABS seperti pada Gambar 4.31



Gambar 4.34 Gaya Dalam pada Balok *Link* Arah Melintang

Nu	= 0 kg	
Vu	= 238,07 kN	= 24227,9 kg
Mu	= 153,607 kN.m	= 15664,6 kg.m

1. Penentuan jenis link

Dikarenakan Nu = 0 kg, maka Mp = Zx . fy dan Vp = 0,6 . fy . Aw (AISC 341-10 Sect. F3.5b)

Mp = Zx × fy = 1286 × 2500 = 3215000 kg.cm
Vp = 0,6 × fy × (d – 2.tf) × tw
= 0,6 × 2500 × (40 – 2×1,3) × 0,8
= 44880 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 3215000}{44880} = 114{,}617\ cm$$

Pada analisis yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan *link* menggunakan tipe *short link* dengan panjang 100 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}692$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Pelat badan

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

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:
Ny = Ag × fy = 84,12 × 2500 = 210300 kg
0,15 Ny = 0,15 × 210300 = 31545 kg

0,15 Ny > Nu
31545 kg > 0 kg
Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.5b, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

3. Kontrol kuat geser
Berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.5b, kuat geser nominal *link* (V_n) diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e.

Vp = 0,6 × fy × (d – 2×tf) × tw = 44880 kg
Vp = $\frac{2\times Mp}{e} = \frac{2\times 3215000}{100}$ = 64300 kg
Vn = Vp = 44880 kg

- Cek kapasitas penampang
  Vu ≤ Ø×Vn
  24277,9 ≤ 0,9 × 44880
  24277,9 kg ≤ 40392 kg **(OK)**

4. Kontrol kuat momen
Mp = Zx × fy = 1286 × 2500 = 3215000 kg.cm
$Mp = \frac{Vp\times e}{2} = \frac{44880\times 100}{2} = 2244000$ kg.cm
Diambil momen terkecil, Mn = Mp = 2244000 kg.cm
Mu ≤ Ø×Mn
15664,6 ≤ 0,9 × 22440
15664,6 kg.m ≤ 20196 kg.m **(OK)**

5. Kontrol sudut rotasi *link*
Berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.4a, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6\times Mp}{V_p}$ sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0,08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right).\emptyset = \left(\frac{L}{e}\right).\frac{\delta x}{H\ lantai} = \left(\frac{695}{100}\right).\frac{3,032}{400} = 0,052$$

α < α maks (OK)
0,052 < 0,08 radian (OK)

Untuk pengaku dengan panjang *link* ≤ 1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga berikut:

Untuk α = 0,08 radian

S = 30 tw – d/5 = 30 x 0,8– 40/5 = 16 cm

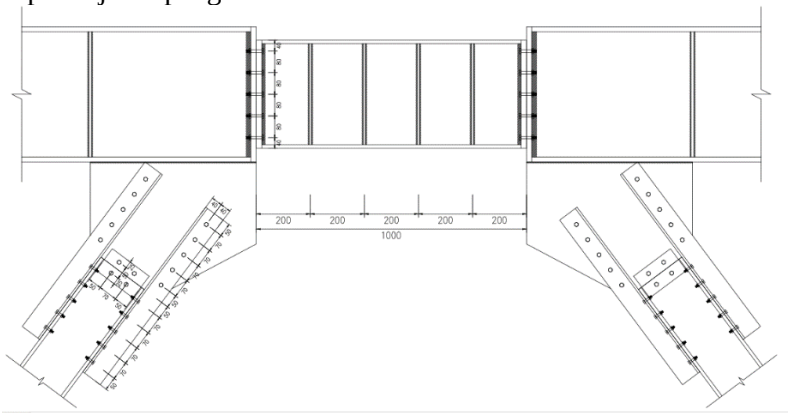
Untuk α = 0,02 radian

S = 52 tw – d/5 = 52 x 0,2 – 40/5 = 33,6 cm

Untuk α = 0,052 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 33{,}6 - \left(\frac{0{,}052 - 0{,}02}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (33{,}6 - 16) = 24{,}012\ cm$$

Dipakai jarak pengaku sebesar 20 cm



Gambar 4.35 Jarak Pengaku Link Melintang

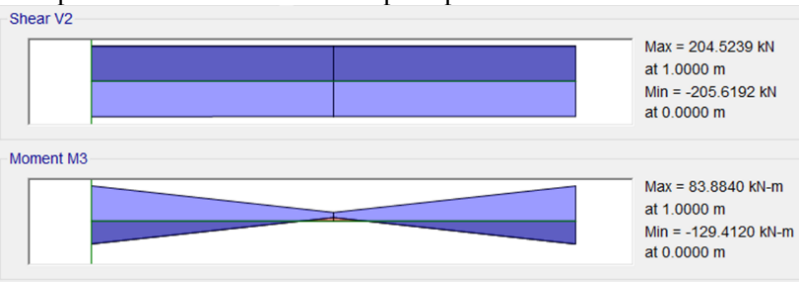
4.3.1.2 Perencanaan *Link* Arah Memanjang

Balok *link* direncanakan menggunakan profil WF 400×200×8×13, dengan data – data sebagai berikut:

W	= 66 kg/m	A	= 84,12 cm^2
d	= 400 mm	bf	= 200 mm
t_w	= 8 mm	t_f	= 13 mm
r	= 16 mm		
Ix	= 23700 cm^4	Iy	= 1740 cm^4
ix	= 16,8 cm	iy	= 4,54 cm

Sx	= 1190 cm^3	Sy	= 174 cm^3
Zx	= 1286 cm^3	Zy	= 266 cm^3
h	= d – 2×(tf + r)		
	= 400-2×(13+16)		
	= 342 mm		
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

Didapatkan hasil dari ETABS seperti pada Gambar 4.33.



Gambar 4.36 Gaya Dalam pada Balok *Link* Arah Memanjang

Nu	= 0 kg	
Vu	= 205,619 kN	= 20968,7 kg
Mu	= 129,412 kN.m	= 13197,2 kg.m

1. Penentuan jenis link

Dikarenakan Nu = 0 kg, maka Mp = Zx . fy dan Vp = 0,6 . fy . Aw (AISC 341-10 Sect. F3.5b)

Mp = Zx × fy = 1286 × 2500 = 3215000 kg.cm

Vp = 0,6 × fy × (d – 2.tf) × tw

= 0,6 × 2500 × (40 – 2×1,3) × 0,8

= 44880 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 3215000}{44880} = 114{,}617\ cm$$

$$e = \frac{2{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{2{,}6 \times 3215000}{44880} = 186{,}252\ cm$$

$$e = \frac{5 \times Mp}{V_p} = \frac{5 \times 3215000}{44880} = 358{,}177\ cm$$

Pada analisis yang dilakukan di aplikasi ETABS, direncanakan *link* menggunakan tipe *short link* dengan panjang 100 cm.

2. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}692$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Pelat badan

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

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:
Ny = Ag × fy = 84,12 × 2500 = 210300 kg
0,15 Ny = 0,15 × 210300 = 31545 kg
0,15 Ny > Nu
31545 kg > 0 kg
Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.5b, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

3. Kontrol kuat geser

Berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.5b, kuat geser nominal *link* (V_n) diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e.

Vp = 0,6 × fy × (d – 2×tf) × tw = 44880 kg
Vp = $\frac{2\times Mp}{e} = \frac{2\times 3215000}{100}$ =64300 kg
Vn = Vp = 44880 kg

- Cek kapasitas penampang
  Vu ≤ Ø×Vn
  20968,7 ≤ 0,9 × 44880
  20968,7 kg ≤ 40392 kg **(OK)**

4. Kontrol kuat momen
   Mp = Zx × fy = 1286 × 2500 = 3215000 kg.cm
   $Mp = \frac{Vp\times e}{2} = \frac{44880\times 100}{2} = 2244000$ kg.cm
   Diambil momen terkecil, Mn = Mp = 2244000 kg.cm

   Mu ≤ Ø×Mn
   13197,2 ≤ 0,9 × 22440
   13197,2 kg.m ≤ 20196 kg.m **(OK)**

5. Kontrol sudut rotasi *link*
   Berdasarkan AISC 341-10 Sect. F3.4a, untuk nilai e lebih kecil dari $\frac{1,6\times Mp}{V_p}$ sudut rotasi *link* tidak boleh melebihi 0,08 radian.

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right).\emptyset = \left(\frac{L}{e}\right).\frac{\delta x}{H\ lantai} = \left(\frac{835}{100}\right).\frac{2,695}{400} = 0,056$$

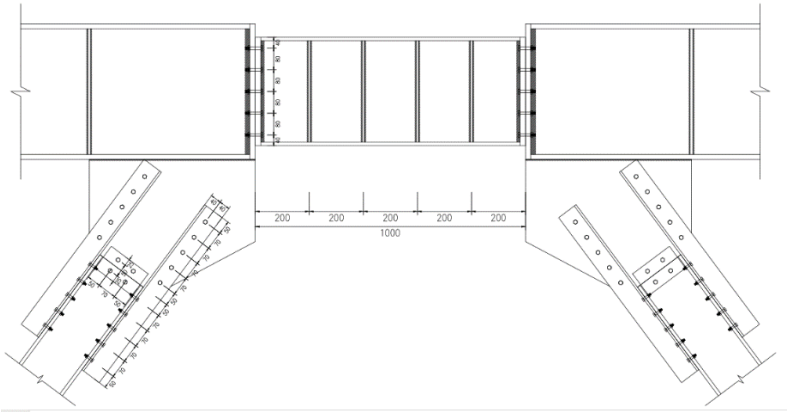
α < α maks (OK)
0,056 < 0,08 radian (OK)

Untuk pengaku dengan panjang *link* ≤ 1,6 . Mp / Vp, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak melebihi harga berikut:
Untuk α = 0,08 radian
S = 30 tw – d/5 = 30 x 0,8– 40/5 = 16 cm
Untuk α = 0,02 radian

S = 52 tw – d/5 = 52 x 0,2 – 40/5 = 33,6 cm
Untuk α = 0,052 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 33{,}6 - \left(\frac{0{,}056 - 0{,}02}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (33{,}6 - 16) = 22{,}96\ cm$$

Dipakai jarak pengaku sebesar 20 cm



Gambar 4.37 Jarak Pengaku Link Memanjang

4.3.2 Perencanaan Bresing

4.3.2.1 Perencanaan Bresing Arah Melintang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 200x200x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

W	= 49,9 kg/m	A	= 63,53 cm^2
d	= 200 mm	bf	= 200 mm
t_w	= 8 mm	t_f	= 12 mm
r	= 13 mm		
Ix	= 4720 cm^4	Iy	= 1600 cm^4
ix	= 8,62 cm	iy	= 5,02 cm
Sx	= 472 cm^3	Sy	= 160 cm^3
Zx	= 513 cm^3	Zy	= 243 cm^3

h = d – 2(tf + r)
= 200 - 2(12+13)
= 150 mm

fu = 410 Mpa fy = 250 Mpa
E = 2.000.000 kg/cm^2

α = 53,36˚ (Sudut Bresing)
L = 498,5 cm

Berdasarkan peraturan AISC 341-10 Sect. F3.4b, 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*.

Vu = 1,25 × Ry × Vn = 1,25 × 1,5 × 44880 = 84150 kg

$$P_u tekan = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{84150}{\sin 53{,}36^\circ} = 104871{,}9\ kg$$

$$P_u tarik = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{84150}{\sin 53{,}36^\circ} = 104871{,}9\ kg$$

1. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{200}{2 \times 12} = 8{,}333$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15{,}811$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Pelat badan

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

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42{,}06$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

2. Kontrol kuat bresing

$$Arah\ X\ \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{498{,}5}{8{,}62} = 57{,}831$$

$$Arah\ Y\ \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{498{,}5}{5{,}02} = 99{,}303$$

λ pakai = 66,378

$$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(99{,}303)^2} = 2000{,}736\ kg/cm^2$$

$$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4{,}71 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$99{,}303 \leq 4{,}71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$$

$$99{,}303 \leq 133{,}219$$

Maka,

$$Fcr = \left[0.685^{\frac{fy}{fe}}\right] \times fy = \left[0.685^{\frac{2500}{2000{,}736}}\right] \times 2500 = 1558{,}588$$

- Bresing tarik

  $P_{max} = R_y \times F_y \times Ag$ = 1,5 × 2500 × 63,53 = 238237,5 kg

  $\phi_t P_n = 0{,}9 \times 238237{,}5 = 214413{,}8$ kg

  $\phi_t P_n > Pu$

  214413,8 kg > 104871,9 kg **(OK)**

- Bresing tekan

  $P_{max} = 1{,}1 \times R_y \times Ag \times F_{cr}$

  $P_{max} = 1{,}1 \times 1{,}5 \times 63{,}53 \times 1558{,}588 = 163378{,}2$ kg

  $\phi_c P_n = 0{,}85 \times 163378{,}2 = 138871{,}5$ kg

  $\phi_c P_n > Pu$

  138871,5 kg > 104871,9 kg **(OK)**

4.3.2.2 Perencanaan Bresing Arah Memanjang

Bresing direncanakan menggunakan profil WF 200x200x8x12, dengan data – data sebagai berikut:

W = 49,9 kg/m A = 63,53 cm^2

d	= 200 mm	bf	= 200 mm
t_w	= 8 mm	t_f	= 12 mm
r	= 13 mm		
Ix	= 4720 cm^4	Iy	= 1600 cm^4
ix	= 8,62 cm	iy	= 5,02 cm
Sx	= 472 cm^3	Sy	= 160 cm^3
Zx	= 513 cm^3	Zy	= 243 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 200 - 2(12+13)		
	= 150 mm		
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

α = 47,42˚ (Sudut Bresing)
L = 543,2 cm

Berdasarkan peraturan AISC 341-10 Sect. F3.4b 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*.

Vu = 1,25 × Ry × Vn = 1,25 × 1,5 × 44880 = 84150 kg

$$P_u tekan = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{84150}{\sin 47{,}42^\circ} = 114275{,}7\ kg$$

$$P_u tarik = \frac{V_u}{sin\alpha} = \frac{84150}{\sin 47{,}42^\circ} = 114275{,}7\ kg$$

3. Kontrol penampang profil

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2 \times tf} = \frac{200}{2 \times 12} = 8{,}333$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15{,}811$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Pelat badan

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

$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42{,}06$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$

4. Kontrol kuat bresing

$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{543{,}2}{8{,}62} = 63{,}016$

$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{543{,}2}{5{,}02} = 108{,}207$

λ pakai = 66,378

$f_e = \frac{\pi^2 \times E}{\left(\frac{KL}{i}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2000000}{(108{,}207)^2} = 1685{,}845\ kg/cm^2$

$\frac{L_{ky}}{i_y} \leq 4{,}71 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$

$108{,}207 \leq 4{,}71 \times \sqrt{\frac{2000000}{2500}}$

$108{,}207 \leq 133{,}219$

Maka,

$Fcr = \left[0.685^{\frac{fy}{fe}}\right] \times fy = \left[0.685^{\frac{2500}{1685{,}845}}\right] \times 2500 = 1426{,}526$

- Bresing tarik

$P_{max} = R_y \times F_y \times Ag$ = 1,5 × 2500 × 63,53 = 238237,5 kg

$\phi_t P_n = 0{,}9 \times 238237{,}5 = 214413{,}8$ kg

$\phi_t P_n > Pu$

214413,8 kg > 114275,7 kg **(OK)**

- Bresing tekan

$P_{max} = 1{,}1 \times R_y \times Ag \times F_{cr}$

$P_{max} = 1{,}1 \times 1{,}5 \times 63{,}53 \times 1558{,}588 = 163378{,}2$ kg

$\phi_c P_n = 0{,}85 \times 163378{,}2 = 138871{,}5$ kg

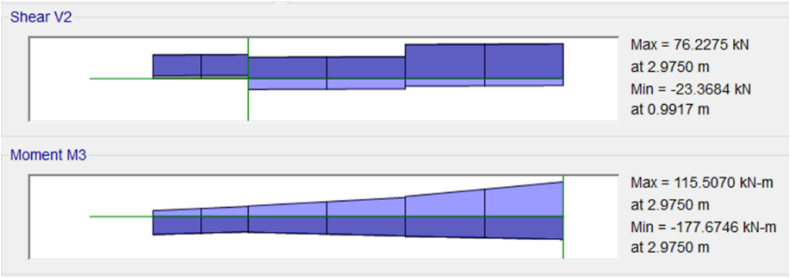
$\phi_c P_n > Pu$
138871,5 kg > 114275,7 kg **(OK)**

4.3.3 Perencanaan Balok Luar *Link*

4.3.3.1 Perencanaan Balok Luar *Link* Arah Melintang

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x18, dengan data – data sebagai berikut:

W = 128 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(t_f+r)
A = 163,5 cm^2	Zx = 3100 cm^3	= 400 mm
d = 452 mm	Zy = 824 cm^3	Sx = 2910 cm^3
b_f = 300 mm	ix = 20,8 cm	Sy = 541 cm^3
t_w = 11 mm	iy = 7,04 cm	fy = 250 Mpa
t_f = 18 mm	Ix = 71000 cm^4	fu = 410 Mpa
	Iy = 8110 cm^4	E = 200000 Mpa



Gambar 4.38 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Arah Melintang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:
Mu = 18118,97 kg.m
Vu = 7773,557 kg

Berdasarkan peraturan AISC 341-10 Sect. F3.6b, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n = 1{,}1 \times 1{,}5 \times 44880 = 74052\ kg$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0,6 x 2500 x 37,4 x 0,8
= 44880 kg

Mp = Zx . fy = 1286 x 2500 = 3215000 kg.cm

Vp = $\frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{100}$ = 64300 kg

Sehingga, Vp = 64300 kg

Maka, Vu = 74052 kg

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2\ tf} = \frac{300}{2\text{x}18} = 8{,}33$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

Mn = Zx . fy = 3100 x 2500 = 7750000 kg.cm

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}36$$

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

Vn = 0,6 F_y A_w C_v = 0.6 x 2500 x 40 x 1,1 x 1 = 66000 kg

3. Kontol interaki geser dan lentur

$$\frac{Mu}{0.9xMn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{\emptyset.Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{1811897}{6975000} + 0{,}625\ \frac{74052}{66000} \leq 1{,}375$$

$$0{,}260 + 0{,}701 \leq 1{,}375$$

$0{,}961 \leq 1{,}375$ **(OK)**

4.3.3.2 Perencanaan Balok Luar *Link* Arah Memanjang

Balok diluar link direncanakan menggunakan profil WF 500x300x11x18, dengan data – data sebagai berikut:

W = 128 kg/m	r = 26 mm	h = d-2(t_f+r)
A = 163,5 cm^2	Zx = 3100 cm^3	= 400 mm
d = 452 mm	Zy = 824 cm^3	Sx = 2910 cm^3
b_f = 300 mm	ix = 20,8 cm	Sy = 541 cm^3
t_w = 11 mm	iy = 7,04 cm	fy = 250 Mpa
t_f = 18 mm	Ix = 71000 cm^4	fu = 410 Mpa
	Iy = 8110 cm^4	E = 200000 Mpa

Gambar 4.39 Gaya Dalam Balok Luar *Link* Arah Memanjang

Didapatkan hasil dari ETABS adalah:

Mu = 15333,77 kg.m

Vu = 6367,867 kg

Berdasarkan peraturan AISC 341-10 Sect. F3.6b, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n = 1{,}1 \times 1{,}5 \times 44880 = 74052\ kg$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw = 0,6 x 2500 x 37,4 x 0,8
= 44880 kg

Mp = Zx . fy = 1286 x 2500 = 3215000 kg.cm

$Vp = \frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{100} = 64300$ kg

Sehingga, Vp = 64300 kg

Maka, Vu = 74052 kg

1. Kontrol penampang

- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2\ tf} = \frac{300}{2\text{x}18} = 8{,}33$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38\sqrt{\frac{200000}{250}} = 10{,}75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

- Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

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

$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$
Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
Mn = Zx . fy = 3100 x 2500 = 7750000 kg.cm

2. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda p = 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2000000}{250}} = 63{,}36$$

$\frac{h}{tw} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{Fy}}$, sehingga $\phi_v = 1{,}00$ dan $C_v = 1{,}0$
$Vn = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v = 0.6 \times 2500 \times 40 \times 1{,}1 \times 1 = 66000$ kg

3. Kontol interaki geser dan lentur

$$\frac{Mu}{0.9xMn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{\emptyset.Vn} \leq 1{,}375$$

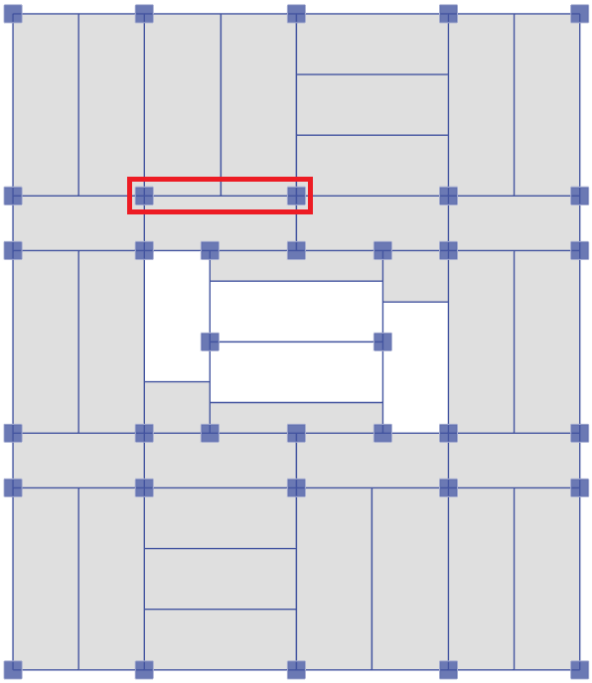
$$\frac{1533377}{6975000} + 0{,}625\ \frac{74052}{66000} \leq 1{,}375$$

$$0{,}220 + 0{,}701 \leq 1{,}375$$

$0{,}921 \leq 1{,}375$ **(OK)**

4.3.4 Perencanaan Balok Induk

4.3.4.1 Perencanaan Balok Induk Arah Melintang



Gambar 4.40 Perencanaan Balok Induk Melintang

Direncanakan balok induk arah melintang menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 500 × 300 × 11 × 15 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut:

W	= 114 kg/m	A	= 145,5 cm^2
d	= 482 mm	bf	= 300 mm
t_w	= 11 mm	t_f	= 15 mm
r	= 26 mm		
Ix	= 60400 cm^4	Iy	= 6760 cm^4
ix	= 20,4 cm	iy	= 6,82 cm
Sx	= 2500 cm^3	Sy	= 451 cm^3

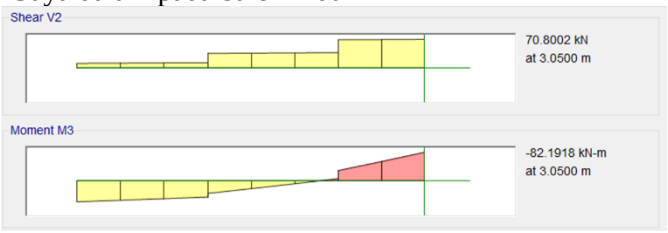
Zx	= 2663 cm^3	Zy	= 689 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 482-2(15+26)		
	= 400 mm		
Lp	= 339,5018 cm	Lr	= 980,6543 cm
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

Dari analisis ETABS, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut:

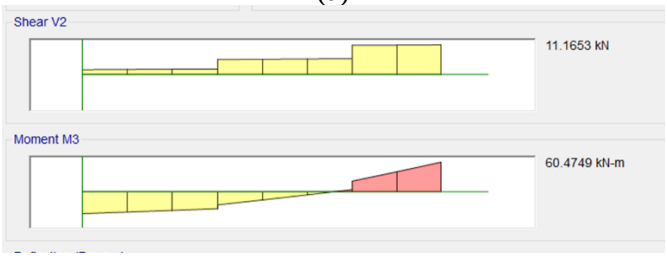
- Sebelum Komposit

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



(a)



(b)

Gambar 4.41 Gaya Dalam Balok Induk Arah Melintang Sebelum Komposit (a) Daerah tumpuan (b) Daerah lapangan

Mu = 8381,787 kg.m
Vu = 7220,09 kg

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
   - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
   - Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{300}{2 \times (15)} = 10$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 10{,}75$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 10 < 10,75 → penampang kompak

   - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda_p = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106{,}35$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 36,36 < 106,35 → penampang kompak

   - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 2663$

M_p = 6657500 kg.cm = 66575 kg.m

   - Cek kemampuan penampang

$\emptyset_b \times M_n \geq M_u$

$\emptyset_b \times M_n = 0{,}9 \times 66575$

= 59917,7 kg.m > 8381,787 kg.m **(OK)**

   - Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

L_b = 690 cm
Lp = 339,5018 cm (Dari tabel profil)
Lr = 980,6543 cm (Dari tabel profil)
Lp ≤ Lb ≤ Lr = (bentang menengah)

- Karena bentang menengah, maka;

maka $Mn = Cb \times \left[Mp - (Mp - 0{,}7 \times Fy \times Sx) \times \left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] \leq Mp$

Mencari Nilai Cb

Ma = 2403,162 kg.m
Mb = 6167,132 kg.m
Mc = 2403,162 kg.m
Mmax = 8381,787 kg.m

$$C_b = \frac{12{,}5.\,M_{maks}}{2{,}5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} \leq 2{,}30$$

$$C_b = 1{,}745 \leq 2{,}30$$

- Kapasitas Momen Penampang

$M_p = Z_x \times F_y = 2663 \times 2500$
$= 6657500$ kg.cm
$= 66575$ kg.m

$Mn = Cb \times \left[Mp - (Mp - 0{,}7 \times Fy \times Sx) \times \left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] \leq Mp$

$= 1{,}745 \times \left[6657500 - (6657500 - 0{,}7 \times 2500 \times 2500)\left(\frac{690-339{,}502}{980{,}654-339{,}502}\right)\right]$

$= 9440838$ kg.cm
$= 94408{,}38$ kg.m $\leq$ Mp = 66575 kg.m **(Not OK)**

Maka digunakan Mn = Mp = 66575 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$Ø_b \times M_n \geq M_u$
$Ø_b \times M_n = 0{,}9 \times 66575$ kg.m
$= 59917{,}5$ kg.m > 8381,787 kg.m **(OK)**

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63{,}36$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ⟶ 36,36 < 63,36 (Tidak langsing)

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

= $0{,}6 \times 2500 \times (40 \times 1{,}1) \times 1 = 66000$ kg

$Ø \times V_n \geq V_u$

$Ø \times V_n = 0{,}9 \times 66000$ kg

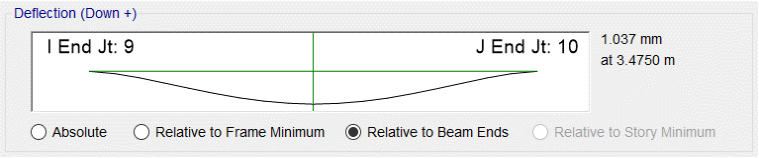
= 59400 kg > 7220,09 kg **(OK)**

d. Kontrol lendutan

L = 690 cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{690}{360} = 1{,}917 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis SAP 2000 didapatkan lendutan batang sebesar 1,0377 mm



Gambar 4.42 Lendutan Pada Balok Induk Melintang Akibat Beban Mati

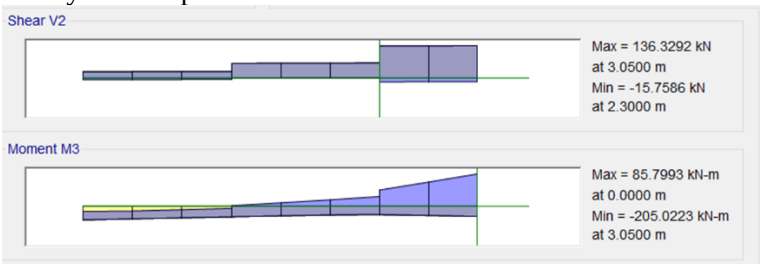
f^0 = 0, 1037 cm

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}1037 \text{ cm} < 1{,}917 \text{ cm}$ **(OK)**

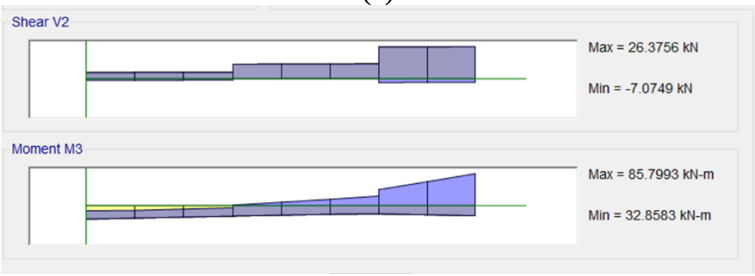
- Setelah Komposit

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



(a)



(b)

Gambar 4.43 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit (a) Daerah Tumpuan (b) Daerah Lapangan

Mmax = 8749,674 kg.m
Mmin = 20907,84 kg.m
Vu = 13902,63 kg

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
   - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
     - Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$\lambda_p = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106{,}34$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 36,36 < 106,34 → penampang kompak

Karena penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisis dengan distribusi tegangan plastis.

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36{,}36$$

$$2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 69{,}57$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow 36{,}36 < 69{,}57$

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

$= 0{,}6 \times 2500 \times (40 \times 1{,}1) \times 1 = 66000$ kg

$Ø \times V_n \geq V_u$

$Ø \times V_n = 0{,}9 \times 66000$ kg

$= 59400$ kg > 13902,63 kg **(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

Asc = 491 mm^2

F_{ur} = 410 Mpa

Pelat Beton:

t = 12 cm

w_r = 168 mm

h_r = 54 mm

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$b_{eff} \leq \frac{L_{balok}}{4} = \frac{6900}{4}$ = 862,5 mm

$\leq S/2 = 2500/2$ = 1250 mm

$\therefore b_{eff}$ = 862,5 mm

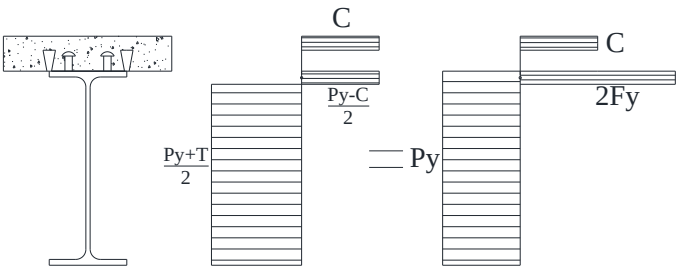
- Menentukan Momen Positif
- Kontrol Momen

C1= As×fy = 145,5×2500 = 363750 kg
C2 = 0,85×fc'×$tplat$×$beff$ = 0,85×400×12×86,25
= 193545 kg

Karena C1>C2, maka garis netral terletak pada baja
$a = \frac{c}{0{,}85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{193545}{0{,}85 \times 400 \times 86{,}25}$= 6,6 cm
d_1 = hr + tplat – a/2 = 5,4 + 6,6 – 6,6/2 = 8,7 cm

$d_2 = \frac{\frac{Py-C}{2}}{2 \times F_{yx} b_f} = \frac{\frac{363750-193545}{2}}{2 \times 2500 \times 30} = 0{,}567$ cm
(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{48{,}2}{2} = 24{,}1$ cm



Gambar 4. 44 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

C = 193545 kg
Py = 480500 kg
$Mn = C \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2)$
$= 193545 \times (8{,}7 + 0{,}567) + 480500 \times (24{,}1 - 0{,}567)$
$= 13101188$ kg.cm
$= 131011{,}88$ kg.m

$Mu \leq \phi_b Mn$
$8749{,}67 \leq 0{,}9 \times 131011{,}88$
$8749{,}67$ kg.m $\leq 117910{,}69$ kg.m **(OK)**

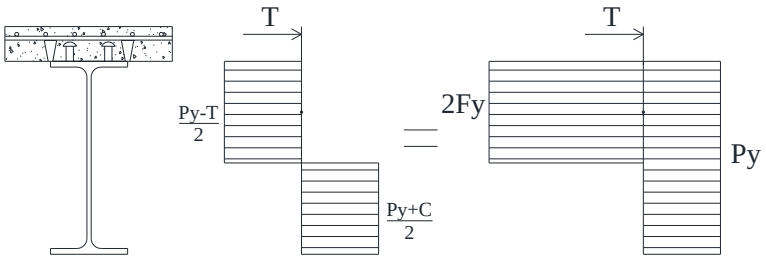
- Menentukan Momen Negatif
  Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah M8-150 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungan kapasitas balok yang mampu dipikul.
  - Tulangan

  $Ar = \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi 10^2 = 50{,}26$ mm

  Menghitung momen nominal
  $T = n \times Ar \times fy = 6 \times 0{,}503 \times 5000 = 15079{,}6$ kg
  $Py = As \times fy = 363750$ kg

  Gaya pada sayap profil P_f
  $P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 1{,}5 \times 2500 = 112500$ kg

  Gaya pada badan profil
  $Pw = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{363750 - 15079{,}6}{2} - 112500 = 61835{,}2$ kg
  $a_W = \frac{P_W}{t_W \times F_y} = \frac{61835{,}2}{1{,}1 \times 2500} = 22{,}49$ cm
  $d_2 = \frac{(P_f \times 0{,}5 \times t_f) + (P_W \times (t_f + 0{,}5 \times a_W))}{Pf + Pw}$
  $d_2 = \frac{(112500 \times 0{,}5 \times 1{,}5) + (61835{,}2(1{,}5 + 0{,}5 \times 22{,}49))}{112500 + 61835{,}2} = 13{,}23$ cm
  $d_3 = \frac{D}{2} = \frac{48{,}2}{2} = 24{,}1$ cm
  $d_1 = hr + tplat - a/2 = 5{,}4 + 6{,}6 - 2/2 = 10$ cm



Gambar 4.45 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$Mn = T \times (d_1 + d_2) + P_y x(d_3 - d_2)$$
$$= 15079{,}6 \times (10 + 13{,}23) + 363750 \times (24{,}1 - 13{,}23)$$
$$= 4305399 \text{ kg.cm}$$
$$= 43053{,}99 \text{ kg.m}$$

Mu ≤ ϕb Mn

20907,8 ≤ 0,9×43053,99

20907,8 kg.m ≤ 38748,84 kg.m **(OK)**

e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm. Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

d = 25 mm

A_{sc} = 490 mm^2

F_u = 400 MPa

Rg = 1 (digunakan 2 stud baja)

Rp = 0,75 (Dilas pada pelat komposit)

Ec = 4700 Fc^{0,5} = 31975,4 Mpa

$Q_n = 0{,}5.A_{sc}.(f_c'.E_c)^{0,5}$

$= 0{,}5 \text{ . } 490 \text{ . } (40 \text{ . } 31975{,}4)^{0,5}$

= 277573 kg

Rg×Rp×A_{sc}×F_u = 1 × 0,75 × 4,9 × 4000 = 15094,4 kg

$Q_n \leq$ Rg×Rp×A_{sc}×$F_u \rightarrow Q_n$ = 15094,4 kg

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

  Q_n = 15094,4 kg

  $V_h = C$ = 193545 kg

  Banyaknya stud: $N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{193545}{2x15094,4} = 6,41 \approx 7$

  Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : 2 N = 2 × 7 = 14 buah.

  Jarak Antar stud menjadi

  $$\frac{L}{N} = \frac{690}{8} = 86,25\ cm$$

  Pakai 75 cm

- Stud bidang Negatif

  Q_n = 15094,4 kg

  $V_h = T$ = 15079,6 N

  Banyaknya stud: $N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{15079,6}{2x15094,4} = 0,49 \approx 1$

  Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : 2 N = 2 × 1 = 2 buah.

