TUGAS AKHIR – RC141501

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF) DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

FAJRI AULIA ANSHARULLAH RUSYDI
NRP 03111440000123

Dosen Pembimbing :
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.
Ir. Isdarmanu, M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

TUGAS AKHIR – RC141501

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF) *DENGAN FINITE ELEMENT METHOD*

FAJRI AULIA ANSHARULLAH RUSYDI
NRP 03111440000123

Dosen Pembimbing :
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.
Ir. Isdarmanu, M.Sc.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2018

FINAL PROJECT – RC141501

ANALYTICAL STUDY OF ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) STRUCTURE USING FINITE ELEMENT METHOD

Fajri Aulia Ansharullah Rusydi
NRP 03111440000123

Supervisor
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D.
Ir. Isdarmanu, M.Sc.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil, Environmental, and Geo-Engineering
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya
2018

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF) DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

TUGAS AKHIR

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

Oleh :
FAJRI AULIA ANSHARULLAH RUSYDI
NRP. 03111440000123

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

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

2. Ir. Isdarmanu, M.Sc ..... (Pembimbing II)

SURABAYA
MEI, 2018

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF) DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Nama Mahasiswa : Fajri Aulia Ansharullah Rusydi
NRP : 03111440000123
Jurusan : Teknik Sipil FTSLK-ITS
Dosen Pembimbing : 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Abstrak

Indonesia secara geografis termasuk dalam kawasan *"Ring of Fire*" yang memiliki intensitas bencana gempa bumi yang cukup tinggi. Untuk mengantisipasi kerusakan dan kegagalan struktur yang disebabkan oleh bencana gempa, maka diperlukan suatu alternatif dalam merencakanan suatu struktur bangunan tahan gempa. Salah satu alternatif dalam merancang bangunan gedung tahan gempa adalah dengan menggunakan struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF). Sistem struktur EBF merupakan sistem yang mensyaratkan perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik. Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF, yaitu *short link, intermediate link* dan *long link* yang ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis (Mp) dan kapasitas geser plastis (Vp). Kinerja link yang mampu mendisipasi energi gempa ditunjukkan dengan kelelehan yang membentuk sudut rotasi inelastik yang cukup besar pada link saat struktur sudah mengalami deformasi yang besar akibat beban lateral (gempa). Kerusakan link akibat kelelehan inilah yang sebenarnya diharapkan terjadi, untuk menjadikan struktur memiliki daktalitas yang cukup tinggi. Pada tugas akhir ini, pembahasan mengenai struktur bangunan tahan gempa akan difokuskan pada perilaku yang terjadi akibat dari penerapan ketiga tipe balok *link* EBF (*short link, intermediate link,* dan *long link*) pada suatu struktur bangunan tahan gempa. Analisis

dilakukan terhadap tiga model bangunan 10 lantai yang menggunakan sistem EBF tipe *Split* K-*Braces* dengan variasi panjang *link*.. Proses analisis struktur secara umum dilakukan dengan bantuan *software* ETABS, sedangkan untuk analisis mikro terhadap satu portal struktur EBF digunakan bantuan *software* ABAQUS.

***Kata Kunci** : Eccentrically Braced Frame*, Balok Link, *finite element method.*

ANALYTICAL STUDY OF ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF) STRUCTURE USING FINITE ELEMENT METHOD

Name	**: Fajri Aulia Ansharullah Rusydi**
Student ID	**: 03111440000123**
Department	**: Teknik Sipil FTSLK-ITS**
Major Supervisor	**: 1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D**
	2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Abstract

Indonesia as geographically included within the "Ring of Fire" that has the intensity of earthquake is high enough. To anticipate the damage and structural failure caused by earthquake disaster, an alternative is needed in planning an earthquake resistant building structure. One alternative in designing earthquake resistant building is using Eccentrically Braced Frame (EBF) structure. The EBF structure system is a system that requires inelastic behavior to occur only in the link beam during earthquake loading so that the link will undergo inelastic rotation while the other components of EBF remain elastic. There are three possible link beam criteria in the EBF structure system, ie short links, intermediate links and long links determined from link length normalization with the ratio between plastic moment capacity (Mp) and plastic shear capacity (Vp). The performance of a link capable of dissipating earthquake energy is indicated by the melt that forms a substantial inelastic rotation angle at the link when the structure is already deformed substantially by lateral loads (earthquakes). In this final project, the discussion about the earthquake resistant building structure will be focused on the behavior caused by the application of the three types of EBF link beam (short link, intermediate link, and long link) in an earthquake resistant building structure. The analysis was conducted on three 10-storey building models using the Split K-Braces EBF system with variation of link length. The process of structural analysis is

generally done with the help of ETABS, while for micro analysis of one portal EBF structure used ABAQUS 6.14 software.

Keywords: Eccentrically Braced Frame, Link Beam, finite element method,

KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kehadirat Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat dan tuntunannya sehingga Proposal Tugas Akhir dengan judul "**Studi Perilaku Struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) Dengan *Finite Element Method***" dapat diselesaikan dengan baik. Proposal Tugas Akhir ini disusun sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik (S.T.) dalam bidang Stuktur pada program studi S1 Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya.

Pada kesempatan ini penulis menyampaikan rasa hormat dan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu penulis selama menjalani studi S1 Teknik Sipil di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya, khususnya kepada :

1. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D., dan Bapak Ir. Isdarmanu, M.Sc selaku dosen pembimbing, atas bimbingan, dukungan serta waktunya dalam penyelesaian Tugas Akhir.
2. Bapak Ir. Mudji Irmawan, MS. selaku dosen wali, atas segala arahan, nasehat serta bimbingannya.
3. Seluruh staf pengajar dan staf administrasi program sarjana yang telah memberikan bekal ilmu pengetahuan dan pelayanan administrasi selama penulis menjalani proses belajar.
4. Kedua orang tua saya, bapak Drs.H. Rusdi, M.H. dan Ibu Hj. Nur Asiah S.Ag, dan kedua adikku tercinta Muhammad Ihsan Rizqi Maulana dan Azra Salsabila Salwa serta seluruh keluarga besar yang telah memberikan semangat, nasehat dan doa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Fitria Wahyu Maharani S.Pd yang selalu memberikan motivasi dan dukungan bagi penulis untuk dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini walaupun terpisah jarak yang cukup jauh.

6. La Ode M. Iqbal Awaluddin, Alfan Nur Kamal, M. Ryansyah, Ari Setya Budi, Fahmi Fachrial, Firman Arifanto, Sutan Fahreza Akbar dan teman-teman WARKOP 57 lainnya yang tidak bisa disebutkan satu-persatu. Terima kasih rek atas bantuannya selama ini.
7. Teman-teman S1 Teknik Sipil FTSP-ITS angkatan 2014 yang selalu memberikan semangat, dorongan, dan masukkan kepada penulis dalam rangka penyelesaian Proposal Tugas Akhir ini.
8. Semua yang telah membantu yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Penulis sadar bahwa dalam penulisan Proposal Tugas Akhir ini masih terdapat banyak kekurangan, oleh karena itu saran dan kritik dari para pembaca sangat penulis harapkan demi penyempurnaan Tugas Akhir ini. Akhir kata, penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi diri penulis sendiri maupun masyarakat umum serta dapat memberikan kontribusi bagi pengembangan ilmu pengetahuan ketekniksipilan terutama dalam bidang Struktur.

Surabaya, 21 Mei 2018

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN i
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 3
1.2.1 Permasalahan utama 3
1.2.2 Rincian permasalahan 3
1.3 Tujuan 3
1.4 Batasan Masalah 4
1.5 Manfaat 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Faktor Gempa Pada Struktur 5
2.2 Sistem Eccentrically Braced Frame (EBF) 8
2.3 Komponen Penyusun Sistem EBF 10
2.3.1 Elemen *Link* 10
2.3.2 *Bracing* Diagonal dan Balok di Luar *Link* 13
2.3.3 Kolom 13

2.3.4 Pengaku Badan (*Web Stiffenners*) 14
2.3.5 Sambungan 16
2.4 Respon Inelastis dan Mekanisme Keruntuhan 19
2.5 Analisis Statik Nonlinier Pushover 21
2.6 Mekanisme Sendi Plastis.....23
2.7 Tingkat Kinerja Bangunan.....24
BAB III METODOLOGI.....27
3.1 Umum.....27
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir 27
3.3 Penjelasan Diagram Alir Metodologi.....28
3.3.1 Studi Literatur.....28
3.3.2 Kriteria Desain.....29
3.3.3 Variabel Desain 30
3.3.4 *Preliminary Design*.....31
3.3.5 Perhitungan Beban Struktur.....31
3.3.6 Perencanaan Struktur Sekunder.....39
3.3.7 Pemodelan dan Analisis Struktur Utama dengan Program Bantu.....40
3.3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama.....40
3.3.9 Perencanaan Sambungan 53
3.3.10 Penggambaran Output Desain Menggunakan Program Bantu.....54
3.3.11 Penarikan Kesimpulan Penelitian.....55
BAB IV HASIL PERENCANAAN.....57

4.1 Perencanaan Struktur Sekunder 57
4.1.1 Perencanaan dimensi pelat lantai gedung 57
4.1.2 Perencanaan balok anak 60
4.2 Permodelan Struktur 68
4.2.1 Penjelasan umum 68
4.2.2 Pembebanan struktur utama 70
4.2.3 Pembebanan gempa dinamis 71
4.2.4 Kombinasi pembebanan 77
4.2.5 Kontrol desain 78
4.3 Analisa Pushover 90
4.3.1 Mekanisme Sendi Plastis 90
4.3.2 Analisis Kurva *Pushover* (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol). 94
4.3.3 Analisis Kurva *Pushover* {Capacity Spectrum Method /CSM (Metode Spektrum Kapasitas)} . 97
4.3.5 Analisis Kekuatan Struktur 100
4.3.5 Analisis Kekakuan Struktur 102
4.3.6 Analisis Daktilitas Struktur 104
4.4 Analisa Portal EBF dengan ABAQUS 106
4.4.1 Pemodelan Portal EBF dengan ABAQUS 106
4.4.2 Analisa Perilaku Portal EBF dengan ABAQUS 112
4.3 Perencanaan Struktur Primer 116
4.3.1 Perencanaan *link* 116
4.3.2 Perencanaan balok diluar *link* 125

4.3.3 Perencanaan bresing 133
4.3.4 Perencanaan balok induk 137
4.3.5 Perencanaan kolom 143
4.4 Perencanaan Sambungan 149
4.4.1 Sambungan balok induk dengan balok anak 149
4.4.2 Sambungan balok diluar *link* dengan kolom 155
4.4.3 Sambungan bresing 168
4.4.4 Sambungan balok induk dengan kolom 179
4.4.5 Sambungan antar kolom 192
4.4.6 Sambungan kolom dengan *baseplate* 193
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....201
5.1 Kesimpulan.....201
5.2 Saran.....203
DAFTAR PUSTAKA 205

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Rekonstruksi lempeng tektonik di Indonesia (Hall, 1995) 5
Gambar 2.2 Pengaruh Gempa pada Bangunan (Popov et al, 1987)..... 7
Gambar 2.3 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung dengan Sendi Plastis Terbentuk pada Ujung-Ujung Balok dan Kaki Kolom (Budiono dkk, 2011) 8
Gambar 2.4 Beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF (Engelhardt, 2007)..... 9
Gambar 2.5 Lokasi aksi inelastis pada MRF, EBF dan CBF (Engelhardt, 2007)..... 10
Gambar 2.6 Gaya yang bekerja pada balok *link* (Popov, Kasai dan Engelhardt, 1987) 10
Gambar 2.7 Klasifikasi *link* (Bruneau et al., 2011)..... 13
Gambar 2.8 Distribusi gaya lateral dan internal pada rangka (Pirmoz dan Marefat, 2014) 14
Gambar 2.9 Mode kegagalan pada *link* tanpa *stiffeners* (Ohsaki et al, 2012) 15
Gambar 2.10 Mode kegagalan pada *short link* (Ohsaki et al, 2012)..... 15
Gambar 2.11 Mode kegagalan pada *intermediate link* (Ohsaki et al, 2012) 15
Gambar 2.12 Mode kegagalan pada *long link* (Ohsaki et al, 2012)..... 16
Gambar 2.13 Beberapa contoh sambungan jenis *simple connection* di lapangan..... 17
Gambar **2**.14 Beberapa contoh sambungan jenis *Semi- rigid connetion* di lapangan..... 18
Gambar **2**.15 Beberapa contoh sambungan jenis r*igid connetion* di lapangan..... 19

Gambar **2**.16 Tipikal sistem EBF (a) K-braces; (b) D-braces; (c) V-braces (Popov dan Engelhardt, 1988).....19
Gambar **2**.17 Sudut rotasi *link* untuk sistem EBF pada Gambar 2.4 (Popov dan Engelhardt, 1988).....20
Gambar **2**.18 Kurva hubungan beban – perpindahan.....22
Gambar **2**.19 Gambar 2.16 Kurva hubungan gaya – perpindahan serta karakeristik sendi plastis dan informasi.24
Gambar **2**.20 Visualisasi rekayasa gempa berbasis kinerja (FEMA 356, 2000).....26
Gambar **3**.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir 28
Gambar **3**.2 Denah Pembalokan & Kolom Lantai 2-10.....30
Gambar **3**.3 Potongan Melintang Bangunan 30
Gambar **3**.4 Model Bracing.....31
Gambar **3**.5 Peta untuk S_S 37
Gambar **3**.6 Peta untuk S_1 37
Gambar 4.1 Pelat Lantai Atap.....57
Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap 58
Gambar 4.3 Pelat Lantai Apartemen.....59
Gambar 4.4 Penulangan Lantai Apartemen 60
Gambar 4.5 Balok Anak Lantai Atap.....61
Gambar 4.6 Denah Balok Anak Lantai Apartemen 64
Gambar 4.7 Denah Struktur Gedung Permodelan 68
Gambar 4.8 Pemodelan Struktur Gedung 69
Gambar 4.9 S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER),kelas situs SB 72
Gambar 4.10 S_S, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER),kelas situs SB 72
Gambar 4.11 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Surabaya.....74
Gambar 4.12 Grafik Respon Spektrum Situs E Surabaya ..76
Gambar 4.13 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X 76

Gambar 4.14 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y 77
Gambar 4.15 Kombinasi Pembebanan pada ETABS 78
Gambar 4.16 Simpangan gedung arah sumbu X 89
Gambar 4.17 Simpangan gedung arah sumbu Y 89
Gambar 4.18 Drift gedung arah sumbu X 89
Gambar 4.19 Drift gedung arah sumbu Y 90
Gambar 4.20 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 3 Akibat Gempa X 91
Gambar 4.21 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 4 Akibat Gempa X 91
Gambar 4.22 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 5 Akibat Gempa X 92
Gambar 4.23 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 3 Akibat Gempa Y 92
Gambar 4.24 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 5 Akibat Gempa Y 93
Gambar 4.25 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 1 Pushover Arah X 94
Gambar 4.26 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 2 Pushover Arah X 95
Gambar 4.27 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 1 Pushover Arah Y 95
Gambar 4.28 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 2 Pushover Arah Y 96
Gambar 4.29 Kurva CSM EBF-S 97
Gambar 4.30 Kurva CSM EBF-I 98
Gambar 4.31 Kurva CSM EBF-L 99

Gambar 4.32 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X 101
Gambar 4.33 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y 102
Gambar 4.34 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X 103
Gambar 4.35 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y 104
Gambar 4.36 Perbandingan Nilai Daktilitas Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X 105
Gambar 4.37 Perbandingan Nilai Daktilitas Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y 105
Gambar 4.38 Membuat Model Profil WF 107
Gambar 4.39 Pemodelan Profil WF 3D 107
Gambar 4.40 *Input* Modulus Elastisitas Dan *Poisson Ratio* 108
Gambar 4.41 Input Tegangan Leleh Dan Berat Jenis Material 108
Gambar 4.42 Input *Step* Pada Model 110
Gambar 4.43 *Cyclic Loading Protocol* (AISC-2005) 111
Gambar 4.44 Pembebanan Siklik Berupa *Displacement Control* 112
Gambar 4.45 Kontur Tegangan EBF-S Step-1 113
Gambar 4.46 Kontur Tegangan EBF-S Step-3 113
Gambar 4.47 Kontur Tegangan EBF-S Step-15 113
Gambar 4.48 Kontur Tegangan EBF-I Step-1 114

Gambar 4.49 Kontur Tegangan EBF-I Step-17..... 114
Gambar 4.50 Kontur Tegangan EBF-I Step-25..... 114
Gambar 4.51 Kontur Tegangan EBF-L Step-1 115
Gambar 4.52 Kontur Tegangan EBF-L Step-19 115
Gambar 4.53 Kontur Tegangan EBF-L Step-37 115
Gambar 4.54 Element Balok Diluar *Link* Arah X 117
Gambar 4.55 Gaya Dalam *Link* Arah X 117
Gambar 4.56 *Frame Element Link* Arah Y 121
Gambar 4.57 Gaya Dalam *Link* Arah Y 122
Gambar 4.58 Element Balok Diluar *Link* Arah X 125
Gambar 4.59 Gaya Dalam Balok di Luar *Link* Arah X.... 126
Gambar 4.60 Elemen Balok Diluar *Link* Arah Y 129
Gambar 4.61 Gaya Dalam Balok di Luar *Link* Arah X.... 130
Gambar 4.62 Gaya Dalam Balok Induk Arah X 137
Gambar 4.63 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Kombinasi 1DL + 1LL 139
Gambar 4.64 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y 140
Gambar 4.65 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Kombinasi 1DL + 1LL 142
Gambar 4.66 Kolom C16 yang ditinjau untuk kontrol..... 143
Gambar 4.67 Sambungan Balok Anak Lantai Gedung Dengan Balok Induk..... 149
Gambar 4.68 Detail Sambungan Baut Pada Pelat Siku.... 151
Gambar 4.69 Sambungan Balok Anak Lantai Atap Dengan Balok Induk 152
Gambar 4.70 Detail Sambungan Baut Pada Pelat Siku.... 154
Gambar 4.71 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22..... 160
Gambar 4.72 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22..... 161
Gambar 4.73 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22..... 167