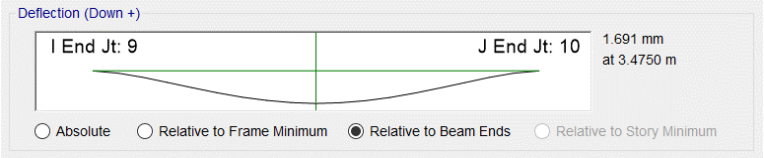
  Jarak Antar stud menjadi

  $$\frac{L}{N} = \frac{690}{1} = 690\ cm$$

  Pakai 100 cm

g. Kontrol lendutan

L = 690 cm



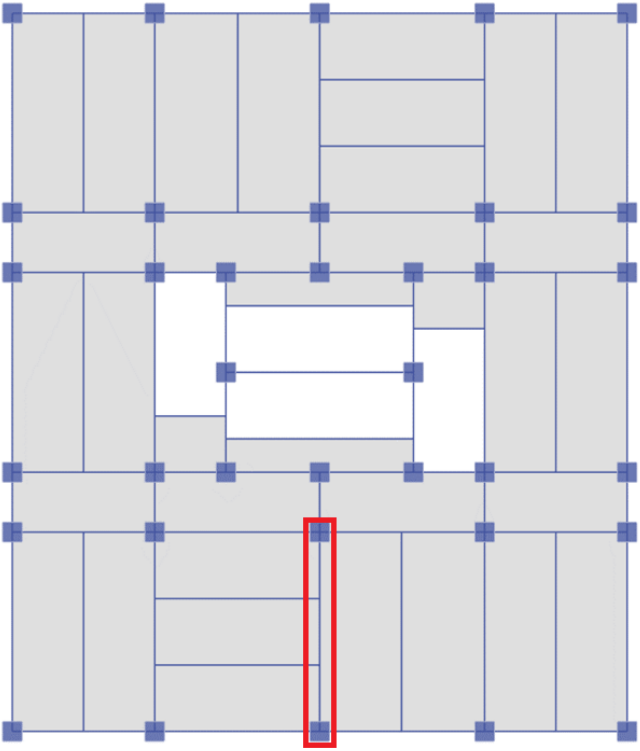
Gambar 4.46 Lendutan Pada Balok Induk Arah Melintang Akibat Beban D+L

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{690}{360} = 1,91\ cm$$

$f^0 = 0{,}0295\ cm$

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}169\ cm < 1{,}74\ cm$ **(OK)**

4.3.4.2 Perencanaan Balok Induk Arah Memanjang



Gambar 4.47 Perencanaan Balok Induk Memanjang

Direncanakan balok induk arah memanjang menggunakan balok komposit beton-baja dengan menggunakan profil WF 600 × 300 × 12 × 20 dan pelat bondek dengan data sebagai berikut

W	= 151 kg/m	A	= 192,2 cm^2
d	= 588 mm	bf	= 300 mm
t_w	= 12 mm	t_f	= 20 mm
r	= 28 mm		

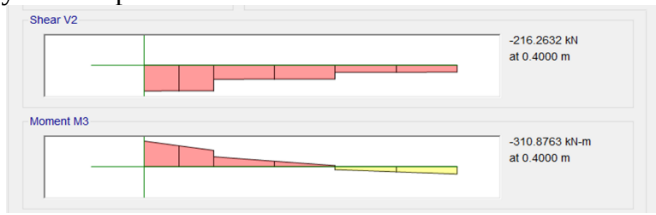
Ix	= 118000 cm^4	Iy	= 9020 cm^4
ix	= 24,8 cm	iy	= 6,85 cm
Sx	= 4020 cm^3	Sy	= 601 cm^3
Zx	= 4319 cm^3	Zy	= 920 cm^3
h	= d – 2(tf + r)		
	= 588-2(20+28)		
	= 492 mm		
Lp	= 341 cm	Lr	= 1003,88 cm
fu	= 410 Mpa	fy	= 250 Mpa
E	= 2.000.000 kg/cm^2		

Dari analisis ETABS, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut:

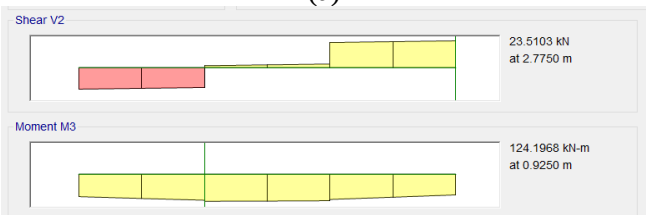
- Sebelum Komposit

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



(a)



(b)

Gambar 4.48 Gaya Dalam Balok Induk Arah Memanjang Sebelum Komposit (a) Daerah tumpuan (b) Daerah lapangan

Mu = 31702,7 kg.m
Vu = 22054,2 kg

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \times t_f} = \frac{300}{2 \times (20)} = 7{,}5$$

$$\lambda_p = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 0{,}38 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 10{,}75$$

$\lambda \leq \lambda_p$ 7,5 ⟷ 10,75 → penampang kompak

- Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106{,}35$$

$\lambda \leq \lambda_p$ 41 ⟷ 106,35 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$M_p = f_y \times Z_x = 2500 \times 4309$

M_p = 10772500 kg.cm = 107225 kg.m

- Cek kemampuan penampang

$Ø_b \times M_n \geq M_u$

$Ø_b \times M_n = 0{,}9 \times 107225$

= 969525,5 kg.m > 31702,7 kg.m **(OK)**

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

L_b = 835,5 cm

Lp = 341 cm (Dari tabel profil)

Lr = 1003,88 cm (Dari tabel profil)

Lp ≤ Lb ≤ Lr = (bentang menengah)

- Karena bentang menengah, maka;
  maka $Mn = Cb \times \left[Mp - (Mp - 0{,}7 \times Fy \times Sx) \times \left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] \leq Mp$
  Mencari Nilai Cb
  Ma = 4940,027 kg.m
  Mb = 12665,389 kg.m
  Mc = 3656,302 kg.m
  Mmax = 31702,7 kg.m
  $$C_b = \frac{12{,}5.\,M_{maks}}{2{,}5 \times M_{maks} + 3 \times M_a + 4 \times M_b + 3 \times M_c} \leq 2{,}30$$
  $C_b = 2{,}545 \leq 2{,}30$
  Pakai $C_b = 2{,}3$
- Kapasitas Momen Penampang
  $M_p = Z_x \times F_y = 4309 \times 2500$
  $= 10772500$ kg.cm
  $= 107725$ kg.m
  $Mn = Cb \times \left[Mp - (Mp - 0{,}7 \times Fy \times Sx) \times \left(\frac{Lb-Lp}{Lr-Lp}\right)\right] \leq Mp$
  $= 2{,}3 \times \left[10772500 - (10772500 - 0{,}7 \times 2500 \times 4020)\left(\frac{832{,}5 - 341}{1003{,}88 - 341}\right)\right]$
  $= 18402961{,}6$ kg.cm
  $= 184029{,}62$ kg.m $\leq$ Mp = 107725 kg.m **(Not OK)**
  Maka digunakan Mn = Mp = 107225 kg.m
- Cek kemampuan penampang
  $Ø_b \times M_n \geq M_u$
  $Ø_b \times M_n = 0{,}9 \times 107225$ kg.m
  $= 96952{,}5$ kg.m > 31702,7 kg.m **(OK)**

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser
$$\frac{h}{t_w} = \frac{490}{12} = 41$$
$$2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63{,}36$$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ⟶ 41 < 63,36 (Tidak langsing)

maka, V_n = 0,6×f_y×A_w×C_v

= 0,6 × 2500 × (49,2 × 1,2) × 1 = 88560 kg

Ø×$V_n \geq V_u$

Ø×V_n = 0,9 × 88560 kg

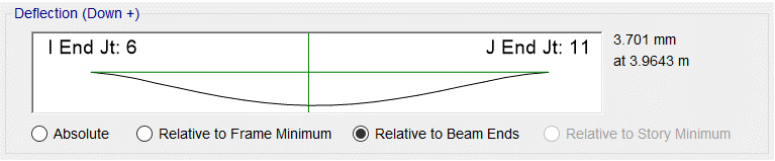
= 79704 kg > 22054,2 kg **(OK)**

d. Kontrol lendutan

L = 832,5 cm

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{832{,}5}{360} = 2{,}3125 \text{ cm}$$

Dari hasil analisis ETABS didapatkan lendutan batang sebesar 3,701 mm.



Gambar 4.49 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Beban Mati

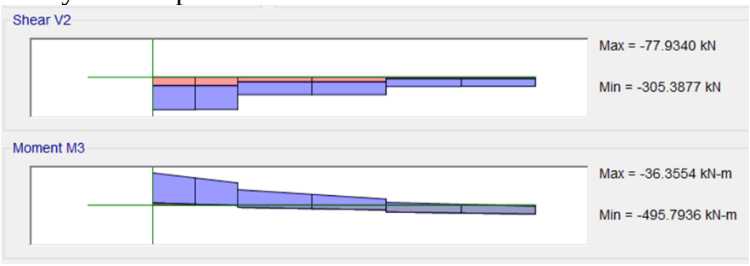
f^0 = 0,0984 cm

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}3701 \text{ cm} < 2{,}3125 \text{ cm}$ **(OK)**

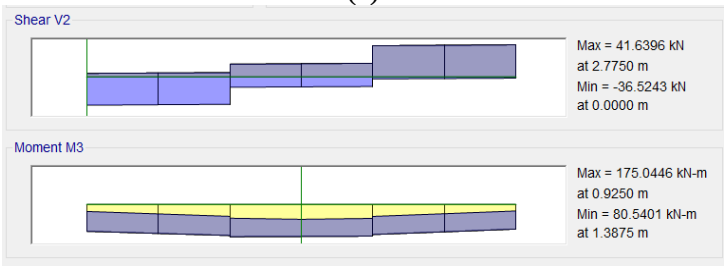
- Setelah Komposit

Saat balok sudah Komposit, gaya servis telah terjadi. Sehinga perencanaannya menggunakan beban servis dan beban lain yang mulai berkerja setelah konstruksi selesai.

a. Gaya dalam pada balok induk



(a)



(b)

Gambar 4.50 Gaya Dalam Pada Balok Setelah Komposit (a) Daerah Tumpuan (b) Daerah Lapangan

Mmax = 13892,9 kg.m
Mmin = 50560,2 kg.m
Vu = 31142,8 kg

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur
- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
- Pelat badan

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

$$\lambda_p = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{E}{Fy}} = 3{,}76 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 106{,}34$$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 41 < 106,34 → penampang kompak

Karena penampang kompak, sehingga kapasitas momen penampang dianalisis dengan distribusi tegangan plastis.

c. Kontrol Penampang Terhadap Gaya Geser

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

$2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24 \times \sqrt{\frac{2\times10^5}{250}} = 69{,}57$

karena $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow$ 41 < 69,57

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

= $0{,}6 \times 2500 \times (49{,}2 \times 1{,}2) \times 1 = 88560$ kg

$Ø \times V_n \geq V_u$

$Ø \times V_n$ = $0{,}9 \times 88560$ kg

= 79704 kg > 31142,9 kg **(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

Asc = 491 mm^2

F_{ur} = 410 Mpa

Pelat Beton:

t = 12 cm

w_r = 168 mm

h_r = 54 mm

- Menentukan Lebar Efektif Pelat Beton

$b_{eff} \leq \frac{L_{balok}}{4} = \frac{8325}{4}$ = 1040,625 mm

$\leq S/2 = 3450/2$ = 1725 mm

$\therefore b_{eff}$ = 1040,625 mm

- Menentukan Momen Positif
- Kontrol Momen

C1= As×fy = 192,2×2500 =480500 kg

C2 = 0,85×fc'×$tplat$×$beff$ = 0,85×400×12×104,625
= 233516,25 kg

Karena C1>C2, maka garis netral terletak pada baja

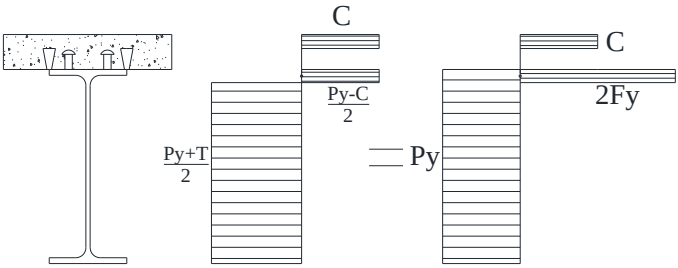
$a = \frac{c}{0{,}85 \times f_c' \times b_{eff}} = \frac{233516{,}5}{0{,}85 \times 400 \times 68{,}7}$ = 6,6 cm

d_1 = hr + tplat – a/2 = 5,4 + 6,6 – 6,6/2 = 8,7 cm

$d_2 = \frac{\frac{Py-C}{2}}{2 \times F_{y\times} b_f} = \frac{\frac{480500-233516{,}25}{2}}{2 \times 2500 \times 30} = 1{,}733$ cm

(dengan asumsi gaya hanya mempengaruhi flange)

$d_3 = \frac{D}{2} = \frac{58{,}8}{2} = 29{,}4$ cm



Gambar 4.51 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Positif

C = 233516,25 kg

Py = 480500 kg

$Mn = C \times (d_1 + d_2) + P_y \times (d_3 - d_2)$

$= 233516 \times (8{,}7 + 1{,}73) + 480500 \times (29{,}4 - 1{,}73)$

$= 15730097$ kg.cm

$= 157900{,}97$ kg.m

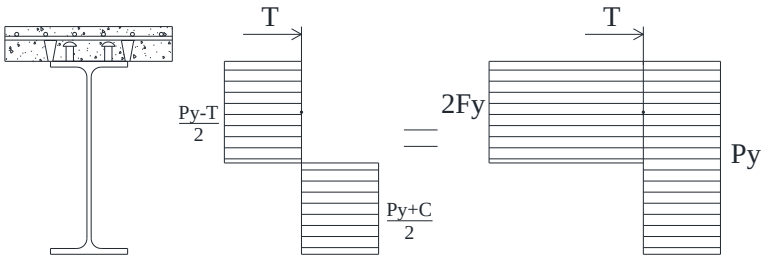
$Mu \leq \phi_b Mn$
$13892{,}943 \leq 0{,}9 \times 157900{,}97$
$13892{,}943 \leq 141570{,}83$ kg.m **(OK)**

- Menentukan Momen Negatif
  Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah M8-150 disepanjang b_{eff} balok. Tulangan menambah kekuatan Tarik yang terjadi pada balok. Sehingga perlu diperhitungan kapasitas balok yang mampu dipikul.
  - Tulangan

  Ar $= \frac{1}{4}\pi D^2 = \frac{1}{4}\pi 10^2 = 50{,}26$ mm
  Menghitung momen nominal
  $T = n \times Ar \times fy = 4 \times 0{,}503 \times 5000 = 15079{,}64$ kg
  $Py = As \times fy = 480500$ kg

  Gaya pada sayap profil P_f
  $P_f = b_f \times t_f \times f_y = 30 \times 2 \times 2500 = 150000$ kg

  Gaya pada badan profil
  $Pw = \frac{P_{yc} - T}{2} - P_f = \frac{480500 - 15079{,}64}{2} - 150000 = 82710{,}18$ kg
  $a_W = \frac{P_W}{t_W \times F_y} = \frac{82710{,}18}{1{,}2 \times 2500} = 27{,}57$ cm
  $d_2 = \frac{(P_f \times 0{,}5 \times t_f) + (P_W \times (t_f + 0{,}5 \times a_W))}{Pf + Pw}$
  $d_2 = \frac{(150000 \times 0{,}5 \times 1.2) + (82710{,}18(1.2 + 0{,}5 \times 27{,}57))}{150000 + 83011{,}77} = 16{,}43$ cm
  $d_3 = \frac{D}{2} = \frac{58{,}8}{2} = 29{,}4$ cm
  d_1 = hr + tplat – a/2 = 5,4 + 6,6 – 2/2 = 10 cm



Gambar 4.52 Distribusi Tegangan Plastis Daerah Momen Negatif Balok Induk Memanjang

$$Mn = T \times (d_1 + d_2) + P_{y\times}(d_3 - d_2)$$
$$= 14476{,}5 \times (10 + 16{,}43) + 480500 \times (29{,}4 - 16{,}43)$$
$$= 6630822 \text{ kg.cm}$$
$$= 66308{,}22 \text{ kg.m}$$

Mu ≤ ϕb Mn

50560,23 ≤ 0,9×66308,22

50560,23 kg.m ≤ 59677,40 kg.m **(OK)**

e. Menentukan *connector stud*

Direncanakan *connector stud* dengan diameter 25 mm. Stud baja dipasang 2 buah dengan diorientasikan tegak lurus terhadap profil baja. Stud di las pada pelat dek baja

d = 25 mm

A_{sc} = 490 mm^2

F_u = 400 MPa

Rg = 1 (digunakan 2 stud baja)

Rp = 0,75 (Dilas pada pelat komposit)

Ec = 4700 Fc`^{0,5} = 31975,35 Mpa

$Q_n = 0{,}5.A_{sc}.(f_c'.E_c)^{0,5}$

$= 0{,}5 \text{ . } 490 \text{ . } (40 \text{ . } 31975{,}35)^{0,5}$

= 277573 kg

Rg×Rp×A_{sc}×F_u = 1 × 0,75 × 4,9 × 4000 = 14726 kg

$Q_n \leq$ Rg×Rp×A_{sc}×$F_u \rightarrow Q_n$ = 14726 kg

f. Menghitung Jumlah Stud

- Stud bidang Positif

  Q_n = 14726 kg

  $V_h = C$ = 233516,3 kg

  Banyaknya stud: $N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{233516,3}{2x14726} = 7,93 \approx 8$

  Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : 2 N = 2 × 8 = 16 buah.

  Jarak Antar stud menjad

  $$\frac{L}{N} = \frac{832,5}{8} = 104,06\ cm$$

  Pakai 100 cm

- Stud bidang Negatif

  Q_n = 14726 kg

  $V_h = T$ = 14476,46 N

  Banyaknya stud: $N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{15079,4}{2x14726} = 0,49 \approx 1$

  Jumlah Shear-Connector Stud yang dibutuhkan di sepanjang bentang balok : 2 N = 2 × 1 = 2 buah.

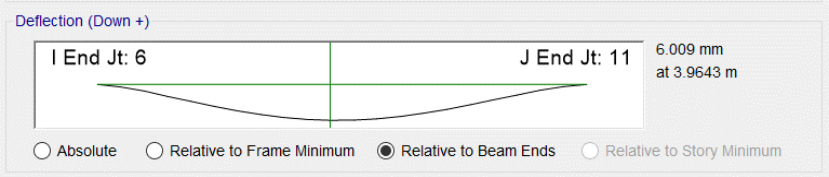
  Jarak Antar stud menjadi

  $$\frac{L}{N} = \frac{832,5}{1} = 832,5\ cm$$

  Pakai 100 cm

g. Kontrol lendutan

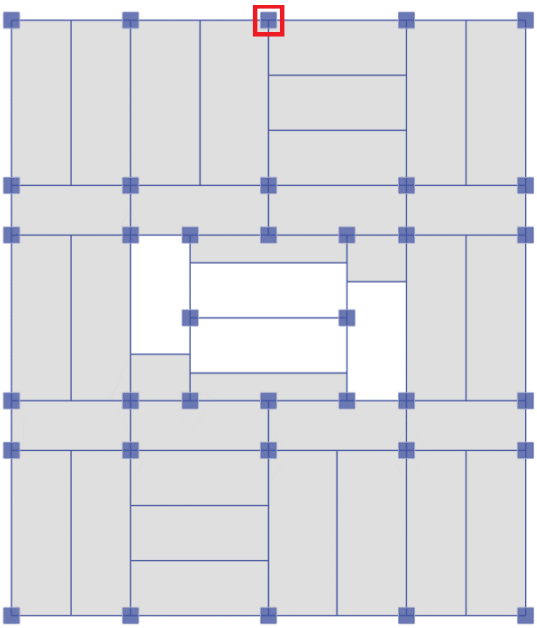
L = 832,5 cm



Gambar 4.53 Lendutan Pada Balok Induk Arah Memanjang Akibat Beban D+L

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{832{,}5}{360} = 2{,}3125\ cm$$
$$f^0 = 0{,}601\ cm$$
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0{,}601\ cm < 2{,}3125\ cm \qquad \textbf{(OK)}$$

4.3.5 Perencanaan Kolom



Gambar 4.54 Perencanaan Kolom yang Ditinjau

Direncanakan dengan menggunakan kolom komposit CFT (Concrete Filled Tube) 800x800x36 dengan memakai profil square hollow section dari brosur Super Hot Column.

H = 800 mm	Ix = 1021000 cm^4	As = 1067 cm^2
B = 800 mm	Iy = 1021000 cm^4	Ac = 5333 cm^2
t = 36 mm	Zx = 25530 cm^3	Es = 200000 Mpa
iy = 30,9 cm	Zy = 25530 cm^3	Ec = 0,043.Wc.1,5√fc

ix = 30,9 cm fy = 250 Mpa Ec=31975.35 kg/cm^2
fc' = 40 Mpa fu = 410 Mpa

Dari hasil analisis ETABS didapatkan gaya dalam yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi

Pu : 1175483,490 kg
Mux : 6094,259 kg.m
Muy : 25701,611 kg.m

- Gaya akibat beban gempa

Pu : 1509232,725 kg
Mux : 117300,928 kg.m
Muy : 21351,581 kg.m

- Kontrol luas penampang minimum profil baja (SNI 1729:2015 Pasal I2.2)

$$\frac{As}{Ac + As} \times 100\% \geq 1\%$$

$$\frac{1067}{5333 + 1067} \times 100\% \geq 1\%$$

16,67 % ≥ 1% **(OK)**

- Cek mutu profil baja

f_y < 380 MPa
250 MPa < 380 MPa (OK)

- Cek mutu beton inti

21 Mpa < f_c' < 55 MPa
21 Mpa < 40 Mpa < 55 MPa (OK)

- Kuat nominal tekan

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{728}{2x36} = 10{,}111$$

$$\lambda p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26\sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 63{,}922$$

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

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut:

$P_{no} = P_p$

$$P_p = fy\ As + C_2\ f'_c(Ac + Asr\frac{Es}{Ec})$$

$$P_p = 2500 \text{ x } 1067 + 0{,}85 \text{ x } 400(5333 + 0)$$

$$P_p = 4480720 \text{ kg}$$

- Momen nominal kolom
  - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{728}{2\text{x}36} = 10{,}111$$

$$\lambda_p = 1{,}12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}12\sqrt{\frac{2000000}{2500}} = 31{,}678$$

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

Penampang kompak sehingga, Mn=Mp

Mn = Zx Fy = 15900 x 2500= 63825000 kg.cm

$Mu \leq \phi_b Mn$

2944138 ≤ 0,9 x 63825000

2944138 ≤ 57442500 kg.cm **(OK)**

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

1. Arah sumbu X

a) Kontrol momen terhdap beban gravitasi

Dari analisis ETABS diperoleh sebagai berikut

M1 = 3384,989 kg.m
M2 = 6094,259 kg.m
Mlt = 6094,259 kg.m
Mnt = 117300,9 kg.m

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{M1}{M2}\right) = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{3384{,}989}{6094{,}259}\right) = 0{,}378$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 1021000}{(1 \times 400)^2} = 125960826\ kg$$

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

$$B1 = \frac{0{,}378}{1 - \frac{4480720}{125960826}} \geq 1$$

$$B1 = 0{,}392 < 1$$

Pakai B1 = 1

b) Kontrol momen terhdap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

Pstory = 1175483,49 kg

$$Pe_{\ story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = \frac{1 \text{ x } 23997{,}92 \text{ x } 400}{2{,}922} = 3285136{,}2\ kg$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha\ Pstory}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{1 \text{ x } 1175483{,}49}{3285136{,}2})} = 1{,}557 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$M_{rx} = B_1\, M_{lt} + B_2\, M_{nt} = 1$ x 6094,259 + 1,557 x 117300,9

Mrx = 188754,431 kg.m

2. Arah sumbu Y

a) Kontrol momen terhdap beban gravitasi

Dari analisis ETABS diperoleh sebagai berikut

M1 = 13558,036 kg.m

M2 = 25701,611 kg.m

Mlt = 25701,611 kg.m

Mnt = 21351,58 kg.m

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{M1}{M2}\right) = 0{,}6 - 0{,}4\left(\frac{13558{,}036}{25701{,}611}\right) = 0{,}389$$

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{(\pi)^2 \times 2 \times 10^6 \times 1021000}{(1 \times 400)^2} = 125960826\ kg$$

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

$$B1 = \frac{0{,}389}{1 - \frac{4480720}{125960826}} \geq 1$$

$$B1 = 0{,}403 \geq 1$$

Pakai B1 = 1

b) Kontrol momen terhdap beban lateral

Dari ETABS diperoleh output sebagai berikut

Pstory = 1175483,49 kg

$$Pe\ _{story} = \frac{Rm.H.L}{\Delta H} = \frac{1 \text{ x } 27408{,}383 \text{ x } 400}{2{,}649} = 9966684{,}6\ kg$$

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha\ Pstory}{P_{estory}})} = \frac{1}{(1 - \frac{1 \text{ x } 1175483{,}49}{9966684{,}6})} = 1{,}134 \geq 1$$

c) Momen terfaktor terhadap sumbu

$$M_{ry} = B_1\, M_{lt} + B_2\, M_{nt} = 1 \text{ x } 25701{,}611 + 1{,}134 \text{ x } 21351{,}58$$

Mry = 45650,178 kgm

- Kuat aksial orde kedua

$$P_r = Pnt + B_2\, Pl_t = 1175483{,}49 + 1{,}134 \text{ x } 1509232{,}725$$

$$P_r = 2886517{,}8 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi aksial momen

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{Pu}{\emptyset Pn} = \frac{2886517{,}8}{0{,}9 \text{ x } 4480720} = 0{,}716 \geq 0.2$$

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut:

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\emptyset_b . Mcx} + \frac{M_{ry}}{\emptyset_b . Mcy}\right) \leq 1$$

$$0{,}716 + \frac{8}{9}\left(\frac{188754{,}4}{574425} + \frac{49908{,}14}{574425}\right) \leq 1$$

$0{,}996 \leq 1$ **(OK)**

Maka Kolom CFT 800 x 800 x 36 dapat digunakan.

Tabel 4.17 Rekapitulasi Dimensi Kolom

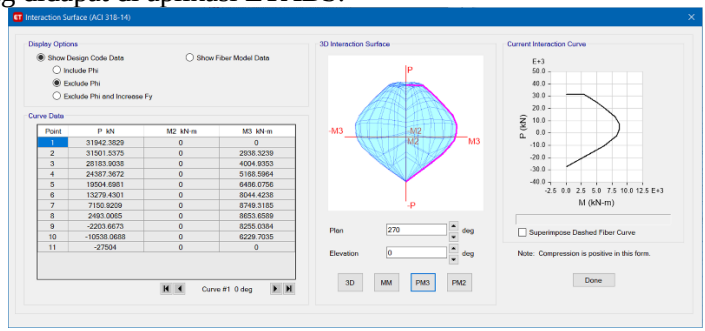
Lantai	Kolom CFT
1-5	CFT 800 x 800 x 36
6-10	CFT 750 x 750 x 28
11-15	CFT 700 x 700 x 28
16-20	CFT 600 x 600 x 25
21-25	CFT 500 x 500 x 25

- 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 800 × 800 × 36)

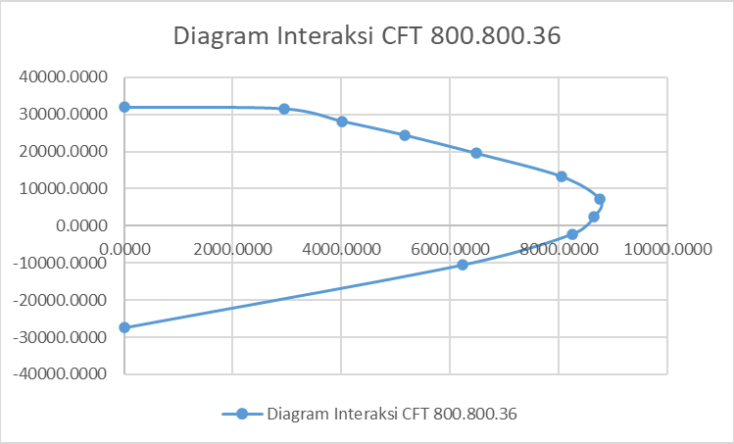
Momen *probable* kolom CFT didapat dari diagram interaksi yang didapat di aplikasi ETABS.



Gambar 4.55 Hasil Diagram Interaksi

Tabel 4.18 Data Diagram Interaksi

M3-3	P
kN.m	*kN*
0.0000	31942.3829
2938.3239	31501.5375
4004.9353	28183.9038
5168.5964	24387.3672
6486.0756	19504.6981
8044.4238	13279.4301
8749.3185	7150.9209
8653.6589	2493.0065
8255.0384	-2203.6673
6229.7035	-10538.0688
0.0000	-27504.0000



Gambar 4.56 Diagram Interaksi Kolom CFT

Pu = 1509232,725 kg = 14799,536 kN
M*pc kolom = 7663,9013 kN.m
$\sum M *_{pc}$ = 2 × 7663,9013 kN.m

= 15327,8026 kN.m

- Menghitung M^*_{pb} (Balok WF 600×300×14×23)

Z_b = 4309 kg/cm^2
Fy = 2.500 kg/cm^2
R_y = 1,5 untuk BJ 41
M_y = 5,6379 kN.m

$$\sum M *_{pb} = \sum(1{,}1 R_y \, f_y \, Z + M_y)$$
$$= 2 \times (1{,}1 \times 1{,}5 \times 2.500 \times 4309/10000 + 5{,}6379)$$
$$= 3566{,}2008 \text{ kN.m}$$

- Syarat Konsep Strong Column Weak Beam
- $\frac{\sum M*_{pc}}{\sum M*_{pb}} = \frac{15327{,}8026}{3566{,}2008} = 4{,}3 > 1{,}0$ (**OK**)

4.4 Perencanaan Sambungan

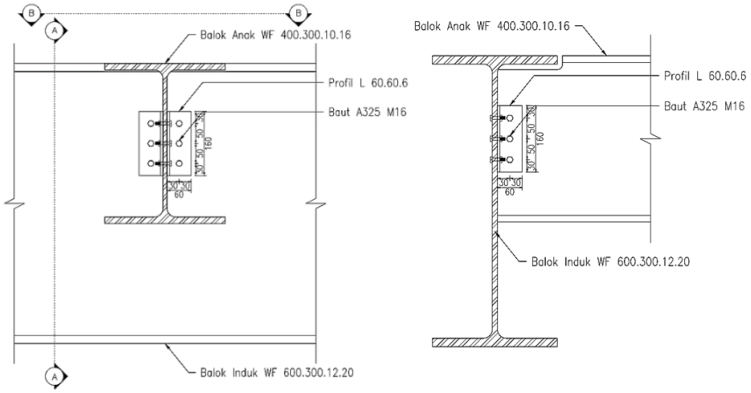
Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS, maka tahap selanjutnya adalah melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729:2015 dengan metode DFBK.

4.4.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan balok anak dengan balok induk menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

4.4.1.1 Sambungan Balok Anak Lantai 1 dengan Balok Induk

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 16260,881 kg, dengan dimensi balok anak WF 400x300x10x16 dan balok induk WF 600x300x12x20. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16; As=2,01 cm^2.



Gambar 4.57 Sambungan Balok Anak Lantai 1 dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 2
= 13782 kg

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓ_c = 30 – 0,5 (16+1,5) = 21,25 mm
Rn = 1,2 ℓ_c t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 1,0 . 4100 ≤ 2,4. 1,2 . 1,0 . 4100
= 10455 kg ≤ 11808 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 10455 = 7841,25 kg **(Menentukan)**

n = Vu / ØVn = 16260,881 / 7841,25 = 2,07 ≈ 3 buah
Dipasang 3 buah baut M16.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 1
= 6891 kg **(Menentukan)**

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 30 – 0,5 (16+1,5) = 21,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 1,2 . 4100 ≤ 2,4. 1,2 . 1,2 . 4100
= 12546 kg ≤ 14169,6 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 12546 = 9409,5 kg

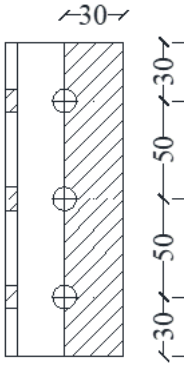
n = Vu / ØVn = 16260,881 / 6891 = 2,36 ≈ 6 buah
Dipasang 6 buah baut M16.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S1 = 30 mm
Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S2 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 90 mm
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4.58 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{siku} = 16 x 0,6 = 9,6 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 3 \times 1{,}75) \times 0{,}6 = 6{,}45\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 9,6 . 2500 = 21600 kg

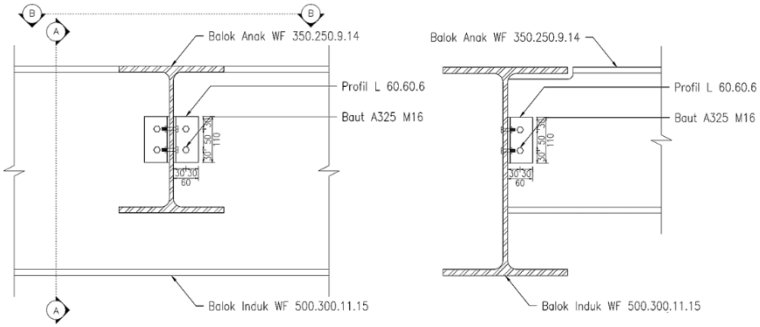
Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 6,45 . 4100 = 19833,75 kg **(Menentukan)**

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 19833,75 = 39667,5 kg
Syarat:
$V_u \leq 2$ Ø Pu $\rightarrow$ 16260,881 kg $<$ 39667,5 kg **(OK)**

4.4.1.2 Sambungan Balok Anak Lantai 2-24 dengan Balok Induk

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 9898,88 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x9x14 dan balok induk WF 500x300x11x15. Pada

sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16; As=2,01 cm^2.



Gambar 4.59 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 2
= 13782 kg

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓ_c = 30 – 0,5 (16+1,5) = 21,25 mm
Rn = 1,2 ℓ_c t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 0,9 . 4100 ≤ 2,4. 1,2 . 0,9 . 4100
= 9409,5 kg ≤ 14169,9 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 9409,5 = 7057,125 kg **(Menentukan)**

n = Vu / ØVn = 9898,88 / 7057,125 = 1,40 ≈ 2 buah
Dipasang 2 buah baut M16.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 1
= 6891 kg **(Menentukan)**
Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 30 – 0,5 (16+1,5) = 21,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 1,1 . 4100 ≤ 2,4. 1,6 . 1,1 . 4100
= 11500,5 kg ≤ 17138 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 12582,9 = 8625,375 kg

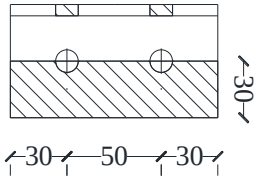
n = Vu / ØVn = 9898,88 / 6891 = 1,44 ≈ 4 buah
Dipasang 4 buah baut M16.

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S1 = 30 mm
Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S2 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 90 mm
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4.60 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{siku} = 11 x 0,6 = 6,6 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1{,}75) \times 0{,}6 = 4{,}5\ cm^2$

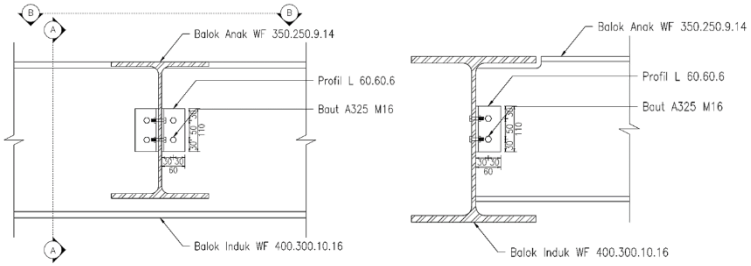
Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 6,6 . 2500 = 14850 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 4,5 . 4100 = 13837,5 kg **(Menentukan)**

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 13827,5 = 27675 kg
Syarat:
$V_u \leq 2\ Ø\ Pu \rightarrow 9898{,}88\ kg < 27675\ kg$ **(OK)**

4.4.1.3 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 7441,443 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x8x12 dan balok induk WF 400x300x10x16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60x60x6 dengan baut ukuran M16; As=2,01 cm^2.



Gambar 4.61 Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

- Sambungan pada badan balok anak

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 2
= 13782 kg

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓ_c = 30 – 0,5 (16 +1,5) = 23,25 mm
Rn = 1,2 ℓ_c t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 0,8 . 4100 ≤ 2,4. 1,6 . 0,8 . 4100
= 8364 kg ≤ 12595,2 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 8364 = 6273 kg **(Menentukan)**
n = Vu / ØVn = 7441,443 / 6273 = 1,18 ≈ 2 buah
Dipasang 2 buah baut M16.

- Sambungan pada badan balok induk

Mutu baut A325 (F_{nv}=4750 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6)
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 2,01 . 1
= 6891 kg **(Menentukan)**

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 30 – 0,5 (16+1,5) = 21,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,125. 1,1 . 4100 ≤ 2,4. 1,6 . 1,1 . 4100
= 11500,5 kg ≤ 17318,4 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 11500,5 = 8625,375 kg
n = Vu / ØVn = 7441,443 / 6891 = 1,08 ≈ 4 buah
Dipasang 4 buah baut M16.

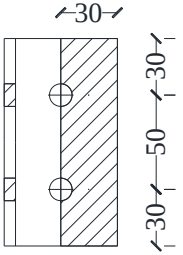
- Kontrol jarak baut

Jarak tepi : (S1) = 1,5db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S1 = 30 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 24 mm s/d 72 mm
Pakai S2 = 30 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 90 mm
Pakai S = 50 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60x60x6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4.62 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Anak Atap dengan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{siku} = 11 x 0,6 = 6,6 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (11 - 2 \times 1{,}75) \times 0{,}6 = 4{,}5\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 6,6 . 2500 = 14850 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 4,5 . 4100 = 13837,5 kg **(Menentukan)**

Terdapat 2 siku sehingga
2ØPu = 2 . 13827,5 = 27675 kg
Syarat:

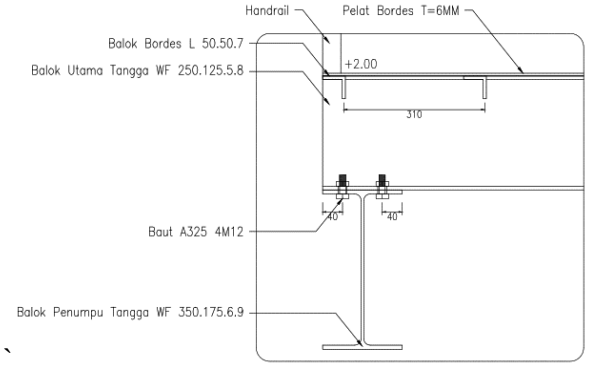
$V_u \leq 2\ \emptyset\ \text{Pu} \rightarrow 7264{,}318\ \text{kg} < 27675\ kg$ **(OK)**

4.4.2 Sambungan Balok Tangga

Sambungan balok tangga menggunakan tipe sambungan *simple connection*.