Gambar 4.74 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22.....167
Gambar 4.75 Sambungan Bracing 172
Gambar 4.76 Detail A Sambungan Bracing.....172
Gambar 4.77 Detail B Sambungan Bracing.....173
Gambar 4.78 Sambungan Bracing 177
Gambar 4.79 Detail A Sambungan Bracing.....178
Gambar 4.80 Detail B Sambungan Bracing.....178
Gambar 4.81 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22.....184
Gambar 4.82 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22.....185
Gambar 4.83 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22.....191
Gambar 4.84 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22.....191
Gambar 4.85 Detail sambungan Antar Kolom.....193
Gambar 4.86 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate.....196
Gambar 4.87 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate.....197
Gambar 4.88 Base Plate pada Kolom 199

DAFTAR TABEL

Tabel **3**.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa 34
Tabel **3**.2 Faktor Keutamaan Gempa..... 36
Tabel 3.3 Koefisien Situs, F*a* 38
Tabel **3**.4 Koefisien Situs, Fv 38
Tabel **3**.5 Koefisien Modifikasi Respons 39
Tabel **3**.6 Batas-batas pengekang lateral 48
Tabel 4.1 Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak) 73
Tabel 4.2 Faktor R^a , C_d^b , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa..... 74
Tabel 4.3 Faktor keutamaan gempa 75
Tabel 4.4 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa 75
Tiap Tabel 4.5 Perhitungan Berat Struktur Tiap Lantai Lantai..... 79
Tabel 4.6 Rekapitulasi Berat Struktur Berdasarkan Program Bantu Analisa Struktur 79
Tabel 4.7 Rasio Partisipasi Massa..... 80
Tabel 4.8 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung..... 81
Tabel 4.9 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x 81
Tabel 4.10 Perioda dan Frekuensi Struktur 82
Tabel 4.11 Kontrol Nilai Gaya Geser Dasar Ragam Dinamik Terhadap Gaya Geser Dasar Statik 83
Tabel 4.12 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi 84
Tabel 4.13 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-S akibat gempa X..... 86

Tabel 4.14 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-S akibat gempa Y 86
Tabel 4.15 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-I akibat gempa X 86
Tabel 4.16 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-I akibat gempa Y 87
Tabel 4.17 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-L akibat gempa X 87
Tabel 4.18 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-L akibat gempa Y 88
Tabel 4.19 Tabel Pushover EBF-S (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol) 98
Tabel 4.20 Tabel Pushover EBF-I (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol) 99
Tabel 4.21 Tabel Pushover EBF-L (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol) 100
Tabel 4.22 Klasifikasi jarak pengaku antara (intermediate stiffenners) dan kapasitas rotasi link (AISC, 2010) 109
Tabel 4.23 Penentuan Jarak Pengaku Badan (*Web Stiffenners*) Berdasarkan AISC 3610-10.....109
Tabel 4.24 Input Beban Siklik Pada Portal EBF.....111

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Secara geografis Indonesia merupakan negara kepulauan yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik, yaitu lempeng Benua Asia, Benua Australia, lempeng Samudera Hindia dan Samudera Pasifik. Pada bagian selatan dan timur Indonesia terdapat sabuk vulkanik *(volcanic arc*) yang memanjang dari Pulau Sumatera – Jawa - Nusa Tenggara - Sulawesi, yang sisinya berupa pegunungan vulkanik tua dan dataran rendah yang sebagian didominasi oleh rawa-rawa. Kondisi tersebut sangat berpotensi sekaligus rawan bencana seperti letusan gunung berapi, gempa bumi, tsunami, banjir dan tanah longsor.

Hampir setiap tahun Indonesia dilanda gempa berkekuatan tinggi. Tercatat dalam kurun waktu 20 tahun saja telah terjadi beberapa gempa berkekuatan tinggi yang melanda Indonesia yang menyebabkan timbulnya kerugian baik material maupun korban jiwa. Salah satu bencana gempa tersebut adalah bencana gempa bumi yang melanda Jogja dan sebagian Jawa Tengah pada 27 Mei 2006. Berdasarakan data dari BMKG, gempa tersebut memiliki kisaran kekuatan antara 5,8 hingga 6,2 skala *richter*. Gempa yang termasuk tektonik dangkal ini mengakibatkan 86.000 rumah hancur dan kurang lebih sebanyak 283.000 rumah mengalami kerusakan. Selain menyebabkan kerugian materi seperti kehancuran infrastruktur, gempa tersebut juga mengakibatkan lebih dari 6000 orang meninggal dan sekitar 50.000 ribu orang mengalami cidera (Budiono, 2011).

Tingginya potensi gempa pada wilayah Indonesia menuntut para praktisi teknik sipil untuk mempelajari serta merencanakan struktur bangunan tahan gempa pada setiap gedung tinggi yang ada di Indonesia. Dalam proses merencakan struktur bangunan tahan gempa, baja masih menjadi pilihan favorit para praktisi teknik sipil sebagai material struktur bangunan tahan gempa. Hal tersebut terjadi dikarenakan baja memiliki kekuatan dalam menahan beban yang relatif tinggi dan sifat elatis baja yang memberikan

sumbangan daktilitas dan disipasi energi yang lebih baik dibandingkan beton (Dewobroto, 2015). Dalam kaitannya dengan permasalahan kegempaan, menurut Engelhardt M.D. (2007) terdapat beberapa sistem struktur baja tahan gempa yang dapat diterapkan pada bangunan yaitu; *Moment Resisting Frame* (MRF), *Concentrically Braced Frame* CBF), *Eccentrically Braced Frame* (EBF), *Buckling Restrained Braced Frame* (BRBF) dan *Special Plate Shear Walls* (SPSW).

Sistem struktur EBF merupakan sistem yang membatasi perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* yang berada diantara dua pengekang eksentrik, sedangkan bagian balok luar, kolom dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja. Oleh karena itu, sistem EBF dapat memenuhi tingkat daktilitas yang tinggi seperti MRF dan juga dapat memberikan tingkat kekakuan elastis yang tinggi seperti CBF (Danesmand dan Hashemi, 2011).

Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF yaitu; *short link, intermediate link* dan *long link*. Kriteria ini ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis (Mp) dan kapasitas geser plastis (Vp). *Link* dengan rasio panjang kurang dari 1,6 dikategorikan sebagai *short link* atau *link* geser dikarenakan pelelehan geser yang dominan terjadi. *Link* dengan rasio panjang lebih dari 2,6 dikategorikan sebagai *long link* atau *link* lentur disebabkan lebih dominannya pelelehan lentur. Sedangkan *Link* dengan rasio panjang di antara 1,6 sampai 2,6 dikategorikan sebagai *intermediate link* atau *link* geser-lentur dikarenakan pelelehan yang terjadi merupakan kombinasi dari geser dan lentur (Richards dan Uang, 2005). Namun, penggunaan ketiga jenis link pada struktur EBF ini masih terbatas karena kurangnya pengalaman pelaksanaan dan pengetahuan mengenai manfaat penggunaan struktur EBF tersebut.

Berdasarkan uraian diatas, maka dalam Tugas Akhir ini penulis akan memfokuskan analisis pada perilaku yang terjadi akibat dari penerapan ketiga tipe balok *link* EBF (*short link*,

intermediate link, dan *long link*) pada suatu struktur bangunan tahan gempa. Analisis dilakukan terhadap tiga model bangunan 10 lantai yang menggunakan sistem EBF tipe *Split* K-*Braces* dengan variasi panjang *link.* Proses analisis struktur secara umum dilakukan dengan bantuan *software* ETABS, sedangkan untuk analisis mikro terhadap satu portal struktur EBF digunakan bantuan *software* ABAQUS.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Permasalahan utama

Bagaimana merencanakan sistem struktur EBF yang efektif dan efisien berdasarkan perbedaan panjang balok link?

1.2.2 Rincian permasalahan

1. Bagaimana merencanakan, memodelkan dan menganalisis struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) untuk tiga kriteria balok *link* menggunakan program bantu ETABS?
2. Bagaimana memodelkan portal sistem EBF untuk tiga kriteria balok *link* dengan program bantu ABAQUS?
3. Bagaimana perilaku yang terjadi pada masing-masing tipe balok *link* sistem EBF?

1.3 Tujuan

Dari uraian masalah diatas, tujuan yang ingin dicapai dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Merencanakan, memodelkan dan menganalisis struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) untuk tiga kriteria balok *link* dengan program bantu ETABS.
2. Memodelkan portal sistem EBF untuk tiga kriteria balok *link* beserta detail sambungannya dengan program bantu ABAQUS.
3. Mengetahui perilaku yang terjadi pada masing-masing tipe balok *link* EBF

1.4 Batasan Masalah

Demi tercapainya keterarahan penelitian, maka diberikan beberapa batasan yang meliputi:

1. Desain struktur bangunan baja yang dianalisis adalah bangunan 10 lantai dengan sistem struktur EBF yang divariasikan panjang balok *link* serta jenis sambungannya.
2. Analisis dinamik struktur bangunan menggunakan program ETABS.
3. Tidak melakukan perhitung struktur banguan bawah.
4. Analisis perilaku portal sistem EBF dan detail sambungan menggunakan program ABAQUS.
5. Kondisi perletakan pada pangkal kolom dianggap jepit

1.5 Manfaat

Adapun manfaat yang dapat diberikan dari hasil penelitian ini adalah:

1. Sebagai bahan informasi dan referensi dalam desain struktur bangunan baja yang menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF).
2. Sebagai bahan informasi mengenai perbedaan perilaku yang terjadi akibat dari penerapan ketiga tipe balok *link* EBF (*short link, intermediate link,* dan *long link*) pada suatu struktur bangunan tahan gempa.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Faktor Gempa Pada Struktur

Gempa bumi adalah peristiwa bergetarnya bumi akibat pelepasan energi di dalam bumi secara tiba-tiba yang ditandai dengan patahnya lapisan batuan pada kerak bumi. Akumulasi energi penyebab terjadinya gempa bumi dihasilkan dari pergerakan lempeng-lempeng tektonik. Energi yang dihasilkan dipancarkan ke segala arah berupa gelombang gempa bumi yang efeknya dapat dirasakan sampai ke permukaan bumi. Daerah perbatasan lempeng-lempeng tektonik merupakan tempat-tempat yang memiliki kondisi tektonik yang aktif. Kondisi tersebut dapat yang menyebabkan terjadinya gempa bumi, gunung berapi, dan pembentukan dataran tinggi.

Indonesia adalah negara kepulauan dengan tingkat resiko terhadap gempa bumi yang cukup tinggi seperti halnya Jepang dan California, hal ini disebabkan karena wilayah Kepulauan Indonesia terletak pada pertemuan tiga lempeng aktif utama dunia yaitu lempeng Indo – Australia, Eurasia, dan Pasifik. Posisi ketiga lempeng tersebut dapat dilihat pada Gambar 2.1 berikut ini.

Gambar 2.1 Rekonstruksi lempeng tektonik di Indonesia (Hall, 1995)

Gempa bumi memberikan pengaruh langsung pada konstruksi bangunan melalui intensitas lokal dari gempa, yaitu besar kecilnya getaran permukaan di lokasi bangunan berdiri. Intensitas gempa lokal tersebut dinyatakan sebagai percepatan gempa permukaan dengan satuan (m/s^2). Ketika tanah dalam keadaan diam, maka bangunan tidak bergerak (stabil) sehingga berat sendiri bangunan ditopang langsung oleh tanah searah percepatan gravitasi. Ketika gempa bumi terjadi, permukaan tanah akan bergerak dengan percepatan tertentu (dari kondisi diam hingga mempunyai kecepatan tertentu). Adanya percepatan tanah ini menimbulkan gaya dorong yang membuat bangunan diatasnya terdorong ke arah belakang (berlawanan dengan arah percepatan tanah) sehingga berpotensi merusak bangunan. Gaya dorong tersebut dinamakan gaya inersia yang mempunyai kecenderungan agar bangunan tetap berada pada kondisi semula dengan cara melawan arah gerakan percepatan tanah akibat gempa. Gaya inersia menyebabkan struktur berespon relatif terhadap tanah dan menyebabkan pergerakan (perpindahan) pada elemen-elemen struktur sehingga menimbulkan gaya pegas yang harus dipikul oleh struktur, terutama oleh elemen struktur vertikal seperti kolom dan dinding geser struktur. Besarnya gaya inersia yang timbul akibat percepatan tanah tersebut dapat dihitung berdasarkan hokum ketiga Newton, yaitu:

$$F = m \times a \qquad (2.1)$$

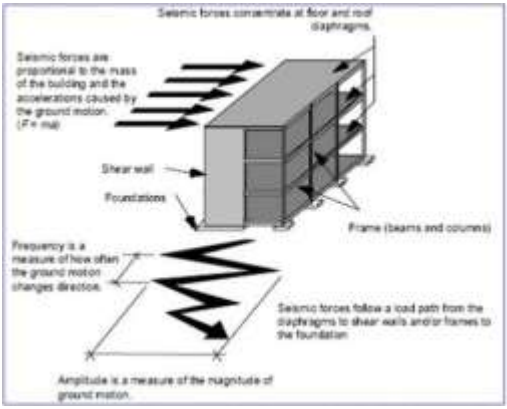
Dimana

F = Gaya inersia (Newton)
m = massa bangunan (kg)
a = percepatan tanah (m/s^2)

Berdasarkan persamaan tersebut, maka kita dapat mengetahui bahwa semakin besar massa bangunan dan/atau semakin besar percepatan tanah tersebut, semakin besar pula gaya inersia yang timbul. Oleh karena itu, bangunan yang

menggunakan material yang lebih ringan akan lebih tahan terhadap guncangan akibat gempa bumi.

Selain itu, faktor gempa yang berpengaruh pada respon atau reaksi struktur bangunan adalah lamanya waktu gempa (durasi gempa) dan rentang frekuensi gempa. Durasi gempa berpengaruh pada besarnya pemindahan energi dari vibrasi tanah ke energi struktur (energi disipasi). Gempa dengan percepatan sedang dan durasi yang lama menyebabkan kerusakan lebih besar dibandingkan dengan gempa yang memiliki percepatan besar tetapi durasinya singkat. Rentang frekuensi gempa yang berdekatan dengan frekuensi struktur akan mengakibatkan resonansi atau pembesaran respon struktur yang dikenal dengan istilah faktor amplifikasi struktur. Ilustrasi pengaruh gempa pada bangunan dapat dilihat pada Gambar 2.2 berikut ini.

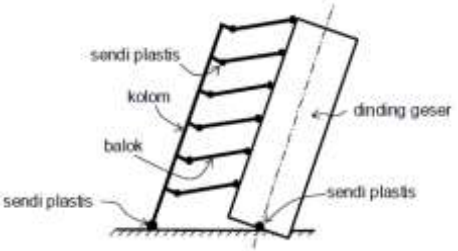


Gambar 2.2 Pengaruh Gempa pada Bangunan (Popov et al, 1987)

Pada umumnya, desain struktur bangunan tahan gempa merupakan desain yang mengatur hubungan antara respon gaya gempa horizontal yang bekerja pada struktur (faktor kekuatan), kekakuan struktur (*stiffness*), dan deformasi lateral struktur. Kekuatan elemen struktur dirancang agar saat terjadi gempa kekuatan rencana struktur terhadap respon gaya gempa horizontal dapat tercapai (*capacity design*). Karena struktur mempunyai kekakuan, maka saat struktur mengalami

perpindahan akan menimbulkan gaya yang dapat menyebabkan terjadinya deformassi pada struktur. Redaman (*damping*) diperlukan oleh struktur sebagai penyerap energi gempa. Elemen yang daktail akan mampu berdeformasi melebihi batas kekuatan elastisnya dan akan terus mampu menahan beban sehingga mampu menyerap energi gempa yang lebih besar.

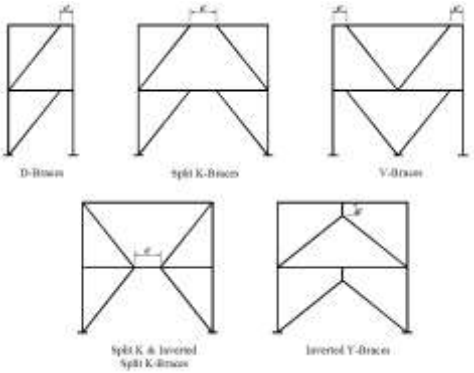
Faktor daktilitas adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama. Faktor daktilitas suatu struktur gedung merupakan dasar bagi penentuan beban gempa yang bekerja pada struktur gedung tersebut. Karena itu, tercapainya tingkat daktilitas yang diharapkan harus terjamin dengan baik. Hal ini dapat tercapai dengan menetapkan suatu persyaratan yang disebut "kolom kuat balok lemah". Hal ini berarti bahwa akibat pengaruh gempa rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok, pada kaki kolom serta pada kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme keruntuhan suatu struktur gedung ditunjukkan dalam Gambar 2.3.



Gambar 2.3 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung dengan Sendi Plastis Terbentuk pada Ujung-Ujung Balok dan Kaki Kolom (Budiono dkk, 2011)

2.2 Sistem Eccentrically Braced Frame (EBF)

Sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) mulai digunakan secara luas sejak ditemukan pada tahun 1970an dan terus dikembangkan hingga saat ini. Engelhardt (2007) memberikan beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF yang dapat diterapkan pada struktur bangunan seperti yang ditampilkan dalam Gambar 2.4 berikut ini.



Gambar 2.4 Beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF (Engelhardt, 2007)

Dari beberapa kemungkinan penempatan bracing untuk sistem struktur EBF pada Gambar 2.4, konfigurasi *Split-K Braced* mempunyai keuntungan karena bentuknya yang simetris dan letak link yang tidak langsung terhubung oleh kolom sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom (sendi plastis tidak terjadi di dekat kolom).

Link dalam EBF dibentuk dari *offset* sambungan *bracing* pada balok atau *bracing* yang berbatasan dengan kolom sehingga selama beban seismic bekerja *link* menjadi aktif dan mengalami pelelehan. Atau dengan kata lain *link* berfungsi sebagai sekering daktail (*ductile fuse*) selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik (Popov, Kasai dan Engelhardt 1987).

Sistem EBF menahan beban lateral melalui kombinasi dari aksi rangka dan *truss*, dengan kata lain dapat dilihat sebagai sistem hybrid antara *Moment Resisting Frame* (MRF) dan *Concentrically Braced Frame* (CBF). EBF menyediakan daktilitas yang tinggi seperti MRF dengan konsentrasi aksi inelastis pada *link* dan pada saat yang sama memberikan tingkat kekakuan elastis seperti yang diberikan oleh CBF (Danesmand & Hashemi, 2011). Gambar 2.5 menampilkan lokasi aksi inelastik yang terjadi pada MRF, EBF dan CBF. Pada sistem MRF lokasi

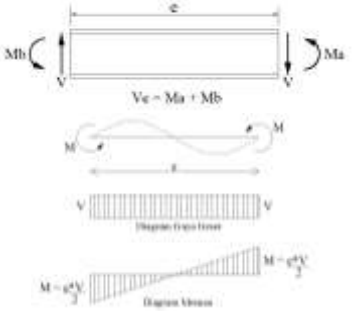
aksi inelastik terjadi pada setiap ujung balok, untuk sistem CBF aksi inelastik terjadi pada batang *bracing*, sedangkan untuk sistem EBF aksi inelastik terjadi pada balok *link*.

Gambar 2.5 Lokasi aksi inelastis pada MRF, EBF dan CBF (Engelhardt, 2007)

2.3 Komponen Penyusun Sistem EBF

2.3.1 Elemen *Link*

Elemen *link* dalam sistem EBF berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang bekerja pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunya besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk S dengan titik balik pada tengah bentang dan besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0.5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang *link* (Popov, Kasai dan Engelhardt 1987). Plastifikasi yang terjadi pada suatu elemen *link* disebabkan karena kedua gaya tersebut. Gambar 2.6 memperlihatkan gambaran gaya yang bekerja pada elemen *link*.



Gambar 2.6 Gaya yang bekerja pada balok *link* (Popov, Kasai dan Engelhardt, 1987)

Pengujian eksperimental dan numerik yang telah dilakukan para peneliti terdahulu menunjukkan bahwa *link* yang mengalami pelelehan geser (*short link*) memberikan daktilitas dan kestabilan yang besar dalam menahan beban gempa. Namun, kemungkinan pemberian area bukaan dalam arsitektur yang terlalu kecil menjadikan pemilihan *short link* kurang diminati. Akibatnya, penelitian terhadap panjang *link* dikembangkan yaitu *link* yang mengalami pelelehan lentur (Popov, Kasai dan Engelhardt 1987).

Kriteria balok *link* ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis (M_p) dan kapasitas geser plastis (V_p). Pada *link* geser, gaya geser mencapai keadaan plastis (V_p) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas plastisnya sehingga *link* mengalami leleh dalam geser. Sedangkan pada *link* lentur, momen plastis (M_p) tercapai dahulu sebelum terjadi kelelehan geser.

Pendefinisian dari normalisai panjang *link* (ρ) adalah sebagai berikut (Bruneau et al., 2011):

$$\rho = \frac{e}{(M_p/V_p)} \tag{2.2}$$

dimana

$$Mp = Z_x F_y \tag{2.3}$$

dan

$$V_p = 0.6 F_y (d - 2t_f) t_w \tag{2.4}$$

keterangan

Z_x = modulus plastis penampang,
F_y = tegangan leleh minimum, dan
d = tinggi penampang;
t_f = ketebalan sayap
t_w = ketebalan badan penampang.

Berikut adalah klasifikasi link berdasarkan nilai ρ yang dimilikinya:

1. *Short Link* (*link* pendek)

   Short link juga disebut sebagai *shear link* dikarenakan gaya geser yang mendominasi pelelehan pada balok *link*

dengan nilai $\rho \leq 1.6$. Penelitian yang dilakuan oleh Musmar (2012) menunjukkan bahwa sistem EBF dengan pelelahn geser (*shear link*) lebih stabil dan menunjukkan daktilitas yang lebih dibandingkan *link* yang mengalami pelelehan lentur. Hal ini disebabkan gaya geser internal yang terjadi konstan sepanjang *link* dan pelelehan pada bagian *web* berlangsung sepanjang bidang *web* dari *link.*

2. *Intermediate Link* (*link* menengah)

   Pelelehan yang terjadi pada balok *link* disebabkan dari kombinasi gaya geser dan lentur sehingga disebut juga sebagai *flexural-shear link* dengan nilai ρ adalah sebesar $1.6 < \rho \leq 2.6$. Dengan asumsi momen pada *link* terdistribusi merata diantara ujung *link*, perilaku *link* ini yang meliputi:

   - Pelelehan lentur terjadi di bagian *flange* dari *link* pada kedua ujungnya.
   - Pelelehan lentur terjadi di bagian atas dari *flange* pada panel jepit
   - Pelehan geser terjadi pada bagian *web* dari *link*
   - Tekuk lokal terjadi pada bagian *flange* dari *link*

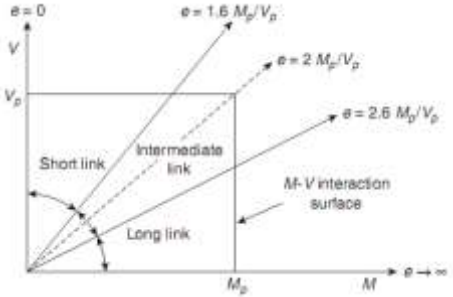
   Selain tekuk lokal pada *flange*, perilaku *link* bergantung pada kelangsingan dari *flange*. Pemberian batasan kelangsingan dapat mencegah kegagalan lokal (*local failure*) yang menyebabkan degradasi kekuatan yang cepat pada beban siklik lanjutan (Engelhardt dan Popov, 1992).

3. *Long Link* (*link* panjang)

   Long link juga disebut sebagai *flexural link* dikarenakan pelelehan yang terjadi pada balok *link* didominasi oleh lentur dengan nilai $\rho > 2.6$. Analisis numerik yang dilakukan oleh Hashemi (2011) terhadap rangka EBF dengan kriteria *long link* menunjukkan bahwa pelelehan pada balok link disebabkan karena gaya lentur. Penyerapan energi pada bagian *flange* lebih sedikit dibandingkan dengan kondisi *shear link* dikarenakan terjadinya *premature buckling* pada bagian *flange* dari balok *link*. Untuk mengurangi hal ini maka dapat dikontrol penempatan

stiffeners pada balok *link* walaupun tidak terlalu efisien karena adanya pengaruh torsi.

Klasifikasi link berdasarkan nilai ρ yang dimilikinya dapat dilihat secara visual pada Gambar 2.7 berikut ini.



Gambar 2.7 Klasifikasi *link* (Bruneau et al., 2011)

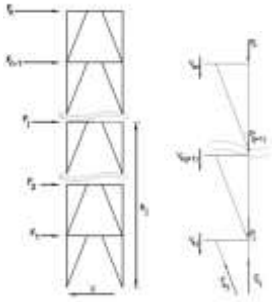
2.3.2 *Bracing* Diagonal dan Balok di Luar *Link*

Bracing diagonal merupakan *bracing* yang menghubungkan kolom dan balok di luar *link* secara diagonal. Kombinasi kuat lentur dan aksial yang disyaratkan untuk *bracing* diagonal maupun balok di luar *link* harus diambil dari kombinasi pembebanan yang telah ditetapkan dalam standar yang ada. Untuk kombinasi pembebanan yang memasukkan pengaruh seismik, pada *bracing* gaya aksial dan momen harus dikalikan minimum 1,25 kali dari kuat geser nominal yang diharapkan pada *link*, sedangkan untuk balok di luar *link* harus dikalikan minimum 1,1 kali dari kuat geser nominal *link* (AISC 341, 2010).

2.3.3 Kolom

Kinerja yang baik dari sistem EBF mengharuskan semua komponen-komponennya memiliki ketahanan yang cukup dalam menerima beban ketika *link* menjadi aktif. Dengan demikian peran kolom menjadi sangat penting untuk menjaga kestabilan keseluruhan sistem. Beban pada kolom yang disebabkan oleh beban gravitasi, momen balik dari beban lateral (seismik) dan pelelehan *link* merupakan pengaruh dari fungsi jumlah lantai

tingkat dan tinggi bangunan (Pirmoz dan Marefat, 2014). Dengan asumsi titik kontra-lentur berada pada bagian tengah link, diagram *free body* dari *bracing*, kolom dan *link* dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Distribusi gaya lateral dan internal pada rangka (Pirmoz dan Marefat, 2014)

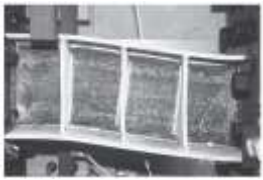
Mengacu kepada AISC 341 (2010), kolom harus direncanakan berdasarkan prinsip kapasitas desain untuk menahan pembebanan maksimum yang dihasilkan dari *link*. Walaupun gaya geser maksimum pada pelelehan *link* sebesar $1{,}25R_yV_n$, untuk perencanaan kolom dari ketentuan AISC 341 (2010) diijinkan untuk mereduksi faktor *strain hardening* menjadi 1,1. Reduksi ini mencerminkan probabilitas yang rendah dari pelelehan simultan untuk semua *link* pada bangunan bertingkat (Pirmoz dan Marefat, 2014).

2.3.4 Pengaku Badan (*Web Stiffenners*)

Tekuk geser (*shear buckling*) yang terjadi pada *link* menyebabkan terjadinya konsentrasi tegangan pada bagian *web* dari *link*, *web* melengkung dapat menyebabkan degradasi kekuatan yang signifikan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.9. Elemen balok *link* dapat diberikan tambahan pengaku badan (*web stiffeners*) yang berfungsi untuk menunda terjadinya tekuk pada bagian badan dan meningkatkan kapasitas rotasi elemen *link*. Pada *short link*, terjadinya tekuk merupakan keruntuhan pada *link* karena kerusakan pada bagian badan dapat

terjadi segera setelah proses tekuk (Kasai dan Popov, 1986) seperti yang ditampilkan dalam Gambar 2.10. Pada *intermediate link*, ketidakstabilan berubah dari tekuk geser pada bagian badan menjadi tekuk pada bagian sayap dan tekuk torsi-lateral. Tahanan pada tekuk torsi-lateral ini dapat ditahan dengan penempatan *stiffener* di dekat ujung *link* (Gambar 2.11). Pada *long link*, penempatan pengaku juga dibutuhkan pada bagian di luar *link*, yaitu pada bagian pertemuan atau hubungan dengan elemen *bracing*. Kegagalan pada *long link* menyerupai *intermediate link* yaitu terjadi tekuk di bagian sayap yang berhubungan dengan *bracing* (Gambar 2.12).

Gambar 2.9 Mode kegagalan pada *link* tanpa *stiffeners* (Ohsaki et al, 2012)



Gambar 2.10 Mode kegagalan pada *short link* (Ohsaki et al, 2012)

Gambar 2.11 Mode kegagalan pada *intermediate link* (Ohsaki et al, 2012)

Gambar 2.12 Mode kegagalan pada *long link* (Ohsaki et al, 2012)

2.3.5 Sambungan

Dalam perencanaan struktur tahan gempa disyaratkan dengan ketat bahwa sambungan harus direncanakan lebih kuat daripada komponen yang disambung, untuk menjamin bahwa selama gempa terjadi, pelelehan tidak terjadi pada bagian sambungan, tetapi dibagian yang memang telah direncanakan leleh pada struktur yang bersangkutan. Dalam SNI 03-1729-2002 dinyatakan bahwa sambungan pada struktur pemikul gempa harus mengakomodasi terjadinya penyerapan energi yang baik pada sendi plastis sesuai dengan kinerja struktur yang direncanakan. Kinerja ini dinyatakan dengan besaran sudut rotasi plastis yang terbentuk diantara sumbu balok dan sumbu kolom.

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks. Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

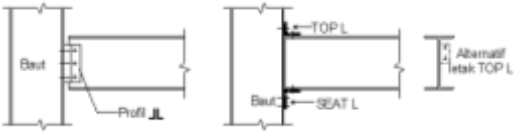
Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran dapat dibagi menjadi 2 tipe, yaitu:

1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau *rigid* (kaku) mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar

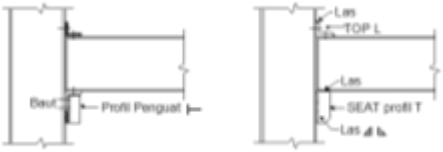
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar - benar *rigid* sempurna atau flexible sempurna. Berdasarkan hal tersebut, maka sambungan dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

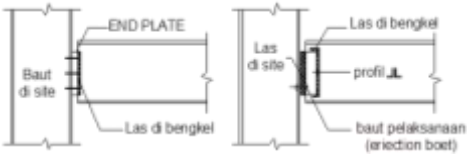
1. *Simple connection* (sambungan sendi)
   - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
   - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
   - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
   - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja



a) Simple Connection dengan Baut
b) Seat Connection



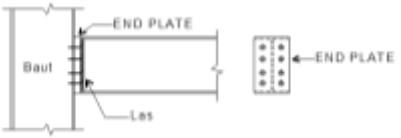
c) Stiffened Seat Connection
d) Seat Kaku dengan Sambungan Las



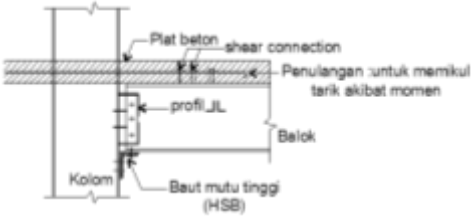
e) Sambungan dengan End Plate
f) Simple Connection dengan Las

Gambar 2.13 Beberapa contoh sambungan jenis *simple connection* di lapangan

2. *Semi- rigid connetion* (antara *simple* dan *rigid*)
   - Sambungan tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
   - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut
   - Tingkat kapasitas terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan



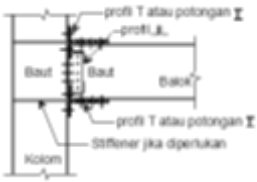
a) End Plate Connection



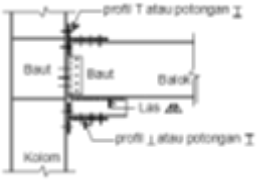
b) Composite Connection

Gambar II.14 Beberapa contoh sambungan jenis *Semi- rigid connetion* di lapangan

3. Rigid Connection
   - Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen-elemen yang disambung.

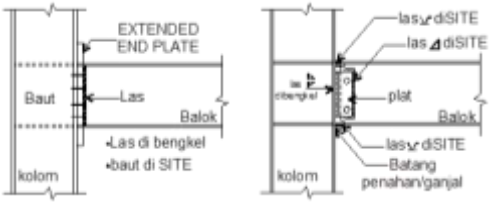


a) T-Connection



a[1]) T-Connection dengan Peninggian Balok

b) Sambungan Las & Baut c) Stub Girder Connection

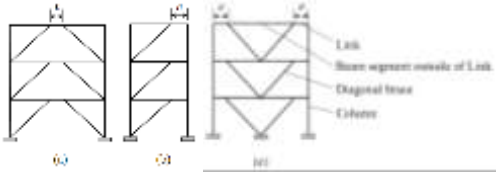


d) End-plate connection e) Welded-Rigid-connection

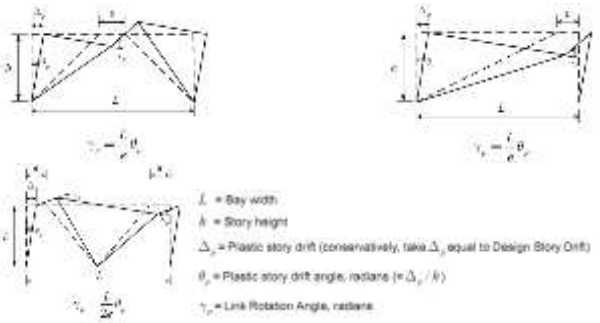
Gambar II.15 Beberapa contoh sambungan jenis r*igid connetion* di lapangan

2.4 Respon Inelastis dan Mekanisme Keruntuhan

Dalam desain EBF, sangat diperlukan untuk memperkirakan rotasi plastis yang terjadi pada *link*. Hal ini dilakukan dengan menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme keruntuhan), yaitu dengan mengasumsikan perilaku plastis kaku dari setiap elemen struktur EBF (Popov dan Engelhardt, 1992). Mekanisme keruntuhan untuk tipikal sistem EBF pada Gambar 2.16 ditunjukkan dalam Gambar 2.17 di mana θ mewakili keseluruhan simpangan dari rangka sistem EBF dan γ mewakili sudut rotasi yang dihasilkan.