4.4.2.1 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

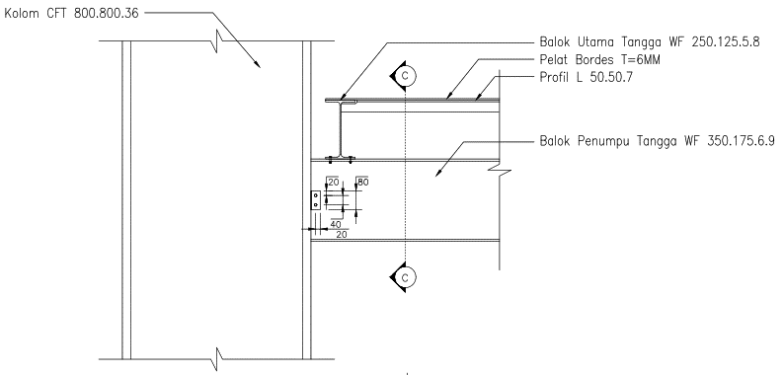
Sambungan antara balok tangga utama dengan balok penumpu tangga direncanakan sebagai perletakan rol. Sehingga, dimensi balok utama tangga WF 250x125x5x8 berada diatas balok penumpu tangga WF 350x175x6x9 dan dipasang baut ukuran M8 dengan lubang slot sepanjang 2,5db = 20 mm.



Gambar 4.63 Sambungan Balok Tangga dengan Balok Penumpu Tangga

4.4.2.2 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok utama tangga sebesar 1968,345 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga WF 250x125x5x8 dan dimensi kolom CFT 700x700x28.



Gambar 4.64 Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

- Sambungan balok penumpu tangga dengan pelat:

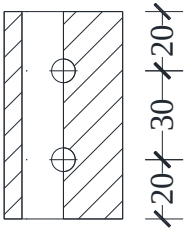
Profil pelat 6 mm
baut = M12; As = 0,502 cm^2
Mutu baut A325 (F_{nv}=4750kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 4570 . 0,502 . 1
= 1722,8 kg (Menentukan)

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 20 – 0,5 (8+1,5) = 15,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 1,525. 0,5 . 4100 ≤ 2,4. 0,8 . 0,5 . 4100
= 3751,2 kg ≤ 3936 kg (OK)
Ø.Rn = 0,75 . 3751,2 = 2813,6 kg
n = Vu / ØVn = 1968,345 / 1722,8 = 1,142 ≈ 2 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 60 mm
Pakai S1 = 20 mm

Jarak tepi : (S2) = 1,5 db atau Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 18 mm s/d 60 mm
Pakai S2 = 20 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 36 mm s/d 75 mm
Pakai S = 40 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung
Tebal pelat penyambung 6 mm
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 9,5 mm = 0,95 cm



Gambar 4.65 Detail Pelat Siku Sambungan Balok Penumpu Tangga dengan Kolom

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 7 x 0,6 = 4,2 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (7 - 2 \times 0{,}95) \times 0{,}6 = 3{,}06\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 4,2 . 2500 = 9450 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 3,06 . 4100 = 9409,5 kg (Menentukan)

Syarat:
$V_u \leq$ Ø Pu → 1968,345 kg < 9409,5 $kg\ (OK)$

- Sambungan Las Kolom dengan Pelat

Direncanakan las dengan te = 1 cm

Panjang Pelat (d plat) = 7 cm
Mutu las yang digunakan F_{E70xx}
$A_{we} = te.(\text{dplat})$
$= 1 \times (7)$
$= 7\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{1968{,}345}{7} = 281{,}19\ kg/cm^2$$

Ø F_{nw} = Ø x 0,6x F_{EXX} = 0,75 x 0,6 x 70 x 70,3 = 2214,45 kg/cm^2

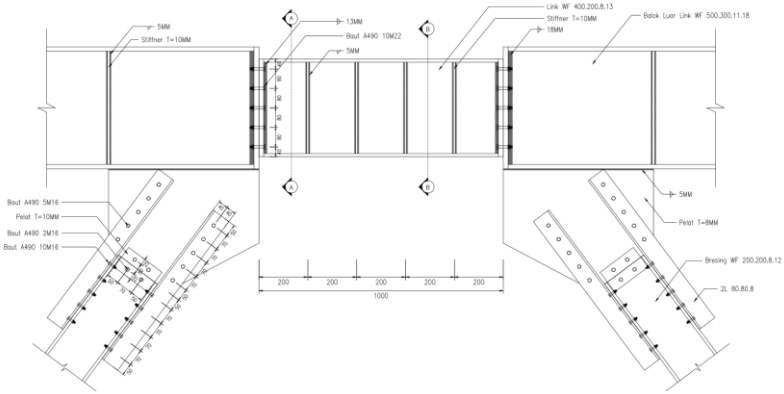
$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{281{,}19}{2214{,}45} = 0{,}127\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}127}{0{,}707} = 0{,}179\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 3 mm
Maka dipakai las sudut dengan tebal 3 mm.

4.4.3 Sambungan *Link*

Dikarenakan link dibedakan dengan balok luar link, dibutuhkan sambungan antara balok link dengan balok induk. Ukuran balok link adalah WF 400×200×8×13 sedangkan ukuran balok luar link adalah WF 500×300×11×18. Direncanakan sambungan seperti pada Gambar 4.56.



Gambar 4.66 Sambungan balok induk dengan balok link

- Desain pelat dan las pada balok luar link
  Direncanakan tebal pelat, t = 2 cm.
  t_e las = 1 cm
  f_{yw} = 90
  Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan ukuran dari WF Balok Luar Link.
  A = 163,5 cm^2 Sx = 2910 cm^3
  Ix = 71000 cm^4 Sy = 541 cm^3
  Iy = 8110 cm^4

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x}$$

$$f_v = \frac{0}{163,5} + \frac{1533377}{2910}$$

$$f_v = 526,934\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{74052}{163,5} = 452,917\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(452{,}917)^2 + (526{,}934)^2} = 694{,}833\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{\ total}}{F_{nw}} = \frac{694{,}833}{2847{,}15} = 0{,}244\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}224}{0{,}707} = 0{,}345\ cm$$

Syarat tebal kaki las
T_{web} = 11 mm, a min = 5 mm

Digunakan las sudut dengan a = 18 mm (sama dengan tebal flange balok luar link)
a las = 64 cm^2

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

  <u>Kuat las tumpul penetrasi penuh</u>
  $\emptyset f_{uw}$ = $\emptyset\ f_{yw}\ A_w$
  = 0,9×90×70,3×64
  = 364435,2 kg
  <u>Kuat nominal logam dasar</u>
  $\emptyset F_{BM} A_{BM}$ = $\emptyset \times f_y \times A_w$
  = 0,9×2500×64
  = 144000 kg
  Syarat:
  $\emptyset F_{BM}\ A_{BM} \leq \emptyset\ f_{uw}$
  144000 kg ≤ 364435,2 kg **(OK)**

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

  <u>Kuat geser las tumpul penetrasi penuh</u>
  $\emptyset F_w A_w = \emptyset(0{,}6) F_{E90XX}\ A_w$
  = 0,75×0,6×90×70,3×64
  = 182217,6 kg

Kuat nominal logam dasar

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0,6) \times f_y \times A_{gt}$

$= 0,9 \times 0,6 \times 2500 \times 64$

$= 86400$ kg

Syarat:

$\emptyset Rn \leq \emptyset F_w A_w$

$86400 \text{ kg} \leq 182217,6 \text{ kg}$ **(OK)**

- Desain pelat dan las pada link

Direncanakan tebal pelat, t = 2 cm.

t_e las = 1 cm

f_{yw} = 90

Sambungan direncanakan dengan las tumpul penuh, sesuai dengan ukuran dari WF Link

A = 84,12 cm^2 Sx = 1190 cm^3

Ix = 23700 cm^4 Sy = 174 cm^3

Iy = 1740 cm^4

$\emptyset f_{uw} = \emptyset \, f_{yw} \, t_e$

$= 0,75 \times 70 \times 70,3 \times 1$

$= 4.428,9$ kg/cm^2

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x}$$

$$f_v = \frac{0}{163,5} + \frac{1533377}{1190}$$

$$f_v = 1288,55 \, kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{74052}{84,12} = 880,31 \, kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(880{,}31)^2 + (1288{,}55)^2} = 1560{,}55\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{\ total}}{F_{nw}} = \frac{1560{,}55}{2847{,}15} = 0{,}548\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}548}{0{,}707} = 0{,}775\ cm$$

Syarat tebal kaki las
T_{web} = 8 mm, a min = 5 mm

Digunakan las tumpul dengan a = 13 mm (sama dengan tebal flange link)
a las = 54,72 cm^2

- Terhadap kuat penampang yang menerima tekan

<u>Kuat las tumpul penetrasi penuh</u>

$\emptyset f_{uw} = \emptyset f_{yw} A_w$
$= 0{,}9 \times 90 \times 70{,}3 \times 54{,}72$
$= 311592{,}1$ kg

<u>Kuat nominal logam dasar</u>

$\emptyset F_{BM} A_{BM} = \emptyset f_y A_w$
$= 0{,}9 \times 2500 \times 54{,}72$
$= 123120$ kg

Syarat:
$\emptyset F_{BM} A_{BM} \leq \emptyset f_{uw}$
123120 kg ≤ 311592,1 kg **(OK)**

- Terhadap kuat penampang yang menerima geser

<u>Kuat geser las tumpul penetrasi penuh</u>

$\emptyset F_w A_w = \emptyset \times (0{,}6) \times F_{E90xx} \times A_w$
$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 90 \times 70{,}3 \times 54{,}72$
$= 155796{,}05$ kg

<u>Kuat nominal logam dasar</u>

$\emptyset Rn = \emptyset \times (0{,}6) \times f_y \times A_{gt}$

= 0,9×0,6×2500×54,72
= 73872 kg

Syarat:
$\emptyset Rn \leq \emptyset F_w A_w$
73872 kg ≤ 155796,05 kg **(OK)**

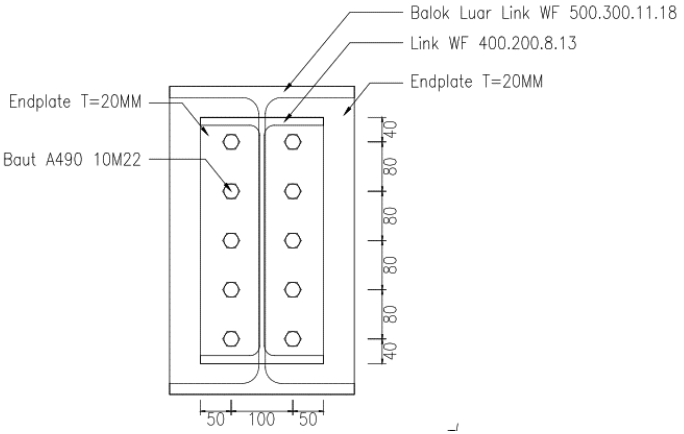
- Sambungan pada badan balok link
  Mutu baut A490 (fnv = 4.570 kg/cm^2, fyb = 8.250 kg/cm^2, fub = 10.350 kg/cm^2) berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J3.2

  Direncanakan diameter baut, db = 22 mm (A= 3,80 cm^2)

  Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):
  Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 3,80 . 1
  = 16501,5 kg **(Menentukan)**
  Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
  ℓc = 40 – 0,5 (22+1,5) = 28,25 mm
  Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
  = 1,2 . 2,825. 2 . 4100 ≤ 2,4. 2. 2 . 4100
  = 27798 kg ≤ 43296 kg
  Ø.Rn = 0,75 . 27798 = 20848,5 kg

  n = Vu / ØVn = 74052 / 16501,5 = 4,48 ≈ 10 buah
  Dipasang 10 buah baut M22 (4 baut tiap baris).

  Kontrol jarak baut
  Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
  = 28 mm s/d 150 mm
  Pakai S1 = 40 mm
  Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
  = 28 mm s/d 150 mm
  Pakai S2 = 40 mm
  Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
  = 66 mm s/d 200 mm
  Pakai S = 80 mm



Gambar 4.67 Detail Sambungan Balok Luar Link dengan Link

Kontrol Geser

Tu max = $\frac{Mu \times y}{\sum y^2} = \frac{1533377 \times 32}{8^2+16^2+24^2+32^2}$ = 21320,7 kg

Td = Ø . fn^t . Ab

= 0,75 . 7800 . 3,14

= 22230 kg

Td > Tu max

22230 kg > 21320,7 kg **(OK)**

Kontrol Momen

T = Td = 22230 kg

a = $\frac{\sum T}{b \times fy} = \frac{10 \times 22230}{20 \times 2500}$ = 4,44 cm

d = 12 – 4,44 = 7,56 cm (Baut terbawah tidak termasuk)

d1 = 0

d2 = 7,56 cm

d3 = 15,56 cm

d4 = 23,56 cm

∑d = 46,68 cm

Mp = Ø×Mn

$$= \frac{0{,}9 \times fy \times a^2 \times b}{2} + \sum Td$$

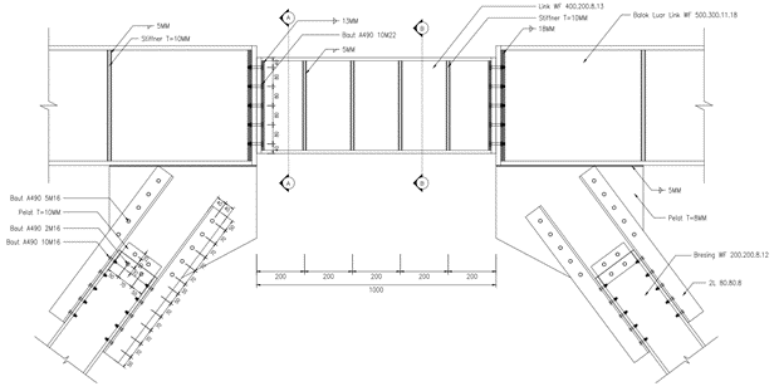
$$= \frac{0{,}9 \times 2.500 \times 4{,}44^2 \times 20}{2} + 2\,.\,22230\,.\,46{,}68$$

= 2518948,8 kg.cm

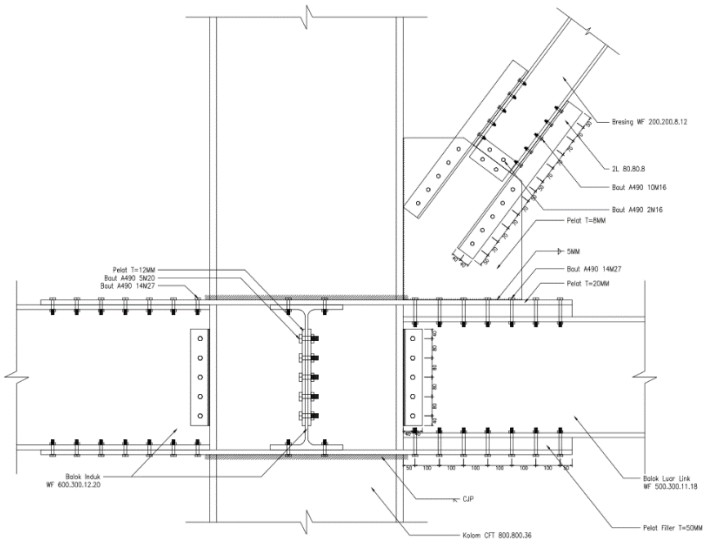
Mp = 2518948,8 kg.cm > Mu = 1533377 kg.cm **(OK)**

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 balok link adalah WF 400x200x8x13 sedangkan dimensi batang bresing adalah WF 200x200x8x12 dengan tebal pelat buhul (*gusset plate*) sebesar 8 mm.



Gambar 4.68 Sambungan Bresing dengan Link



Gambar 4.69 Sambungan Bresing dengan Balok Luar *Link* dan Kolom

- Gaya pada bresing

Pu = 114275,7 kg

Gaya pada satu sayap

$$Puf = \frac{Pu.bf.tf}{A} = \frac{114275{,}7 \text{ x } 20 \text{ x } 1{,}2}{63{,}53} = 43170{,}42\ kg$$

Gaya pada badan

Puw= Pu-2Puf = 114275,7 – (2 x 43170,42) = 27934,86 kg

- Sambungan geser pada sayap balok dengan pelat siku (A)

Profil siku 80x80x8

baut = M16; As = 2,01 cm^2

Mutu baut A490 (F_{nv} = 5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

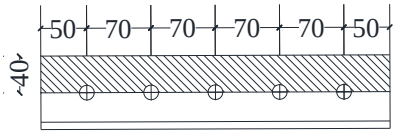
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 2,01 . 1

= 8731,1 kg **(Menentukan)**

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 50 – 0,5 (16+1,5) = 41,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 4,125. 0,8 . 4100 ≤ 2,4. 1,6. 0,8 . 4100
= 16236 kg ≤ 12595,2 kg
Ø.Rn = 0,75 . 12592,2 = 9446,4 kg
n = Vu / ØVn = 43170,42 / 8731,1= 4,94 ≈ 5 buah
Dipasang 10 buah baut M16 (5 baut tiap baris).

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S1 = 50 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 80x80x8
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4.70 Detail Pelat Siku Sambungan Sayap Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 38 x 0,8 = 30,4 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (38 - 5 \times 1{,}75) \times 0{,}8 = 23{,}4\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 30,4 . 2500 = 68400 kg **(Menentukan)**

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 23,4 . 4100 = 71955 kg

Terdapat 2 siku sehingga
2 ØPu = 2 . 68400 = 136800 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu → 43170,42 kg < 136800 kg **(OK)**

- Sambungan geser pada pelat siku dengan pelat buhul (B)

Profil siku 80x80x8
baut = M16; As = 2,01 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv} = 5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

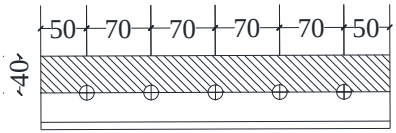
Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 2,01 . 2
= 17462,2 kg

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 50 – 0,5 (16+1,5) = 41,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 4,125. 0,8 . 4100 ≤ 2,4. 1,6. 0,8 . 4100
= 16236 kg ≤ 12595,2 kg
Ø.Rn = 0,75 . 12592,2 = 9446,4 kg **(Menentukan)**
n = Vu / ØVn = 43170,42 / 9446,4= 4,57 ≈ 5 buah
Dipasang 10 buah baut M16 (5 baut tiap baris).

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S1 = 50 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm

Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Dipakai siku penyambung 80x80x8
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 22 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 23,5 mm = 2,35 cm



Gambar 4.71 Detail Pelat Siku Sambungan dengan Pelat Buhul

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 38 x 0,8 = 30,4 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (38 - 5 \times 1{,}75) \times 0{,}8 = 23{,}4\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 30,4 . 2500 = 68400 kg **(Menentukan)**

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 23,4 . 4100 = 71955 kg

Terdapat 2 siku sehingga
2 ØPu = 2 . 68400 = 136800 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu → 43170,42 kg $<$ 136800 kg **(OK)**

- Sambungan geser pada badan balok

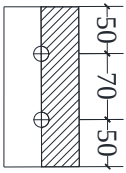
Tebal pelat = 10 mm
baut = M16; As = 2,01 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 2,01 . 2
= 17462,2 kg
Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 50 – 0,5 (16+1,5) = 41,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 4,125. 0,8 . 4100 ≤ 2,4. 1,6 . 0,8 . 4100
= 16236 kg ≤ 12595 kg
Ø.Rn = 0,75 . 12595 = 9446,4 kg **(Menentukan)**

n = Vu / ØVn = 27934,9 / 9446,4 = 2,96 ≈ 4 buah
Dipasang 2 baris 2 buah baut pada pelat gusset dan pada badan dengan diameter M16 mm

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S1 = 50 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 22 mm s/d 96 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 120 mm
Pakai S = 70 mm

Kontrol kekuatan pelat penyambung
Dipakai plat 10 mm
BJ41 (fu = 4100 kg/cm2)
Ø lubang = 16 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 17,5 mm = 1,75 cm



Gambar 4.72 Detail Pelat Siku Sambungan Badan Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 17 x 1 = 17 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (17 - 2 \times 1{,}75) \times 1 = 13{,}5\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 17 . 2500 = 38250 kg **(Menentukan)**

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 13,5 . 4100 = 41513 kg

Terdapat 2 baris sehingga
2 ØPu = 2 . 38250 = 76500 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu → 27934,9 kg $<$ 76500 kg **(OK)**

- Sambungan las sudut pada plat buhul dan balok

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.
Panjang pelat 100 dan 78 cm.
Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm
Ø . F_{nw} = 0,75 . 0,6 . F_{E90XX}
= 0,75 . 0,6 . 90 . 70,3
= 2847,15 kg/cm^2
A = $te.(2 \times$ dplat)
= $1 \times 2 \times (100 + 78)$
= 356 cm^2

Tegangan yang terjadi pada las sudut
Cos ø = Cos 47,42 = 0,68
Sin ø = Sin 47,42 = 0,74

$$f_v = \frac{Pux\text{Sin } ø}{A} = \frac{0{,}74 \text{ x } 114275{,}7}{356} = 237{,}54\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{\text{PuxCos } ø}{\text{A}} = \frac{0{,}68 \text{ x } 114275{,}7}{356} = 218{,}28\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(fv)^2 + (fh)^2}$$
$$= \sqrt{(237{,}54)^2 + (218{,}28)^2}$$
$$= 322{,}60\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{322{,}60}{2847{,}15} = 0{,}113\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}113}{0{,}707} = 0{,}160\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

- Sambungan las sudut pada buhul dan link

Direncanakan pelat dilas pada kedua sisi pelat buhul. Bahan las sudut yang digunakan adalah E90xx.
Panjang pelat 895 cm.
Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm
Ø . F_{nw} = 0,75 . 0,6 . F_{E90XX}
= 0,75 . 0,6 . 90 . 70,3
= 2847,15 kg/cm^2
A = $te.(2 \text{ . dplat})$
= $1 \times 2 \times 89.5$
= $179\ cm^2$

Tegangan yang terjadi pada las sudut
Cos ø = Cos 47,42 = 0,68
Sin ø = Sin 47,42 = 0,74

$$f_v = \frac{Pux\text{Sin } ø}{A} = \frac{0{,}74 \text{ x } 114275{,}7}{179} = 472{,}42\ kg/cm^2$$

$$f_h = \frac{\text{PuxCos } ø}{\text{A}} = \frac{0{,}68 \text{ x } 114275{,}7}{179} = 434{,}12\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(fv)^2 + (fh)^2}$$
$$= \sqrt{(472{,}42)^2 + (434{,}12)^2}$$
$$= 641{,}59\ kg/cm^2$$

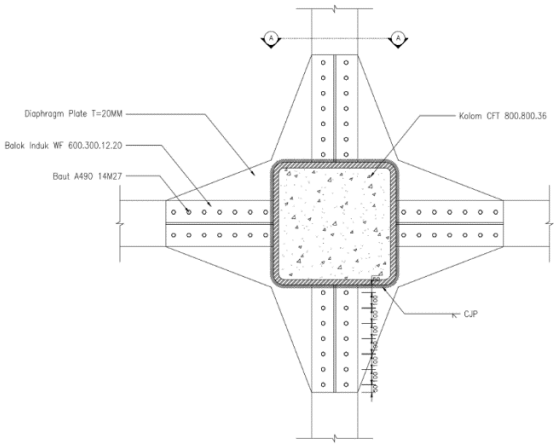
$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{641{,}59}{2847{,}15} = 0{,}225\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}225}{0{,}707} = 0{,}319\ cm$$

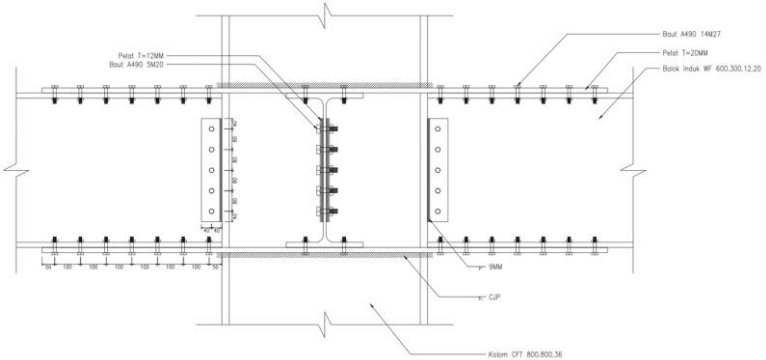
Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm
Maka dipakai las sudut dengan tebal 5 mm

4.4.5 Sambungan Balok Induk dengan Kolom

Sambungan antar balok induk – kolom direncanakan sebagai *rigid connection*, yang mana tumpuan pada balok induk terletak sebagai tumpuan yang diberi pelat pengaku.
Balok Induk = WF 600 x 300 x 12 x 20
Kolom = CFT 800 x 800 x 36
Mutu Las = F_{E90xx}
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2



Gambar 4.73 Tampak Atas Sambungan Balok Induk dengan Kolom



Gambar 4.74 Tampak Samping Sambungan Balok Induk dengan Kolom

- Perhitungan gaya geser pada sambungan
- Akibat kapasitas balok induk

Mu* = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 4309 x 2500
= 17774625 kg cm

Vu1 = 2 x Mu/L
= 2 x 17774625/832,5 = 42701,80 kg

- Akibat beban kombinasi

Dari program ETABS, diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar:

Vu2 = 22054,17 kg
Vu total = 42701,80 + 22054,17
= 64755,97 kg

- Sambungan geser pada badan balok

Pelat tebal 12 mm
baut = M20; As = 3,14 cm^2
Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):
Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 3,14 . 1
= 13642,4 kg

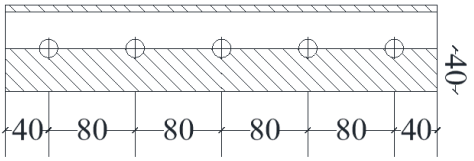
Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 40 – 0,5 (20+1,5) = 29,25 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 2,925. 1,2 . 4100 ≤ 2,4. 2 . 1,2 . 4100
= 17269,2 kg ≤ 23616 kg
Ø.Rn = 0,75 . 17269,2 = 12951,9 kg **(Menentukan)**

n = Vu / ØVn = 64755,97 / 12951,9 = 4,997 ≈ 5 buah
Dipasang 5 buah baut dengan ukuran M20 pada badan balok induk

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm
Pakai S1 = 40 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 26 mm s/d 132 mm

Pakai S2 = 40 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 48 mm s/d 165 mm
Pakai S = 80 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Ø lubang = 20 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 21,5 mm = 2,15 cm



Gambar 4.75 Detail Pelat Sambungan Badan Balok Induk

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 40 x 1,2 = 48 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (40 - 5 \times 2{,}15) \times 1{,}2 = 35{,}1\ cm^2$

Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 48 . 2500 = 108000 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 35,1 . 4100 = 107932,5 kg **(Menentukan)**

Syarat:
$V_u \leq$ ØPu → 64755,97 kg < 107932,5 kg (**OK)**

- Sambungan geser pada kolom

Direncanakan las dengan te = 1 cm
Panjang Pelat (d plat) = 40 cm
Mutu las yang digunakan F_{E90xx}
$A_{we} = te.(\text{dplat})$
$= 1 \times (40)$
$= 32\ cm^2$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{64755{,}97}{40} = 1618{,}90\ kg/cm^2$$

Ø F_{nw} = Ø x 0,6 x F_{EXX} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 = 2847,15 kg/cm^2

$$te = \frac{f_{total}}{F_{nw}} = \frac{1618{,}90}{2847{,}15} = 0{,}569\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}569}{0{,}707} = 0{,}804\ cm$$

Berdasarkan SNI 1729:2015 Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut ditinjau dengan ketebalan material yang paling tipis sehingga a_{min} = 5 mm dan menurut pasal J2.2b.b ukuran maksimum las sudut didapatkan a_{max} = 12 – 2 = 10 mm.

Maka dipakai las sudut dengan tebal 9 mm.

- Sambungan pada *diaphragm* plat dengan kolom

$$Pu = \frac{Mu}{Dbalok} = \frac{17774625}{58{,}8 - 2x2} = 324354{,}47\ kg$$

Kekuatan rencana las tumpul

te = 2 cm

F_{nw} = 0,75 x 0,6 x 90 x 70,3 x 2 = 5694,3 kg/cm^2

Luas las tumpul

$A_1 = te.dplat$

$= 2 \times 80 = 160\ cm^2$

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{324354{,}47}{160} = 2027{,}22\ kg/cm^2 \leq F_{nw}$$ **(OK)**

- Sambungan pada *diaphragm* plat dengan sayap balok

Plate tebal 20 mm

baut = M27; As = 5,722 cm^2

Mutu baut A490 (F_{nv}=5790 kg/cm^2) Berdasarkan Tabel J3.2

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

Ø.Rn = Ø. F_{nv}.Ab.m = 0,75 . 5790 . 5,722 . 1

= 24863,2 kg **(Menentukan)**

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)
ℓc = 50 – 0,5 (27+1,5) = 35,75 mm
Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu
= 1,2 . 3,575. 2 . 4100 ≤ 2,4. 2,7 . 2 . 4100
= 35178 kg ≤ 53136 kg **(OK)**
Ø.Rn = 0,75 . 35178 = 26383,5 kg

n = Vu / ØVn = 324354,47 / 24863,2 = 13,06 ≈ 14 buah
Dipasang 14 buah baut dengan ukuran M27 (7 baut setiap baris).

Kontrol jarak baut
Jarak tepi : (S1) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 150 mm
Pakai S1 = 75 mm
Jarak tepi : (S2) = Tabel J3.4 s/d 12tp atau 150 mm
= 34 mm s/d 150 mm
Pakai S2 = 50 mm
Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm = 81 mm s/d 200 mm
Pakai S = 100 mm

Kontrol kekuatan siku penyambung
Ø lubang = 27 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 28,5 mm = 2,85 cm

Gambar 4.76 Detail Sambungan Diaphragm Plat dengan Sayap Balok

Luas bidang geser
Ag = L x t_{pelat} = 70 x 2 = 140 cm^2
$A_{nv} = L_{nv} \times t_{pelat} = (70 - 7 \times 2{,}85) \times 2 = 100{,}1\ cm^2$

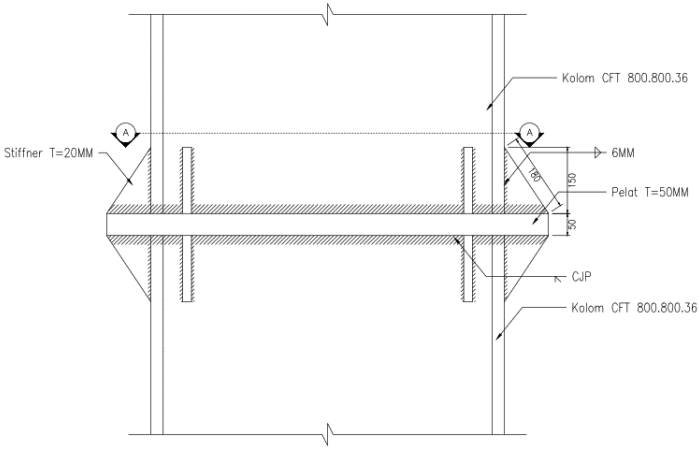
Kuat leleh (SNI 1729:2015 Pasal D2.a)
Ø Pu = Ø Ag fy = 0,9 . 140 . 2500 = 315000 kg

Kuat putus (SNI 1729:2015 Pasal D2.b)
Ø Pu = Ø An fu = 0,75 . 100,1 . 4100 = 307807,5 kg **(Menentukan)**

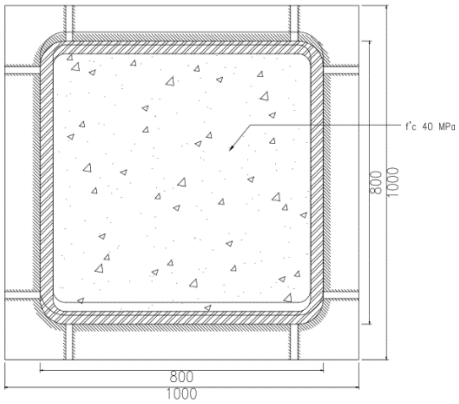
Terdapat 2 pelat sehingga
2ØPu = 2 . 307807,5 = 615615 kg
Syarat:
$V_u \leq$ 2ØPu $\rightarrow$ 324354,47kg $<$ 615615 kg **(OK)**

4.4.6 Sambungan Antar Kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las dengan pelat tambahan tebal 50 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 800x800x36.



Gambar 4.77 Sambungan Antar Kolom Tampak Samping



Gambar 4.78 Sambungan Antar Kolom Tampak Atas

Mutu las yang digunakan F_{E90xx}.

- Hasil Output ETABS untuk beban aksial

Pu = 1293896,3 kg

- Perhitungan gaya momen ultimate

Sesuai AISC 341-10 Sect. F3.d, maka 50% kapasitas momen terkecil dari profil kolom yang disambung digunakan sebagai beban momen ultimate

$M_u = 0{,}5\ M_n = 0{,}5\ .\ 574425 = 287212{,}5\ kg.m$

- Perhitungan gaya geser ultimate

Sesuai AISC 341-10 Sect. F3.6d, maka kapasitas geser kolom digunakan sebagai beban geser ultimate

$$V_u = \frac{\Sigma M_{pc}}{H_c} = \frac{15327{,}8026}{3{,}412} = 4492{,}322\ kN = 458119{,}72\ kg$$

Berdasarkan ketentuan AISC 341-10 Sect. F3.6d digunakan las tumpul *complete-joint-penetration* dengan tebal t_e merupakan tebal elemen tertipis dari komponen yang disambung, maka t_e = 3,6 cm

- Perhitungan kebutuhan tebal las
  Digunakan las tumpul (t_e = 3,6 cm) dengan mutu F_{E90XX}
  Dimisalkan te = 1 cm
  A_{las} = 4 x (1 x 80) = 320 cm^2

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666{,}7\ cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666{,}7\ cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533{,}3\ cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533{,}3\ cm^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{1293896{,}3}{320} + \frac{287212{,}5}{8533{,}3} + \frac{287212{,}5}{8533{,}3}$$

$$f_v = 4110{,}742\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{458119{,}72}{320} = 1433{,}687\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(4110{,}742)^2 + (1433{,}687)^2} = 4353{,}580\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,9 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 3416,58 kg/cm^2

$$t_{e-min} = \frac{f_{\ total}}{F_{nw}} = \frac{4353{,}58}{3416{,}58} = 1{,}274\ cm$$

- Kontrol t_e pakai

$$t_e \geq t_{e-min}$$

$3{,}6\ cm \geq 1{,}274\ cm$ **(OK)**

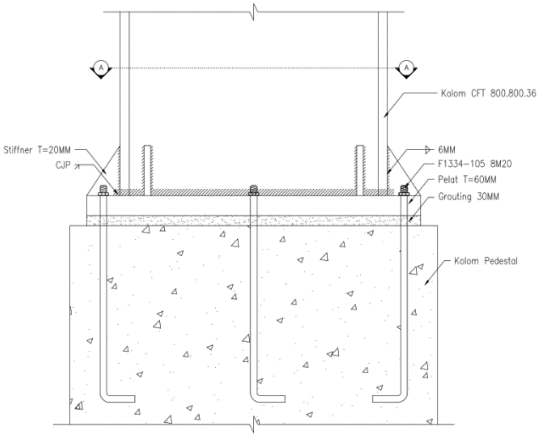
4.4.7 Sambungan Kolom dengan *Baseplate*

Perencanaan *baseplate* menggunakan *fixed plate* untuk profil CFT 800x800x36 dengan data sebagai berikut:

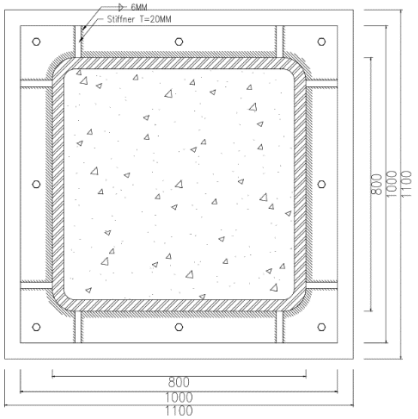
H= 1000 mm

B= 1000 mm

t_p= 60 mm



Gambar 4.79 Tampak Samping *Base Plate*



Gambar 4.80 Tampak Atas *Base Plate*

Dari hasil analisis *amplified moment* didapat gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

Pu = 2886517,8 kg
Mu_X = 188754,4 kg.m
Mu_Y = 49908,14 kg.m
Vu = 23997,9 kg

- Analisis gaya aksial ultimate

Kapasitas aksial kolom dari *amplifed moment* dibandingkan dengan kapasitas aksial kolom sesuai AISC 341-10 Sect. D2.6a seperti perhitungan sambungan antar kolom.

Pu_1 = 2886517,8 kg **(Menentukan)**
Pu_2 = 1293896,3 kg

- Perhitungan gaya geser ultimate

Sesuai AISC 341-10 Sect. D2.6b, maka kapasitas geser kolom digunakan sebagai beban geser ultimate

$$V_u = \frac{\Sigma M_{pc}}{H_c} = \frac{15327{,}8026}{3{,}412} = 4492{,}322\ kN = 458119{,}72\ kg$$

- Perhitungan gaya momen ultimate

Sesuai AISC 341-10 Sect. D2.6c, maka momen ultimate digunakan yang terbesar dari momen nominal dari profil kolom yang disambung digunakan atau *amplified moment*

$M_{u1} = M_n = 287212{,}5\ kg.m$ **(Menentukan)**
$M_{u2} = 188754{,}4$ kg. m

- Perencanaan sambungan pada *base plate*

Digunakan las tumpul *complete-joint-penetration* mutu F_{E90xx} dengan tebal t_e merupakan tebal elemen tertipis dari komponen yang disambung, maka t_e = 3,6 cm

Dimisalkan te = 1 cm
A_{las} = 4 x (1 x 80) = 320 cm^2

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666{,}7\ cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(80+80)^3}{6} = 682666{,}7\ cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533{,}3\ cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 80 \times 80 + \left(\frac{80^2}{3}\right) = 8533{,}3\ cm^3$$

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$f_v = \frac{2886517{,}8}{320} + \frac{287212{,}5}{8533{,}3} + \frac{287212{,}5}{8533{,}3}$$

$$f_v = 9155\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{458119{,}72}{320} = 1431{,}624\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(9155)^2 + (1431{,}624)^2} = 9266{,}26\ kg/cm^2$$

F_{nw} = 0,9 x 0,6 x 90 x 70,3 x 1 = 3416,58 kg/cm^2

$$t_{e-min} = \frac{f\ _{total}}{F_{nw}} = \frac{9266{,}26}{3416{,}58} = 2{,}712\ cm$$

- Kontrol t_e pakai

$t_e \geq t_{e-min}$

$3{,}6\ cm \geq 2{,}712\ cm$ **(OK)**

- Perhitungan *base plate*

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{28721250}{2886517{,}8} = 9{,}95\ cm$$

1/6 h = 1/6. 100 = 16,67 cm > e = 9,95 cm

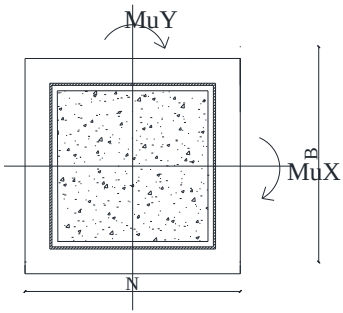
Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis).

Direncanakan diameter baut: 22 mm = 2,2 cm
h' ≥ we + c1
we = jarak baut ke tepi = 2 . db = 2 . 2,2 = 4,4 cm (pakai 5 cm)
c1 = jarak minimum untuk kunci = 27/16 . 2,2 = 3,71 cm
h' ≥ 5 + 3,71 = 8,71 cm
h ≥ H – 0,5.h' = 100 – 0,5 x 8,71 = 95,65 cm
B = 100 cm

Dimensi beton:
Panjang : 1100 mm
Lebar : 1100 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{110.110}{100.100}} = 1{,}1 < 2$$

- Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 4.81 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

$$\text{fpa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{1509232{,}7}{100.100} = 150{,}92\ kg/cm^2$$

- Akibat beban Mu

$$\text{fpb} = \frac{6\,.Mu}{B.N^2} = \frac{6\,.11730092{,}8}{100.100^2} = 70{,}38\ kg/cm^2$$

- Tekanan maksimal

fp max = fpa + fpb = 150,92 + 70,38 $= 221{,}30\ kg/cm^2$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

fp avail $= \emptyset.\ 0{,}85.\ f'c = 0{,}90 \times 0{,}85 \times 40 = 30{,}6\ Mpa$

fp avail $= 306\ kg/cm^2 > fp_{max} = 221{,}30\ kg/cm^2$ **(OK)**

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$m = \frac{N - 0{,}95.d}{2} = \frac{100 - 0{,}95\ .80}{2} = 12\ cm$

$\text{Mupl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$

$\text{Mupl} = \left(221{,}30\ - 2 \times 70{,}38 \times \frac{12}{100}\right)\left(\frac{12^2}{2}\right) + \left(2 \times 70{,}38 \times \frac{12}{100}\right)\left(\frac{12^2}{3}\right)$

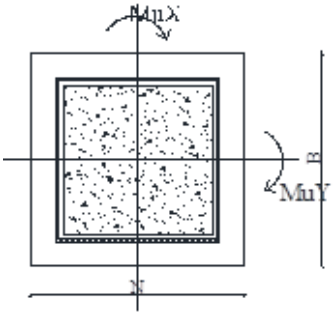
Mupl = 15528,21 kg.cm/cm

- Kontrol tebal *base plate*

$fy = 2500\ kg/cm^2$

$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 15528{,}21}{0{,}9.2500}} = 5{,}25\ cm < 6\ cm$ **(OK)**

- Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar 4.82 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

$$\text{fpa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{1509232{,}7}{100.100} = 150{,}92\ kg/cm^2$$

- Akibat beban Mu

$$\text{fpb} = \frac{6\,.Mu}{B.N^2} = \frac{6\,.2135158{,}1}{100.100^2} = 12{,}81\ kg/cm^2$$

- Tekanan maksimal

$$\text{fp max} = \text{fpa} + \text{fpb} = 150{,}92\ + 12{,}81 = 163{,}73\ kg/cm^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$\text{fp avail} = \emptyset.\,0{,}85.\,\text{f}'\text{c} = 0{,}90 \times 0{,}85 \times 40 = 30{,}6\ Mpa$$

$$\text{fp avail} = 306 > fp_{max} = 163{,}73\ kg/cm^2 \quad \textbf{(OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0{,}95.d}{2} = \frac{100 - 0{,}95\,.80}{2} = 12\ cm$$

$$\text{Mupl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$$

$$\text{Mupl} = \left(163{,}73\ - 2 \times 12{,}81 \times \frac{12}{100}\right)\left(\frac{12^2}{2}\right) + \left(2 \times 12{,}81 \times \frac{12}{100}\right)\left(\frac{12^2}{3}\right)$$

Mupl = 11714,77 kg.cm/cm

- Menentukan tebal *base plate*

$$fy = 2500\ kg/cm^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 11714{,}77}{0{,}9 \times 2500}} = 4{,}563\ cm < 6\ cm \ \textbf{(OK)}$$

- Perencanaan pelat pengaku

Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0{,}5\,.tf \rightarrow 0{,}5 \times 3{,}6 = 1{,}8\ cm$$

Tebal pelat pengaku (ts) = 2 cm dengan las minimum (a = 6mm)

- Perencanaan baut angkur

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan 1/6 h > e, maka dipasang angkur praktis.

○ Perhitungan baut angkur

Dipakai baut angkur M20 mm (As = 3,14 cm^2) mutu F1554 Grade 105 dengan fu = 7240 kg/cm^2.

Kuat geser baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.6):

Ø.Rn = Ø. F_{nv} . Ab . m = 0,75 . 7240 . 3,14 . 1

= 17058,85 kg **(Menentukan)**

Kuat tumpu baut (SNI 1729:2015 Pasal J3.10)

ℓc = 50 – 0,5 (20+1,5) = 39,25 mm

Rn = 1,2 ℓc t Fu ≤ 2,4 d t Fu

= 1,2 . 3,925. 6 . 4100 ≤ 2,4. 2 . 6 . 4100

= 115866 kg ≤ 118080 kg **(OK)**

Ø.Rn = 0,75 . 115866 = 86899,5 kg

Kuat rencana Tarik

Td = 0,75 . F_{nt} . Ab = 0,75 x 7240 x 3,14

= 17058,85 kg

Jumlah baut

n = Vu / ØVn = 23997,9 /17058,85 =1,407 ≈ 8 buah

Dipasang 8 baut angkur M20 mm mutu F1554 Grade 105 untuk menjaga stabilitas struktur.

○ Panjang baut angkur (panjang penyaluran struktur Tarik)

$$\frac{\mathrm{ld}}{db} = \frac{3fy.\alpha.\beta.\lambda}{5.\sqrt{f'c}} = \frac{3 \times 250 \times 1 \times 1 \times 1}{5.\sqrt{40}}$$

$\mathrm{ld} = 23{,}717\ db = 23{,}717 \times 2 = 47{,}43\ cm$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

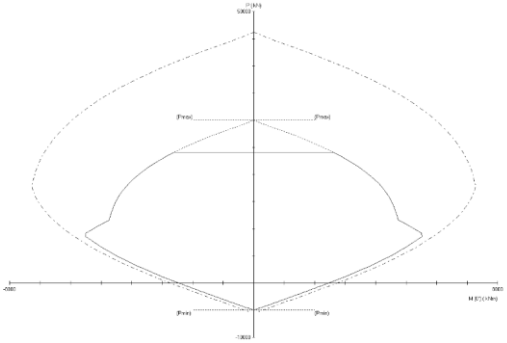
4.5 Perencanaan Struktur Bawah

4.5.1 Perencanaan Kolom Pedestal

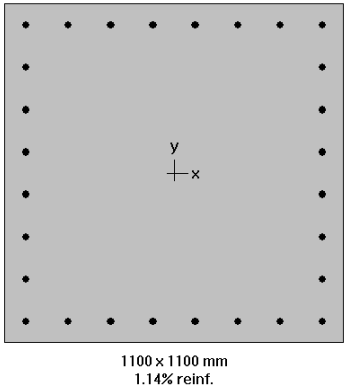
Direncanakan kolom pedestal dengan dimensi 1100x1100. Output gaya dalam kolom yang didapat pada ETABS digunakan sebagai input data beban pada perhitungan kolom menggunakan program SP Column.

Pu : 1509232,725 kg
Mux : 117300,928 kg.m
Muy : 21351,581 kg.m

- Data perencanaan kolom
  b = 1100 mm
  h = 1100 mm
  A_g = 1210000 mm^2
  Mutu bahan:
  f'_c = 40 MPa
  f_y = 400 MPa
  Selimut beton = 50 mm
  Tulangan sengkang = Ø12 mm
  Tulangan utama = Ø25 mm
  Tinggi efektif = 1100 – (50 + 12 + 0,5 . 25)
  = 1025,5 mm
- Penulangan lentur kolom
  Berikut adalah hasil analisis dari SP Column,



Gambar 4.83 Diagram Interaksi Kolom Pedestal



Gambar 4.84 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari SP Column, didapatkan nilai ρ = 1,14%
A_s = 0,0114 x 1100 x 1025,5 = 12859,8 mm^2
Dipasang tulangan 28-D25, A_s = 13744,5 mm^2 dipasang merata di ke-empat sisi.

- Penulangan geser kolom
  Vu: 26219,172 kg
  Kekuatan geser beton:

$$Vc = 0{,}17\left(1 + \frac{Pu}{14\,Ag}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$Vc = 0{,}17\left(1 + \frac{1479944{,}1\ \text{N}}{14.1210000}\right)1\sqrt{40} \times 1100 \times 1025{,}5$$

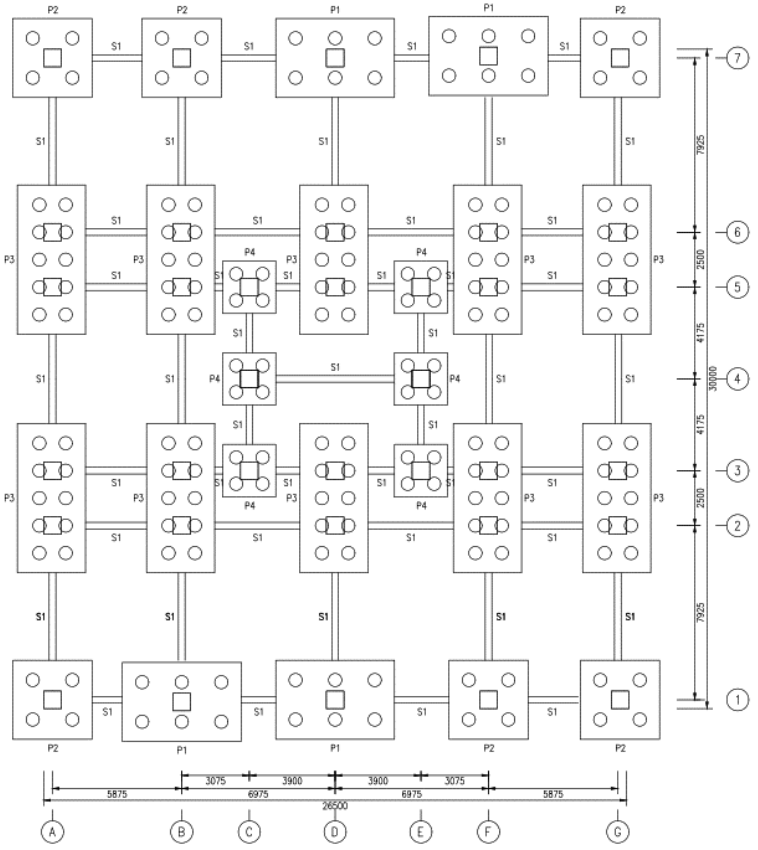
$$Vc = 1318809{,}8\ N$$

$$\phi Vc = 0{,}5\text{x}0{,}75\text{x}1318809{,}8$$
$$= 494553{,}68\ N$$
$$= 50433{,}784\ kg$$

$\phi V_c > V_u$
504433,784 kg > 458119,72 kg (tidak perlu tulangan geser)
Secara praktis dipasang tulangan geser Ø12-200, sengkang dua kaki.

4.5.2 Perencanaan Fondasi

Fondasi merupakan bagian dasar dari konstruksi yang berfungsi sebagai penopang bangunan diatasnya yang bertujuan untuk meneruskan beban ke tanah yang diterima oleh kolom secara bertahap dan merata.



Gambar 4.85 Denah Fondasi

Beban yang bekerja pada fondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 kombinasi beban untuk metoda tegangan izin.

- D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75(0,7E) + 0,75L
- 0,6D + 0,7E

4.5.2.1 Data perencanaan fondasi

Fondasi pada gedung ini direncanakan menggunakan fondasi tiang pancang beton *(Spun pile)* produk dari PT. Waskita Beton Precast. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 600 mm
- *Wall thickness* : 100 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1571 cm^2
- Berat : 393 kg/m
- *Bending moment crack* : 17 t.m
- *Bending momen ultimate* : 25,5 t.m
- *Allowable axial load* : 252,7 t

4.5.2.2 Daya dukung tanah tiang pancang tunggal

Daya dukung pada fondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang fondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan:

$$Qu = Qp + Qs.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat fondasi 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

izin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu:

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

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. N1 = 15 + ½(N-15)
b. N1 = 0.6 N

Kemudian pilih harga N1 yang terkecil

2. Koreksi terhadap *overburden pressure* dari tanah

Dari harga N1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$\text{N2} = \frac{4\text{N1}}{(1 + \ 0{,}4\ \text{Po})} \ \text{untuk Po} < \ 7{,}5\ \text{ton}$$

$$\text{N2} = \frac{4\text{N1}}{(3{,}25 + \ 0{,}1\ \text{Po})} \ \text{untuk Po} < \ 7{,}5\ \text{ton}$$

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:

$Qu = Qp + Qs$
$Qp = Cn\ x\ A\ ujung = 40x$ÑxA ujung
$Qs =$ ΣCli x Asi

Dimana:
Ñ = Harga rata – rata N2 4D dibawah ujung sampai dengan 8D diatas ujung tiang
Cli = N/2 untuk tanah lempung atau lanau dan N/5 untuk tanah pasir
Asi = Luas selimut tiang pada segmen i = Oi x hi
Oi = Keliling tiang

Daya dukung izin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

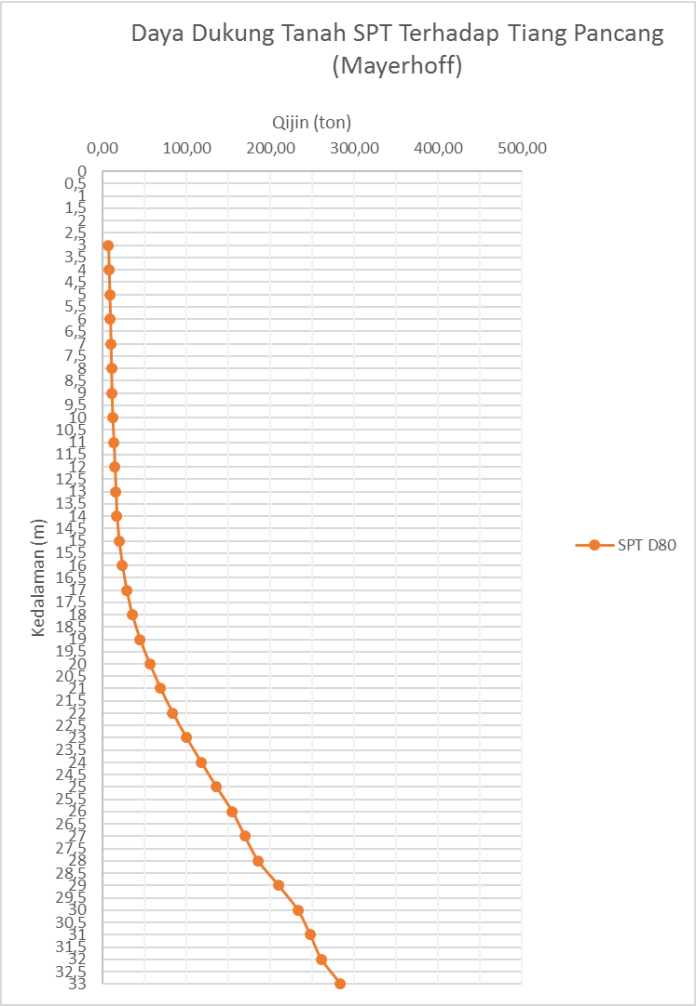
$$P\ ijing\ 1\ tiang = \frac{Qult}{SF}$$

Dimana:
SF = safety factor = 3

Tabel 4.19 Daya Dukung Tanah Kedalaman 3-40 m

Depth	N	Qp	Qs	Qult	Qijin = Qult/SF	Qizin
(m)	(blow/ft)	(ton)	(ton)	Qp + Qs	SF=3 ; (ton)	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

Berdasarkan hasil perhitungan daya dukung tanah, maka tiang pancang direncanakan berhenti sampai kedalaman 32 m yang memiliki nilai daya dukung sebesar 2652,14 kN ton.

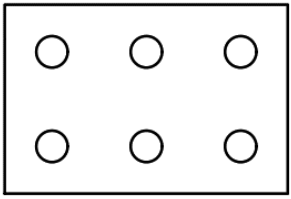


Gambar 4.86 Grafik Antara Daya Dukung Tanah dengan Kedalaman

Dari hasil analisis struktur dengan menggunakan program bantu ETABS, diambil output semua reaksi perletakan.

Tabel 4.20 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	pancang
D	30.435	54.592	7728.762	64.497	16.822	2562.14	6
D+L	38.175	80.988	9036.552	95.385	22.753	2562.14	6
D+0,75L	36.240	74.389	8709.604	87.663	21.271	2562.14	6
D+0,7Ex Max	349.637	18.094	11042.845	275.262	784.409	2562.14	6
D+0,7Ex Min	288.768	91.089	4414.679	146.268	818.054	2562.14	6
D+0,7Ey Max	126.206	66.786	9069.391	766.951	223.559	2562.14	6
D+0,7Ey Min	65.336	175.969	6388.133	637.957	257.204	2562.14	6
D+0,75(0,7Ex)+L Max	277.577	53.615	11522.114	253.458	578.170	2562.14	6
D+0,75(0,7Ex)+L Min	201.227	108.361	6550.989	62.689	623.677	2562.14	6
D+0,75(0,7Ey)+L Max	110.004	10.046	10042.024	622.225	157.533	2562.14	6
D+0,75(0,7Ey)+L Min	33.653	172.021	8031.080	431.456	203.039	2562.14	6
0,6D+0,7Ex Max	337.463	3.742	7951.341	249.463	791.138	2562.14	6
0,6D+0,7Ex Min	300.941	69.252	1323.174	172.066	811.325	2562.14	6
0,6D+0,7Ey Max	114.032	88.623	5977.886	741.152	230.288	2562.14	6
0,6D+0,7Ey Min	77.510	154.133	3296.628	663.756	250.475	2562.14	6

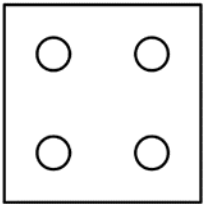


Gambar 4.87 Fondasi Tiang Pancang Tipe 1

Berdasarkan tabel diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 6 buah untuk tipe 1

Tabel 4.21 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	2.235	37.262	6152.367	47.303	2.202	2562.14	4
D+L	3.119	55.527	7188.247	70.127	2.968	2562.14	4
D+0,75L	2.898	50.961	6929.277	64.421	2.776	2562.14	4
D+0,7Ex Max	115.989	66.784	6474.492	131.406	678.310	2562.14	4
D+0,7Ex Min	120.459	7.740	5830.242	226.012	682.714	2562.14	4
D+0,7Ey Max	33.254	135.655	6934.476	548.350	201.982	2562.14	4
D+0,7Ey Min	37.724	61.131	5370.258	642.956	206.386	2562.14	4
D+0,75(0,7Ex)+L Max	85.549	77.669	7429.841	63.905	507.416	2562.14	4
D+0,75(0,7Ex)+L Min	91.787	33.386	6946.653	204.159	513.352	2562.14	4
D+0,75(0,7Ey)+L Max	23.498	129.322	7774.829	376.613	150.170	2562.14	4
D+0,75(0,7Ey)+L Min	29.736	18.267	6601.665	516.866	156.106	2562.14	4
0,6D+0,7Ex Max	116.883	51.880	4013.545	150.328	679.190	2562.14	4
0,6D+0,7Ex Min	119.565	7.165	3369.295	207.091	681.833	2562.14	4
0,6D+0,7Ey Max	34.148	120.750	4473.530	567.271	202.863	2562.14	4
0,6D+0,7Ey Min	36.830	76.036	2909.311	624.034	205.506	2562.14	4



Gambar 4.88 Fondasi Tiang Pancang Tipe 2

Berdasarkan tabel diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 2

Tabel 4.22 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3 di Titik 1

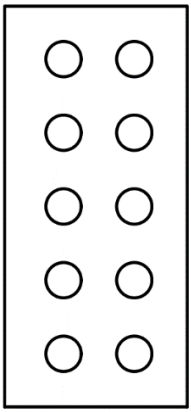
Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	0.125	47.224	7441.186	55.302	0.478	2562.14	10
D+L	0.056	69.770	8732.464	81.843	0.753	2562.14	10
D+0,75L	0.073	64.133	8409.644	75.208	0.684	2562.14	10
D+0,7Ex Max	145.072	4.041	8188.727	274.745	803.698	2562.14	10
D+0,7Ex Min	145.322	90.408	6693.645	164.140	802.741	2562.14	10
D+0,7Ey Max	43.465	96.706	9141.394	786.728	241.465	2562.14	10
D+0,7Ey Min	43.715	191.155	5740.978	676.123	240.508	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Max	108.841	37.382	9293.119	246.425	603.168	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Min	108.953	102.157	8171.808	82.739	601.662	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Max	32.636	38.178	10007.619	630.412	181.493	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Min	32.748	177.718	7457.308	466.726	179.987	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Max	145.122	14.849	5212.252	252.624	803.507	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Min	145.272	71.518	3717.171	186.261	802.933	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Max	43.515	115.596	6164.919	764.607	241.274	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Min	43.665	172.266	2764.504	698.244	240.699	2562.14	10

Tabel 4.23 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3 di Titik 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	13.823	18.086	6347.043	23.577	16.094	2562.14	10
D+L	20.502	27.238	7374.216	35.208	23.988	2562.14	10
D+0,75L	18.832	24.950	7117.423	32.300	22.014	2562.14	10
D+0,7Ex Max	137.954	58.550	7446.921	192.665	794.739	2562.14	10
D+0,7Ex Min	165.600	22.378	5247.165	239.819	826.927	2562.14	10
D+0,7Ey Max	31.734	152.896	6996.248	697.171	227.181	2562.14	10
D+0,7Ey Min	59.379	116.724	5697.839	744.324	259.369	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Max	93.331	57.586	8199.124	126.974	584.137	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Min	134.334	3.111	6549.307	197.389	632.112	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Max	13.666	128.345	7861.119	505.353	158.469	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Min	54.669	73.870	6887.313	575.768	206.444	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Max	143.483	51.316	4908.104	202.096	801.176	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Min	160.071	29.613	2708.348	230.388	820.489	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Max	37.263	145.661	4457.430	706.602	233.619	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Min	53.850	123.958	3159.022	734.894	252.932	2562.14	10

Tabel 4.24 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 3

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	13.948	65.310	13788.229	78.879	16.572	2562.14	10
D+L	20.558	97.007	16106.680	117.050	24.740	2562.14	10
D+0,75L	18.905	89.083	15527.067	107.508	22.698	2562.14	10
D+0,7Ex Max	283.026	62.591	15635.648	467.410	1598.437	2562.14	10
D+0,7Ex Min	310.921	112.786	11940.811	403.959	1629.668	2562.14	10
D+0,7Ey Max	75.199	249.602	16137.641	1483.899	468.646	2562.14	10
D+0,7Ey Min	103.094	307.879	11438.817	1420.447	499.877	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Max	202.173	94.968	17492.243	373.399	1187.304	2562.14	10
D+0,75(0,7Ex)+L Min	243.288	105.268	14721.116	280.128	1233.774	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Max	46.303	166.523	17868.739	1135.765	339.962	2562.14	10
D+0,75(0,7Ey)+L Min	87.418	251.588	14344.620	1042.495	386.431	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Max	288.605	66.165	10120.356	454.720	1604.683	2562.14	10
0,6D+0,7Ex Min	305.342	101.131	6425.519	416.649	1623.422	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Max	80.778	261.257	10622.350	1471.208	474.892	2562.14	10
0,6D+0,7Ey Min	97.515	296.224	5923.526	1433.138	493.631	2562.14	10

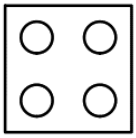


Gambar 4.89 Fondasi Tiang Pancang Tipe 3

Berdasarkan tabel diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 10 buah untuk tipe 3

Tabel 4. 25 Hasil Pembebanan Fondasi Tipe 4

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Qu ijin	Jumlah tiang pancang
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	
D	1.402	0.499	5355.157	1.178	2.211	2562.14	4
D+L	2.188	0.638	6141.385	1.670	3.289	2562.14	4
D+0,75L	1.992	0.603	5944.828	1.547	3.020	2562.14	4
D+0,7Ex Max	160.420	37.216	5623.993	216.521	841.596	2562.14	4
D+0,7Ex Min	157.616	38.214	5086.322	218.877	837.173	2562.14	4
D+0,7Ey Max	49.112	125.185	5898.845	724.429	254.041	2562.14	4
D+0,7Ey Min	46.307	126.183	4811.469	726.785	249.618	2562.14	4
D+0,75(0,7Ex)+L Max	121.451	27.649	6343.012	161.604	632.827	2562.14	4
D+0,75(0,7Ex)+L Min	117.076	28.924	5939.759	164.944	626.249	2562.14	4
D+0,75(0,7Ey)+L Max	37.970	93.625	6549.151	542.535	192.161	2562.14	4
D+0,75(0,7Ey)+L Min	33.594	94.901	5733.619	545.875	185.583	2562.14	4
0,6D+0,7Ex Max	159.859	37.416	3481.930	216.992	840.711	2562.14	4
0,6D+0,7Ex Min	158.177	38.014	2944.259	218.405	838.058	2562.14	4
0,6D+0,7Ey Max	48.551	125.385	3756.782	724.901	253.156	2562.14	4
0,6D+0,7Ey Min	46.868	125.983	2669.406	726.314	250.503	2562.14	4



Gambar 4.90 Fondasi Tiang Pancang Tipe 4

Berdasarkan tabel diatas sehingga jumlah tiang pancang digunakan 4 buah untuk tipe 4

4.5.2.3 Daya dukung tanah tiang pancang kelompok

Untuk mengetahui jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom adalah dengan membagi beban aksial dan daya dukung izin satu tiang.

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diizinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1,2 meter.

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan:

Dari spesifikasi bahan tiang pancang didesain:

$\overline{P}_{1tiang}$ = 252,7 ton = 2477,98 kN

- Daya dukung tanah:

$\overline{P}_{1tiang}$ = 2562,14 kN = 261,282 ton

Perhitungan daya dukung tiang pancang kelompok untuk daya dukung fondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η) menurut Seiler-Keeney Formula.

$$Ce = 1 - \frac{arc\tan(\phi / S)}{90°}.(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n})$$

$$Ce = 1 - \frac{18{,}43}{90} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right) = 0{,}795$$

Dimana :

Ø = diameter tiang pancang
S = Jarak antar tiang pancang
m = Jumlah baris tiang pancang dalam grup
n = Jumlah kolom tiang pancang dalam grup

Sehingga perhitungan efisiensinya menjadi

QL (group) = QL (1 tiang) × Ce
= 261,282 x 9,806 x 0,795
= 2037,3 kN **(Menentukan)**

Maka daya dukung satu tiang fondasi adalah 2037,3 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:

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2} \leq P_{ijin}\,(1\ tiang)$$

Perhitungan jarak tiang fondasi tipe 1

2D ≤ S ≤ 3D dengan S = jarak antar tiang
120 ≤ S ≤ 180 dipakai S = 180 cm
1D ≤ S ≤ 2D dengan S = jarak tepi
60 ≤ S ≤ 120 dipakai S = 90 cm

P = 11522,11 kN
N = 6 tiang
Mx = 253,458 kN.m
My = 578,170 kN.m
Xmax = 1,8 m
Ymax = 0,9 m

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$P_{max} = \frac{11522{,}11}{6} \pm \frac{253{,}458 \times 1{,}8}{3{,}6^2} \pm \frac{578{,}170 \times 0{,}9}{2{,}7^2}$$

$$P_{max} = 2031{,}94\ kN \leq\ 2037{,}3\ kN\ (1\ tiang)$$ **(OK)**

Tabel 4.26 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 1

Kombinasi beban	P	Mx	My	X	Y	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin ≥ Pmax
	kN	kNm	kNm	m	m						
D	7728.762	64.497	16.822	1.80	0.90	1288.13	2.34	7.96	1298.43	2037.3	OK
D+L	9036.552	95.385	22.753	1.80	0.90	1506.09	3.16	11.78	1521.03	2037.3	OK
D+0,75L	8709.604	87.663	21.271	1.80	0.90	1451.60	2.95	10.82	1465.38	2037.3	OK
D+0,7Ex Max	11042.845	275.262	784.409	1.80	0.90	1840.47	108.95	33.98	1983.40	2037.3	OK
D+0,7Ex Min	4414.679	146.268	818.054	1.80	0.90	735.78	113.62	18.06	867.46	2037.3	OK
D+0,7Ey Max	9069.391	766.951	223.559	1.80	0.90	1511.57	31.05	94.69	1637.30	2037.3	OK
D+0,7Ey Min	6388.133	637.957	257.204	1.80	0.90	1064.69	35.72	78.76	1179.17	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	11522.114	253.458	578.170	1.80	0.90	1920.35	80.30	31.29	2031.94	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	6550.989	62.689	623.677	1.80	0.90	1091.83	86.62	7.74	1186.19	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	10042.024	622.225	157.533	1.80	0.90	1673.67	21.88	76.82	1772.37	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	8031.080	431.456	203.039	1.80	0.90	1338.51	28.20	53.27	1419.98	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Max	7951.341	249.463	791.138	1.80	0.90	1325.22	109.88	30.80	1465.90	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Min	1323.174	172.066	811.325	1.80	0.90	220.53	112.68	21.24	354.46	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Max	5977.886	741.152	230.288	1.80	0.90	996.31	31.98	91.50	1119.80	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Min	3296.628	663.756	250.475	1.80	0.90	549.44	34.79	81.95	666.17	2037.3	OK

Tabel 4.27 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Jumlah tiang pancang	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin ≥ Pmax
	kN	kN	kN	kNm	kNm							
D	30.435	54.592	7728.762	64.497	16.822	6	1288.13	2.34	7.96	1298.43	2037.3	OK
D+L	38.175	80.988	9036.552	95.385	22.753	6	1506.09	3.16	11.78	1521.03	2037.3	OK
D+0,75L	36.240	74.389	8709.604	87.663	21.271	6	1451.60	2.95	10.82	1465.38	2037.3	OK
D+0,7Ex Max	349.637	18.094	11042.845	275.262	784.409	6	1840.47	108.95	33.98	1983.40	2037.3	OK
D+0,7Ex Min	288.768	91.089	4414.679	146.268	818.054	6	735.78	113.62	18.06	867.46	2037.3	OK
D+0,7Ey Max	126.206	66.786	9069.391	766.951	223.559	6	1511.57	31.05	94.69	1637.30	2037.3	OK
D+0,7Ey Min	65.336	175.969	6388.133	637.957	257.204	6	1064.69	35.72	78.76	1179.17	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	277.577	53.615	11522.114	253.458	578.170	6	1920.35	80.30	31.29	2031.94	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	201.227	108.361	6550.989	62.689	623.677	6	1091.83	86.62	7.74	1186.19	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	110.004	10.046	10042.024	622.225	157.533	6	1673.67	21.88	76.82	1772.37	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	33.653	172.021	8031.080	431.456	203.039	6	1338.51	28.20	53.27	1419.98	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Max	337.463	3.742	7951.341	249.463	791.138	6	1325.22	109.88	30.80	1465.90	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Min	300.941	69.252	1323.174	172.066	811.325	6	220.53	112.68	21.24	354.46	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Max	114.032	88.623	5977.886	741.152	230.288	6	996.31	31.98	91.50	1119.80	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Min	77.510	154.133	3296.628	663.756	250.475	6	549.44	34.79	81.95	666.17	2037.3	OK

Tabel 4.28 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 3

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Jumlah tiang pancang	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin ≥ Pmax
	kN	kN	kN	kNm	kNm							
D	13.948	65.310	13788.229	78.879	16.572	10	1378.82	2.30	9.74	1390.86	2037.3	OK
D+L	20.558	97.007	16106.680	117.050	24.740	10	1610.67	3.44	14.45	1628.55	2037.3	OK
D+0,75L	18.905	89.083	15527.067	107.508	22.698	10	1552.71	3.15	13.27	1569.13	2037.3	OK
D+0,7Ex Max	283.026	62.591	15635.648	467.410	1598.437	10	1563.56	222.01	57.70	1843.27	2037.3	OK
D+0,7Ex Min	310.921	112.786	11940.811	403.959	1629.668	10	1194.08	226.34	49.87	1470.30	2037.3	OK
D+0,7Ey Max	75.199	249.602	16137.641	1483.899	468.646	10	1613.76	65.09	183.20	1862.05	2037.3	OK
D+0,7Ey Min	103.094	307.879	11438.817	1420.447	499.877	10	1143.88	69.43	175.36	1388.67	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	202.173	94.968	17492.243	373.399	1187.304	10	1749.22	164.90	46.10	1960.23	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	243.288	105.268	14721.116	280.128	1233.774	10	1472.11	171.36	34.58	1678.05	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	46.303	166.523	17868.739	1135.765	339.962	10	1786.87	47.22	140.22	1974.31	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	87.418	251.588	14344.620	1042.495	386.431	10	1434.46	53.67	128.70	1616.84	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Max	288.605	66.165	10120.356	454.720	1604.683	10	1012.04	222.87	56.14	1291.05	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Min	305.342	101.131	6425.519	416.649	1623.422	10	642.55	225.48	51.44	919.47	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Max	80.778	261.257	10622.350	1471.208	474.892	10	1062.23	65.96	181.63	1309.82	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Min	97.515	296.224	5923.526	1433.138	493.631	10	592.35	68.56	176.93	837.84	2037.3	OK

Tabel 4.29 Rekapitulasi Kontrol Beban Maksimum Tipe 4

Kombinasi beban	Hx	Hy	P	Mx	My	Jumlah tiang pancang	P/n	$\frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2}$	$\frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$	Pmax (kN)	Pijin (kN)	Pijin ≥ Pmax
	kN	kN	kN	kNm	kNm							
D	1.402	0.499	5355.157	1.178	2.211	4	1338.79	0.46	0.25	1339.50	2037.3	OK
D+L	2.188	0.638	6141.385	1.670	3.289	4	1535.35	0.69	0.35	1536.38	2037.3	OK
D+0,75L	1.992	0.603	5944.828	1.547	3.020	4	1486.21	0.63	0.32	1487.16	2037.3	OK
D+0,7Ex Max	160.420	37.216	5623.993	216.521	841.596	4	1406.00	175.33	45.11	1626.44	2037.3	OK
D+0,7Ex Min	157.616	38.214	5086.322	218.877	837.173	4	1271.58	174.41	45.60	1491.59	2037.3	OK
D+0,7Ey Max	49.112	125.185	5898.845	724.429	254.041	4	1474.71	52.93	150.92	1678.56	2037.3	OK
D+0,7Ey Min	46.307	126.183	4811.469	726.785	249.618	4	1202.87	52.00	151.41	1406.28	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	121.451	27.649	6343.012	161.604	632.827	4	1585.75	131.84	33.67	1751.26	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	117.076	28.924	5939.759	164.944	626.249	4	1484.94	130.47	34.36	1649.77	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	37.970	93.625	6549.151	542.535	192.161	4	1637.29	40.03	113.03	1790.35	2037.3	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	33.594	94.901	5733.619	545.875	185.583	4	1433.40	38.66	113.72	1585.79	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Max	159.859	37.416	3481.930	216.992	840.711	4	870.48	175.15	45.21	1090.84	2037.3	OK
0,6D+0,7Ex Min	158.177	38.014	2944.259	218.405	838.058	4	736.06	174.60	45.50	956.16	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Max	48.551	125.385	3756.782	724.901	253.156	4	939.20	52.74	151.02	1142.96	2037.3	OK
0,6D+0,7Ey Min	46.868	125.983	2669.406	726.314	250.503	4	667.35	52.19	151.32	870.85	2037.3	OK

4.5.2.5 Kontrol Kekuatan tiang

- Kontrol terhadap Gaya Aksial

Untuk tiang pancang diameter 60 cm kelas A1 pada produk dari PT. Waskita Beton Precast, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 252,7 ton.