Gambar II.16 Tipikal sistem EBF (a) K-braces; (b) D-braces; (c) V-braces (Popov dan Engelhardt, 1988)



Gambar II.17 Sudut rotasi *link* untuk sistem EBF pada Gambar 2.4 (Popov dan Engelhardt, 1988)

Sebagai elemen kritis yang berpengaruh terhadap perilaku inelastik maka mekanisme kelelehan *link*, kapasitas disipasi energi dan mode kegagalannya sangat erat hubungannya dengan faktor panjang *link*. Menurut Ghobarah dan Ramadan (1991), kinerja dari *short link* ($e < 1.6M_p/V_p$) terhadap sudut deformasi maksimum dan daktilitas jauh lebih baik dari pada *long link* ($e>2.6M_p/V_{p)}$. *Long link* dalam EBF memiliki sudut deformasi yang lebih kecil dari *short link*, di mana sudut deformasi ini berpengaruh terhadap kinerja daktilitas. Peningkatan kinerja dari *long link* sangat dimungkinkan dengan meningkatkan ketebalan *flange* (sayap) dari elemen *link* tersebut sehingga kapasitas momen plastis dari penampang juga bertambah tetapi kapasitas gesernya tidak berubah. Walaupun demikian, modifikasi penampang tersebut dapat berdampak pada persyaratan arsitektural dan ekonomis sehingga sulit diterapkan (Ghobarah dan Ramadan, 1991).

Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Pelelehan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek, gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis ($Vp = 0.6\ d\ t_w\ f_y$) sebelum momen ujung mencapai momen plastis ($M_p = Z_x\ f_y$), dan *link* akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktail dengan kapasitas inelastik yang

melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan *buckling* terjadi pada *web* (Yurisman dkk, 2010).

2.5 Analisis Statik Nonlinier Pushover

Analisis statik nonlinear *pushover* merupakan analisis yang dilakukan untuk menggambarkan perilaku keruntuhan dan kapasitas dari suatu struktur secara keseluruhan, mulai dari kondisi elastis, plastis, hingga elemen-elemen struktur mengalami keruntuhan akibat beban gempa. Dengan kata lain, analisis *pushover* digunakan sebagai sarana untuk memperlihatkan kondisi/ respon inelastis (nonlinear) suatu bangunan saat mengalami gempa. Analisis ini dilakukan dengan cara memberikan pola beban lateral statik pada struktur yang nilainya terus ditingkatkan secara bertahap hingga mencapai target perpindahan (*displacement*) dari suatu titik acuan. Pada analisis ini yang menjadi titik acuan adalah titik pada lantai atap dan besarnya deformasi maksimum yang boleh terjadi pada struktur ditetapkan terlebih dahulu oleh perencana.

Dalam analisis *pushover*, struktur dikenai beban lateral statik hingga mengalami leleh di satu atau lebih lokasi pada elemen struktur. Urutan terjadinya leleh ini merupakan urutan terjadinya sendi plastis pada struktur. Dari urutan terjadinya sendi plastis ini dapat diketahui lokasi pada elemen struktur yang mengalami keruntuhan terlebih dahulu. Sendi plastis terus berlangsung dan bermunculan hingga batas deformasi pada struktur tercapai. Tahapan dari analisis beban dorong statik adalah sebagai berikut :

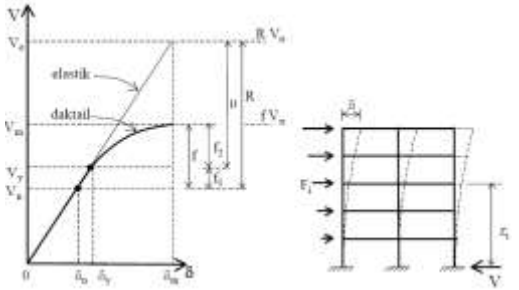
a. Menentukan titik kontrol untuk meninjau besarnya perpindahan struktur. Rekaman besarnya perpindahan titik kontrol dan gaya geser dasar digunakan untuk menyusun kurva *pushover*.
b. Membuat kurva *pushover* berdasarkan berbagai macam pola distribusi gaya lateral terutama yang ekivalen dengan distribusi dari gaya inersia sehingga diharapkan deformasi yang terjadi hampir sama atau mendekati deformasi yang terjadi akibat

gempa. Oleh karena sifat gempa tidak pasti, maka perlu dibuat beberapa pola pembebanan lateral yang berbeda-beda untuk mendapatkan kondisi yang paling menentukan dan sesuai.

c. Mengestimasi besarnya perpindahan lateralsaat gempa rencana (target perpindahan). Titik kontrol didorong sampai taraf perpindahan tersebut, mencerminkan perpindahan maksimum yang diakibatkan oleh intensitas gempa rencana yang ditentukan.

d. Mengevaluasi level kinerja struktur ketika titik kontrol tepat berada pada target perpindahan (*performance point*) : merupakan hal utama dari perencanaan barbasis kinerja (*performance based design*). Komponen struktur dan aksi perilakunya dapat dianggap memuaskan jika memenuhi kriteria yang dari awal sudah ditetapkan, baik terhadap persyaratan deformasi maupun kekuatan. Karena yang dievaluasi adalah komponen maka jumlahnya relatif sangat banyak, oleh karena itu proses ini sepenuhnya harus dikerjakan oleh program komputer.

Analisis beban dorong statik (*pushover*) akan menghasilkan kurva hubungan antara Perpindahan (*displacement*) titik kontrol/ (δ) dan gaya geser dasar (V). Berdasarkan kurva *pushover* dapat ditentukan parameter daktilitas (μ), kekakuan, dan kekuatan. Parameter-parameter tersebut mencerminkan perilaku struktur akibat beban lateral (gempa) yang terjadi pada struktur.



Gambar II.18 Kurva hubungan beban – perpindahan

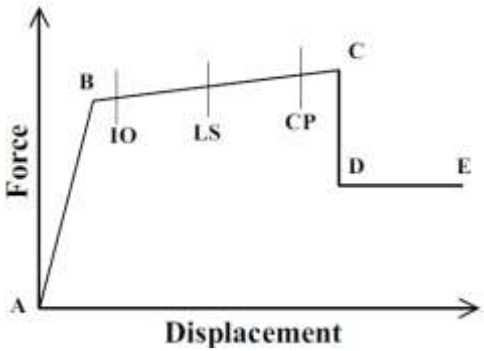
Sumber : SNI 03-1726-2002

2.6 Mekanisme Sendi Plastis

Pada Analisis *Pushover*, struktur didorong sampai mengalami keruntuhan dengan pola beban lateral yang menyerupai gaya inersia bangunan. Pada FEMA 356, pola distribusi beban lateral yang digunakan harus berjumlah minimal 2 pola, karena gempa rencana yang terjadi bisa berubah dan menyerupai 2 pola tersebut, dan dari 2 pola tersebut diambil kinerja bangunan yang terburuk, yaitu :

- Besarnya pola distribusi gaya lateral yang kedua adalah proporsional dengan total massa tiap lantai. Pola ini berbentuk beban merata sepanjang tinggi lantai.
- Besarnya pola distribusi gaya lateral yang pertama adalah proporsional dengan distribusi gaya geser hasil analisis respon spektrum gempa rencana. Pola ini berbentuk segitiga yang semakin besar sepanjang tinggi lantai. Pola ini digunakan jika periode fundamental struktur melebihi 1 sekon.

Pola keruntuhan menunjukkan tahapan terjadinya sendi pastis pada elemen-elemen struktur, balok, bressing, dan kolom. Secara umum, pada model struktur yang memiliki bressing, harus terhindar dari tekuk inelastis, dan terhindar dari mekanisme kolom (terjadi sendi plastis pada kolom). Sendi plastis hanya diperbolehkan terjadi pada balok (mekanisme balok) dan ujung bawah kolom lantai dasar atau ujung kolom atas lantai teratas. Oleh karena itu, perlu diterapkan konsep *"strong column weak beam"* agar dipastikan terjadinya sendi plastis hanya pada elemen balok saja (mekanisme balok). Khusus pada model *EBF* yang terdapat elemen balok *link*, maka diharapkan terjadinya sendi plastis dan keruntuhan terlebih dahulu pada elemen balok *link* tersebut. Adapun keterangan mengenai karakteristik sendi plastis adalah sebagai berikut :



Gambar II.19 Gambar 2.16 Kurva hubungan gaya – perpindahan serta karakeristik sendi plastis dan informasi
Sumber : *Analysis Reference Manual CSI for ETABS*

Kurva diatas menunjukkan hubungan gaya – perpindahan yang bergerak dari titik A – B – C – D – kemudian E. titik tersebut merepresentasikan karakteristik sendi plastis yang timbul pada elemen struktur. Titik A adalah titik origin, titik B menandakan leleh pertama, C menandakan kapasitas ultimit, D adalah kekuatan sisa (*residual strength*), dan E menandakan elemen struktur tersebut telah mengalami keruntuhan (*failure*). Level kinerja bangunan (IO, LS, dan CP) terletak di antara sendi plastis leleh pertama sampai mencapai batas ultimitnya. Dan warna yang tertera pada huruf-huruf tersebut merupakan indikator karakteristik sendi palstis pada program ETABS. Leleh pertama (B) ditandai dengan warna merah muda, dan runtuh ditandai dengan warna merah tua (E).

2.7 Tingkat Kinerja Bangunan

Tingkat kinerja bangunan ditetapkan berdasarkan aturan tingkat keselamatan yang diberikan kepada penghuni bangunan selama dan sesudah terjadinya gempa serta biaya yang ditimbulkan akibat kerusakan bangunan setelah gempa. Kinerja bangunan sendiri merupakan kombinasi dari kinerja komponen struktural dan nonstruktural. Visualisasi dari rekayasa gempa berbasis kinerja ditunjukkan dalam Gambar 2.20.

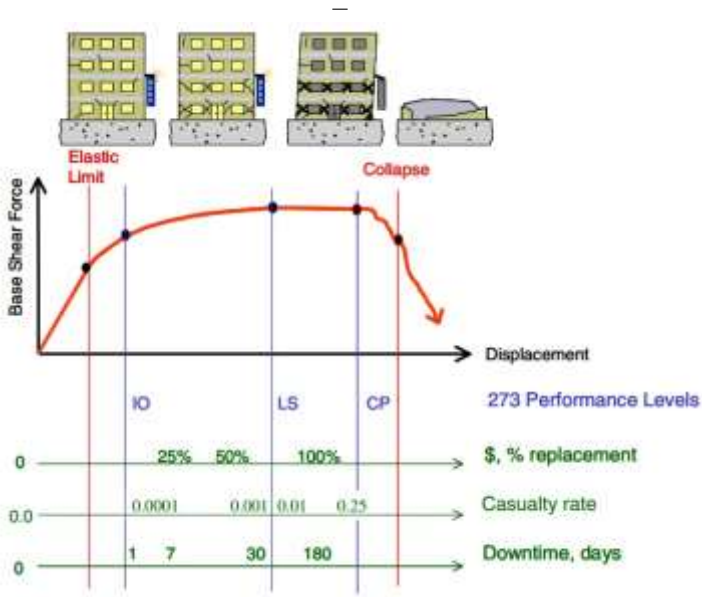
Besarnya tingkat kinerja suatu bangunan ditentukan melalui besarnya *drift ratio* dan *demage index* yang terjadi. Dalam FEMA 356 (2000) diatur ketetapan dari tingkat kinerja bangunan ke dalam empat tingkatan, yaitu:

1. Level 1 (Sangat Ringan) – *Operational*
   Tidak ada pergeseran permanen. Elemen struktural tetap memiliki kekuatan dan kekakuan seperti sebelum terjadi gempa. Kerusakan yang ditimbulkan tidak berpengaruh terhadap elemen struktural maupun nonstruktural, seluruh sistem operasional dapat berfungsi normal.

2. Level 2 (Ringan) – *Immediate Occupancy* (IO)
   Tidak ada pergeseran permanen. Elemen struktural tetap memiliki kekuatan dan kekakuan seperti sebelum terjadi gempa. Kerusakan yang ditimbulkan tidak berpengaruh terhadap elemen struktural sedangkan elemen nonstruktural sebagian besar masih dapat berfungsi. *Drift ratio* maksimum sebesar 0.5% dan *damage index* sebesar 0.1 – 0.333.

3. Level 3 (Sedang) – *Life Safety* (LS)
   Terjadi pergeseran permanen. Elemen struktural mengalami kerusakan sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang tetapi masih dapat bertahan sedangkan elemen nonstruktural rusak berat sehingga tidak dapat berfungsi. *Drift ratio* maksimum sebesar 1.5% dan *damage index* sebesar 0.333 – 0.5.

4. Level 4 (Berat) – *Collapase Prevention* (CP)
   Terjadi pergeseran permanen yang besar. Elemen struktural mengalami kerusakan berat tetapi masih memiliki sedikit kekuatan dan kekakuan (bangunan mendekati keruntuhan) dan elemen nonstruktural hancur total. *Drift ratio* maksimum sebesar 2% dan *damage index* sebesar 0.5



Gambar II.20 Visualisasi rekayasa gempa berbasis kinerja (FEMA 356, 2000)

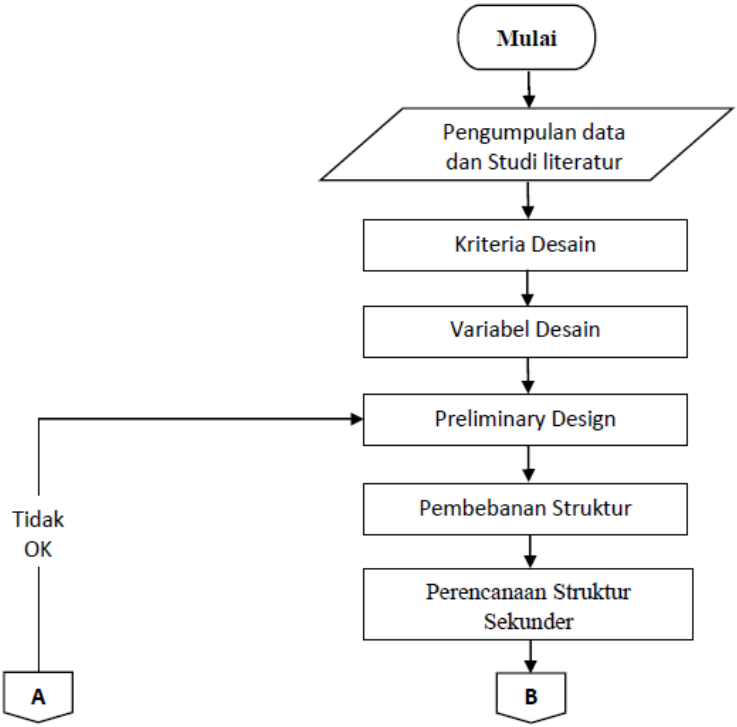
BAB III
METODOLOGI

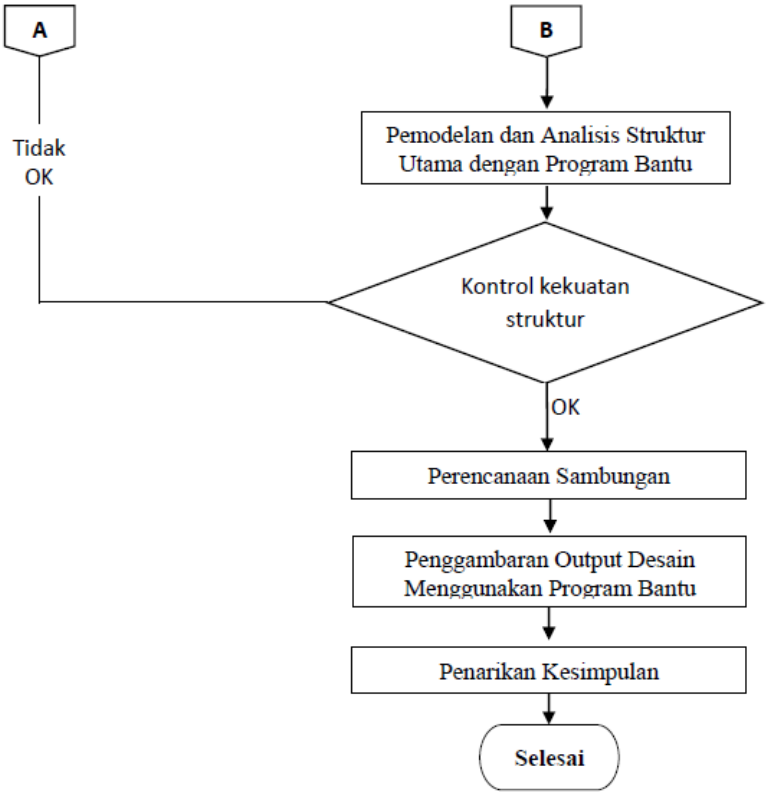
3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir ini, maka perlu disusun langkah – langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan. Urutan pelaksanaannya dimulai dari pengumpulan literatur dan pedoman perancangan sampai mencapai tujuan akhir dari analisis struktur yang akan disajikan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir

Tahapan dalam pengerjaan penelitian ini ditampilkan dalam bentuk diagram alir yang ditunjukkan dalam Gambar 3.1





Gambar III.1 Bagan Alir Metodologi Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Penjelasan Diagram Alir Metodologi

Dari diagram alir metodologi pada Gambar 3.1, urutan dalam pengerjaan penelitian ini dijelaskan sebagai berikut:

3.3.1 Studi Literatur

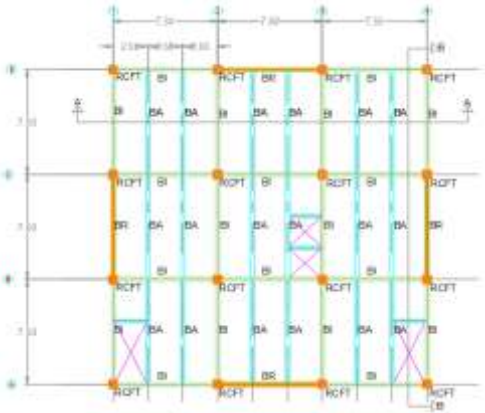
Penelitian di mulai dengan studi literatur terhadap sistem stuktur *Eccentricaally Braced Frame* (EBF) berdasarkan jurnal, referensi buku maupun peraturan yang berlaku. Adapun beberapa

peraturan yang digunakan sebagai pedoman dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

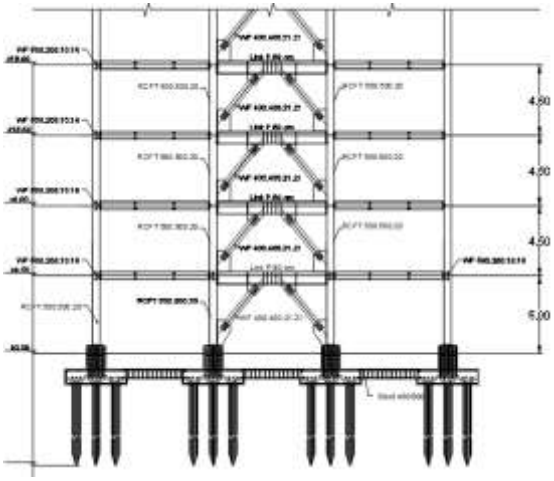
1. ANSI/AISC 360-10 (2010) tentang *specification for structural steel buildings*.
2. ANSI/AISC 341-10 (2010) tentang *seismic provisions for structural steel buildings*.
3. SNI 1726-2002 tentang standar perencanaan ketahan gempa untuk struktur bangunan gedung.
4. SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.
5. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983
6. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung
7. SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain
8. SNI 03-1729-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung

3.3.2 Kriteria Desain

Bangunan yang ditinjau adalah berupa gedung fiktif dengan pengaku eksentrik sebagai struktur penahan beban lateral gempa. Material yang digunakan adalah baja pada elemen struktur, dengan mutu baja BJ41 (Fu = 410 MPa, Fy = 250 MPa, E = 200000 Mpa). Struktur direncanakan memiliki tiga bentang ke arah sumbu x dan tiga bentang ke arah sumbu y dengan lebar masing-masing bentang adalah 7,5 m. Tinggi total gedung adala 45 m dengan tinggi setiap lantai adalah 4,5 m, dan jumlah lantai adalah 10 lantai.



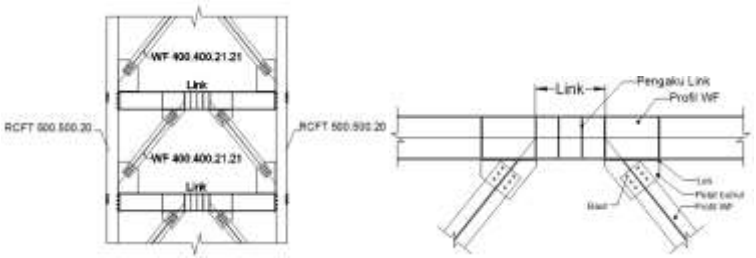
Gambar III.2 Denah Pembalokan & Kolom Lantai 2-10



Gambar III.3 Potongan Melintang Bangunan

3.3.3 Variabel Desain

Portal K-Split EBF didesain dengan variasi 3 panjang link yang berbeda yaitu *long link, intermediate link,* dan *short link* untuk melihat pengaruh dari ketiga tipe link pada prilaku struktur EBF.



Gambar III.4 Model Bracing

3.3.4 *Preliminary Design*

Preliminary Design yang dimaksud disini adalah penentuan profil desain struktur. Setelah denah dan dimensi struktur ditentukan, baru kemudian mendesain (*sizing*) dimensi awal profil baja yang digunakan pada tiap elemen/komponen struktur, antara lain; link, balok, bresing, dan kolom. Profil baja ditentukan sedemikian hingga kapasitas yang dimilikinya mampu menahan beban ultimit yang bekerja pada struktur, memenuhi batas layan struktur (*servicebility*), dan juga harus memikirkan aspek ekonomis. Aspek ekonomis penting agar biaya yang dikeluarkan oleh *owner* tidak membengkak diakibatkan borosnya profil yang digunakan. Maka biaya pengeluaran untuk profil baja yang digunakan harus dapat memenuhi kriteria permintaan owner.

3.3.5 Perhitungan Beban Struktur

Melakukan perhitungan beban struktur sebagai berikut :

1. Beban Mati

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

2. Beban Hidup

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

3. Beban Angin

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

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

Keterangan :

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

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

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

qi = qz untuk mengevaluasi tekanan internal positif pada bangunan gedung tertutup sebagian bila tinggi z ditentukan sebagai level dari bukaan tertinggi pada bangunan gedung yang dapat mempengaruhi tekanan internal positif. Untuk bangunan gedung yang terletak di wilayah berpartikel terbawa angin, kaca yang tidak tahan impak atau dilindungi dengan penutup tahan

impak harus diperlakukan sebagai bukaan sesuai dengan Pasal 26.10.3. Untuk menghitung tekanan internal positif, qi secara konservatif boleh dihitung pada ketinggian h (qi=qh)

G = faktor efek-tiupan angin

Cp = koefisien tekanan eksternal dari Gambar 27.4-1, 27.4-2, dan 27.4-3

(GC_{pi}) = koefisien tekanan internal dari Tabel 26.11-1

q dan q_i harus dihitung dengan menggunakan eksposur yang ditetapkan dalam Pasal 26.7.3. Tekanan harus diterapkan secara bersamaan pada dinding di sisi 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.

4. Beban Gempa

Struktur gedung yang tidak memenuhi ketentuan menurut SNI 03-1726-2012 ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan, untuk itu pengaruh Gempa Rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik.

Perhitungan respons dinamik struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat dilakukan dengan metoda analisis ragam spektrum respons dengan memakai Spektrum Respons Gempa Rencana yang nilai ordinatnya dikalikan faktor koreksi I/R, dimana 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 metoda ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa yang menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tingkat keutamaan (I) struktur dalam kepentingannya saat masa layan disajikan dalam tabel berikut ini :

Tabel III.1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Struktur Lainnya untuk Beban Gempa
(*Sumber : SNI 03-1726-2012*)

Jenis Pemanfaatan	**Kategori Resiko**
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen / rumah susun - Pusat perbelanjaan / Mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Bioskop - Gedung pertemuan	

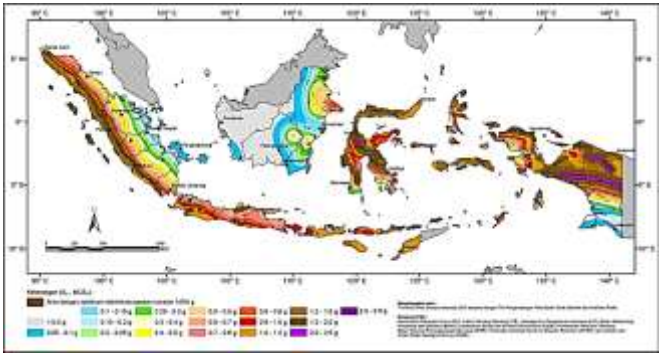
- Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk ke dalam kategori resiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan atau gangguan missal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori resiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia yang berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan struktur lainnya 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 bedan dan unit gawat darurat	IV

- Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, badai angin, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori resiko IV	

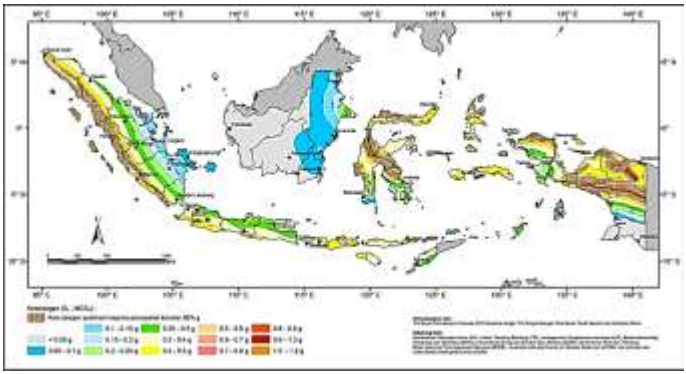
Tabel III.2 Faktor Keutamaan Gempa
(*Sumber : SNI 03-1726-2012*)

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

Parameter percepatan tanah (S_S, S_1) :



Gambar III.5 Peta untuk S_S
(Sumber : SNI 03-1726-2012)



Gambar III.6 Peta untuk S_1
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.3 Koefisien Situs, F*a*
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek, T=0,2 detik, Ss				
	Ss ≤ 0,25	Ss = 0,5	Ss = 0,75	Ss = 1	Ss ≥ 1,25
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,2	1,2	1,1	1	1
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SSb				

Tabel III.4 Koefisien Situs, Fv
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCEr terpetakan pada perioda pendek, T=1,0 detik, S1				
	S1 ≤ 0,1	S1 = 0,2	S1 = 0,3	S1= 0,4	S1 ≥ 0,5
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SSb				

Nilai faktor modifikasi respon (R) ditentukan berdasarkan tipe struktur yang akan direncanakan, yaitu yang tertera pada tabel 9 SNI 03-1726-2012. Berikut ini adalah nilai faktor modifikasi respon untuk berbagai tipe struktur tahan gempa.

Tabel III.5 Koefisien Modifikasi Respons
(Sumber : SNI 03-1726-2012)

B.Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	30
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10'	10'	1F
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	30
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI

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) :

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

Keterangan :

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

3.3.6 Perencanaan Struktur Sekunder

Melakukan perhitungan terhadap struktur sekunder gedung meliputi perhitungan pelat lantai dan balok anak.

3.3.7 Pemodelan dan Analisis Struktur Utama dengan Program Bantu

Data dan model yang telah ditetapkan ini selanjutnya dimodelkan dan dianalisis dengan bantuan *software* ETABS untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur serta deformasi yang terjadi, sedangkan untuk analisa portal EBF dilakukan dengan bantuan *software* ABAQUS.

3.3.8 Kontrol Perencanaan Struktur Utama

Pada bagian ini, penulis akan melakukan kontrol terhadap kekuatan struktur dengan cara analisis manual.

3.3.8.1 Kontrol Desain

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

1. Kontrol Partisipasi Massa

   Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus sekurang-kurangnya 90%
2. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

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

$$T = Ct \cdot hn^{x} \qquad (3.2)$$

   Dimana nilai parameter untuk SRBE adalah:

   Ct = 0,0731

   x = 0,75

   hn = Tinggi gedung
4. Kontrol Kinerja Struktur Gedung

Pembatasan simpangan antar lantai suatu struktur bertujuan untuk mencegah kerusakan non-struktur dan ketidaknyamanan penghuni berdasarkan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3.

3.2.8.2 Kontrol perhitungan elemen struktur primer

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

1. Kolom

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

   a. Kriteria Untuk Kolom Komposit Bagi Struktur Tekan

      - Kontrol luas penampang minimum profil baja,

$$\frac{As}{Ac + As} \times 100\% \geq 4\% \qquad (3.3)$$

      - Kontrol tebal minimum penampang baja berongga yang diisi beton,

$$t \geq b \times \sqrt{\frac{f_y}{3e}} \qquad (3.4)$$

   b. Kuat Nominal Tekan Kolom Komposit CFT

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \qquad (3.5)$$

$$\lambda p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.6)$$

$$\lambda r = 3\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{(tak kompak)} \qquad (3.7)$$

$$\lambda r = 5\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{(maksimum diijinkan)} \qquad (3.8)$$

Untuk komponen struktur komposit yang terisi beton

- Untuk penampang kompak

$$P_{no} = Pp \qquad (3.9)$$

Dengan,

$$P_p = fyAs + C_2 f'_c(Ac + Asr\frac{Es}{Ec}) \qquad (3.10)$$

- Untuk penampang non kompak

$$P_{no} = Pp - \frac{Pp - Py}{(\lambda r - \lambda p)^2}(\lambda - \lambda_p)^2 \qquad (3.11)$$

Dengan,

$$P_y = f_y A_s + 0{,}7 f'_c(Ac + Asr\frac{Es}{Ec}) \qquad (3.12)$$

- Untuk penampang langsing

$$P_{no} = f_{cr}A_s + 0{,}7 f'_c(Ac + Ar\frac{Es}{Ec}) \qquad (3.13)$$

Penampang persegi diisi beton

$$fcr = \frac{9Es}{(\frac{b}{t})^2} \qquad (3.14)$$

c. Amplifikasi momen

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

$$M_r = B_1 M_{ni} + B_2 M_i \qquad (3.15)$$

$$P_r = Pnt + B_2 P_t \qquad (3.16)$$

Keterangan rumus:

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

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

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

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

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

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

- Pengali B1untuk efek P-δ

$$B1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} \geq 1 \qquad (3.17)$$

Dengan,

α = 1 (DFBK)

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

$$Cm = 0{,}6 - 0{,}4(\frac{M1}{M2}) \qquad (3.18)$$

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

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

$$Pel = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \qquad (3.19)$$

Keterangan;

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

E = Modulus elastisitas baja = 200000 Mpa

I = Momen inersia bidang lentur, mm^4

L = Panjang komponen struktur, mm

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

- Pengali B2 untuk efek P-δ

$$B2 = \frac{1}{(1 - \frac{\alpha Pstor_y}{P_{estory}})} \qquad (3.20)$$

Dengan,

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 dengan rumusan:

Dengan, $Pe_{\ story} = RM\frac{HL}{\Delta_H}$ *(3.21)*

$$Rm = 1 - 0{,}15(\frac{P_{mf}}{P_{story}}) \qquad (3.22)$$

L = Tinggi tingkat (mm)

P_{mf} = Beban vertikal total pada kolomdalam tingkat yang merupakan bagian dari portal momen
ΔH = Simpangan tingkat dalam orde pertama
H = Geser tingkat, dalam arah translasi harus diperhitungkan, dihasilkan oleh gaya-gaya lateral yang digunakan untuk menghitung ΔH (N)

d. Momen Nominal

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

$$M_u \leq \emptyset Mn \qquad (3.23)$$

Keterangan:
Mu = Momen lentur terfaktor
$\emptyset$ = Faktor tahanan = 0,9
Mn = Kuat nominal dari momen lentur penampang

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

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \qquad (3.24)$$

$$\lambda_p = 1{,}12 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.25)$$

$$\lambda_r = 1{,}40 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \qquad (3.26)$$

Untuk komponen struktur berpenampang kotak/persegi

- Untuk penampang kompak

$$M_n = Mp = fy.Z \qquad (3.27)$$

- Untuk penampang nonkompak

$$M_n = Mp - (M_p - fyS)\left[3{,}57\frac{b}{t_f}\sqrt{\frac{f_y}{E}} - 4\right] \leq Mu \qquad (3.28)$$

- Untuk penampang langsing

  Dimana, $$M_n = fySe \quad (3.29)$$

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

$$be = 1.92.tf\sqrt{\frac{E}{fy}}\left(1-\frac{0{,}38}{\frac{b}{tf}}\sqrt{\frac{E}{fy}}\right) \leq b \quad (3.30)$$

e. Persamaan interaksi aksial momen

Interaksi beban aksial tekan dan lentur pada bidang simetris komponen struktur komposit ditentukan menurut

- Untuk $$\frac{Pu}{\emptyset Pn} \geq 0{,}2 \quad (3.31)$$

$$\frac{Pu}{\emptyset Pn}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\emptyset_b.Mcx}+\frac{M_{ry}}{\emptyset_b.Mcy}\right) \leq 1 \quad (3.32)$$

- Untuk $$\frac{Pu}{\emptyset Pn} \leq 0{,}2 \quad (3.33)$$

$$\frac{Pu}{2\emptyset Pn}+\left(\frac{M_{rx}}{\emptyset_b.Mcx}+\frac{M_{ry}}{\emptyset_b.Mcy}\right) \leq 1 \quad (3.34)$$

Keterangan:

P_r = kekuatan aksial perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, N

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

Mr = kekuatan momen perlu menggunakan kombinasi beban DFBK, Nmm

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

ϕ_c = faktor ketahanan untuk tekan = 0,9

ϕ_b = faktor ketahanan untuk lentur = 0,9

2. Balok

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

$$Mu \leq \phi Mn \qquad (3.35)$$

Dimana:

Mu = momen lentur terfaktor
Ø = faktor reduksi = 0,9
Mn = kuat nominal dari momen lentur penampang

- Kontrol penampang

Pengertian penampang kompak, tak kompak, dan langsing suatu komponen struktur yang memikul lentur, ditentukan oleh kelangsingan elemen-elemen tekannya yang ditentukan. Untuk penampang yang digunakan dalam perencanaan struktur baja maka batas kelangsingannya:

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} \qquad (3.36)$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \qquad (3.37)$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy}} \qquad (3.38)$$

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{tf} \qquad (3.39)$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \qquad (3.40)$$

$$\lambda_r \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \qquad (3.41)$$

Dimana :

bf = lebar sayap
tf = tebal sayap

h = tinggi profilm
tw = tebal pelat badan
fy = kuat leleh profil baja
fr = tegangan tekan residual pada plat sayap

- Kontrol tekuk lateral

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua pengekang lateral yang berdekatan, L. batas-batas bentang pengekang lateral :

Tabel III.6 Batas-batas pengekang lateral
(Sumber: SNI 03-1729-2002)

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 $f_L = f_y - f_r$ $X_1 = \frac{\pi}{S}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4\left(\frac{S}{GJ}\right)^2 \frac{I_w}{I_y}$ I_w adalah konstanta puntir lengkung J adalah konstanta puntir torsi
Profil kotak pejal atau berongga	$0{,}13 E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_p}$	$2E r_y \frac{\sqrt{JA}}{M_r}$

- Bentang Pendek ($L_b \le L_p$)

$$M_n = Mp = Zx.fy \qquad (3.42)$$

- Bentang Menengah ($L_p \le L_b \le L_r$)

$$M_n = C_b\left(M_r + (M_p - M_r)\frac{L_r - L_b}{L_r - L_p}\right) \le M_p \qquad (3.43)$$

- Bentang Panjang ($L_r \le L_b$)

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{E.I_y.G.J\left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2} \le M_p \qquad (3.44)$$

Dimana :
Zx = Modulus plastis
fy = Kuat leleh profil baja

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \le 2.30 \qquad (3.45)$$

Keterangan :
Mmax adalah momen maksimum dari bentang yang ditinjau
MA adalah momen pada ¼ bentang yang ditinjau
MB adalah momen pada ½ bentang yang ditinjau
MC adalah momen pada ¾ bentang yang ditinjau

- Kontrol kuat rencana geser

Kuat komponen struktur dalam memikul momen lentur tergantung dari panjang bentang antara dua

$$Vu \le \phi Vn \qquad (3.46)$$

Dimana :
Vu = kuat geser berfaktor
Vn = kuat geser nominal, hanya oleh plat badan
ϕ = faktor reduksi (0,9)

- Leleh pada plat badan (plastik sempurna)

Jika perbandingan maksimum tinggi terhadap tebal panel h/tw, memenuhi :

$$\frac{h}{tw} \leq 1{,}1\sqrt{\frac{k_n E}{fyw}} \qquad (3.47)$$

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

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut :

$$Vn = 0{,}6 \times fyw \times Aw \qquad (3.49)$$

Dimana :
Fyw = tegangan leleh plat badan
Aw = luas kotor plat badan

- Tekuk inelastik pada plat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

$$1{,}1\sqrt{\frac{k_n E}{fyw}} \leq \frac{h}{tw} \leq 1{,}37\sqrt{\frac{k_n E}{fyw}} \qquad (3.50)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut:

$$Vn = 0{,}6 \times fyw \times Aw\left[1{,}1\sqrt{\frac{k_n E}{fyw}}\right]\frac{1}{h/t_w} \qquad (3.51)$$

- Tekuk elastik pada plat badan

Jika kelangsingan plat badan memenuhi hubungan:

$$\frac{h}{tw} \geq 1{,}37\sqrt{\frac{k_n E}{fyw}} \qquad (3.52)$$

Maka kuat geser nominal plat badan harus dihitung sebagai berikut:

$$Vn = \frac{0{,}9 \times E \times k_n \times Aw}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \qquad (3.53)$$

3. *Link*

Link adalah bagian dari balok yang direncanakan untuk mendisipasi energi pada saat terjadi gempa kuat. *Link* harus memenuhi perbandingan lebar terhadap tebal sesuai dengan SNI 03-1729-2002 Tabel 15.7-1. Tegangan leleh bahan baja yang digunakan pada *link* tidak boleh melebihi 350 MPa. Pelat badan dari *link* harus berupa pelat tunggal tanpa pelat pengganda dan tanpa penetrasi. Kecuali diatur pada SNI 03-1729-2002 Butir 15.13.2.6, kuat geser rencana *link*, φVn, harus lebih besar daripada kuat geser perlu Vu, dengan:

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

$V_p = 0{,}6\ fy\ (d-2\ .\ tf)\ tw$

Ø = 0,9

e = panjang *link*

Apabila beban aksial terfaktor pada *Link*, Nu, tidak melebihi 0,15 N_y , dengan Ny = Ag Fy, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana Link tidak perlu diperhitungkan. Apabila beban terfaktor pada Link, Nu, melebihi 0,15 N_y, ketentuan tambahan berikut ini harus dipenuhi:

1. Kuat geser rencana *link* harus ditentukan sebagai nilai terkecil dari Ø V_{pa} atau $2ØM_{pa}/e$, dengan:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2} \qquad (3.54)$$

$$M_{pa} = 1{,}18M_p\left(1 - \left(\frac{N_u}{N_y}\right)^2\right) \quad (3.55)$$

$$Ø = 0{,}9 \quad (3.56)$$

2. Panjang *link* tidak boleh melebihi :
   - untuk $p'(A_w/A_g) \geq 0{,}3$
     $[1{,}15 - 0{,}5p'(A_w/A_g)]1{,}6M_p/V_p,$ (3.57)
   - untuk $p'(A_w/A_g) < 0{,}3$
     $1{,}6M_p/V_p,$ (3.58)

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

1. 0,08 radian untuk e ≤ $1{,}6M_p/V_p$; (3.59)
2. 0,02 radian untuk e ≤ $2{,}6M_p/V_p$; (3.60)
3. Nilai Sudut Rotasi *link* ditentukan dengan interpolasi linier untuk nilai e yang berada di antara keduanya.

4. Balok dan Bresing Diluar *Link*

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

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

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

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

3.3.9 Perencanaan Sambungan

Pada bagian ini, penulis akan melakukan kontrol terhadap kekuatan struktur dengan cara analisis manual.

Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 03-1729-2002

- Sambungan baut

  Kuat geser:

  $$V_d = \emptyset_f \,.V_n = \emptyset_f \,.r_1.f_u^b.A_b \qquad (3.61)$$

  Kuat tumpu:

$$R_d = Ø_f .V_n = 2{,}4\ Ø_f .d_b.t_r.f_u \quad (3.62)$$

"Dari nilai Vd dan Rd dipilih nilai terkecil"

Jumlah baut (n):

$$\boldsymbol{n = \frac{V_u}{Ø R_n}} \quad (3.63)$$

Dimana:

$Ø_f$ = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)
r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser
= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser
f_u^b = Tegangan tarik putus baut
A_b = Luas bruto penampang baut
f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat
t_p = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum	= 1,5 db
Jarak tepi maksimum	= (4tp + 100 mm) atau 200 mm
Jarak minimum antar baut	= 3 db
Jarak maksimum antar baut	= 15 tp atau 200 mm

Kontrol kekuatan pelat:

$$\boldsymbol{Ø P_n = 0{,}75 \times 0{,}6 \times Anv} \quad (3.64)$$

$$\boldsymbol{Ø P_n > V_n} \quad (3.65)$$

3.3.10 Penggambaran Output Desain Menggunakan Program Bantu

Setelah pemodelan portal EBF dimodelkan dengan menggunakan *software* ABAQUS 6.14, dilakukan proses running atau eksekusi proses pembebanan. Hasil eksekusi pembebanan tersebut akan dianalisis, baik perilaku kerusakan sambungan, tegangan, regangan, dan daktilitas dari model portal EBF yang direncanakan. Analisis gaya dilakukan untuk mengetahui beban maksimum yang bekerja pada sistem portal EBF serta menetapkan batasan-batasannya sesuai dengan peraturan yang berlaku. Proses

running dan analisis gaya pada model portal EBF tersebut dilakukan dengan iterasi berulang untuk mendapatkan konfigurasi portal EBF yang daktail.

3.3.11 Penarikan Kesimpulan Penelitian

Berdasarkan analisis hasil pemodelan yang dilakukan pada masing-masing tipe struktur EBF menggunakan bantuan *software* (ETABS dan ABAQUS) maka dapat ditarik kesimpulan dengan meninjau perilaku kerusakan sambungan, tegangan, regangan, dan daktilitas dari seluruh studi yang telah dilakukan.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB IV
HASIL PERENCANAAN

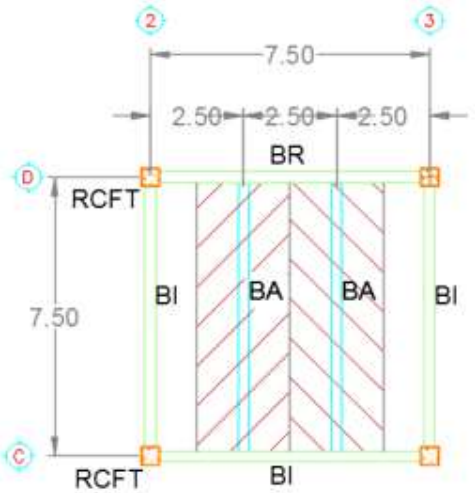
4.1 Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1 Perencanaan dimensi pelat lantai gedung

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

- Beban mati (berat sendiri bondek dan pelat beton) sudah diperhitungkan
- Berat berguna yang digunakan adalah jumlah beban hidup dan beban-beban finishing lainnya
- Beton menggunakan mutu K-350 kg/cm^2
- Bondex menggunakan tebal 0,75 mm
- Mutu baja tulangan u-48 (f_y = 4800 kg/cm^2)
- Bondex dengan satu baris penyangga.

4.1.1.1 Pelat lantai atap



Gambar IV.1 Pelat Lantai Atap

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai atap ini menggunakan PPIUG 1983 dan SNI 1727-2013.

Beban Mati:

- Berat aspal (2 cm) : 2 x 14 = 28 kg/m^2
- Berat plafon + penggantung : 11 + 7 = 18 kg/m^2
- Berat Spesi (1 cm) : 1 x 21 = 21 kg/m^2
- Berat ducting dan plumbing = 10 kg/m^2 +

q_D = 77 kg/m^2

Beban Hidup (SNI 1727-2013):

- Lantai atap q_L = 97,9 kg/m^2 ≈ 100 kg/m^2

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$ = 77 + 100 = 177 kg/m^2 ≈ 200 kg/m^2

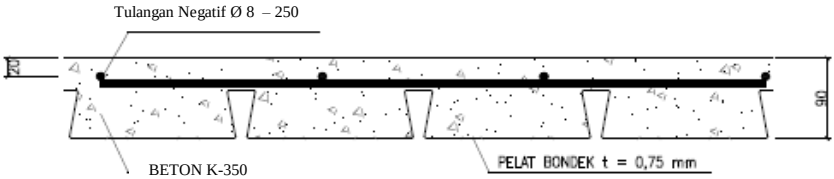
Data-data perencanaan pelat bondex

- bentang = 2,50 m
- beban berguna = 200 kg/m^2

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif As=1,71 cm^2/m tanpa penyangga.

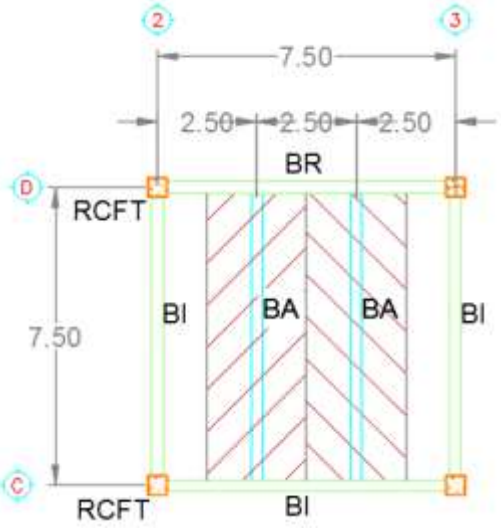
Digunakan tulangan dengan Ø 8 (As = 0,503 cm^2)

- n = $\frac{1,71}{0,503}$ = 3,4 ≈ 4 buah
- Jarak antar tulangan s = $\frac{1000}{4}$ =250 mm
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø 8–250



Gambar IV.2 Penulangan Pelat Atap

4.1.1.2 Pelat lantai apartemen



Gambar IV.3 Pelat Lantai Apartemen

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi (2 cm) : 2 x 21 = 42 kg/m^2
- Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m^2
- Berat plafon + penggantung 11 +7 = 18 kg/m^2
- Berat d*ucting* dan *plumbing* = 10 kg/m^2 +

q_D = 94 kg/m^2

Beban Hidup :

- Lantai apartemen q_L = 200 kg/m^2

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$ = 94+ 200 = 294 kg/m^2 ≈ 300 kg/m^2

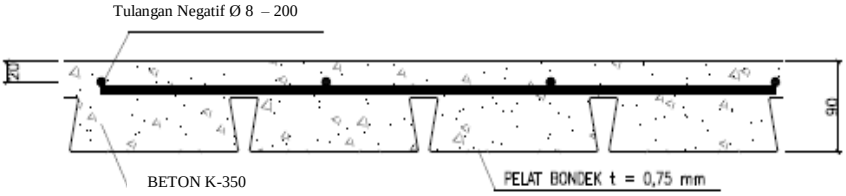
Data-data perencanaan pelat bondek

- Bentang = 2.5 m
- Beban berguna = 300 kg/m^2

Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,09 cm^2/m tanpa penyangga.

Digunakan tulangan Ø 8 (As = 0,503 cm^2)

- n = $\frac{2,48}{0,503}$ = 4,93 ≈ 5 buah
- Jarak antar tulangan s = $\frac{1000}{5}$ = 200 mm
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø 8 – 200



Gambar IV.4 Penulangan Lantai Apartemen

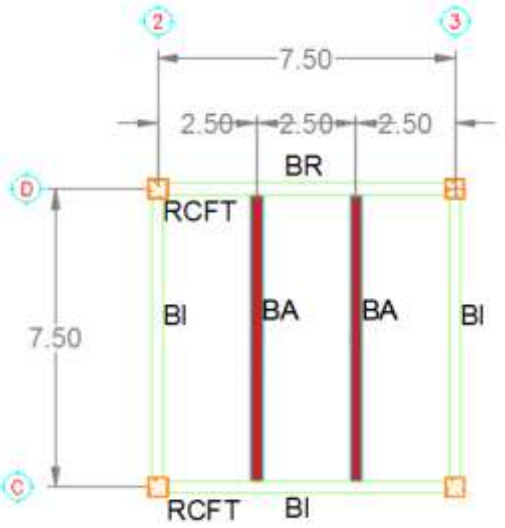
4.1.2 Perencanaan balok anak

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

4.1.2.1 Balok anak lantai atap

Menggunakan profil WF 350 x 250 x 8 x 12

W	69.2	(kg/m)		ix	14.5	(cm)
A	88.15	(cm^2)		iy	5.92	(cm)
d	336	(mm)		Sx	1100	(cm^3)
bf	249	(mm)		Sy	248	(cm^3)
tw	8	(mm)		Zx	1163	(cm^3)
tf	12	(mm)		Zy	377	(cm^3)
r	20	(mm)	BJ 41	Lp (cm)	294.699	(cm)
Ix	18500	(cm^4)		Lr (cm)	868.078	(cm)
Iy	3090	(cm^4)		fu	4100	kg/cm^2
h	272	(mm)		fy	2500	kg/cm^2



Gambar IV.5 Balok Anak Lantai Atap

Pembebanan pada balok anak lantai atap

- Beban mati

Berat pelat bondek	=	10,1	kg/m^2
Berat aspal (2cm) 2 x 14	=	28	kg/m^2
Berat beton (9 cm) 0,09 x 2400	=	216	kg/m^2
Berat plafond + penggantung 11 + 7	=	18	kg/m^2
Berat ducting dan plumbing	=	10	kg/m^2 +
	=	282,1	kg/m^2
Berat perhitungan pelat lantai			
282,1 kg/m^2 x 2,5 m	=	705,25	kg/m
Berat profil	=	69,2	kg/m +
q_D	=	774,45	kg/m

- Beban hidup

q_L = 2,5 m x 100 kg/m^2 = 250 kg/m

- Beban berfaktor :

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

$= 1{,}2 \cdot 774{,}45 + 1{,}6 \cdot 250$ = 1329,3 kg/m

a. Gaya dalam pada balok anak lantai atap

- Momen yang terjadi

  $M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1329{,}3 \times 7{,}5^2$

  = 9346,9 kg.m

- Gaya geser yang terjadi

  $V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1329{,}3 \times 7{,}5$

  = 4985 kg

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

  Pelat sayap

  $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{249}{2(12)} = 10{,}375$

  $\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}752$

  $\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 10,375 < 10,752 → 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 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \cdot Z_x$ = 2500 . 1163 = 2907500 kg.cm

  = 29075 kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

  $\emptyset_b \cdot M_n$ = 0,9 . 29075

  = 26167,5 kg.m > 9346,922 kg.m ... **OK !**

- Kontrol terhadap tekuk lateral
  Jarak pengaku lateral (L_b) = 20 cm.
  Lp = 294,70 cm
  Lr = 868,08 cm
  Lb < Lp < Lr ⟶ Bentang Pendek.