Pmax = 2031,94 kN = 207,214 ton < Pizin = 252,7 ton **(OK)**

- Kontrol terhadap Gaya Momen

Perumusan yang dipakai diambil dari buku "Daya Dukung Fondasi Dalam (Herman Wahyudi)" :

Mmax = H (e + 1,5d + 0,5f)

$$f = \frac{H}{9\ C_u d}$$

Dimana:

H = Lateral Load

e = jarak antara lateral load (H) dengan muka tanah

D = diameter fondasi

Dari lampiran data tanah di ketahui Cu = 0,857 kg/cm^2

$$f = \frac{H}{9\ C_u d} = \frac{5942{,}574}{9\ x0{,}857x60} = 12{,}841\ cm$$

Mmax = H (e + 1,5d + 0,5f) = 5942,574 (0 + 1,5x60 + 0,5x12,841) = 572985,96 kg.cm = 5,73 t.m

Untuk diameter 600 mm kelas C pada brosur, momen tidak diperkenankan melebihi Mcrack = 17 tm.

Cek kekuatan momen tiang:

Mcrack = 5,73 t.m < M = 17 tm (**OK)**

Tabel 4.30 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 1

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m2	cm	tm	tm	
D	3103.693	5567.153	927.859	0	60	0.857	2.005	0.844	17	OK
D+L	3893.047	8258.987	1376.498	0	60	0.857	2.974	1.259	17	OK
D+0,75L	3695.714	7586.031	1264.339	0	60	0.857	2.732	1.155	17	OK
D+0,7Ex Max	35655.443	1845.226	5942.574	0	60	0.857	12.841	5.730	17	OK
D+0,7Ex Min	29448.047	9289.080	4908.008	0	60	0.857	10.605	4.677	17	OK
D+0,7Ey Max	12870.296	6810.753	2145.049	0	60	0.857	4.635	1.980	17	OK
D+0,7Ey Min	6662.909	17945.059	2990.843	0	60	0.857	6.463	2.788	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	28306.857	5467.542	4717.810	0	60	0.857	10.194	4.487	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	20520.753	11050.433	3420.125	0	60	0.857	7.390	3.204	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	11218.002	1024.445	1869.667	0	60	0.857	4.040	1.720	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	3431.897	17542.419	2923.737	0	60	0.857	6.318	2.724	17	OK
0,6D+0,7Ex Max	34413.960	381.630	5735.660	0	60	0.857	12.394	5.518	17	OK
0,6D+0,7Ex Min	30689.520	7062.215	5114.920	0	60	0.857	11.053	4.886	17	OK
0,6D+0,7Ey Max	11628.822	9037.618	1938.137	0	60	0.857	4.188	1.785	17	OK
0,6D+0,7Ey Min	7904.382	15718.204	2619.701	0	60	0.857	5.661	2.432	17	OK

Tabel 4.31 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 2

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m2	cm	tm	tm	
D	227.916	3799.937	633.323	0	60	0.857	1.369	0.574	17	OK
D+L	318.051	5662.587	943.765	0	60	0.857	2.039	0.859	17	OK
D+0,75L	295.519	5196.921	866.153	0	60	0.857	1.872	0.788	17	OK
D+0,7Ex Max	11828.372	6810.571	1971.395	0	60	0.857	4.260	1.816	17	OK
D+0,7Ex Min	12284.195	789.296	2047.366	0	60	0.857	4.424	1.888	17	OK
D+0,7Ey Max	3391.226	13833.872	2305.645	0	60	0.857	4.982	2.133	17	OK
D+0,7Ey Min	3847.049	6234.006	1039.001	0	60	0.857	2.245	0.947	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	8724.158	7920.567	1454.026	0	60	0.857	3.142	1.331	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	9360.260	3404.608	1560.043	0	60	0.857	3.371	1.430	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	2396.301	13188.036	2198.006	0	60	0.857	4.750	2.030	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	3032.403	1862.870	505.401	0	60	0.857	1.092	0.458	17	OK
0,6D+0,7Ex Max	11919.531	5290.602	1986.589	0	60	0.857	4.293	1.831	17	OK
0,6D+0,7Ex Min	12193.027	730.681	2032.171	0	60	0.857	4.391	1.874	17	OK
0,6D+0,7Ey Max	3482.394	12313.896	2052.316	0	60	0.857	4.435	1.893	17	OK
0,6D+0,7Ey Min	3755.890	7753.983	1292.330	0	60	0.857	2.793	1.181	17	OK

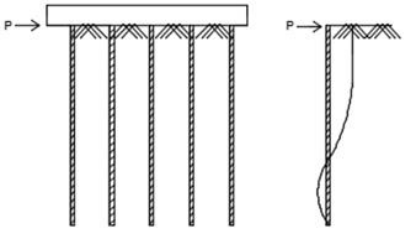
Tabel 4.32 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 3

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m2	cm	tm	tm	
D	1422.357	6660.228	1110.038	0	60	0.857	2.399	1.012	17	OK
D+L	2096.421	9892.645	1648.774	0	60	0.857	3.563	1.513	17	OK
D+0,75L	1927.902	9084.546	1514.091	0	60	0.857	3.272	1.387	17	OK
D+0,7Ex Max	28862.535	6382.919	4810.422	0	60	0.857	10.395	4.579	17	OK
D+0,7Ex Min	31707.248	11501.780	5284.541	0	60	0.857	11.419	5.058	17	OK
D+0,7Ey Max	7668.688	25454.003	4242.334	0	60	0.857	9.167	4.013	17	OK
D+0,7Ey Min	10513.401	31397.048	5232.841	0	60	0.857	11.307	5.005	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	20617.248	9684.658	3436.208	0	60	0.857	7.425	3.220	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	24810.080	10735.079	4135.013	0	60	0.857	8.935	3.906	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	4721.860	16981.766	2830.294	0	60	0.857	6.116	2.634	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	8914.702	25656.520	4276.087	0	60	0.857	9.240	4.046	17	OK
0,6D+0,7Ex Max	29431.478	6747.356	4905.246	0	60	0.857	10.600	4.675	17	OK
0,6D+0,7Ex Min	31138.306	10313.179	5189.718	0	60	0.857	11.214	4.962	17	OK
0,6D+0,7Ey Max	8237.621	26642.614	4440.436	0	60	0.857	9.595	4.209	17	OK
0,6D+0,7Ey Min	9944.459	30208.437	5034.740	0	60	0.857	10.879	4.805	17	OK

Tabel 4.33 Rekapitulasi Kontrol Terhadap Gaya Momen Tipe 4

Kombinasi beban	Hx	Hy	H	e	D	Cu	f	Mmax	Mijin	Kontrol
	Kg	Kg	Kg		cm	kg/m2	cm	tm	tm	
D	143.014	50.867	23.836	0	60	0.857	0.052	0.021	17	OK
D+L	223.129	65.021	37.188	0	60	0.857	0.080	0.033	17	OK
D+0,75L	203.100	61.483	33.850	0	60	0.857	0.073	0.030	17	OK
D+0,7Ex Max	16359.413	3795.258	2726.569	0	60	0.857	5.892	2.534	17	OK
D+0,7Ex Min	16073.373	3896.992	2678.896	0	60	0.857	5.789	2.489	17	OK
D+0,7Ey Max	5008.321	12766.174	2127.696	0	60	0.857	4.598	1.964	17	OK
D+0,7Ey Min	4722.282	12867.907	2144.651	0	60	0.857	4.634	1.980	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Max	12385.417	2819.570	2064.236	0	60	0.857	4.461	1.904	17	OK
D+0,75(0,7Ex)+L Min	11939.170	2949.623	1989.862	0	60	0.857	4.300	1.834	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Max	3872.109	9547.756	1591.293	0	60	0.857	3.439	1.460	17	OK
D+0,75(0,7Ey)+L Min	3425.852	9677.799	1612.967	0	60	0.857	3.485	1.480	17	OK
0,6D+0,7Ex Max	16302.203	3815.603	2717.034	0	60	0.857	5.871	2.525	17	OK
0,6D+0,7Ex Min	16130.583	3876.637	2688.431	0	60	0.857	5.809	2.498	17	OK
0,6D+0,7Ey Max	4951.122	12786.518	2131.086	0	60	0.857	4.605	1.967	17	OK
0,6D+0,7Ey Min	4779.492	12847.553	2141.259	0	60	0.857	4.627	1.977	17	OK

- Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 4.91 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5\ cm$$

δ = defleksi yang terjadi
Fd = koefisien defleksi
P = Gaya lateral 1 tiang
T = *Relative stiffnes Factor*

Fondasi Tiang Pancang Tipe 1
Jumlah tiang = 6
Hmax = 5,943 t
Hmax 1 tiang = 0,991 t
Cu = 1,25 kg/cm^2

$$Qu = 2 \times Cu = 2 \times \frac{1{,}25}{0.977} = 2{,}55\,\frac{t}{ft^3}$$

Dari grafik *Immediate Settlement of Isolate Footing* maka didapatkan f = 6 t/ft^3 = 0,192 kg/cm^3

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}}$$

$$E = 4700\sqrt{fc} = 4700\sqrt{50} = 33234{,}019\ kg/cm^2$$

$$I = \frac{1}{64}\ x\ \frac{22}{7}\ x\ (60-40)^4 = 7857{,}143\ cm^4$$

$$T = (\frac{EI}{f})^{\frac{1}{5}} = (\frac{338921{,}82\ x\ 7857{,}143}{0{,}192})^{\frac{1}{5}} = 106{,}34\ cm$$

Fd(*deflection coefficient*)
L = 32 m = 3200 cm (kedalaman tiang pancang)
T = 106,34 cm
L/T = 30,092
Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile*
maka didapatkan Fd = 0,99

$$\delta = Fd\left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2{,}5\ cm$$

$$\delta = 0{,}99\left(\frac{5{,}943\ x\ 106{,}34^3}{33234{,}019\ x\ 7857{,}143}\right) \leq 2{,}5\ cm$$

$$\delta = 0{,}027\ cm \leq 2{,}5\ cm$$ **(OK)**

Kontrol Momen :
M_{crack} = 17 tm
L/T = 30,092
Dari grafik *Influence Value for Laterally Loaded Pile* maka didapatkan Fm = 0,9

$$M = Fm(PT) \leq M_{banding\ crack}$$

$$M = 0{,}9 \times (5{,}943\ x\ 1{,}0634\ ) \leq 17\ tm$$

$$M = 5{,}688\ tm\ \leq 17\ tm$$ **(OK)**

4.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

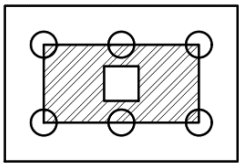
Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.
Data-data perancangan poer.

Pu	= 1509,233 ton
P_{max} (1 tiang)	= 207,214 ton
Jumlah tiang pancang	= 6 buah
Dimensi poer	= 3,6 x 5,4 x 1,2 m
Mutu beton (fc')	= 40 MPa

Mutu baja (fy) = 420 MPa
Diameter tulangan = 25 mm
Selimut beton = 50 mm
λ = 1 (beton normal)
Tinggi efektif (d):
d_x = 1200 – 50 – ½ 25 = 1137,5 mm
d_y = 1200 – 50 – 25 – ½(25) = 1112,5 mm

4.6.3.1 Kontrol Geser Ponds

- Akibat Kolom



Gambar 4.92 Area Kritis Geser Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke fondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2847-2013 Pasal 11.11.2.1.

Untuk fondasi tapak non-prategang (Vc) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

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

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

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

dimana:
αs = 20 untuk kolom sudut, αs = 30 untuk kolom tepi, αs = 40 untuk kolom interior
β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = 3600/18000 = 2

bo = Keliling penampang kritis :
bo = 2 (b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)
bo = 2 (1000 + 1137,5) + 2 (1000+ 1137,5) = 8470 mm

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

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{2}\right)1\sqrt{40}\times 8470\times 1137{,}5 = 20353535{,}3\ N$$

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

$$V_{c2} = 0{,}083\times\left(\frac{30x1137{,}5}{8470}+2\right)1\sqrt{40}\times 8470\times 1137{,}5$$

$$V_{c2} = 29603693{,}39\ N$$

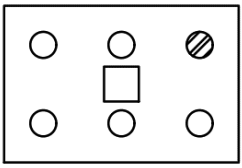
$$V_{c3} = 0{,}333\lambda\sqrt{f'c}\times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0{,}333x1x\sqrt{40}\times 8470\times 1137{,}5 = 19954246{,}83\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah
ϕVc ≥ Pu
ϕVc = 0,75 x 19954246,83 N = 14965685,12 N = 1526,176 ton
ϕVc = 1526,176 ton ≥ 1509,233 ton **(OK)**

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

- Akibat Tiang Pancang



Gambar 4.93 Area Kritis Geser Akibat 1 Tiang Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek = 3600/18000 = 2

bo = (0,25 x π x (600 + 1137,5)) = 1348,921 mm

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

$$V_{c1} = 0{,}17\left(1+\frac{2}{2}\right)1\sqrt{40}\times 1348{,}921\times 1137{,}5 = 3241478\ N$$

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

$$V_{c2} = 0{,}083\times\left(\frac{30x1137{,}5}{1348{,}921}+2\right)1\sqrt{40}\times 1348{,}921\times 1137{,}5$$

$$V_{c2} = 21248982{,}62\ N$$

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

$$V_{c3} = 0{,}333x1x\sqrt{40}\times 1348{,}921\times 1137{,}5 = 3174742\ N$$

Dari ketiga nilai Vc diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah

$\phi Vc \geq P_{pile}$

$\phi Vc = 0{,}75\ x\ 3174742\ N$ = 2381056 N = 238,1056 ton

ϕVc = 238,1056 ton ≥ 207,214 ton **(OK)**

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

4.5.4 Penulangan Poer

Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis.

d_x = 1200 – 70 – ½ 25 = 1137,5 mm

d_y = 1200 – 70 – 25 – ½(25) = 1112,5 mm

$$\beta 1 = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(f'c-28)}{7} = 0{,}85 - 0{,}05\frac{(40-28)}{7} = 0{,}764$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x\beta 1xf'c}{fy}\left(\frac{600}{600+fy}\right)$$

$$\rho b = \frac{0{,}85x0{,}764x400}{410}\left(\frac{600}{600+420}\right) = 0{,}0363$$

$\rho max = 0{,}75\rho b$ = 0,75x0,0363 = 0,0273

$\rho min = \frac{1,4}{fy} = 0,0034$ atau $\rho min = \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0,25x\sqrt{40}}{420}$=0,0038
ρmin dipakai 0,0038
$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{420}{0,85x40} = 12.352$

4.6.4.1 Penulangan poer tipe 1

1. Penulangan poer arah sumbu X

P_{max} = 207,214 ton
P_{kolom} = 1509,223 ton
q = 3,6 x 1,2 x 2,4 = 10,368 ton/m
qu = 10,368 ton/m x 1,2 = 12,4416 ton/m

Pada sumbu X, terdapat 2 kondisi dalam analisis penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisis 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 dianalisis dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.

Momen yang bekerja :
$Mu_1 = 2.P_{max}.a - ½ qu. L^2$
= (2x207,214 x 0,425) - (½ x 12,4416 x $(1,325)^2$)
= 102,196 t.m
= 1002206366 N.mm
Mu_2 = 141,21 tm = 1384797046 Nmm

- Penulangan negatif

$Rn = \frac{Mu_1}{\phi bdx^2} = \frac{1002206366}{0,9.3600.1137,5^2} = 0,247$
$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0,247}{420}}\right)=$
ρ = 0.0006

$\rho\ pakai = 0.0037$
ASperlu=ρbd=0,0037x1000x1137,5 = 4206,959 mm^2
$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4206{,}959} = 116{,}68\ mm$$
Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi bdx^2} = \frac{1384797046}{0{,}9.3600.1137{,}5^{\,2}} = 0{,}342$$
$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}342}{420}}\right) =$$
ρ = 0.0008
$\rho\ pakai = 0.0037$
ASperlu=ρbd=0,0037x1000x1137,5 = 4206,959 mm^2
$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4206{,}959} = 116{,}68\ mm$$
Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

2. Penulangan poer arah sumbu Y

Pada sumbu Y, terdapat 2 kondisi dalam analisis penulangan lentur, kondisi pertama dimana poer dianalisis 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 dianalisis dengan tiang pancang sebagai perletakannya dan beban yang bekerja adalah beban terpusat dari kolom dan berat sendiri poer.
Momen yang bekerja :
$Mu_1 = 2.P_{max}.a - ½\ qu.\ L^2$
= (2x133,09 x 0,425) - (½ x 12,4416 x (1,325)^2)
= 102,196 t.m
= 1002206366 N.mm
Mu_2 = 141,21 tm = 1384797046 N.mm

- Penulangan negatif

$$Rn = \frac{Mu_1}{\phi bdx^2} = \frac{1002206366}{0{,}9.3600.1112{,}5^2} = 0{,}259$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}259}{420}}\right) =$$

ρ = 0.00062

$\rho\ pakai = 0.0037$

ASperlu=ρbd=0,0037x1000x1112,5 = 4112,843 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4112{,}843} = 119{,}35\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

- Penulangan positif

$$Rn = \frac{Mu_2}{\phi bdx^2} = \frac{1384797046}{0{,}9.3600.1112{,}5^{\,2}} = 0{,}358$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{12.352}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2x12.352x0{,}358}{420}}\right) =$$

ρ = 0.00085

$\rho\ pakai = 0.0037$

ASperlu=ρbd=0,0037x1000x1112,5 = 4112,843 mm^2

$$S = \frac{0{,}25x\pi x\emptyset^2 x1000}{Asperlu} = \frac{0{,}25x\pi x25^2 x1000}{4112{,}843} = 119{,}35\ mm$$

Sehingga digunakan tulangan lentur D25-100 mm.

4.5.5 Perencanaan Sloof Fondasi

Struktur balok sloof berfungsi agar penurunan yang terjadi pada fondasi (pilecap) bergerak bersama-sama, dengan kata lain balok sloof merupakan pengaku yang menghubungkan antar fondasi (pilecap). Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi berat sloof sendiri, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data perencanaannya sebagai berikut:

Dimensi sloof = 450 × 650 mm

Mutu beton (f_c) = 40 MPa

Mutu baja (f_y) = 420 Mpa
Tulangan utama = D22
Tulangan sengkang = Ø10
Selimut beton = 40 mm
Bentang = 8,3 m
Gaya aksial kolom = 1509,223 ton = 14799,441 kN
P_U sloof = 10% x 14799,441 = 1479,9441 kN = 1479944,1 N

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8300}{20} = 415 \text{ mm} \leq 450 \text{ mm}$$

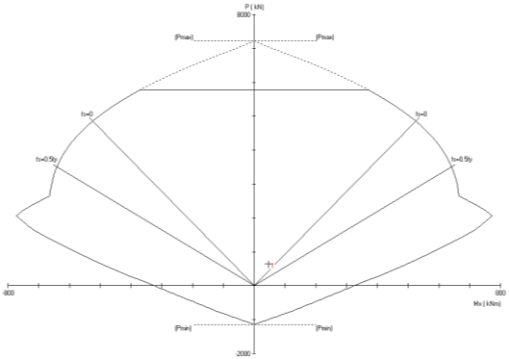
Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 450 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

4.6.6.1 Penulangan lentur sloof

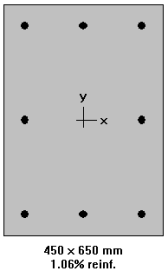
Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

q_d = 0,45 × 0,65 × 2400 = 702 kg/m
q_u = 1,2 × 702 = 842,4 kg/m
$M_{u\ tumpuan} = \frac{1}{12} \times q_u \times l^2$
$= \frac{1}{12} \times 842{,}4 \times 8{,}3^2$
= 4836,078 kgm = 47.42572432 kNm
$Pu_{\ Sloof}$ = 647,9744 kN



Gambar 4.94 Diagram Interaksi Sloof



Gambar 4.95 Hasil Penulangan Aplikasi SpColumn

Dari analisis spColumn didapat:
$\rho = 0{,}0106$
Dipasang tulangan = 8 D22 (As = 3096 mm2)

- Cek lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25 mm. Minimum lebar yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut:

2 x selimut beton (c = 40 mm)	= 2 x 40 = 100	mm
2 x sengkang (Ø = 10 mm)	= 2 x 10 = 20	mm
3 x D22	= 3 x 22 = 66	mm
2 kali jarak antara 25 mm	= 2 x 25 = 50	mm+
Total	= 216	mm

Total lebar < Lebar balok 450 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

4.6.6.2 Penulangan geser sloof

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut:

Ag = 450 x 650 = 292500 mm^2

d = 650 – 40 – 10 – 22/2 = 589 mm

$$\text{Vc} = 0{,}17\left(1 + \frac{Pu}{14\,Ag}\right)\lambda\sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$\text{Vc} = 0{,}17\left(1 + \frac{1479944{,}1\ \text{N}}{14.292500}\right)1\sqrt{40} \times 450 \times 589$$

$$\text{Vc} = 387965{,}705\ N$$

$$\text{ØVc} = 0{,}75x387965{,}705 = 290974{,}279\ N = 29673{,}086\ kg$$

$$Vu = \frac{1}{2}.qu.l == \frac{1}{2}.842{,}2.8{,}3 = 3495{,}96\ kg$$

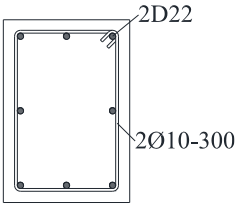
$\phi V_c > V_u$

$29673{,}086\ kg > 3495{,}96\ kg$ (tidak perlu tulangan geser)

Berdasarkan SNI 2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $\frac{d}{2} = \frac{589}{2} = 294{,}5\ mm$
- s = 300 mm

Dipasang sengkang 2Ø10 – 300 mm.



Gambar 4.96 Penulangan Sloof

BAB V
PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan struktur dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder
   a. Pelat menggunakan bondek dari SUPER FLOOR DECK dengan tulangan *wiremesh* produk dari JKBL Union, menggunakan tebal pelat 90 mm dengan tulangan M7-150 pada atap, tebal pelat 100 mm dengan tulangan M8-150 mm pada lantai 2-24 dan tebal pelat 120 mm dengan tulangan M8-150 pada lantai 1.
   b. Dimensi balok anak atap menggunakan profil WF 350.250.8.12, balok anak lantai 2-24 menggunakan WF 350.250.9.14 dan balok anak lantai 1 menggunakan profil WF 400.300.10.16.
   c. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 400.300.10.16.
   d. Pelat anak tangga menggunakan pelat baja dengan tebal 4 mm pada anak tangga dan 6 mm pada bordes. Balok bordes menggunakan profil L 50.50.7, balok utama tangga menggunakan profil WF 250.125.5.8, dan balok penumpu tangga menggunakan profil WF 350.175.6.9.

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. Mutu profil baja yang digunakan adalah BJ 41 dan mutu beton yang digunakan adalah 40 MPa.
   b. Link arah melintang menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 400.200.8.13 serta jarak antar pengaku

sejauh 20 cm dan link arah memanjang menggunakan panjang 100 cm dengan profil WF 400.200.8.13 serta jarak antar pengaku sejauh 20 cm.

c. Bressing arah melintang menggunakan WF 200.200.8.12 dan bresing arah memanjang menggunakan WF 200.200.8.12.
d. Balok luar link arah melintang menggunakan WF 500.300.11.18 dan barlok luar link arah memanjang menggunakan WF 500.300.11.18.
e. Balok induk pada atap menggunakan profil WF 400.300.10.16, balok induk pada lantai 2-24 menggunakan profil WF 500.300.11.15, dan balok induk pada lantai 1 menggunakan profil WF 600.300.12.20.
f. Kolom menggunakan tipe Concrete Filled Tube dengan dimensi Lantai 1-5, CFT 800.800.36; 6-10, CFT 750.750.28; 11-15, CFT 700.70.28; 16-20, CFT 600.600.25; dan 21-25 CFT 500.500.25.

4. Hasil Perhitungan sambungan
   a. Sambungan balok anak atap dan balok induk menggunakan 2 buah baut M16 mm A325 dan 2 buah pelat siku L 60.60.6.
   b. Sambungan balok anak lantai 2-24 dan balok induk menggunakan 2 buah baut M16 mm A325 dan 2 buah pelat siku L 60.60.6.
   c. Sambungan balok anak lantai 1 dan balok induk menggunakan 3 buah baut M16 mm A325 dan 2 buah pelat siku L 60.60.6.
   d. Sambungan balok utama tangga dan balok penumpu tangga diberikan lubang slot 20 mm dan baut 4M12 mm A325.
   e. Sambungan balok penumpu tangga dan kolom menggunakan baut 4M8 mm A325 dan pelat ketebalan 6 mm dan las sudut 3mm.

f. Sambungan bresing menggunakan 2M16 mm A490 pada badan dengan pelat sambung 10 mm dan menggunakan 10M16 mm A490 pada sayap dengan pelat siku L.80.80.8 serta mnggunakan pelat gusset tebal 8 mm dengan las 5 mm pada link serta 5 mm pada balok dan kolom,
g. Sambungan Balok Induk dan Kolom menggunakan 5M20 mm dan 14M27 mm serta las tumpul pada diaphragm plate setebal 20 mm.
h. Sambungan antar kolom menggunakan las sudut dan pelat dengan tebal 50 mm.
i. Sambungan Base Plate menggunakan pelat dengan ukuran 1000x1000 mm^2 dengan ketebalan 60 mm dan menggunakan baut angkur F1554 M22 8 buah.

5. Hasil Perhitungan struktur bawah
   a. Fondasi menggunakan tiang pancang produk dari PT. Waskita Beton Precast dengan diameter 600 mm dengan mencapai kedalaman 32 m.
   b. Penulangan poer menggunakan D25-100 mm.
   c. Dimensi sloof sebesar 45/65 cm menggunakan tulangan 8D22.

5.2 Saran

Saran untuk Tugas Akhir ini adalah:

1. Perlu ditinjau lebih lanjut mengenai perilaku kinerja struktur secara keseluruhan dengan menggunakan *pushover analysis* untuk menghasilkan analisis yang lebih akurat.
2. Diperlukan pengawasan yang baik dan benar dalam pelaksanaan di lapangan sehingga struktur dapat benar-benar bekerja sebagai struktur rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

Adnan dkk.. 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.

Azad, K. dan Topyaka, C., 2017. "A review of research on steel eccentrically braced frames". **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 128. 53-73.

Badan Standarisasi Nasional. 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)** Bandung: BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Bandung: BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727-2013)**. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2015. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung (SNI 2847-2013)**. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2015. **Spesifikasi untuk Bangunan Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)**. Jakarta: BSN.

Badan Standarisasi Nasional. 2017. **Persyaratan Perancangan Geoteknik (SNI 8640:2017)**. Jakarta: BSN.

Becker, Roy. 1996. **Seismic Design Practice for Eccentrically Braced Frames: Based on The 1994 UBC**. USA: Structural Steel Educational Council.

Bosco, M., Marino, E.M., dan Rossi, P.P., 2016. "Influence of modelling of steel link beams on the seismic response of EBFs". **Engineering Structures**. Vol. 127, 459-474.

Bruneau M, Uang, C.M., dan Whittaker, A.. 1998. **Ductile Design of Steel Structures**. USA: McGraw-Hill.

Dalal, Sejal. 2012. "Comparison of Elastic Design and Performance Based Plastic Design Method on the Elastic Response Analysis using SAP2000". **International Journal of Computer Applications**. Vol. 45. 9:975-8887.

Das, B.M.. 2007, **Fundamentals of Geotechnical Engineering**. Southern Illinois University at Carbondale.

Das, B.M.. 2010. **Principles of Foundation Engineering Seventh Edition**. USA: Cengage Learning.

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1993)**. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Engelhardt, M.D., 2007. **Design of Seismic Resistant Steel Building Structures**. USA : University of Texas.

Isdarmanu, Marwan. 2006. **Buku Ajar Struktur Baja I**. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Surabaya : Institut Teknologi Sepuluh Nopember.

Montuori, R., Nastri, E., dan Piluso, V., 2017. "Influence of the bracing scheme on seismic performances of MRF-EBF dual systems". **Journal of Constructional Steel Research**. Vol. 132, 179-190.

Musmar, M.A., 2012. "Effect of Link Eccentrically Braced Frames". **Journal of Engineering Science Asciut University**. Vol. 40, No:135-143.

Nidiasari dan Budiono, 2010. **Kajian Numerik Perilaku *Link* Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrik**. Seminar dan Pameran HAKI.

Prihatin, Rohani Budi. 2015. "Alih Fungsi Lahan di Perkotaan (Studi Kasus di Kota Bandung dan Yogyakarta)". **Jurnal Aspirasi**. Vol. 6. 2:105-118.

Popov, E.P., dan C. W. Roeder, 1978. "Design of an Eccentrically Braced Frame". **AISC Engineering Journal**. 3rd Quarter, Vol. 15, No. 3.

Popov, E.P., dan Endelhardt M.D.. 1988. **Seismic Eccentrically Braced Steel Frames**. J. Construct. Steel Research.

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**. Vol. 1. 128:53-73.

Soedarsono, Suyono, dan Nakazawa, K.. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Tsai, K. C., Yang, Y. F., dan Lin, J. L.. 1993. "Seismic Eccentrically Braced Frames". **The Structural Design of Tall Buildings**. Vol. 2, 1:53-74.

Wang, M., Yang, W., Shi, Y., dan Xu, J.. 2015. "Seismic behaviors of Steel Plate Shear Wall Structures with Construction Details and Materials". **Journal of Construction Steel Research**. Vol. 1. 7:194-210.

Wen, R., Seker, O., Akbas, B., dan Shen, J.. 2014. "Design of Special Concentrically Braced Frame Using AISC 341-05 and AIS 341-10". **ASCE Library**. Vol. 21, No.1.

Wijaya, P.Y.. 2010. "Studi Stabilitas pada Sistem Portal Baja Berpengaku Eksentrik (*Eccentrically Braced Frame*)". **Rekayasa Sipil**. Vol. 6, No. 1.

Halaman ini sengaja dikosongkan

LAMPIRAN

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	= PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	**TIPE BOR**	=	ROTARY DRILLING	Remarks:
NAMA PROYEK	= PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	**TANGGAL MULAI**	=	11 DESEMBER 2012	UD = Undisturb Sample
TITIK 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: Depth in m	UD / CS: Sample Code	SPT TEST: Depth in m	SPT TEST: Sample Code	Standard Penetration Test: N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm: 15 cm	15 cm	15 cm	N - Value
0.00	0.00						START OF BORING										0 10 20 30 40 50
1.00	-1.00				SIRTU	ABU-ABU											
2.00	-2.00				LEMPUNG BERPASIR BERKERIKIL	COKLAT											
3.00	-3.00										-3.00 / -3.50	SPT 1	0	0	0	0	0
4.00	-4.00																
5.00	-5.00																
6.00	-6.00										-6.00 / -6.50	SPT 2	1	0	0	1	1
7.00	-7.00																
8.00	-8.00				LEMPUNG LANAU		VERY SOFT	SPT = 0 s/d 1	-7.50 / -8.00	UD 01							
9.00	-9.00										-9.00 / -9.50	SPT 3	1	0	0	1	1
10.00	-10.00																
11.00	-11.00																
12.00	-12.00					ABU-ABU					-12.00 / -12.50	SPT 4	1	0	0	1	1
13.00	-13.00																
14.00	-14.00																
15.00	-15.00						SOFT	SPT = 2 s/d 3			-15.00 / -15.50	SPT 5	2	0	1	1	2
16.00	-16.00								-15.50 / -16.00	UD 02							
17.00	-17.00				LEMPUNG LANAU BERPASIR HALUS BERKULIT KERANG												
18.00	-18.00										-18.00 / -18.50	SPT 6	3	0	1	2	3
19.00	-19.00																
20.00	-20.00																
21.00	-21.00				LEMPUNG		STIFF TO VERY STIFF	SPT = 10 s/d 29			-21.00 / -21.50	SPT 7	10	2	4	6	10
22.00	-22.00																
23.00	-23.00				LEMPUNG BERKERIKIL	ABU-ABU GELAP											
24.00	-24.00								-23.50 / -24.00	UD 03	-24.00 / -24.50	SPT 8	20	4	8	12	20
25.00	-25.00																
26.00	-26.00					ABU-ABU											
27.00	-27.00				LEMPUNG						-27.00 / -27.50	SPT 9	26	5	11	15	26
28.00	-28.00					ABU-ABU KECOKLATAN											
29.00	-29.00																
30.00	-30.00										-30.00 / -30.50	SPT 10	29	5	12	17	29
31.00	-31.00				LEMPUNG BERLANAU	COKLAT	VERY STIFF	SPT = 29									
32.00	-32.00				PASIR BERLANAU		HARD	SPT = 50	-31.50 / -32.00	UD 04							
33.00	-33.00				LANAU BERPASIR						-33.00 / -33.50	SPT 11	> 50	13	21	32	50
34.00	-34.00																

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN - ITS
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya
Telp. 031 5994251 - 55 Psw. 1140,
Telp/Fax: 031 5928601, e-mail: tanah.its@gmail.com

DRILLING LOG

KLIEN	=	**PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)**	**TIPE BOR**	=	**ROTARY DRILLING**
NAMA PROYEK	=	**PEMBANGUNAN JALAN TOL SURABAYA - GRESIK**	**TANGGAL MULAI**	=	**11 DESEMBER 2012**
TITIK BOR	=	**BH-1**	**TANGGAL SELESAI**	=	**14 DESEMBER 2012**
MUKA AIR TANAH	=	**± 0.00 m**	**MASTER BOR**	=	**HARNO**
LOKASI PROYEK	=	**KM. 7 + 100**			

Remarks:
UD = Undisturb Sample
CS = Core Sample
SPT = SPT Test

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 Depth in m	UD / CS Sample Code	SPT TEST Depth in m	SPT TEST Sample Code	Standard Penetration Test N-Value Blows/30 cm	Blows per each 15 cm			N - Value
														15 cm	15 cm	15 cm	
35.00	-35.00				LANAU BERLEMPUNG BERKERIKIL	ABU-ABU KECOKLATAN	HARD	SPT = 50			-36.00	SPT 12	> 50	15	25		>50
36.00	-36.00										-36.50						
37.00	-37.00																
38.00	-38.00																
39.00	-39.00				LEMPUNG		HARD	SPT = 31	-39.00	UD 05	-39.50						
40.00	-40.00								-39.50		-40.00	SPT 13	31	6	12	19	31

0 10 20 30 40 50

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH & BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
Kampus ITS, Keputih Sukolilo Surabaya 60111
Telp. 031 5994251 - 55, Psw. 1440, e-mail : tanah.its@gmail.com

REKAP HASIL TEST

KLIEN	:	PT. PT. HUTAMA KARYA (PERSERO)	**POINT**	:	BH-1
PROYEK	:	JALAN TOL SURABAYA - GRESIK	**MASTER BOR**	:	HARNO
LOKASI	:	KM 7 + 100	**DATE**	:	21 DESEMBER 2012

DEPTH	VOLUMETRI + GRAVIMETRY								CONSOLIDATION		
(Meter)	Gs	e	Sr	Wc	n	γt	γd	γsat	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	SIEVE ANALYSIS			ATTERBERG LIMITS			STRENGTH			PERMEABILITAS
(Meter)	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	*

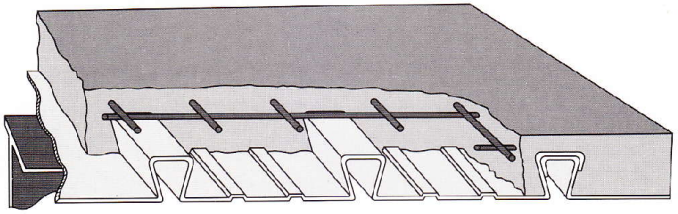
REMARK

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)

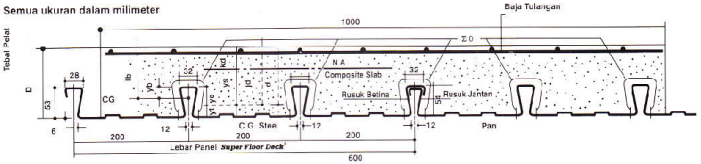
Gs	= Specific Gravity	W_c	= Water content (%)	γ_{sat}	= Saturated density (gr/cc)
e	= Void ratio	n	= Porosity (%)	γ_d	= Dry density (gr/cc)
Sr	= Degree of saturation (%)	γ_t	= Wet density (gr/cc)		

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:

- Menunjukan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk melakukan lendutan awal pada waktu beton dan ***Super Floor Deck***® belum berfungsi.

TABEL 1 : SIFAT PENAMPANG *Super Floor Deck*® PERLEBAR 1000 MM

Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi			Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah		
			Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In	Znc	Znt		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm		10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	
												10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	max KN	10 mm Of Bearing KN	Increm, Per 10 mm KN	Max KN
mm	kg / m²	mm²	mm	mm	10⁶ x mm⁴	10³ x mm³	10³ x mm³	10⁶ x mm⁴	10³ x mm³	10³ x mm³	10⁶ x mm⁴						
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.369	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19

Catatan : Notes
- Ip = momen inersia profil panel untuk daerah momen positif
- In = idem untuk daerah momen negatif
- Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)
- Znc = idem, dasar dek dalam daerah momen negatif (tegangan tekan)
- Zpc = idem, puncak rusuk dalam daerah momen positif (tegangan tekan)
- Zpt = idem, dasar dek, dalam daerah momen positif (tegangan tarik)
- Ie = momen inersia ekivalen untuk perhitungan lendutan bentang menerus = Ip (1.26 - 0.25 Ip/In)

TABEL 2 : TABEL PERENCANAAN PRAKTIS

Super Floor Deck® 0.75 MM		BENTANG TUNGGAL TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITION WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT						BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT																BENTANG MENERUS DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT											
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M2		200	300	400	500	600	750	1000	200		300		400		500		600		750		1000		200		300		400		500		600		730		1000	
TIANG PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M	TEBAL PELAT SLAB DEPTH CM	TUL NEGATIF NEG. REINF. CM²/M
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	0.75	9	0.91	9	1.37	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.96	9	1.11	9	1.31	9	1.65							
	1.75	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.39	10	2.63	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.06							
	2.00	9	1.30	9	1.65	9	1.96	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65							
	2.25	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.99	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04							
	2.50	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92							
	2.75	10	2.64	9	3.24	9	3.82	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33							
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	3.00	10	3.17	9	3.86	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.27	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75									
	3.25	11	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.76	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12									
	3.50	12	3.68	11	4.42	11	5.16	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51									
	3.75	13	4.25	11	5.11	11	5.90	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81											
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	4.66	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.53					12	3.59	12	4.28	12	4.59	14	4.93	15	5.17											
	4.50			13	5.49	13	6.51	14	7.06	15	7.53					13	4.34	13	5.14	14	5.58	15	5.95												
	5.00			15	6.20	15	7.27	15	8.90							15	4.90	15	5.73	15	6.58														

Catatan :
- BEBAN MATI (BERAT SENDIRI *Super Floor Deck*® DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

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

Conversion Calculation

Mengganti tulangan biasa (U-24)
dengan JKBL Union (U-50)

Substituting union wire mesh (U-50)
for ordinary reinforcement (U-24)

Rumus :

$$\text{Luas JKBL union (U-50)} = \text{Luas tulangan biasa (U-24)} \times \frac{\text{Tegangan leleh U-24}}{\text{Tegangan leleh U-50}}$$

Formula :

$$\textit{Union Wire Mesh area (U-50)} = \textit{Mild Steel bar area (U-24)} \times \frac{\textit{Yield stress U-24}}{\textit{Yield stress U-50}}$$

Contoh :

Diketahui : Tulangan U-24
Diameter = 10 mm
Jarak spasi = 150 mm
Luas tulangan = 5,24 cm²/m'

$$\text{Luas JKBL union} = 5{,}24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2.400 \text{ kg/cm}^2}{5.000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2{,}515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

Dari Tabel diperoleh : JKBL Union
Diameter 7 mm dengan spasi 150 mm
Luas 2,57 cm²/m'

Example :

Given : Mild Steel bar U-24
Diameter = 10 mm
Spacing = 150 mm
Cross sectional area = 5.24 cm²/m'

$$\textit{Union Wire Mesh area} = 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}' \times \frac{2{,}400 \text{ kg/cm}^2}{5{,}000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$= 2.515 \text{ cm}^2/\text{m}'$$

From the Table is obtained : Union Wire Mesh
Diameter 7 mm with 150 mm spacing
Area 2.57 cm²/m'

TABEL LUAS PENAMPANG KAWAT

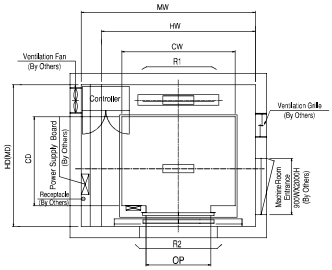
WIRE AREA TABLE

Diameter Kawat Ø *Wire Diameter* (mm)	Luas Kawat Ø *Wire Area* (cm²)	Jumlah Luas Penampang Kawat (cm²/m') Menurut Spasinya Setiap Arah *Total Wire Area (cm²/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

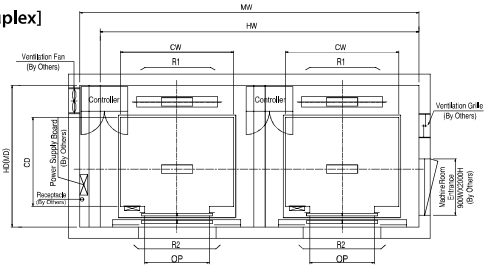
Technical Data

Hoistway & Machine Room Plan

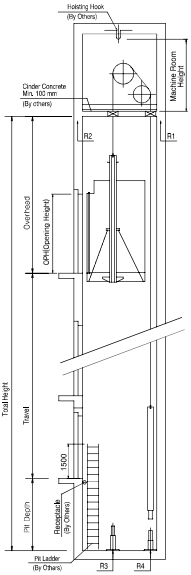
[Simplex]



[Duplex]



Hoistway Section



Overhead, Pit & Machine Room Height

Application Regulation [CODE]	Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (mm)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room HT	Required Hook Strength (kg)
Standard / EN	1	450~1000	Travel≤100	4200	1400	2300	3000
		1350	Travel≤100	4300			4500
		1150/1600	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	450~1000	Travel≤100	4400	1450		3000
		1350	Travel≤100	4400			4500
		1150/1600	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	450~1000	Travel≤100	4500	1600		3000
		1350	Travel≤100	4500			4500
		1150/1600	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
MS2021	1	410~1025	Travel≤100	4200	1400	2550	3000
		1365	Travel≤100	4300		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4300			
			80<Travel≤100	4650			
	1.5	410~1025	Travel≤100	4400	1450	2550	3000
		1365	Travel≤100	4400		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4400			
			80<Travel≤100	4750			
	1.75	410~1025	Travel≤100	4500	1600	2550	3000
		1365	Travel≤100	4500		2400	4500
		1160/1365	Travel≤80	4500			
			80<Travel≤100	4850			
Standard / EN	2	800~1600	Travel≤130	5100	1900	2300	4500
	2.5			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			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		Pit	
	Person	Load(kg)		CW	CD	HW	HD	HW	HD	MW	MD	MW	MD	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1030	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4550	3350
	9	600	800	1400	1130	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3650
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	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
	20	1365	1000	1800	1750	2350	2450	4850	2450	2350	2450	4850	2450	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1550	2550	2250	5250	2250	2550	2250	5250	2250				
	24	1635	1100	2000	1800	2550	2500	5250	2500	2550	2500	5250	2500	10200	7000	10950	8700

Super Hot Column

Product specifications

Hot Finished square structural hollow sections "Super Hot Column", SHC400B/C and SHC490B/C, compliance to JIS G 3136 (Certification Number: MSTL-0051)

4 Charpy impact energy

The flat plate and corner sections have homogenous properties

Products	Test temperature (°C)	Charpy impact energy (J)	Test piece
SHC400B SHC400C	0	27≦	No. 4 longitudinal
SHC490B SHC490C			

Remark: 1. For columns having thickness over 12mm only
2. Test pieces, the centres of which are at a quarter of thickness from the outside surface, shall be taken from the flat plate section in a longitudinal direction. If it is not possible, then take the test pieces from so close a position as the required. The cut in the test pieces shall be done in a thickness direction.
3. Upon purchaser's request, the corner sections can be inspected with a No.4 test piece.

5 Through-thickness characteristics

Products	Thickness (mm)	Reduction of area (%)	
		Mean of 3 test results	Individual value
SHC400C SHC490C	16≦t≦40	25≦	15≦

6 Size tolerances

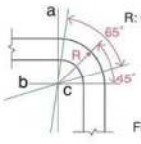
■Outside corner radius

(t: thickness)

Production types			Standard radius	Tolerance
ERW tube	Size range (200~550mm)	Thickness (6 ≦ ≦ 22)	2.0t	±0.5t
SAW tube	Size range (400~800mm)	Thickness (16 ≦ ≦ 40)		

■Other tolerances

Items		Tolerance
Side length, B (mm)		±1.0% of B and ±3.0mm
Concavity/Convexity		Less than 0.5% of B and less than 3mm
Squareness of Corners		±1 degree
Length		More than 0mm
Straightness	Less than 9M long	Less than 1/1500 of total length
	More than 9M long	Less than 1/1250 of total length
Twist		Less than (1.5B/1000)x(total length in metres)
Thickness	6≦t<16	-0.3mm,+1.0mm
	16≦t<25	-0.3mm,+1.2mm
	25≦t≦40	-0.3mm,+1.9mm



R: Outside corner radius

Fig: Outside corner radius

Remarks: 1. The flat plate section is defined as the flat plate section away from the corner radius.
2. Concavity, convexity and squareness shall be measured at a position away from any excess weld metal at the weld location.
3. The straightness tolerance shall be applied to any up and down bend or any right to left bend with a long pitch.
4. The tolerance on thickness shall be applied to the flat plate section away from any excess weld metal at the weld location.
5. The outside corner radius, R, is defined as illustrated above. Two perpendiculars 'a' and 'b' through both ends of the outside curvature intersect at 'c'. R is from 'c' to the outer surface along a 45 degree line between 'a' and 'b'.
6. The outside corner radius, R, shall be measured the range of 65 degrees centred on the above intersection point.

Size ranges and sectional properties

Hot Finished square structural hollow sections (ERW steel tubes)

Size		Thickness	Corner radius	Mass	Reference				
					Sectional area	Moment of Inertia	Elastic modulus	Radius of gyration	Plastic modulus
H (mm)	B (mm)	t (mm)	R (mm)	W (kg/m)	A (cm^2)	Ix=Iy (cm^4)	Zx=Zy (cm^3)	ix=iy (cm)	Zpx=Zpy (cm^3)
200	200	6	12	35.8	45.63	2,830	283	7.88	330
		9	18	52.3	66.67	3,990	399	7.73	472
		12	24	67.9	86.53	4,980	498	7.59	601
		16	32	87.3	111.2	6,080	608	7.39	751
250	250	6	12	45.2	57.63	5,670	454	9.92	524
		9	18	66.5	84.67	8,090	647	9.78	759
		12	24	86.8	110.5	10,300	820	9.63	975
		16	32	112	143.2	12,800	1,020	9.44	1,240
300	300	9	18	80.6	102.7	14,300	956	11.8	1,110
		12	24	106	134.5	18,300	1,220	11.7	1,440
		16	32	138	175.2	23,100	1,540	11.5	1,840
		19	38	160	204.3	26,200	1,750	11.3	2,120
350	350	9	18	94.7	120.7	23,200	1,320	13.9	1,530
		12	24	124	158.5	29,800	1,700	13.7	1,990
		16	32	163	207.2	37,900	2,160	13.5	2,570
		19	38	190	242.3	43,400	2,480	13.4	2,970
		22	44	217	276.2	48,400	2,760	13.2	3,340
400	400	12	24	143	182.5	45,300	2,270	15.8	2,640
		16	32	188	239.2	57,900	2,900	15.6	3,410
		19	38	220	280.3	66,600	3,330	15.4	3,960
		22	44	251	320.2	74,700	3,740	15.3	4,480
450	450	12	24	162	206.5	65,400	2,910	17.8	3,370
		16	32	213	271.2	84,100	3,740	17.6	4,380
		19	38	250	318.3	97,100	4,310	17.5	5,090
		22	44	286	364.2	109,000	4,850	17.3	5,780
500	500	12	24	181	230.5	90,800	3,630	19.8	4,200
		16	32	238	303.2	117,000	4,680	19.6	5,460
		19	38	280	356.3	136,000	5,420	19.5	6,370
		22	44	320	408.2	153,000	6,120	19.4	7,240
550	550	16	32	263	335.2	158,000	5,730	21.7	6,670
		19	38	309	394.3	183,000	6,660	21.5	7,790
		22	44	355	452.2	207,000	7,530	21.4	8,870

HIGH QUALITY=MSTL-0051

Super Hot Column

Size ranges and sectional properties

Hot Finished square structural hollow sections (SAW steel tubes)

Size		Thickness	Corner radius	Mass	Reference				
					Sectional area	Moment of Inertia	Elastic modulus	Radius of gyration	Plastic modulus
H (mm)	B (mm)	t (mm)	R (mm)	W (kg/m)	A (cm^2)	Ix=Iy (cm^4)	Zx=Zy (cm^3)	ix=iy (cm)	Zpx=Zpy (cm^3)
400	400	16	32	188	239.2	57,900	2,900	15.6	3,410
		19	38	220	280.3	66,600	3,330	15.4	3,960
		22	44	251	320.2	74,700	3,740	15.3	4,480
		25	50	282	358.9	82,200	4,110	15.1	4,970
		28	56	311	396.4	89,000	4,450	15.0	5,430
		32	64	349	444.6	97,200	4,860	14.8	6,000
		36	72	385	490.7	104,000	5,220	14.6	6,530
		40	80	420	534.7	111,000	5,540	14.4	7,010
450	450	16	32	213	271.2	84,100	3,740	17.6	4,380
		19	38	250	318.3	97,100	4,310	17.5	5,090
		22	44	286	364.2	109,000	4,850	17.3	5,780
		25	50	321	408.9	121,000	5,360	17.2	6,430
		28	56	355	452.5	131,000	5,830	17.0	7,050
		32	64	399	508.7	144,000	6,400	16.8	7,830
		36	72	442	562.7	156,000	6,920	16.6	8,550
		40	80	483	614.7	166,000	7,380	16.4	9,220
500	500	16	32	238	303.2	117,000	4,680	19.6	5,460
		19	38	280	356.3	136,000	5,420	19.5	6,370
		22	44	320	408.2	153,000	6,120	19.4	7,240
		25	50	361	458.9	169,000	6,780	19.2	8,070
		28	56	399	508.5	185,000	7,400	19.1	8,870
		32	64	450	572.7	204,000	8,160	18.9	9,890
		36	72	498	634.8	221,000	8,860	18.7	10,800
		40	80	545	694.7	237,000	9,490	18.5	11,700
550	550	16	32	263	335.2	158,000	5,730	21.7	6,670
		19	38	309	394.3	183,000	6,660	21.5	7,790
		22	44	355	452.2	207,000	7,530	21.4	8,870
		25	50	400	508.9	230,000	8,360	21.3	9,910
		28	56	443	564.5	252,000	9,150	21.1	10,900
		32	64	500	636.7	279,000	10,100	20.9	12,200
		36	72	555	706.8	304,000	11,000	20.7	13,400
		40	80	608	774.8	326,000	11,900	20.5	14,500
600	600	16	32	288	367.2	207,000	6,890	23.7	7,990
		19	38	339	432.3	241,000	8,020	23.6	9,350
		22	44	389	496.2	273,000	9,090	23.4	10,700
		25	50	439	558.9	303,000	10,100	23.3	11,900
		28	56	487	620.5	333,000	11,100	23.2	13,200
		32	64	550	700.7	369,000	12,300	23.0	14,700
		36	72	611	778.8	404,000	13,500	22.8	16,200
		40	80	671	854.8	436,000	14,500	22.6	17,600

Hot Finished square structural hollow sections (SAW steel tubes)

Size		Thickness	Corner radius	Mass	Reference				
					Sectional area	Moment of Inertia	Elastic modulus	Radius of gyration	Plastic modulus
H (mm)	B (mm)	t (mm)	R (mm)	W (kg/m)	A (cm^2)	Ix=Iy (cm^4)	Zx=Zy (cm^3)	ix=iy (cm)	Zpx=Zpy (cm^3)
650	650	16	32	313	399.2	265,000	8,160	25.8	9,440
		19	38	369	470.3	309,000	9,510	25.6	11,100
		22	44	424	540.2	351,000	10,800	25.5	12,600
		25	50	478	608.9	391,000	12,000	25.3	14,100
		28	56	531	676.5	429,000	13,200	25.2	15,600
		32	64	600	764.7	478,000	14,700	25.0	17,500
		36	72	668	850.8	524,000	16,100	24.8	19,300
		40	80	734	934.8	566,000	17,400	24.6	21,000
700	700	16	32	338	431.2	334,000	9,530	27.8	11,000
		19	38	399	508.3	389,000	11,100	27.7	12,900
		22	44	459	584.2	443,000	12,600	27.5	14,700
		25	50	517	658.9	494,000	14,100	27.4	16,500
		28	56	575	732.5	543,000	15,500	27.2	18,300
		32	64	651	828.7	606,000	17,300	27.0	20,500
		36	72	724	922.8	665,000	19,000	26.9	22,700
		40	80	797	1,015	721,000	20,600	26.7	24,800
750	750	16	32	364	463.2	413,000	11,000	29.9	12,700
		19	38	429	546.3	482,000	12,900	29.7	14,900
		22	44	493	628.2	549,000	14,600	29.6	17,000
		25	50	556	708.9	614,000	16,400	29.4	19,100
		28	56	619	788.5	676,000	18,000	29.3	21,200
		32	64	701	892.7	755,000	20,100	29.1	23,800
		36	72	781	994.8	831,000	22,100	28.9	26,300
		40	80	859	1,095	902,000	24,000	28.7	28,800
800	800	16	32	389	495.2	504,000	12,600	31.9	14,500
		19	38	459	584.3	589,000	14,700	31.8	17,000
		22	44	528	672.2	672,000	16,800	31.6	19,500
		25	50	596	758.9	751,000	18,800	31.5	21,900
		28	56	663	844.5	829,000	20,700	31.3	24,200
		32	64	751	956.7	927,000	23,200	31.1	27,300
		36	72	837	1,067	1,020,000	25,500	30.9	30,200
		40	80	922	1,175	1,110,000	27,800	30.7	33,100

Please contact our staff for other sizes.

HIGH QUALITY=MSTL-0051

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT

PT WASKITA BETON PRECAST TBK

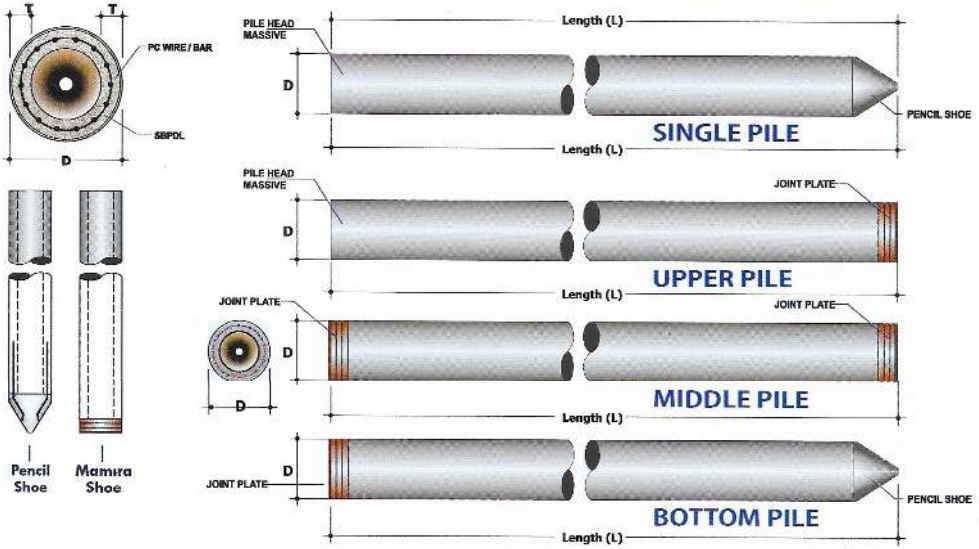
Description

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

Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987	Prestressed Concrete Spun Pile
ACI 543 - 00	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
SNI 03-2847-2002	*Indonesian Concrete Code*

Shape and Dimension

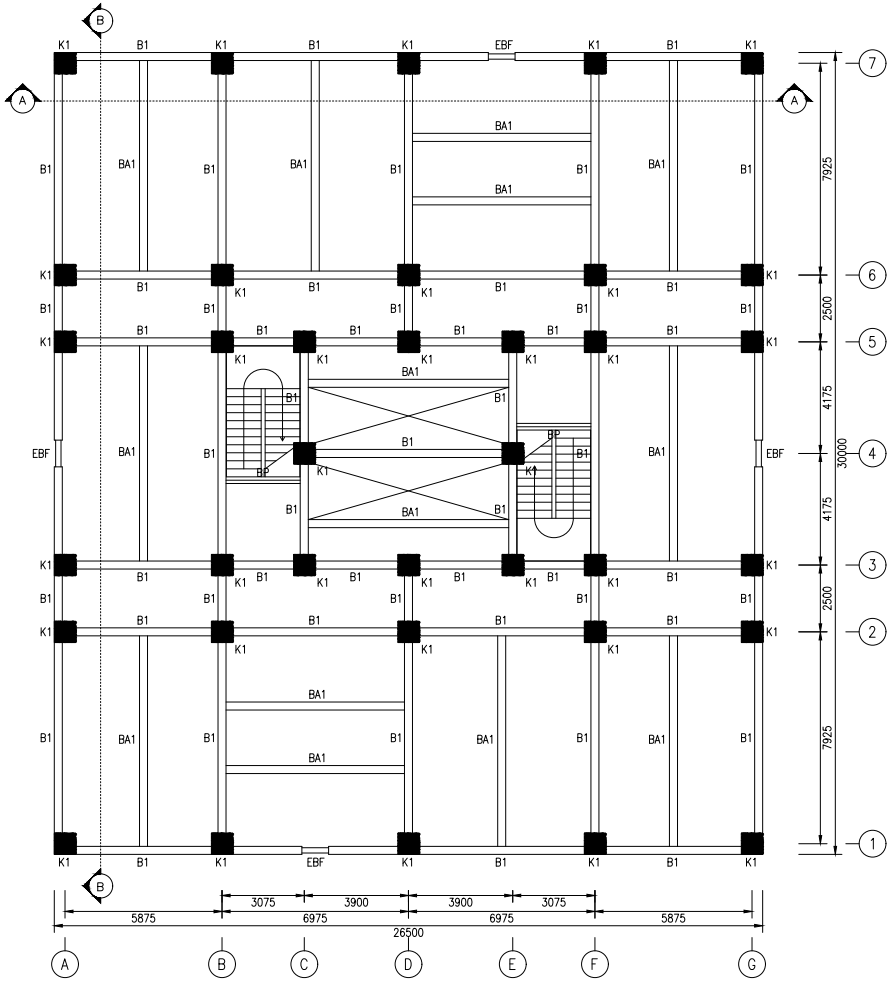


Specification of Material

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 (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (ton)
						Crack (ton.m)	Ultimate (ton.m)	
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 - 16	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	146.80
		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				26.00	46.00	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	386.20
		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



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 1

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K1	=	CFT 800.800.36
B1	=	WF 600.300.12.20
BA1	=	WF 400.300.10.16
BP	=	WF 350.715.6.9
EBF	=	ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

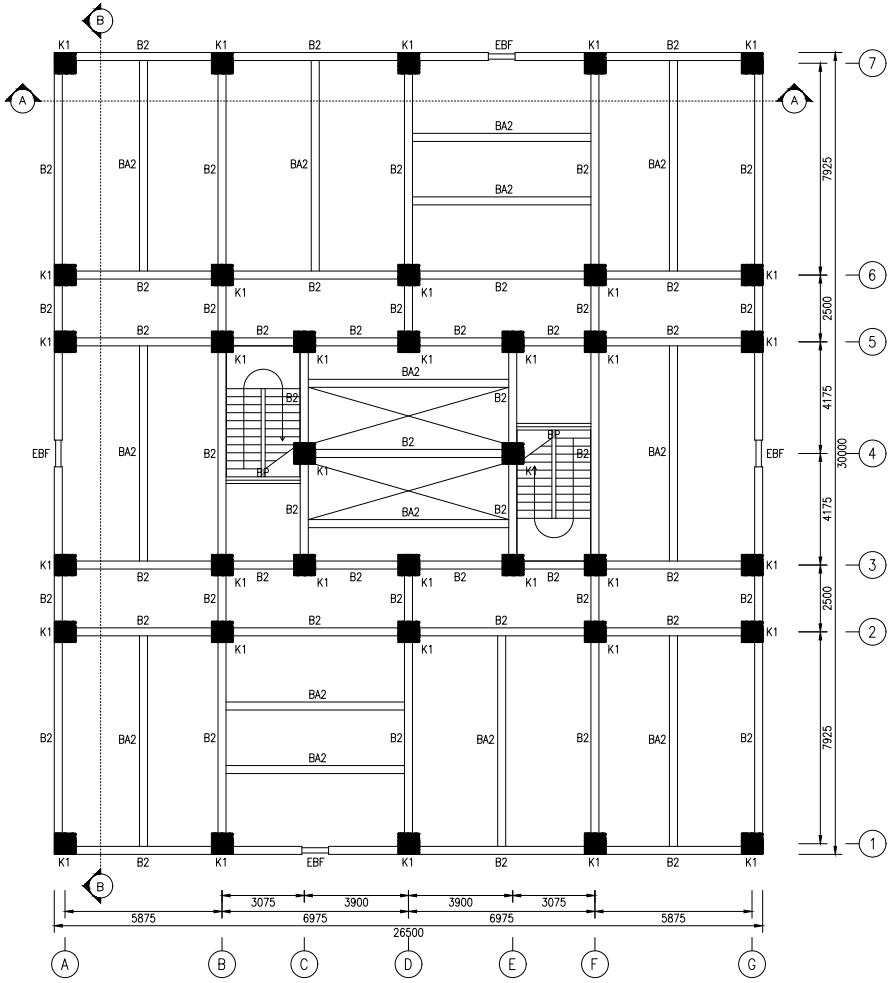
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 1

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
001	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 2–5 TIPIKAL

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K1 = CFT 800.800.36
B2 = WF 500.300.11.15
BA2 = WF 350.250.9.14
BP = WF 350.715.6.9
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

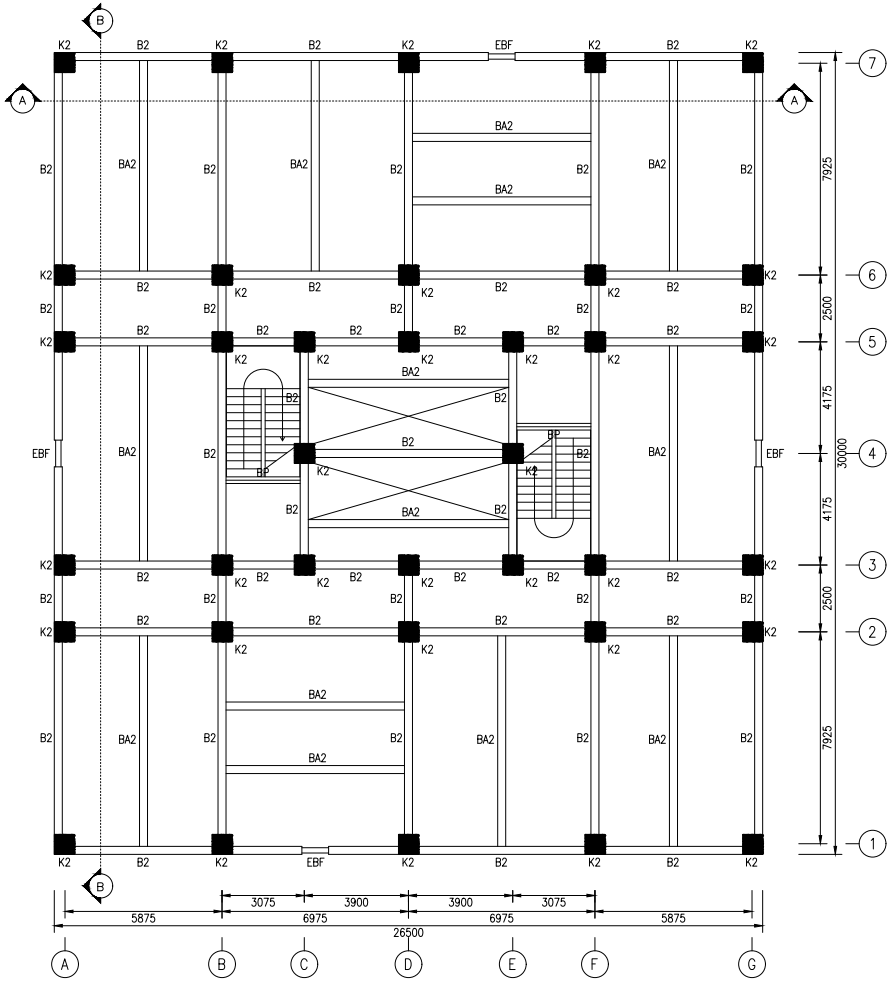
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 2–5 TIPIKAL

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
002	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 6–10 TIPIKAL

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K2 = CFT 750.750.28
B2 = WF 500.300.11.15
BA2 = WF 350.250.9.14
BP = WF 350.715.6.9
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

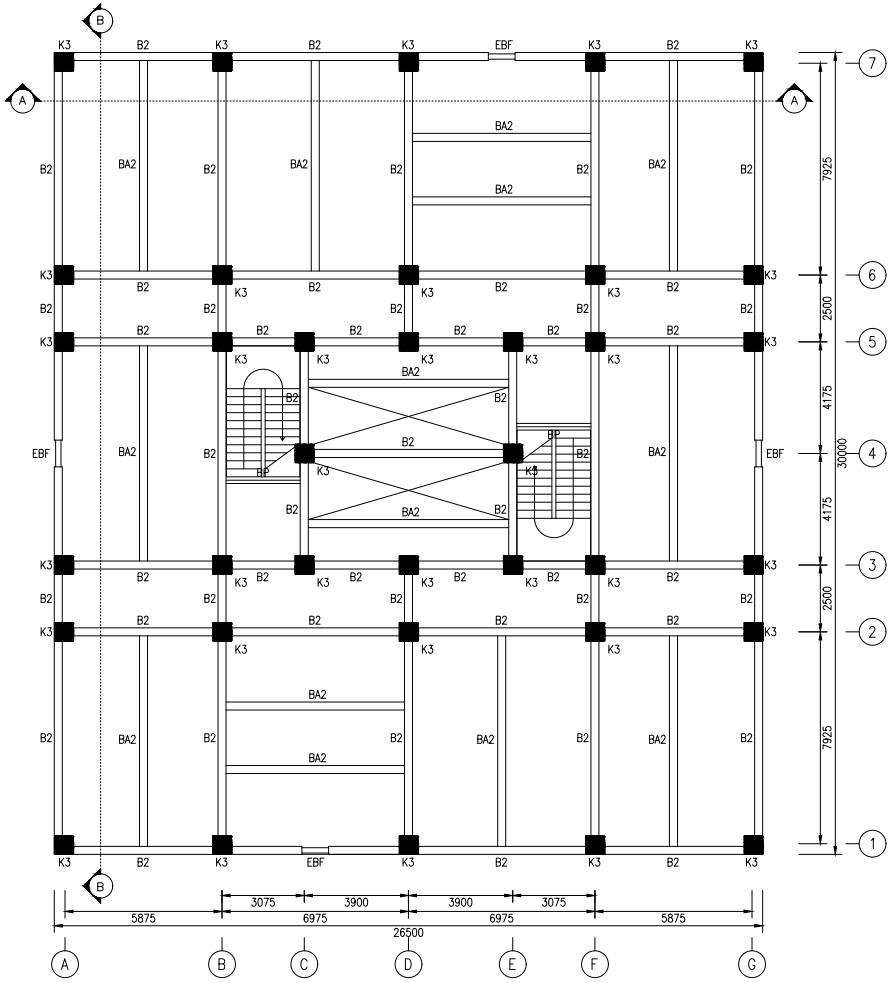
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 6–10 TIPIKAL

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
003	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 11–15 TIPIKAL

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K3 = CFT 700.700.28
B2 = WF 500.300.11.15
BA2 = WF 350.250.9.14
BP = WF 350.715.6.9
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

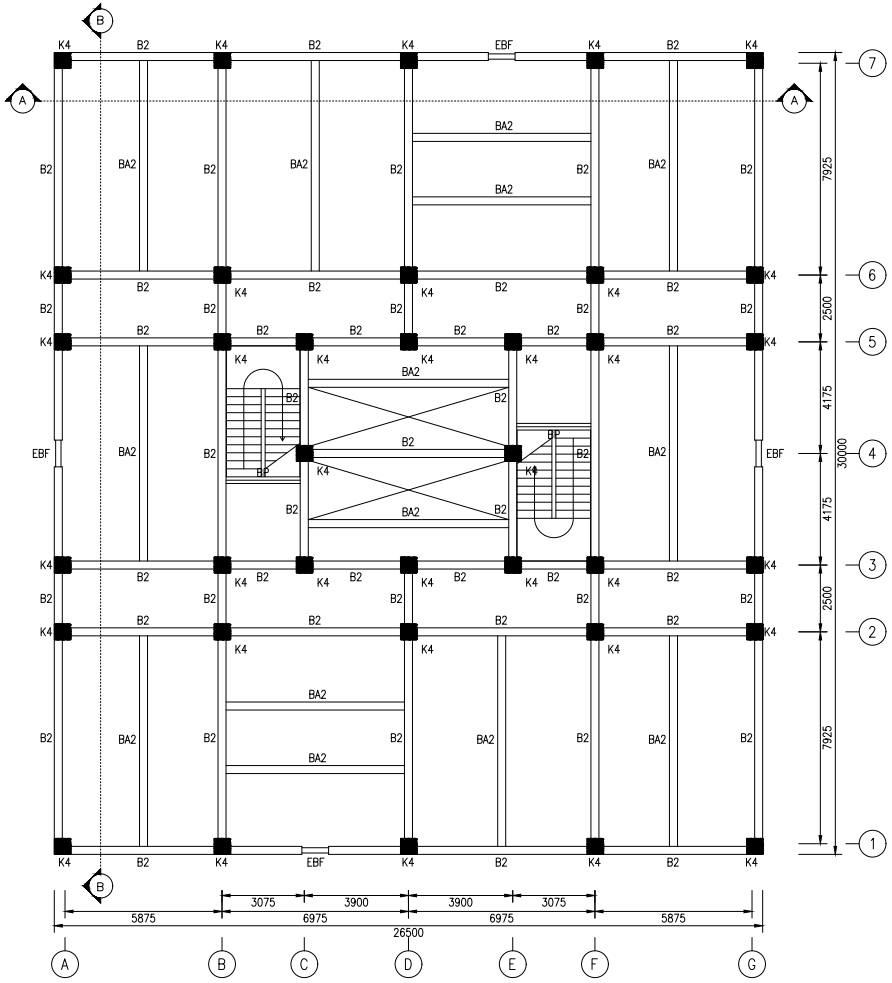
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 11–15 TIPIKAL

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
004	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 15–20 TIPIKAL

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K4 = CFT 600.600.25
B2 = WF 500.300.11.15
BA2 = WF 350.250.9.14
BP = WF 350.715.6.9
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