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$
  Mnx = Mpx = Zx . fy
  = 1163 x 2500
  = 2907500 kgcm = 29075 kgm
  Mny = Mpy = Zy . fy
  = 377 x 2500
  = 942500 kgcm = 9425 kgm

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\varnothing_b.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\varnothing_b.M_{ny}} \leq 1,0$$

$$\frac{9346,92}{0,9.29075} + \frac{0}{0,9.9425} \leq 1,0 \rightarrow 0,357 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

c. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{t_w} = 34 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$

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 . 33,6 . 0,8
= 40320 kg

Ø $V_n \geq V_u$
Ø V_n = 0,9 . 40320 kg
= 36288 kg > 4985,025 kg → OK !

d. Kontrol lendutan

L = 750 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{750}{360} = 2{,}083\ cm$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{10{,}24 \times 750^4}{2000000 \times 18500}$

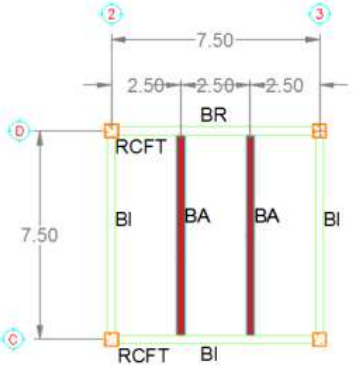
$= 1{,}14\ cm$

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1{,}141\ cm < 2{,}083\ cm \rightarrow$ OK !

4.1.2.2 Balok anak lantai apartemen

Menggunakan profil WF 350 x 250 x 8 x 12

W	69.2	(kg/m)		ix	14.5	(cm)
A	88.15	(cm^2)		iy	5.92	(cm)
d	336	(mm)		Sx	1100	(cm^3)
bf	249	(mm)		Sy	248	(cm^3)
tw	8	(mm)		Zx	1163	(cm^3)
tf	12	(mm)		Zy	377	(cm^3)
r	20	(mm)	BJ 41	Lp (cm)	294.699	(cm)
Ix	18500	(cm^4)		Lr (cm)	868.078	(cm)
Iy	3090	(cm^4)		fu	4100	kg/cm^2
h	272	(mm)		fy	2500	kg/cm^2



Gambar IV.6 Denah Balok Anak Lantai Apartemen

a. Pembebanan pada balok anak lantai apartemen

- Beban mati

Berat pelat bondek	=	10,1	kg/m^2
Berat spesi 2 cm (0,02 x 2100)	=	42	kg/m^2
Berat beton 0,09 x 2400	=	216	kg/m^2
Berat plafon + penggantung 11 + 7	=	18	kg/m^2
Berat ducting dan plumbing	=	10	kg/m^2
Berat Keramik 1cm	=	24	kg/m^2 +
	=	320,1	kg/m^2
Berat perhitungan pelat lantai			
320,1 kg/m^2 x 2,5 m	=	800,25	kg/m
Berat Profil	=	69,2	kg/m +
q_D	=	869,45	kg/m

- Beban hidup lantai

q_L = 2,5 m x 200 kg/m^2 = 500 kg/m

- Beban berfaktor :

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

$= 1{,}2 \cdot 869{,}45 + 1{,}6 \cdot 500$ = 1843,34 kg/m

b. Gaya dalam pada balok anak lantai apartemen

- Momen yang terjadi

$M_U = \frac{1}{8} \times q_U \times L^2 = \frac{1}{8} \times 1843{,}34 \times 7{,}5^2$

= 12960,98 kg.m

- Gaya geser yang terjadi

$V_U = \frac{1}{2} \times q_U \times L = \frac{1}{2} \times 1843{,}34 \times 7{,}5$

= 6912,525 kg

e. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{249}{2(12)} = 10{,}375$

$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10{,}752$

$\lambda \leq \lambda_p \longrightarrow$ 10,375 < 10,752 → 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 → penampang kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

  $M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \cdot 1163 = 2907500$ kg.cm
  $= 29075$ kg.m

- Cek kemampuan penampang

  $\emptyset_b \cdot M_n \geq M_u$

  $\emptyset_b \cdot M_n = 0{,}9 \cdot 29075$
  $= 26167{,}5$ kg.m > 12960,98 kg.m ... **OK !**

- Kontrol terhadap tekuk lateral

  Jarak pengaku lateral (L_b) = 20 cm.

  Lp = 294,70 cm

  Lr = 868,08 cm

  Lb < Lp < Lr ⟶ Bentang Pendek.

- Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

  Mnx = Mpx = Zx . fy
  = 1163 x 2500
  = 2907500 kgcm = 29075 kgm

  Mny = Mpy = Zy . fy
  = 377 x 2500
  = 942500 kgcm = 9425 kgm

- Persamaan Interaksi

$$\frac{M_{ux}}{\emptyset_b . M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b . M_{ny}} \leq 1{,}0$$

$$\frac{12960,98}{0,9.29075} + \frac{0}{0,9.9425} \leq 1,0 \rightarrow 0,49 \leq 1,00 \rightarrow OK$$

f. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$\frac{h}{t_w} = 34 \quad : \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$

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 . 33,6 . 0,8
= 40320 kg

Ø V_n ≥ V_u
Ø V_n = 0,9 . 40320 kg
= 36288 kg > 6912,525 kg → OK !

g. Kontrol lendutan

L = 750 cm

$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{750}{360} = 2,083\ cm$

$f^0 = \frac{5}{384} \times \frac{(q_D + q_L).L^4}{E.I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{13,69 \times 750^4}{2000000 \times 18500}$

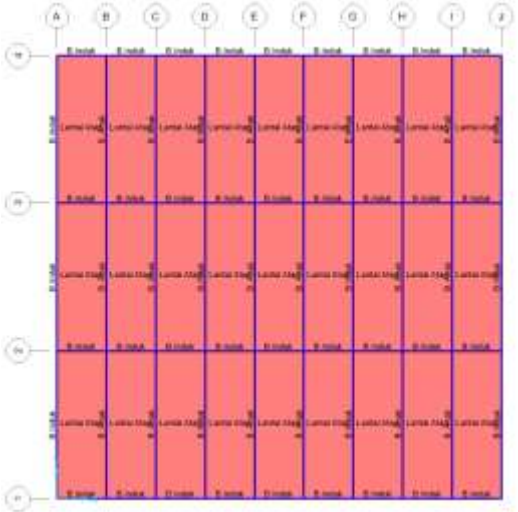
$= 1,525\ cm$

$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 1,525\ cm < 2,083\ cm \rightarrow$ OK !

4.2 Permodelan Struktur

4.2.1 Penjelasan umum

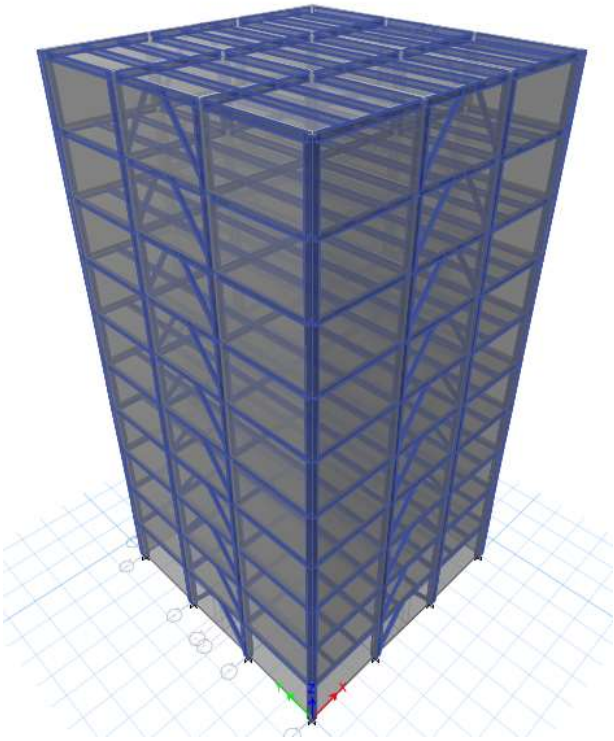
Pemodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frames* (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat beban gempa. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan apartemen 10 lantai dengan total tinggi struktur 41 meter. Denah rencana struktur dalam permodelan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:



Gambar IV.7 Denah Struktur Gedung Permodelan

Pada **Gambar 4**.7 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 permodelan ini tanpa menggunakan dilatasi. Bentuk struktur yang tidak simtris 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. Berikut adalah gambar permodelan yang dilakukan dalam program ETABS 2016:



Gambar IV.8 Pemodelan Struktur Gedung

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
   - 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 21 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
   - Berat keramik sebesar 24 kg/ m^2 untuk setiap ketebalan 1cm
   - Berat *ducting* dan *plumbing* sebesar 10 kg/m^2
   - Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/ m^2

   Dengan rincian pembebanan sebagai berikut :

   a. Pelat Atap

Berat Pelat Bondek	=	10,1 kg/m^2
Berat Beton 0,09 x 2400	=	216 kg/m^2
Beban Aspal,t = 2cm = 2 x 14	=	28 kg/m^2
Beban rangka dan Plafon = (11+7)	=	18 kg/m^2
Ducting Plumbing	=	10 kg/m^2
	=	282,1 kg/m^2

   b. Pelat Lantai Gedung

Berat Pelat Bondek	=	10,1 kg/m^2
Berat Beton 0,09 x 2400	=	216 kg/m^2
Beban Spesi,t = 2 cm = 2 x 21	=	42 kg/m^2
Beban Keramik,t = 1 cm = 1 x 24	=	24 kg/m^2
Beban Plafon dan Penggantung= (11+7)	=	18 kg/m^2
Ducting Plumbing	=	10 kg/m^2
	=	320,1 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:

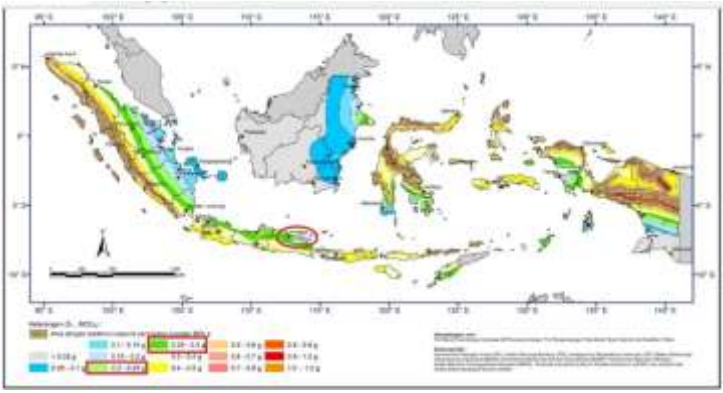
- Lantai atap = 100 kg/m^2
- Lantai apartemen = 200 kg/m^2

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Surabaya termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Jenis tanah termasuk kedalam kelas SD. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

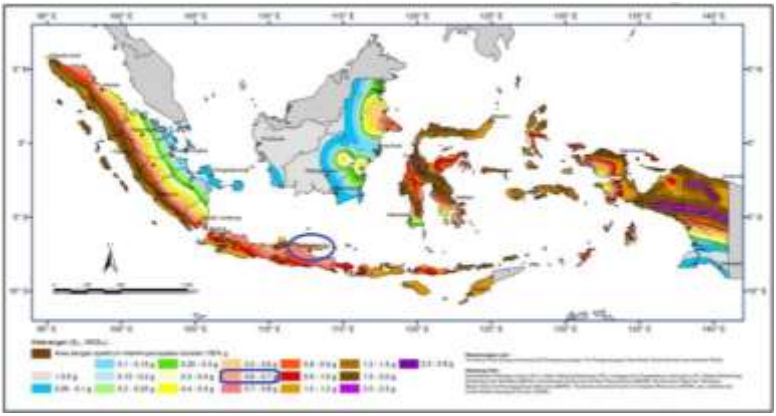
4.2.3 Pembebanan gempa dinamis

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.



Gambar IV.9 S_1, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER),kelas situs SB
Sumber: SNI 1726:2012

Didapat S_1=0,25



Gambar IV.10 S_S, Gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget(MCER),kelas situs SB
Sumber: SNI 1726:2012

Didapat S_S=0,6

4.2.3.1 Arah pembebanan

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

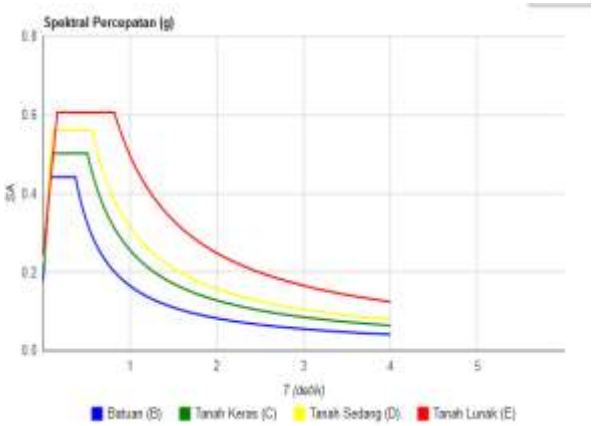
4.2.3.2 Parameter respon spektrum rencana

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 Surabaya dengan kelas situs E.

Tabel IV.1 Parameter Respon Gempa Wilayah Surabaya untuk Kelas Situs E (Tanah Lunak)

PGA (g)	0.326
SS (g)	0.663
S1 (g)	0.248
CRS	0.992
CR1	0.929
FPGA	1.123
FA	1.373
FV	3.009
PSA (g)	0.366
SMS (g)	0.911
SM1 (g)	0.746
SDS (g)	0.607
SD1 (g)	0.497

T0 (detik)	0.164
TS (detik)	0.819



Gambar IV.11 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Surabaya

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 4.2 beriku (tabel 9 SNI 03-1726-2012) diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Tabel IV.2 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 (I)

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

Dalam input baban gempa dinamis dalam ETABS 2015 dengan menggunakan fungsi *respon spectrum* yang dapat dilihat pada gambar 4.13 dan input load cases pembebanan gempa dengan meninjau faktor reduksi gempa, faktor keutamaan, dan arah pembebanan yang dikalikan dengan faktor skala. Faktor skala di dapat dari rumus

- 100% x 9,81 x $\frac{I}{R}$
- 30% x 9,81 x $\frac{I}{R}$

Tabel IV.3 Faktor keutamaan gempa

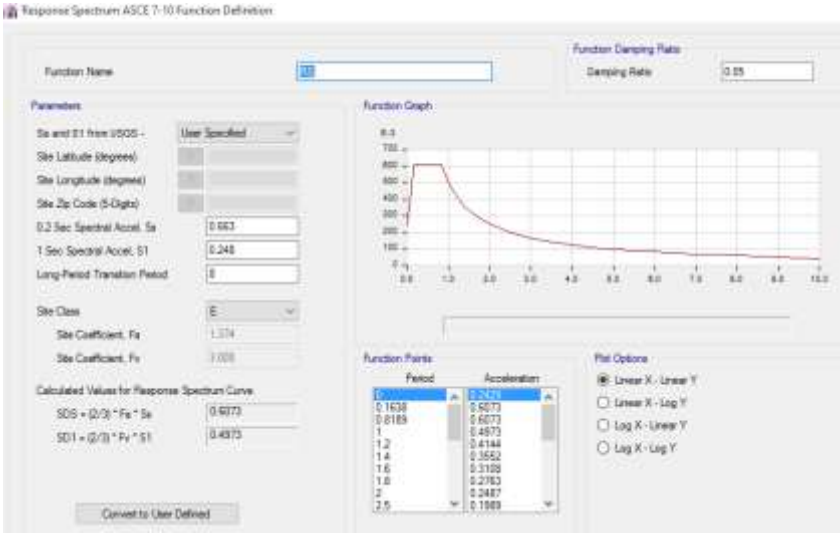
Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Didapat nilai I_e = 1,00 untuk gedung apartemen yang tergolong kategori reiko I

Tabel IV.4 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^h	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)^i				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D^d	E^d	F^e
10. Dinding geser beton biasa pracetak	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
11. Dinding geser beton biasa pracetak biasa	5	2½	5	TB	TI	TI	TI	TI
12. Dinding geser beton biasa prategang	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
13. Dinding geser beton biasa dengan (ARC) berlubang biasa	2	2½	2	TB	10	TI	TI	TI
14. Dinding geser beton biasa dengan (AAC) panel biasa	2½	2½	2½	TB	TI	TI	TI	TI
15. Dinding rangka dengan (kayu) dilapisi dengan panel struktur kayu yang dirancang untuk tahanan gaser atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
16. Dinding rangka dengan (baja ringan) dilapisi dengan panel struktur kayu yang dirancang untuk tahanan gaser, atau dengan lembaran baja	6½	3	4	TB	TB	20	20	20
17. Dinding rangka dengan dengan panel gaser dari semua material lainnya	2	2½	2	TB	TB	10	TI	TI
18. Sistem dinding rangka dengan (baja ringan dingin) menggunakan bresing strip datar	4	2	3½	TB	TB	20	20	20
B. Sistem rangka bangunan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	48
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2	5	TB	TB	48	48	48
3. Rangka baja dengan bresing konsentris biasa	3½	2	3½	TB	TB	10^f	10^f	TI
4. Dinding geser beton bertulang khusus	6	2½	5	TB	TB	48	48	48
5. Dinding geser beton bertulang biasa	5	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI
6. Dinding geser beton polos detail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
7. Dinding geser beton polos biasa	1½	2½	1½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Dinding geser pracetak menengah	5	2½	4½	TB	TB	12^f	12^f	12^f
9. Dinding geser pracetak biasa	4	2½	4	TB	TI	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	48
11. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5	2	4½	TB	TB	48	48	48
12. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3	2	3	TB	TB	TI	TI	TI

Didapat nilai R = 8 untuk struktur rngka baja dengan bresing eksentris



Gambar IV.12 Grafik Respon Spektrum Situs E Surabaya

Gambar IV.13 Pembebanan Gempa Dinamis Arah X

Gambar IV.14 Pembebanan Gempa Dinamis Arah Y

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::

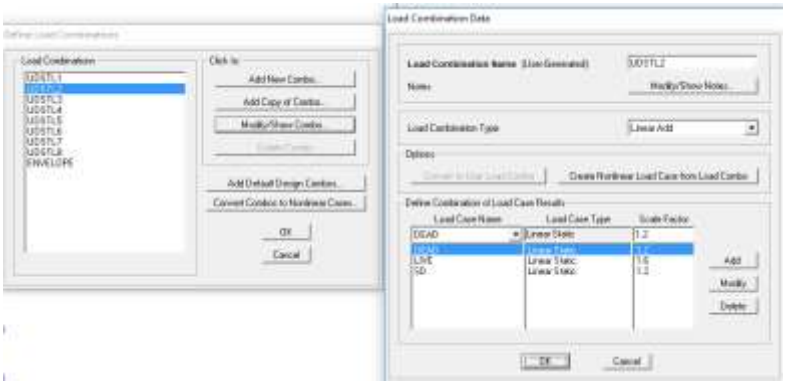
- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (L atau 0,5W)
- 1,2 D + 1,0W + L + 0,5 (L_r atau R)
- 1,2 D + 1,0 E + 1/0,5 LL
- 0,9 D + 1,0 W
- 0,9 D + 1,0 E

Keterangan :

DL : Beban mati
LL : Beban hidup
E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Perencanaan struktur yang akan dianalisa pada bagian elemen struktur baja maupun komposit tidak diperkenankan mengalami plastis saat terjadi gempa kuat didasarkan pada nilai gaya maksimum yang terjadi pada elemen-elemen struktur tersebut setelah melalui analisis pembebanan gempa dengan koefisien beban gempa sebesar 1 dan beban hidup dapat direduksi menjadi 0,5 kali.