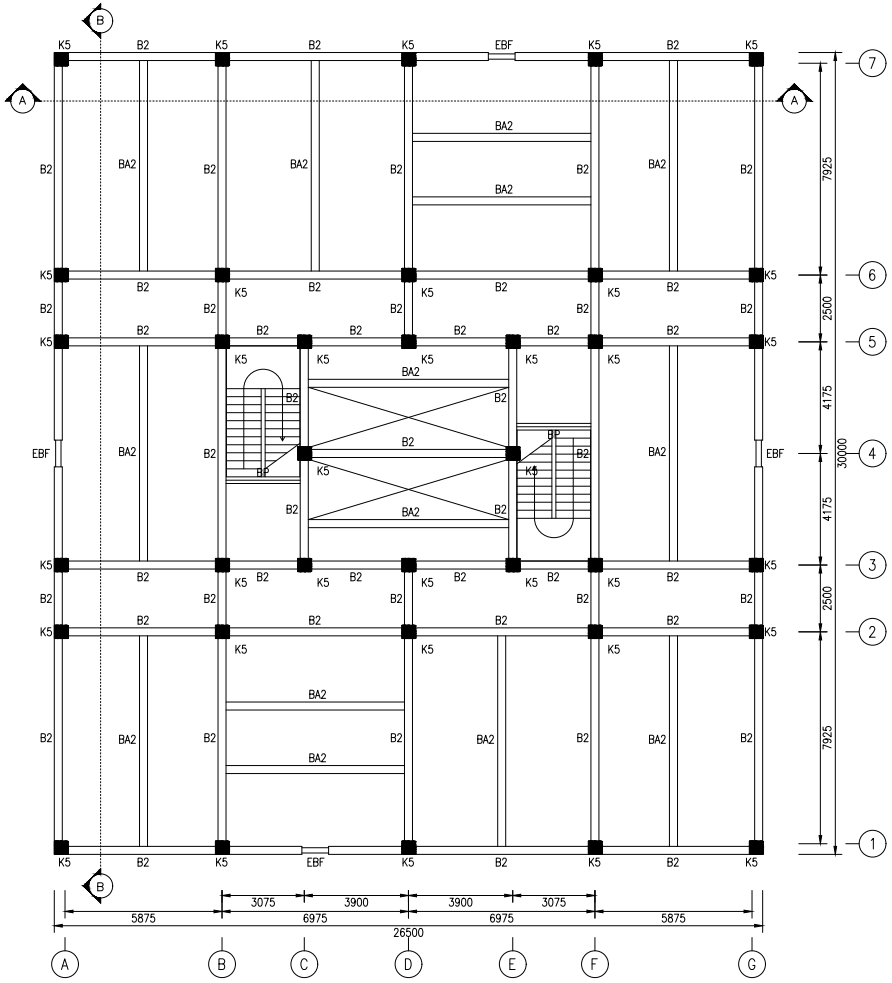
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 15–20 TIPIKAL

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
005	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 21–24 TIPIKAL

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K4 = CFT 500.500.25
B2 = WF 500.300.11.15
BA2 = WF 350.250.9.14
BP = WF 350.715.6.9
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

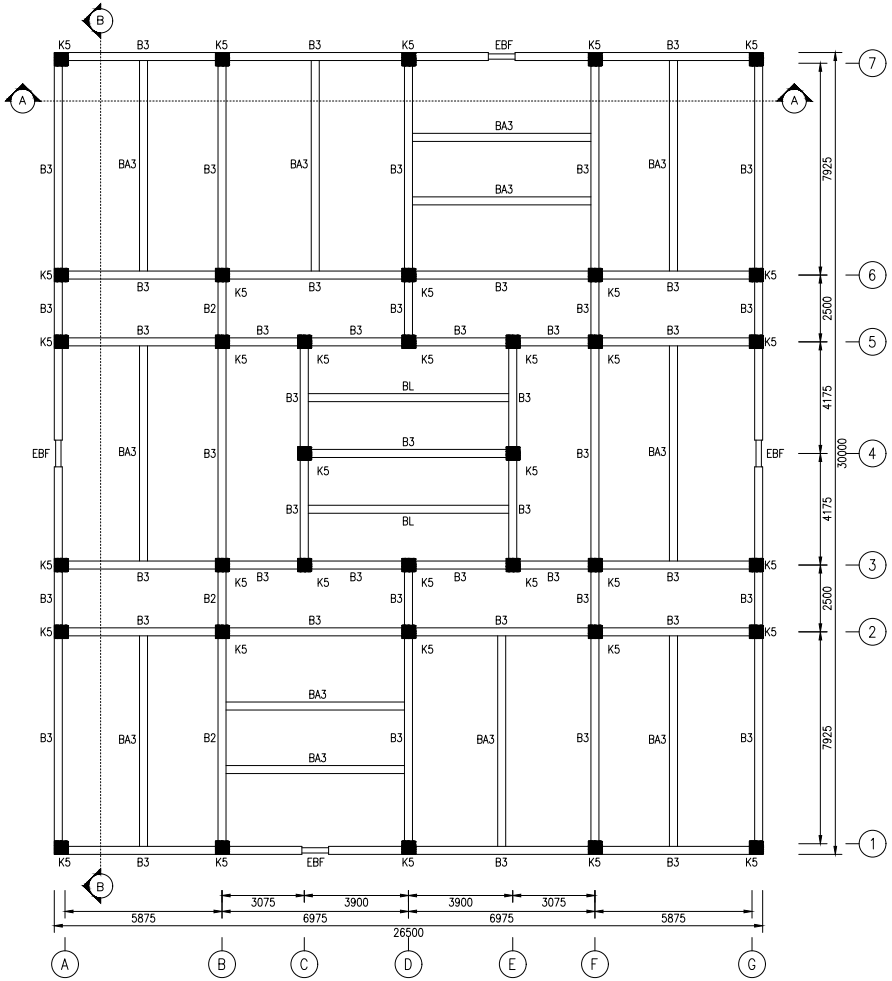
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 21–24 TIPIKAL

SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
006	020



DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN LT. 25

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

K5 = CFT 500.500.25
B3 = WF 400.300.10.16
BA3 = WF 350.250.9.14
BL = WF 400.300.10.16
EBF = ECCENTRICALLY BRACED FRAME

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

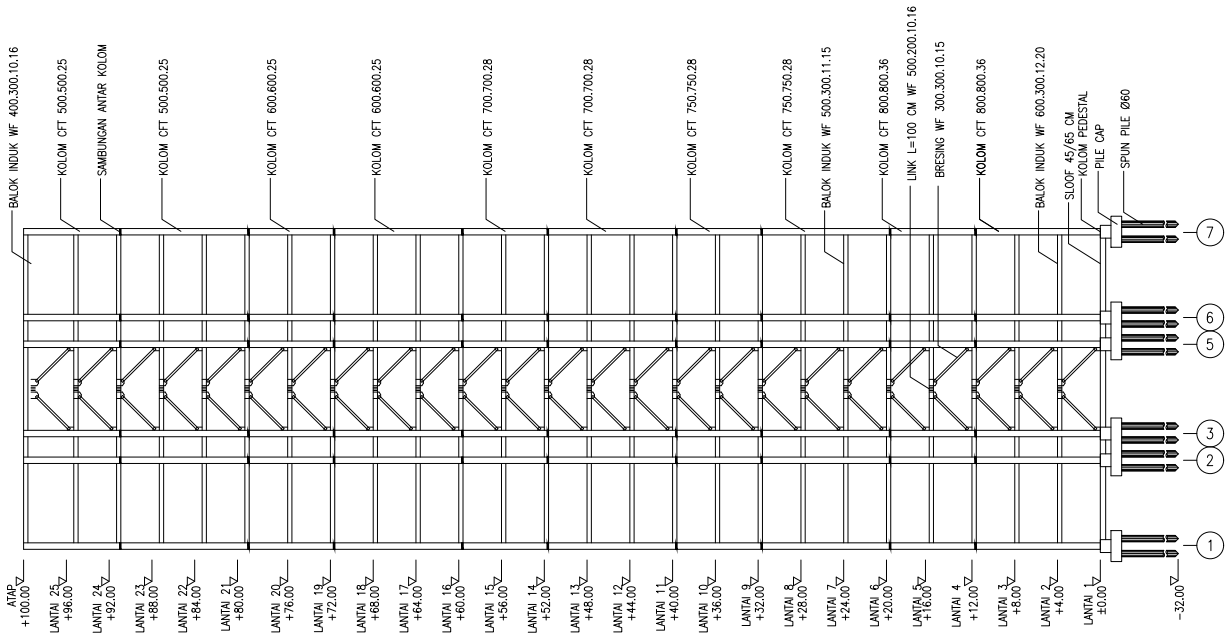
NAMA GAMBAR :

DENAH KOLOM DAN PEMBALOKAN
LT. 25

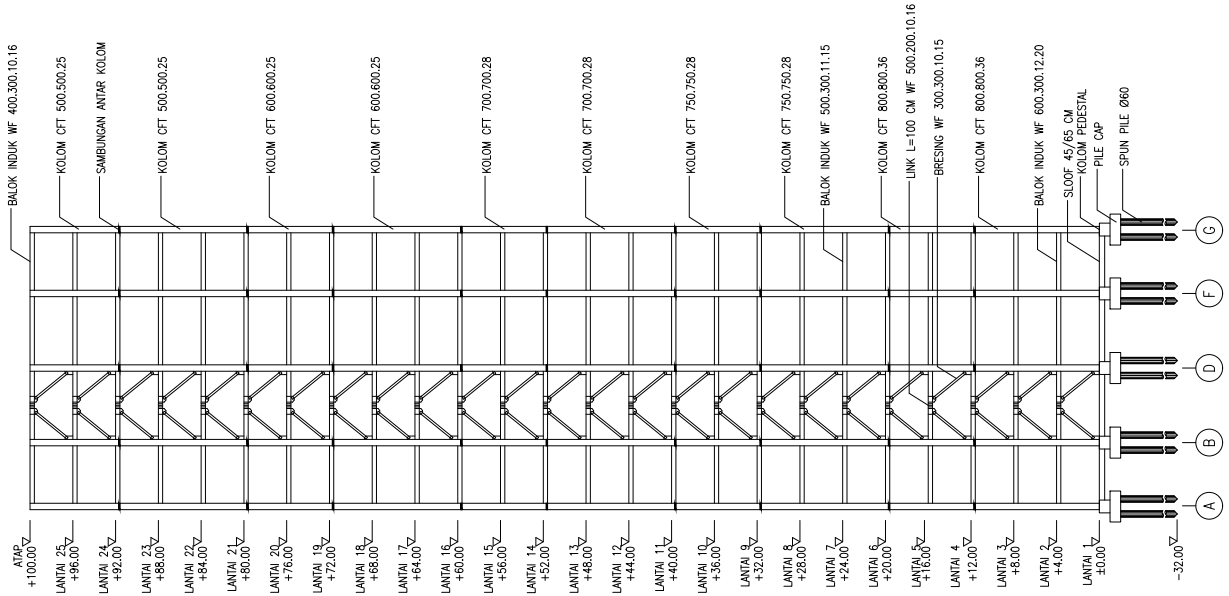
SKALA GAMBAR :

1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
007	020



POTONGAN B–B
SKALA 1:1000



POTONGAN A–A
SKALA 1:1000

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

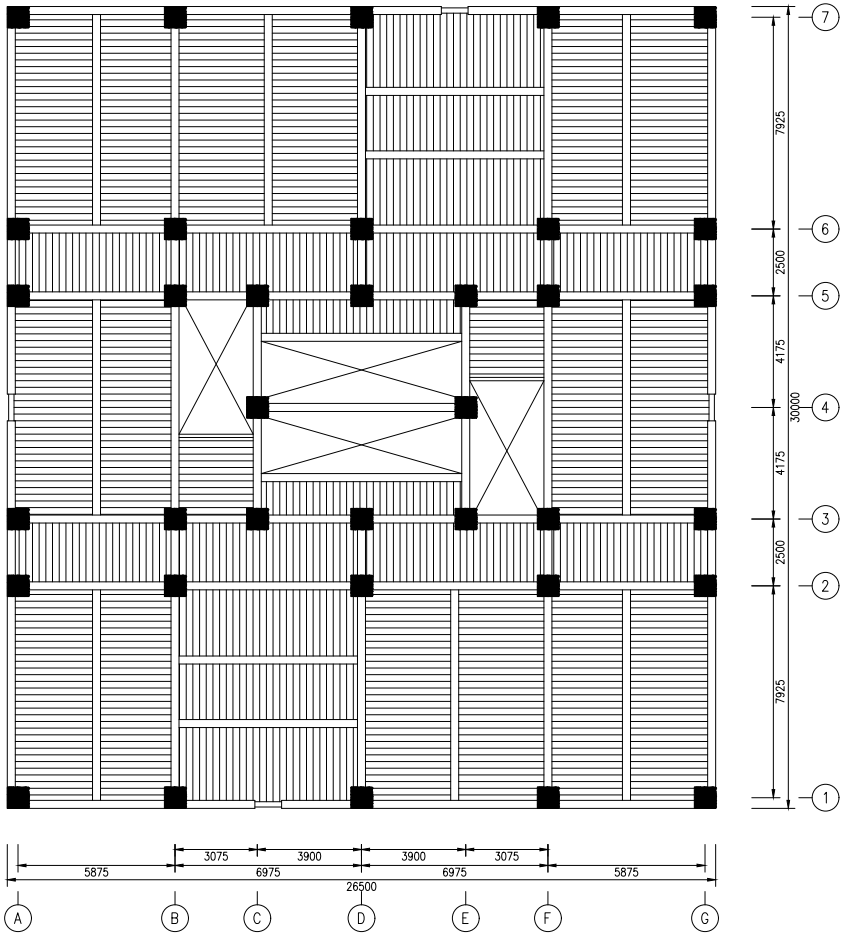
NAMA GAMBAR :

POTONGAN A–A
POTONGAN B–B

SKALA GAMBAR :

1:1000

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
008	020



DENAH ARAH BONDEK LT. 1

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
TEBAL PELAT STEEL DECK 120MM

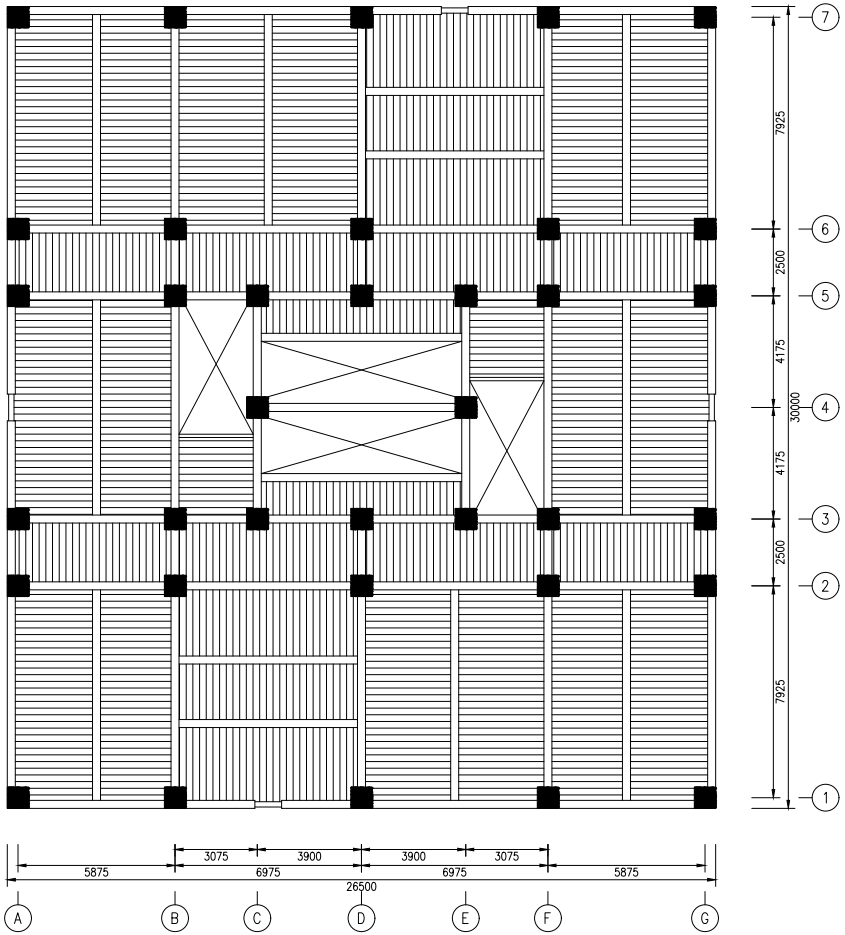
(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

NAMA GAMBAR :
DENAH ARAH BONDEK LT. 1

SKALA GAMBAR :
1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
009	020



DENAH ARAH BONDEK LT. 2-24 (TIPIKAL)

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
TEBAL PELAT STEEL DECK 100MM

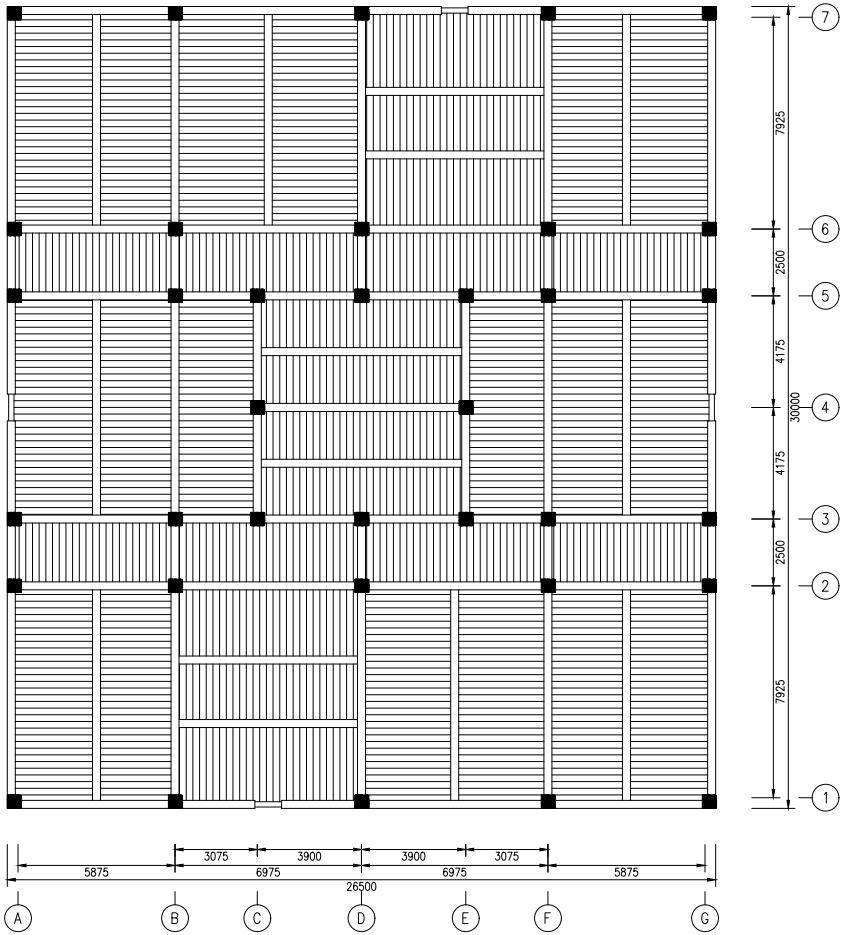
(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

NAMA GAMBAR :
DENAH ARAH BONDEK LT. 2-24 (TIPIKAL)

SKALA GAMBAR :
1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
010	020



DENAH ARAH BONDEK LT. 25

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
TEBAL PELAT STEEL DECK 90MM

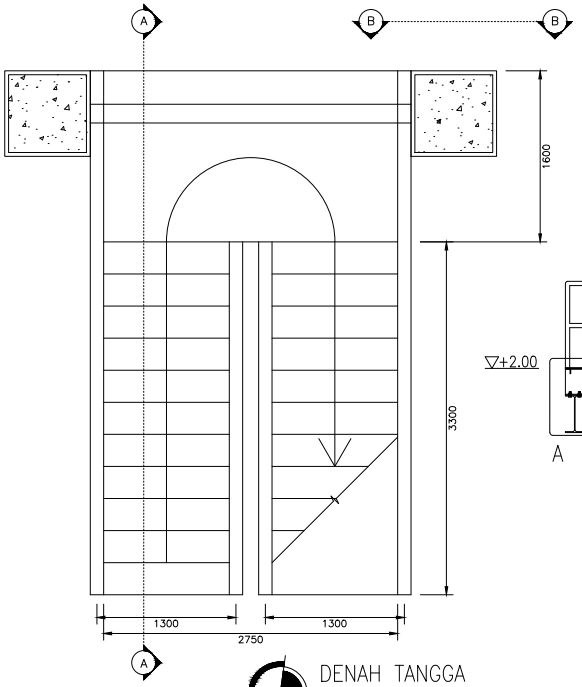
(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

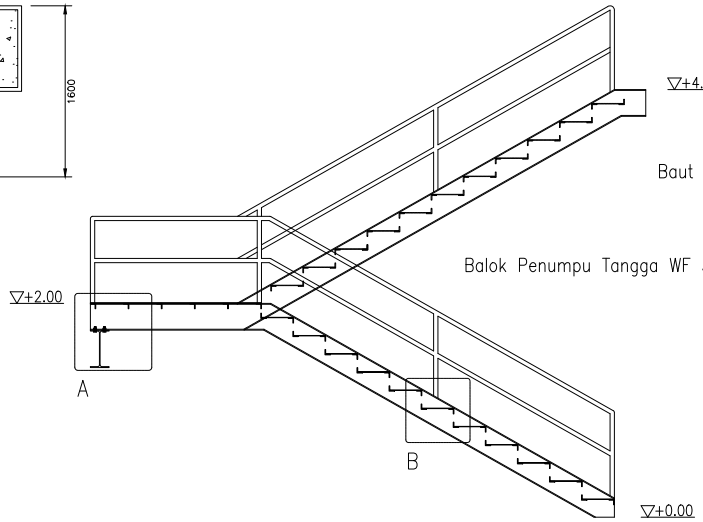
NAMA GAMBAR :
DENAH ARAH BONDEK LT. 25

SKALA GAMBAR :
1:400

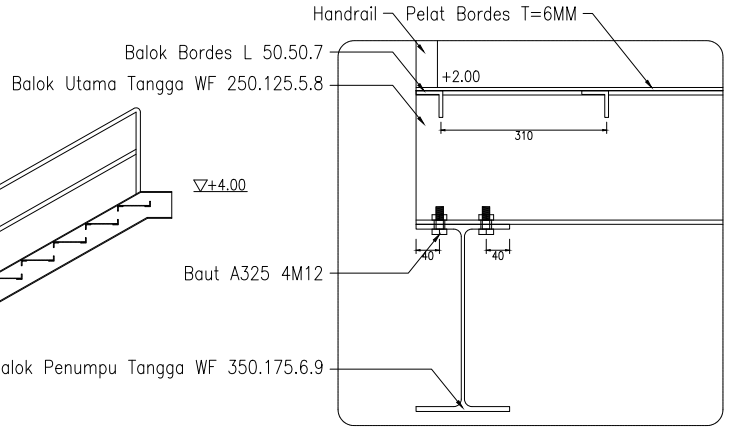
NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
011	020



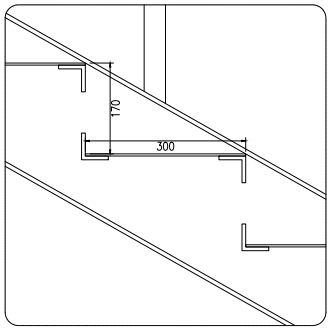
DENAH TANGGA
SKALA 1:100



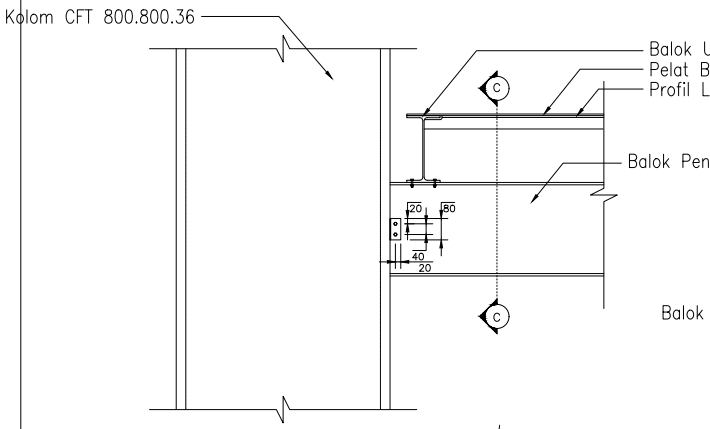
POTONGAN A–A
SKALA 1:100



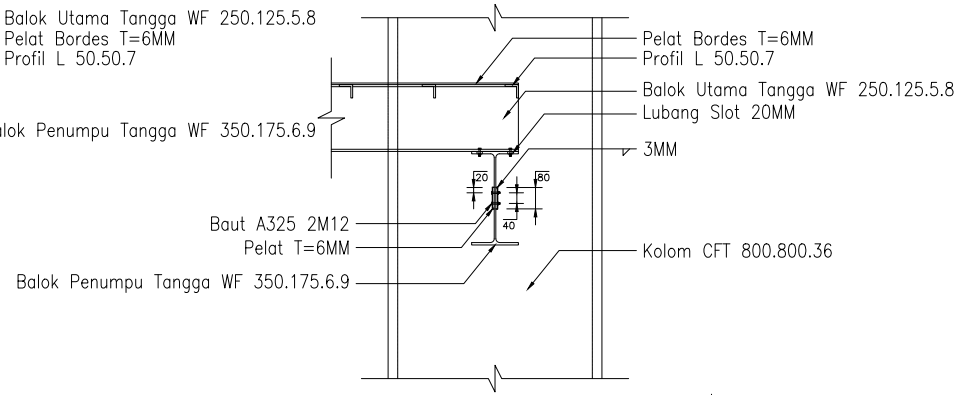
DETAIL A
SKALA 1:20



DETAIL B
SKALA 1:20



POTONGAN B–B
SKALA 1:40



POTONGAN C–C
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

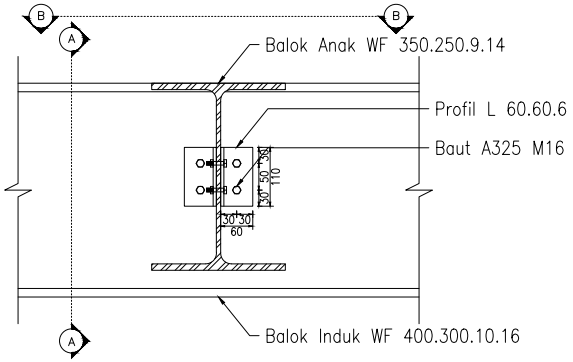
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

NAMA GAMBAR :

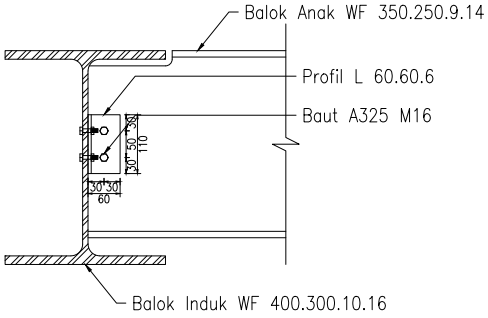
DENAH TANGGA

SKALA GAMBAR :
1:100
1:40
1:20

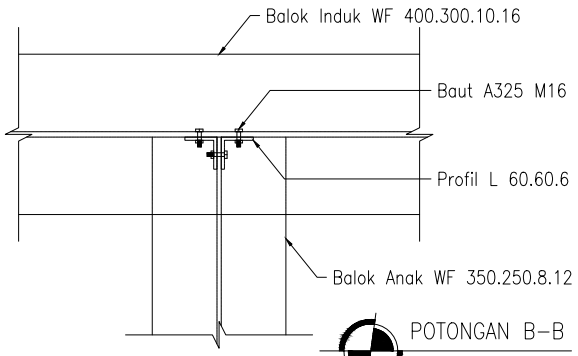
NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
012	020



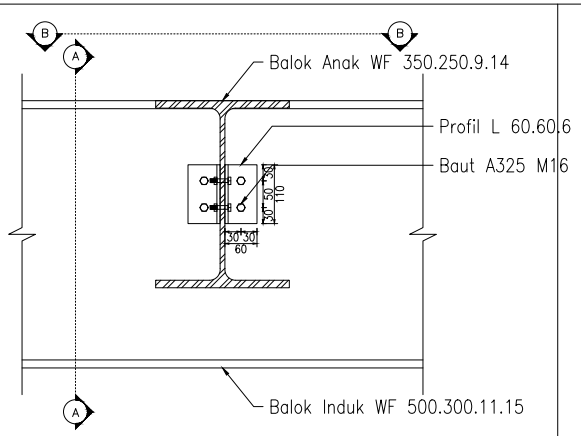
DETAIL SAMBUNGAN A
SKALA 1:20



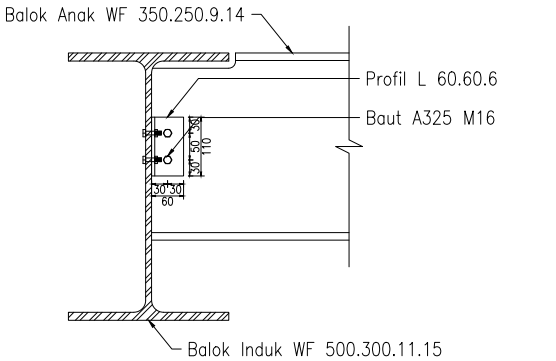
POTONGAN A–A
SKALA 1:20



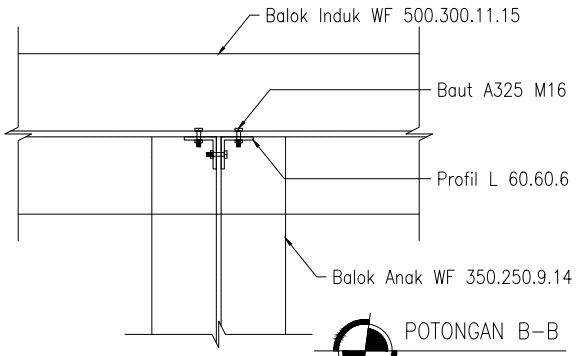
POTONGAN B–B
SKALA 1:20



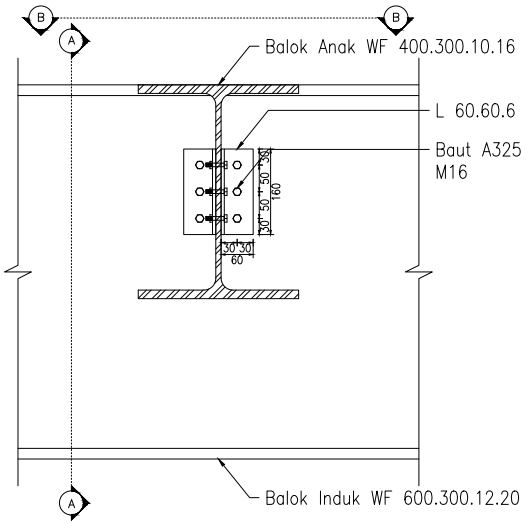
DETAIL SAMBUNGAN B
SKALA 1:20



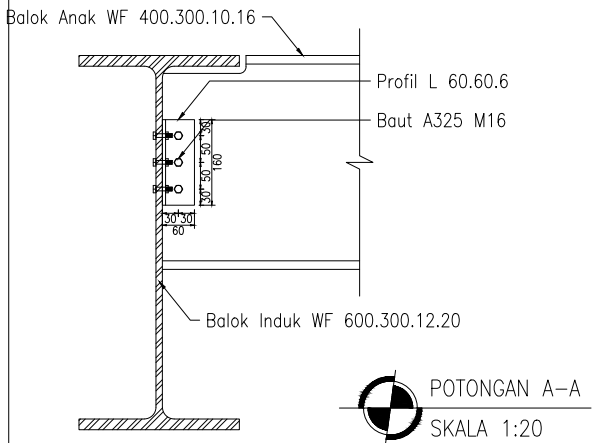
POTONGAN A–A
SKALA 1:20



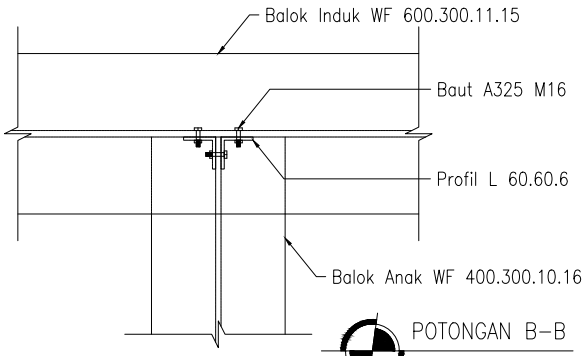
POTONGAN B–B
SKALA 1:20



DETAIL SAMBUNGAN C
SKALA 1:20



POTONGAN A–A
SKALA 1:20



POTONGAN B–B
SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

DETAIL SAMBUNGAN A (BALOK ANAK ATAP DAN BALOK INDUK ATAP)

DETAIL SAMBUNGAN B (BALOK ANAK LANTAI TIPIKAL DAN BALOK ANAK LANTAI TIPIKAL)

DETAIL SAMBUNGAN C (BALOK ANAK LANTAI 1 DAN BALOK INDUK LANTAI 1)

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

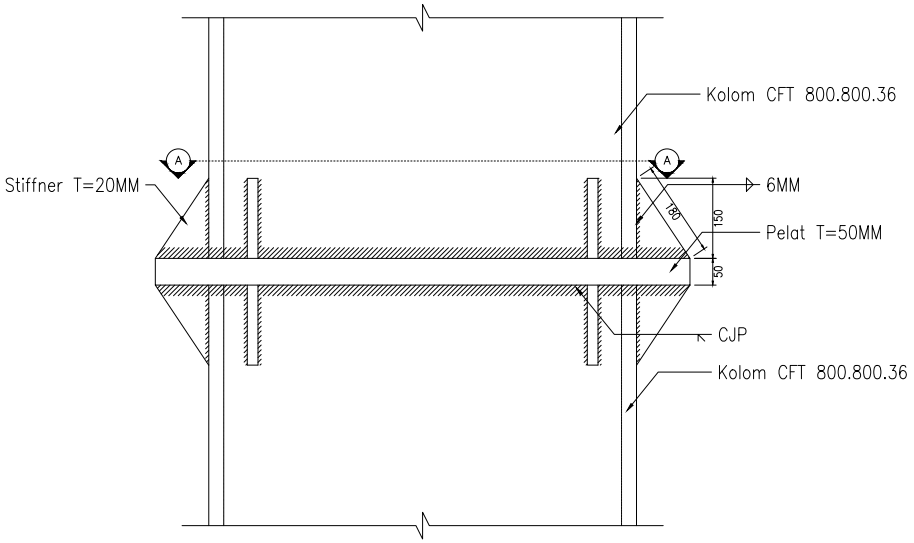
NAMA GAMBAR :

DETAIL SAMBUNGAN A
DETAIL SAMBUNGAN B
DETAIL SAMBUNGAN C

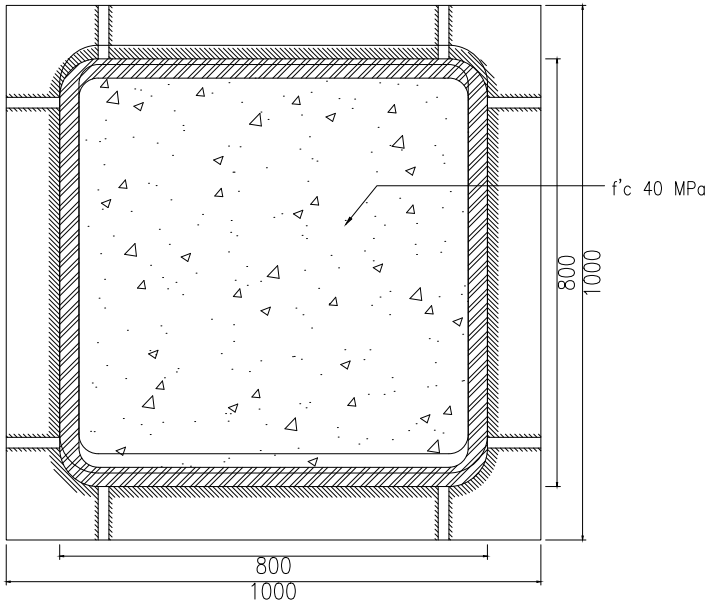
SKALA GAMBAR :

1:20

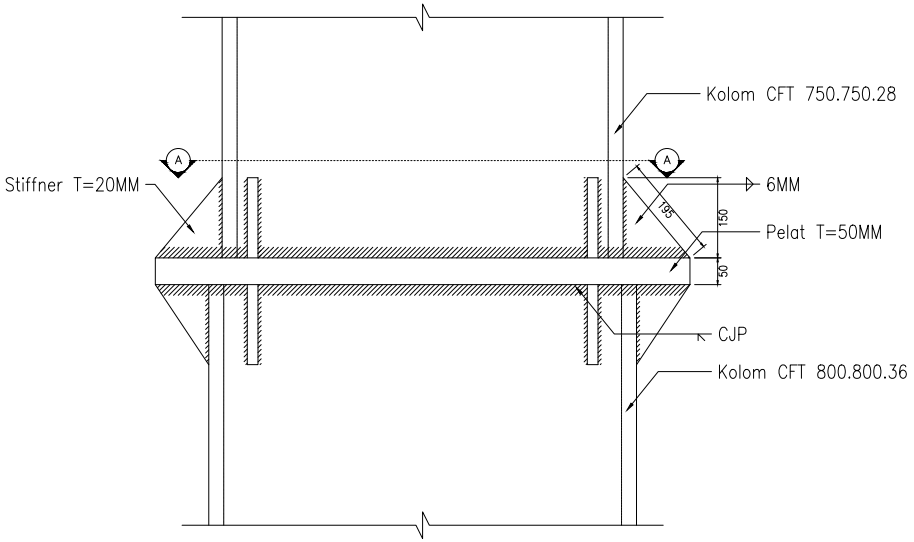
NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
013	020



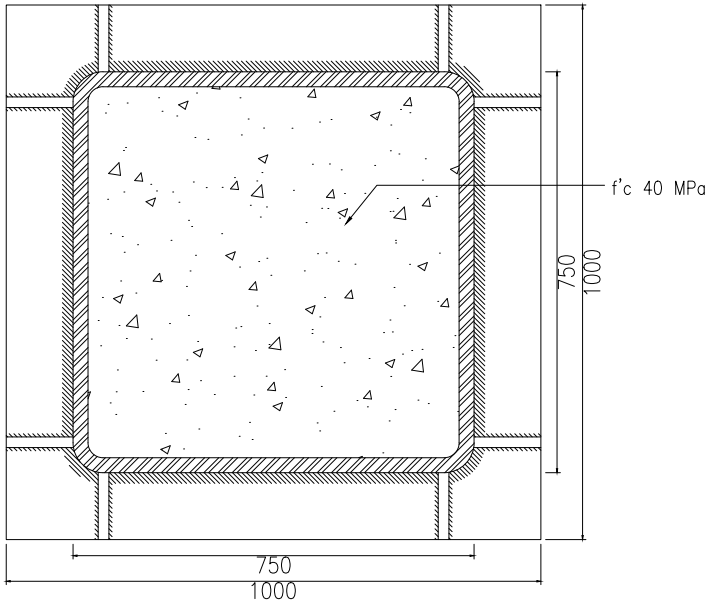
DETAIL SAMBUNGAN D
SKALA 1:20



POTONGAN A–A
SKALA 1:20



DETAIL SAMBUNGAN E
SKALA 1:20



POTONGAN A–A
SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

DETAIL SAMBUNGAN D (SAMBUNGAN ANTAR KOLOM)

DETAIL SAMBUNGAN E (SAMBUNGAN ANTAR KOLOM BEDA PROFIL)

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

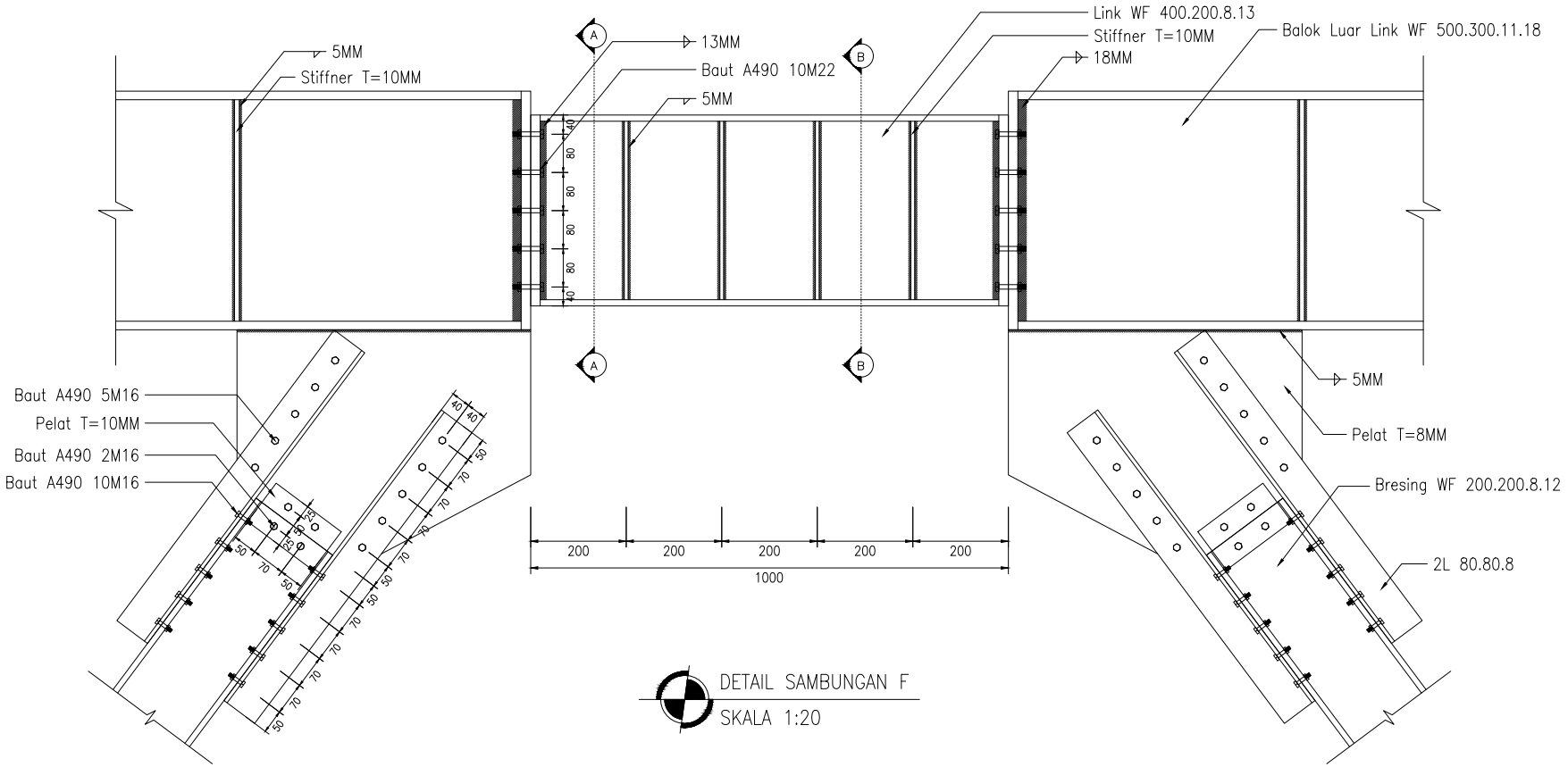
NAMA GAMBAR :

DETAIL SAMBUNGAN D
DETAIL SAMBUNGAN E

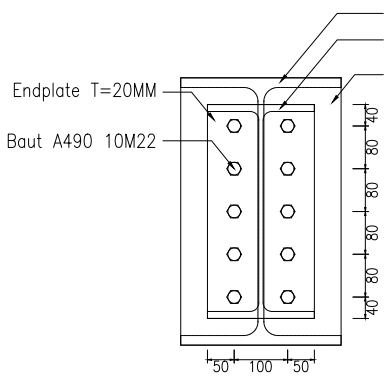
SKALA GAMBAR :

1:20

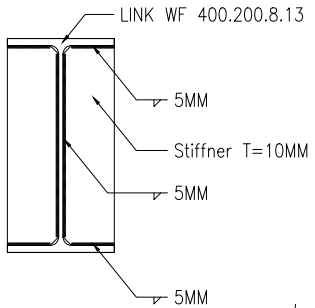
NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
014	020



DETAIL SAMBUNGAN F
SKALA 1:20



POTONGAN A–A
SKALA 1:20



POTONGAN B–B
SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
DETAIL SAMBUNGAN F (LINK–BALOK LUAR LINK–BRESING)

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

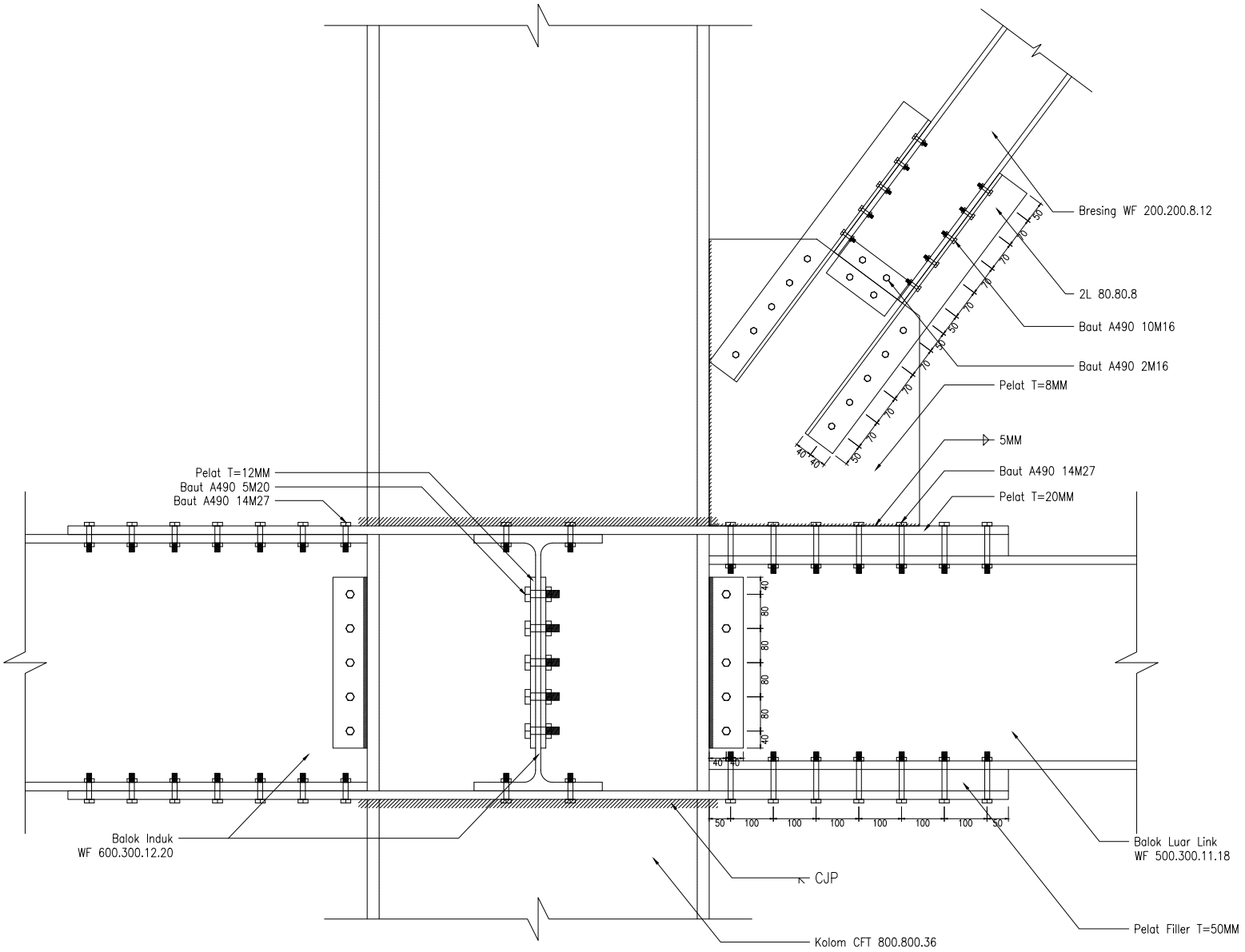
NAMA GAMBAR :

DETAIL SAMBUNGAN F

SKALA GAMBAR :

1:20

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
015	020



DETAIL SAMBUNGAN G
SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
DETAIL SAMBUNGAN G (BRESING–BALOK LUAR LINK–KOLOM)

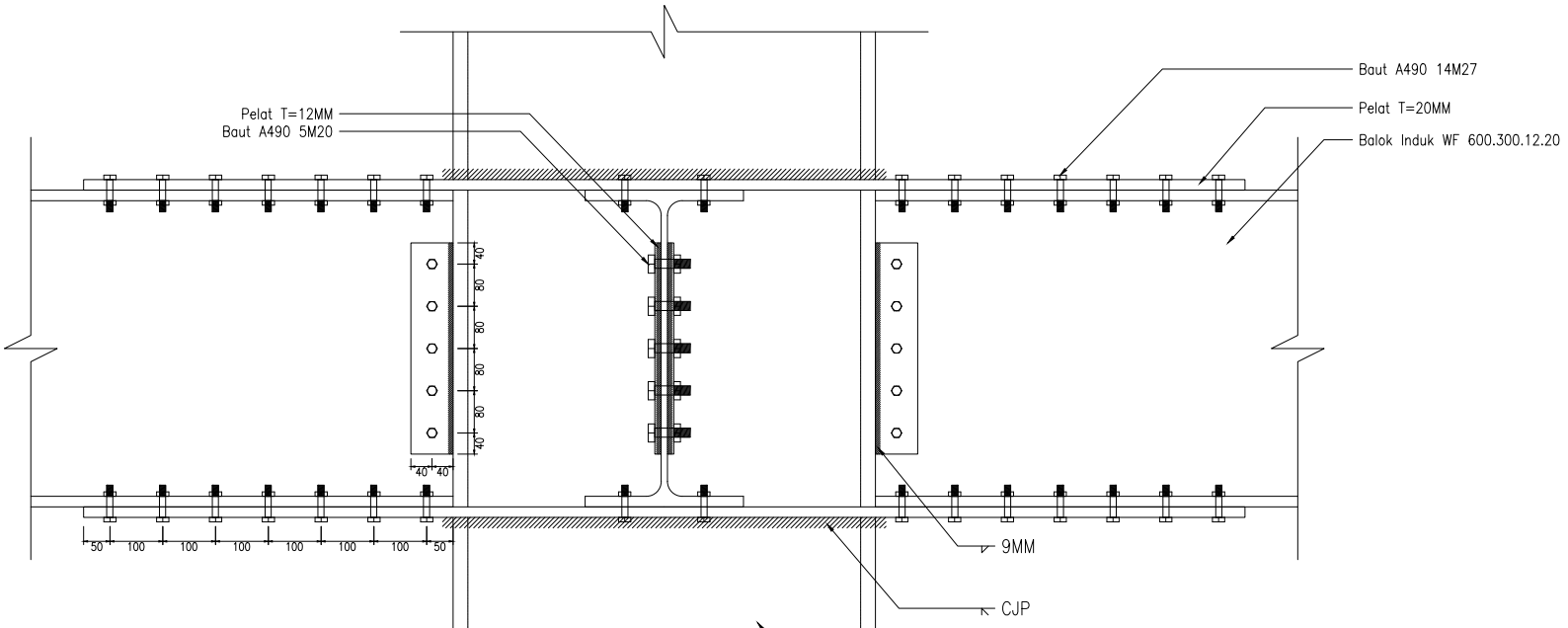
(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

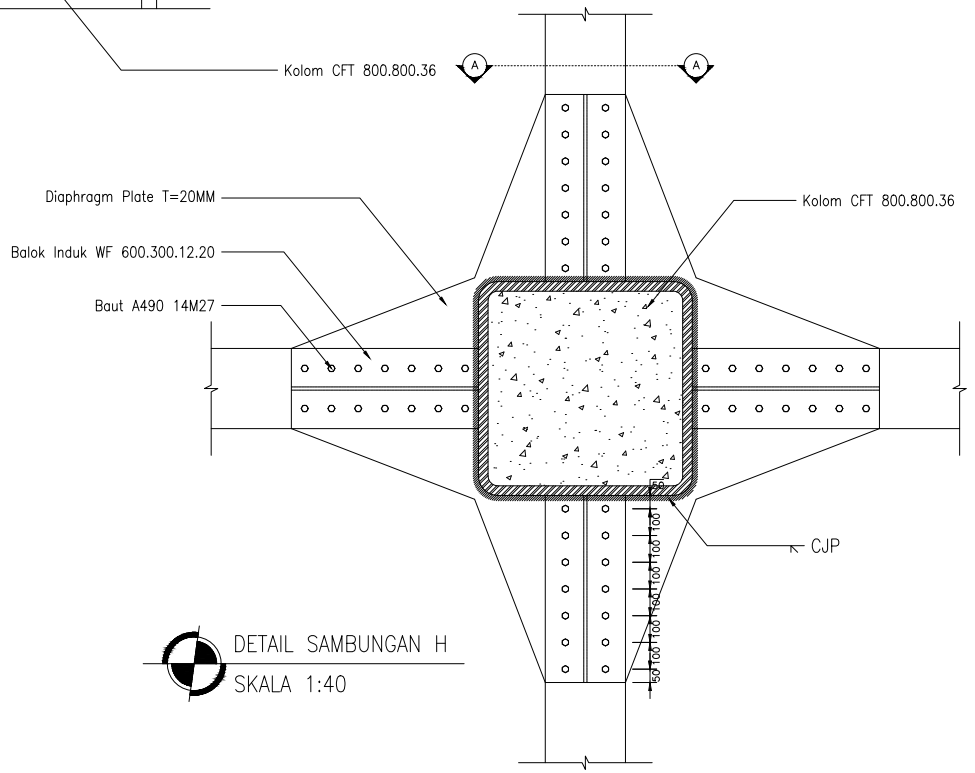
NAMA GAMBAR :
DETAIL SAMBUNGAN G

SKALA GAMBAR :
1:20

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
016	020



POTONGAN A–A
SKALA 1:20



DETAIL SAMBUNGAN H
SKALA 1:40

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
DETAIL SAMBUNGAN G (BALOK INDUK DAN KOLOM)

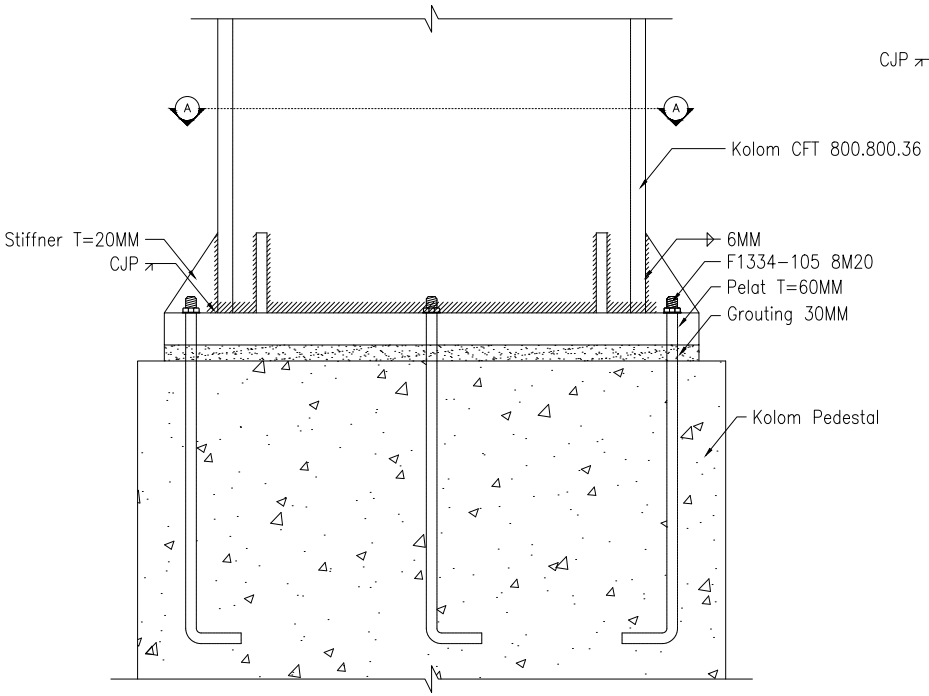
(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :
MOHAMMAD YASIN
03111640000025

NAMA GAMBAR :
DETAIL SAMBUNGAN H

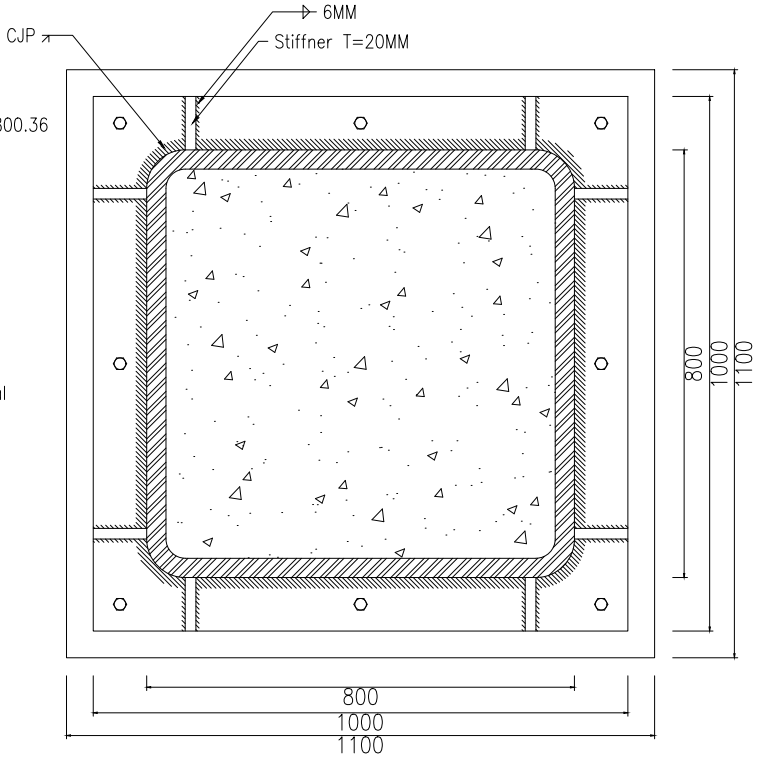
SKALA GAMBAR :
1:20
1:40

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
017	020



DETAIL SAMBUNGAN I

SKALA 1:20



POTONGAN A-A

SKALA 1:20

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :
DETAIL SAMBUNGAN I (BASEPLATE)

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

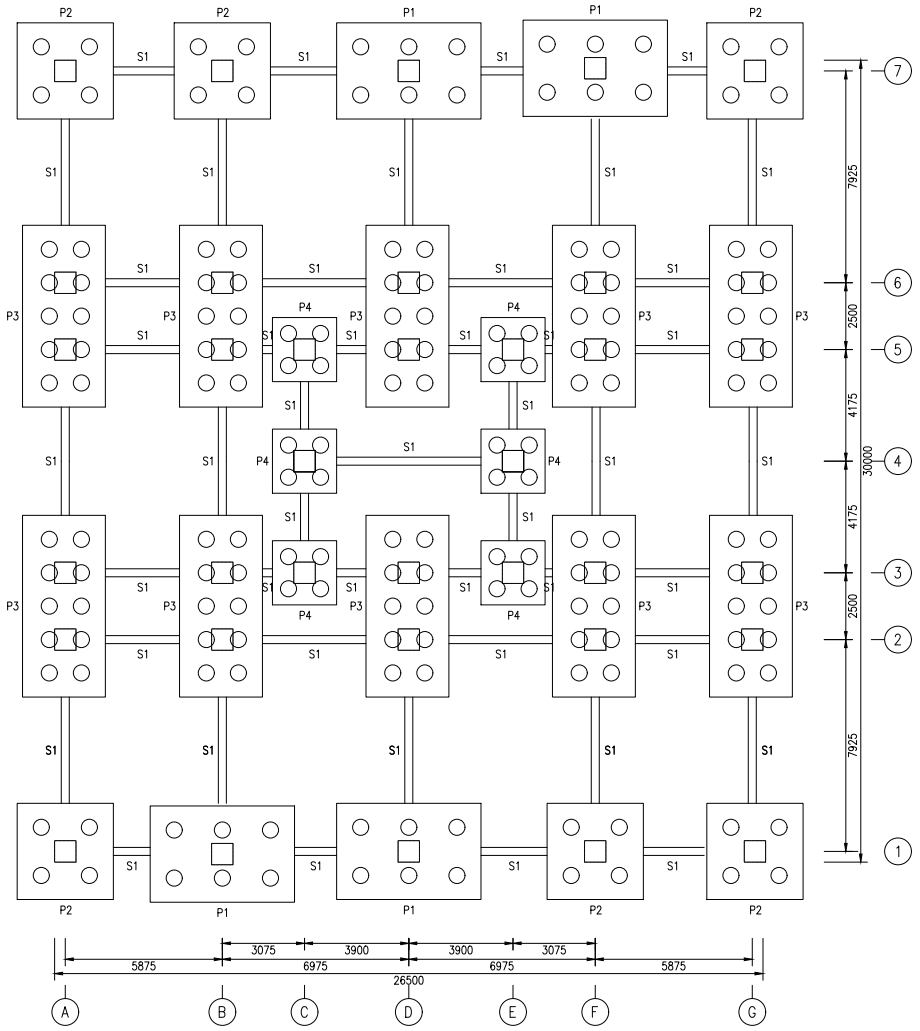
NAMA GAMBAR :

DETAIL SAMBUNGAN I

SKALA GAMBAR :

1:20

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
018	020



DENAH RENCANA FONDASI

SKALA 1:400

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG APARTEMEN DARMO HILL SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR BAJA KOMPOSIT DENGAN ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

P1 = PILE CAP TIPE 1 (5400X3600)
P2 = PILE CAP TIPE 2 (3600X3600)
P3 = PILE CAP TIPE 3 (3000X6800)
P4 = PILE CAP TIPE 4 (2400X2400)
S1 = SLOOF 450/650

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

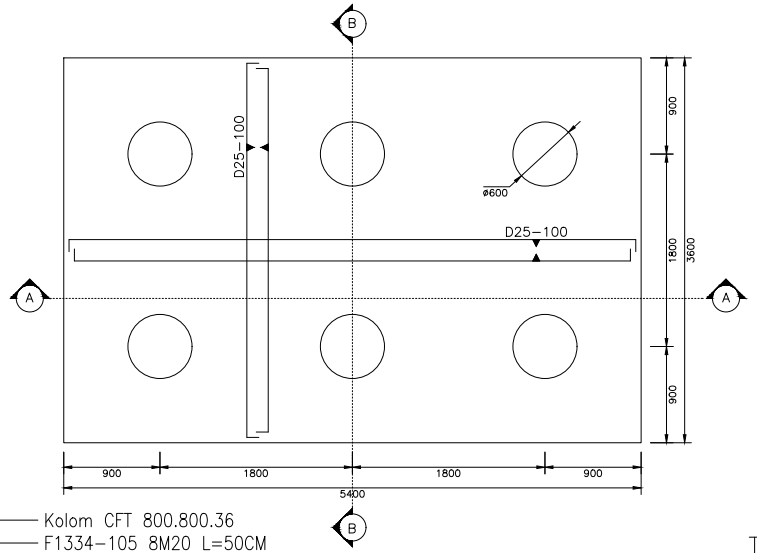
NAMA GAMBAR :

DENAH RENCANA FONDASI

SKALA GAMBAR :

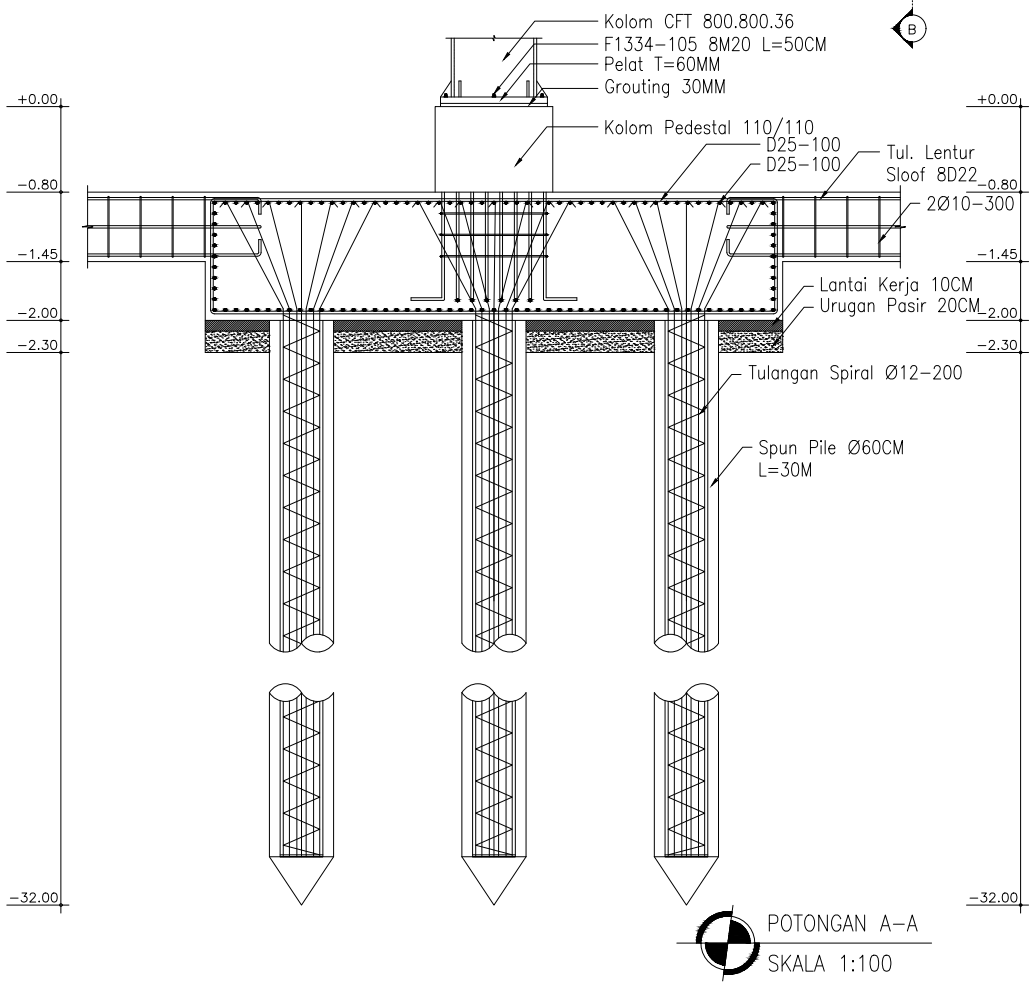
1:400

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
019	020



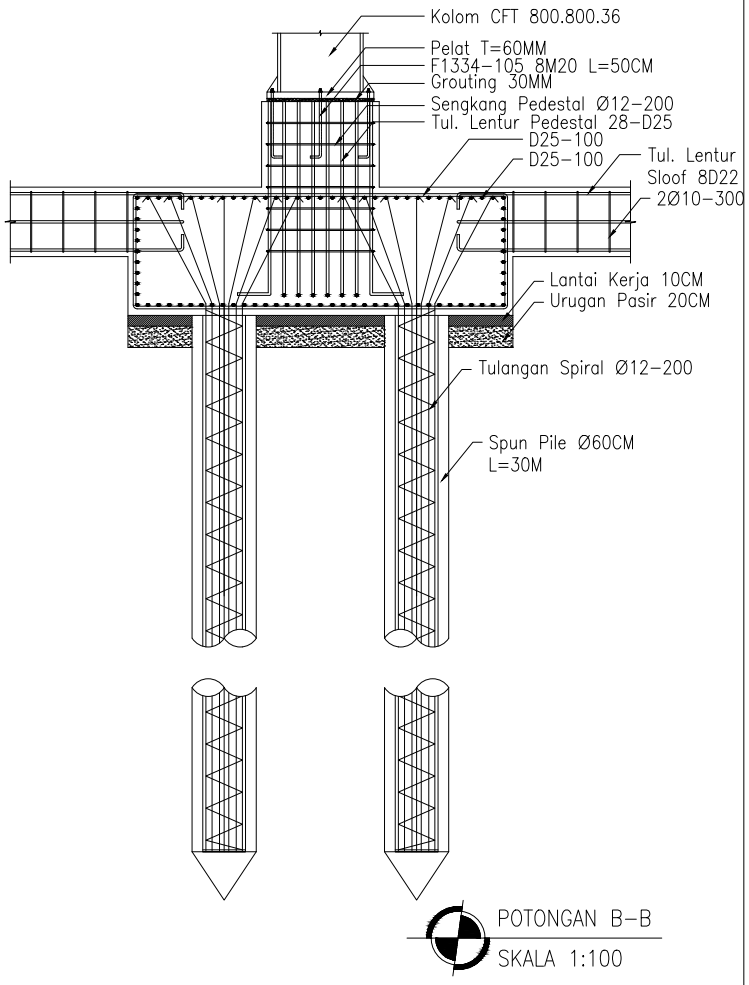
DETAIL PILE CAP TIPE 1

SKALA 1:100



POTONGAN A–A

SKALA 1:100



POTONGAN B–B

SKALA 1:100

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN, DAN KEBUMIAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

JUDUL TUGAS AKHIR :

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG APARTEMEN DARMO
HILL SURABAYA MENGGUNAKAN
STRUKTUR BAJA KOMPOSIT
DENGAN ECCENTRICALLY
BRACED FRAME (EBF)

DOSEN PEMBIMBING 1 :
BUDI SUSWANTO, S.T., M.T., Ph.D.

DOSEN PEMBIMBING 2 :
Ir. HEPPY KRISTIJANTO, M.S.

KETERANGAN :

(SATUAN DALAM MM)

NAMA MAHASISWA :

MOHAMMAD YASIN
03111640000025

NAMA GAMBAR :

DETAIL PILE CAP TIPE 1

SKALA GAMBAR :

1:100

NOMOR HALAMAN :	JUMLAH HALAMAN :
020	020

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL, PERENCANAAN DAN KEBUMIAN
PROGRAM SARJANA (S1) DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK – ITS

BERITA ACARA PENYELENGGARAAN UJIAN TUGAS AKHIR

Pada hari ini **Selasa** tanggal **7 Juli 2020** jam **09.00 WIB** telah diselenggarakan **UJIAN TUGAS AKHIR** Program Sarjana (S1) Departemen Teknik Sipil FTSPK-ITS bagi mahasiswa:

NRP	Nama	Judul Tugas Akhir
03111640000025	Mohammad Yasin	Modifikasi Perencanaan Gedung Apartemen Darmo Hill Surabaya Menggunakan Struktur Baja Komposit dengan Eccentrically Braced Frame (EBF)

1. Dengan perbaikan/penyempurnaan yang harus dilakukan adalah :
   Untuk beban gempa menggunakan AISC 2010 sebagai penganti SNI 1729:2002
   Hal 110 ada salah dalam perhitungan beban mati A dan B diperbaiki
   Kontrol lendutan di balok penumpu lift ada 2 beban terpusat bukan 1 beban terpusat
   Ada kesalahan penulisan dalam kutipan, diperbaiki lagi, Ada kesalahan pada Abstrak
   Baloknya dicheck lagi dibuat lebih kecil, efisiensi tiang pancang, dan check perhitungannya lagi
2. Rentang nilai dari hasil diskusi Tim Penguji Tugas Akhir adalah : A / **AB** / B / BC / C / D / E
3. Dengan hasil ujian (wajib dibacakan oleh Ketua Sidang di depan Peserta Ujian dan Penguji) :
   □ Lulus Tanpa Perbaikan □ Mengulang Ujian Seminar dan Lisan
   ☒ **Lulus Dengan Perbaikan** □ Mengulang Ujian Lisan

Tim Penguji (Anggota)
1. Budi Suswanto, ST. MT. PhD (Pembimbing 1)
2. Ir. Heppy Kristijanto, MS (Pembimbing 2)
3. Data Iranata, ST. MT. PhD
4. Dr. Wahyuniarsih Sutrisno, ST, MT

Surabaya, 7 Juli 2020

Mengetahui,
Sekretaris Departemen
Bidang Akademik dan Kemahasiswaan

Data Iranata, ST. MT PhD
NIP 19800430 200501 1 002

Ketua Sidang

(**Data Iranata, ST. MT PhD**)
NIP 19800430 200501 1 002

FORM PERBAIKAN/PENYEMPURNAAN
UJIAN TUGAS AKHIR
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL FTSPK - ITS

Nama Mahasiswa	: Virliana Amanda, Chrisanna Allka Siregar, Mohammad Yasin
NRP	: 03111640000003, 03111640000020, 03111640000025

Perbaikan/Penyempurnaan :

SNI 03-1729-2002 diganti dengan AISC-LRFD 2010

Cek sambungan kolom dengan desain kapasitas lentur dan geser kolom.

Surabaya, 7 Juli 2020

(Data Iranata)

BIODATA PENULIS

Mohammad Yasin,
Penulis dilahirkan di Bangkalan, pada tanggal 12 April 1998, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Kapasari VIII Surabaya, SMP Negeri 1 Surabaya, SMA Negeri 5 Surabaya. Setelah lulus dari SMA, penulis melanjutkan pendidikan sarjananya melalui jalur ujian masuk SNMPTN di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Departemen Teknik Sipil (FTSPK) Surabaya pada Program Sarjana dan terdaftar dengan NRP 03111640000025. Penulis adalah salah satu Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir "Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Apartemen Darmo Hill Surabaya Struktur Baja Komposit dengan Eccentrically Braced Frame (EBF)". Penulis aktif sebagai anggota dalam organisasi kemahasiswaan Himpunan Mahasiswa Sipil FTSP-ITS. Penulis juga pernah aktif dalam beberapa kegiatan kepanitiaan beberapa kegiatan selama menjadi mahasiswa. Selain itu, penulis pernah memenangkan kompetisi nasional dan internasional seperti: Juara 5 Civil Design Competition Civil EXPO ITS, Juara Kategori Terinovatif Dynamic Load Bridge Competition Civil Expo ITS 2018, Juara 1 Bridge Design Competition Civil Expo PNJ 2019, dan Gold Medal International Bridge Design Competition 2019 Diponegoro University.

Narahubung
Email : mhmmadysn@gmail.com