Dalam input kombinasi pembebanan dalam ETABS dengan menggunakan *define load combination* dapat dilihat pada Gambar 4.15 beriku ini.



Gambar IV.15 Kombinasi Pembebanan pada ETABS

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 Permodelan Struktur
- Kontrol partisipasi massa.
- 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 berat struktur

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban

mati yang terdiri dari berat sendiri material-material bangunan dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

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

Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup (1D+1L) dari permodelan ETABS 2016 dan secara manual tersaji pada tabel berikut.

Tiap Tabel IV.5 Perhitungan Berat Struktur Tiap Lantai Lantai

Lantai ke-	Beban Mati (kN)	Beban Hidup (kN)	Beban Mati Tambahan (kN)	Berat (kN)
1	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
2	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
3	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
4	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
5	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
6	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
7	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
8	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
9	813.99	1012.5	1620.51	3446.99
10	813.99	506	1428.13	2748.37
Total				33771.31

Tabel IV.6 Rekapitulasi Berat Struktur Berdasarkan Program Bantu Analisa Struktur

TABLE: Base Reactions						
1D + 1L	**FX**	**FY**	**FZ**	**Selisih (kN)**	**Persentae (%)**	Kontrol
	kN	**kN**	**kN**			
Short	0	0	33591.068	180.25	0.534	OK
Intermediate	0	0	33607.9553	163.36	0.484	OK
Long	0	0	33573.8527	197.46	0.585	OK

Berdasarkan tabel 4.6, maka dapat diketahui bahwa ketiga model struktur EBF yang dimodelkan dengan bantuan program bantu memiliki selisih berat dari 5% dengan berat hasil perhitungan manual, sehingga dapat dikatakan bahwa analisa permodelan tersebut telah sesuai dengan kondisi aslinya.

4.2.5.2 Kontrol partisipasi massa

Besaran massa elemen struktur (mass source) adalah massa struktur pada ETABS yang digunakan pada perhitungan massa untuk analisa modal. Dalam peninjuan pembebanan gempa massa total struktur terdiri dari berat sendiri struktur dan beban hidup yang dikalikan dengan faktor reduksi 0,5.

Perhitungan respon dinamik struktur harus sedemikiannya agar partisispasi massa terkombinasi paling sedikit sebesar 90% dari massa asli dari masing-masing arah. Karenanya digunakan bantuan program ETABS 2015 untuk mengeluarkan partisipasi massa seperti Tabel 4.7 berikut ini:

Tabel IV.7 Rasio Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Mode	**Short Link**		**Intermediate Link**		**Long Link**	
	Sum UX	**Sum UY**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum UX**	**Sum UY**
1	0.8209	0	0.7997	0	0.8025	0
2	0.8209	0.8209	0.7997	0.7997	0.8025	0.8025
3	0.8209	0.8209	0.7997	0.7997	0.8025	0.8025
4	0.9422	0.8209	0.9073	0.7997	0.9035	0.8025
5	0.9422	0.9422	0.9073	0.9073	0.9035	0.9035
6	0.9422	0.9422	0.9073	0.9073	0.9035	0.9035
7	0.9743	0.9422	0.945	0.9073	0.9418	0.9035
8	0.9743	0.9743	0.945	0.945	0.9418	0.9418
9	0.9743	0.9743	0.945	0.945	0.9418	0.9418
10	0.9874	0.9743	0.9654	0.945	0.963	0.9418
11	0.9874	0.9874	0.9654	0.9654	0.963	0.963
12	0.9937	0.9874	0.9654	0.9654	0.963	0.963

Dari tabel di atas didapat partisipasi massa untuk arah X terjadi pada modal ke 4 dan partisipasi massa arah Y sebesar terjadi pada modal ke 5. 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 waktu getar alami fundamental

Perkiraan periode alami fundamental (Ta) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$T_a = Ct. h_n^x$

(nilai C_t dan ^{x} diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012 dan h_n adalah tinggi total gedung)

Tabel IV.8 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

Parameter percepatan respons 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

Tabel IV.9 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

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 = 45 m

$T_a = 0,0731 . 45^{0,75} = 1,27$ detik

Dengan nilai $S_{D1} = 0,497$, maka Cu = 1,4

Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah :

T = Ta. Cu = 1,27. 1,4 = 1.7781 detik.

Tabel IV.10 Perioda dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods and Frequencies							
Case	Mode	Short Link		Intermediate Link		Long Link	
		Period	Frequency	Period	Frequency	Period	Frequency
		sec	cyc/sec	sec	cyc/sec	sec	cyc/sec
Modal	1	1.216	0.822	1.342	0.745	1.505	0.664
Modal	2	1.216	0.822	1.342	0.745	1.505	0.664
Modal	3	0.844	1.184	0.978	1.023	1.142	0.876
Modal	4	0.404	2.477	0.44	2.274	0.49	2.041
Modal	5	0.404	2.477	0.44	2.274	0.49	2.041
Modal	6	0.282	3.545	0.324	3.084	0.376	2.661
Modal	7	0.222	4.509	0.247	4.045	0.276	3.622
Modal	8	0.222	4.509	0.247	4.045	0.276	3.622
Modal	9	0.156	6.391	0.185	5.415	0.215	4.65
Modal	10	0.152	6.578	0.168	5.956	0.185	5.413
Modal	11	0.152	6.578	0.168	5.956	0.185	5.413
Modal	12	0.113	8.823	0.128	7.841	0.146	6.845

Dari Tabel 4.10 di atas didapat Tc = 1,216 detik untuk model struktur EBF-S, Tc = 1,3142 detik untuk model struktur EBF-I, dan Tc = 1,505 detik untuk model struktur EBF-L. Berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental, nilai T_c masih lebih kecil dari C_u . T. Jadi analisis struktur masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

4.2.5.3 Kontrol nilai akhir respon 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:
$V = C_s . W$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1)
Mencari Perioda Ta dan T:
$Ta = 0{,}0731 . 45^{0{,}75} = 1{,}27$ detik

Karena S_{D1} = 0,497, maka C_u = 1,4
T = Cu . Ta = 1,4 . 1,27 = 1,778 detik
Mencari nilai C_S

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0{,}607}{8/1} = 0{,}759$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s\,max} = \frac{S_{D1}}{T.\ \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0{,}497}{1{,}778\left(\frac{8}{1}\right)} = 0{,}035$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$C_{s\,min} = 0{,}044.S_{DS}.\ I_e > 0{,}01$$
$$= 0{,}044.\,0{,}607\,.\,1 > 0{,}01$$
$$= 0{,}027 > 0{,}01 \rightarrow (OK)$$

Maka: $C_{s\,min}$ < C_s > $C_{s\,max}$
0,027 < 0,076 > 0,035
Maka yang dipakai $C_{s\,max}$ = 0.035

Tabel IV.11 Kontrol Nilai Gaya Geser Dasar Ragam Dinamik Terhadap Gaya Geser Dasar Statik

TABLE: Base Reactions						
Model Struktur	**V dinamik**		**Berat**	**V statik**	**85% Vstatik**	**Kontrol**
	kN		**kN**	**kN**	**kN**	**Vd ≥ 85%Vs**
EBF-S	Arah X	2553.678	33591.07	1173.64	997.5951787	OK
	Arah Y	2553.532				OK
EBF-I	Arah X	2483.0545	33607.96	1174.23	998.0967016	OK
	Arah Y	2483.0544				OK
EBF-L	Arah X	2487.8103	33573.85	1173.04	997.0839148	OK
	Arah Y	2487.8103				OK

Dari perhitungan diatas diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (Vt) lebih besar dari gaya geser dasar (V), sehingga analisis selanjutnya menggunakan gaya gempa respon spektrum.

4.2.5.3 Kontrol nilai eksentrisitas

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat harus ditinjau suatu eksetrisitas rencana ***ed*** sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2 dengan jarak sama dengan 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap arah gaya yang diterapkan.

- $e_x = e_{0x} + (0.05\ Bx)$
- $e_y = e_{0y} + (0.05\ By)$

dimana:

- e_{0x} dan e_{0y} adalah eksentrisitas bawaan gedung
- 0.05 Bx dan 0.05 By adalah eksentrisitas tak terduga
- Bx adalah panjang gedung arah x
- By adalah panjang gedung arah y

Berdasarakan hasil dari ETABS maka didapatkan eksentrisitas pada Tabel 4.12

Tabel 4.12 Perhitungan Eksentrisitas Aktual terhadap Pusat Massa dan Pusat Rotasi

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	**Diaphragm**	**XCCM**	**YCCM**	**XCR**	**YCR**	**ex**	**ey**	**0.05 Bx**	**0.05 By**	**Kontrol**	
		m	m	m	m	m	m	m	m	x	y
Story10	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story9	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story8	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story7	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story6	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story5	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story4	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story3	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story2	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK
Story1	D1	11.25	11.25	11.25	11.25	0	0	1.125	1.125	OK	OK

Keterangan :
Xcm : Koordinat Pusat Massa arah X
Ycm : Koordinat Pusat Massa arah Y
Xcr : Koordinat Pusat Kekakuan arah X
Ycr : Koordinat Pusat Kekakuan arah Y
ex : Eksentrisitas aktual arah X
ey : Eksentrisitas aktual arah Y

Dari hasil perhitungan dan kontrol eksentrisitas aktual akibat eksentrisitas tak terduga berdasarkan SNI 1726:2012 diatas, didapatkan bahwa seluruh eksentrisitas telah memenuhi syarat exy > 0.05 Bxy. Maka tidak perlu ada pergeseran pusat massa baru.

4.2.5.4 Kontrol simpangan antar lantai (*drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δs dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. 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 = $0{,}020h_{sx}$
ρ = Faktor redudansi (1,0)

Tabel IV.13 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-S akibat gempa X

Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	56.68	2.90	11.60	90	90	OK
Story9	4500	53.78	4.00	16.00	90	90	OK
Story8	4500	49.78	4.97	19.88	90	90	OK
Story7	4500	44.81	5.81	23.22	90	90	OK
Story6	4500	39.01	6.47	25.86	90	90	OK
Story5	4500	32.54	6.93	27.72	90	90	OK
Story4	4500	25.61	7.19	28.76	90	90	OK
Story3	4500	18.42	7.22	28.87	90	90	OK
Story2	4500	11.20	6.85	27.41	90	90	OK
Story1	4500	4.35	4.35	17.40	90	90	OK
Base	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

Tabel IV.14 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-S akibat gempa Y

Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	56.68	2.90	11.60	90	90	OK
Story9	4500	53.78	4.00	16.00	90	90	OK
Story8	4500	49.78	4.97	19.88	90	90	OK
Story7	4500	44.81	5.81	23.22	90	90	OK
Story6	4500	39.01	6.47	25.86	90	90	OK
Story5	4500	32.54	6.93	27.72	90	90	OK
Story4	4500	25.61	7.19	28.76	90	90	OK
Story3	4500	18.42	7.22	28.87	90	90	OK
Story2	4500	11.20	6.85	27.41	90	90	OK
Story1	4500	4.35	4.35	17.40	90	90	OK
Baed	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

Tabel IV.15 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-I akibat gempa X

Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	73.03	2.81	11.25	90	90	OK
Story9	4500	70.21	4.30	17.19	90	90	OK

Story8	4500	65.92	5.78	23.11	90	90	OK
Story7	4500	60.14	7.11	28.44	90	90	OK
Story6	4500	53.03	8.25	33.00	90	90	OK
Story5	4500	44.78	9.17	36.66	90	90	OK
Story4	4500	35.61	9.83	39.32	90	90	OK
Story3	4500	25.78	10.15	40.60	90	90	OK
Story2	4500	15.63	9.72	38.88	90	90	OK
Story1	4500	5.91	5.91	23.65	90	90	OK
Base	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

Tabel IV.16 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-I akibat gempa Y

Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	73.03	2.81	11.25	90	90	OK
Story9	4500	70.21	4.30	17.19	90	90	OK
Story8	4500	65.92	5.78	23.11	90	90	OK
Story7	4500	60.14	7.11	28.44	90	90	OK
Story6	4500	53.03	8.25	33.00	90	90	OK
Story5	4500	44.78	9.17	36.66	90	90	OK
Story4	4500	35.61	9.83	39.32	90	90	OK
Story3	4500	25.78	10.15	40.60	90	90	OK
Story2	4500	15.63	9.72	38.88	90	90	OK
Story1	4500	5.91	5.91	23.65	90	90	OK
Base	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

Tabel IV.17 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-L akibat gempa X

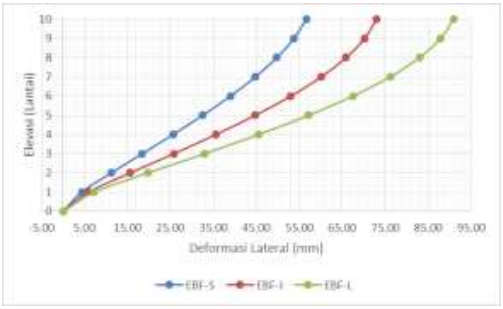
Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	90.95	3.04	12.16	90	90	OK
Story9	4500	87.91	4.88	19.53	90	90	OK
Story8	4500	83.03	6.85	27.40	90	90	OK
Story7	4500	76.18	8.68	34.73	90	90	OK

Story6	4500	67.49	10.29	41.17	90	90	OK
Story5	4500	57.20	11.64	46.55	90	90	OK
Story4	4500	45.56	12.65	50.60	90	90	OK
Story3	4500	32.91	13.16	52.66	90	90	OK
Story2	4500	19.75	12.47	49.88	90	90	OK
Story1	4500	7.28	7.28	29.10	90	90	OK
Base	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

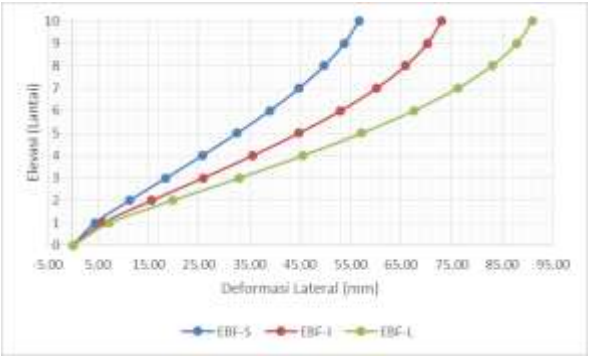
Tabel IV.18 Kontrol Simpangan antar lantai model EBF-L akibat gempa Y

Story	hi	δxe	δx	Δ	Δa	Δa/ρ	Δ ≤ Δa/ρ
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Story10	4500	90.95	3.04	12.16	90	90	OK
Story9	4500	87.91	4.88	19.53	90	90	OK
Story8	4500	83.03	6.85	27.40	90	90	OK
Story7	4500	76.18	8.68	34.73	90	90	OK
Story6	4500	67.49	10.29	41.17	90	90	OK
Story5	4500	57.20	11.64	46.55	90	90	OK
Story4	4500	45.56	12.65	50.60	90	90	OK
Story3	4500	32.91	13.16	52.66	90	90	OK
Story2	4500	19.75	12.47	49.88	90	90	OK
Story1	4500	7.28	7.28	29.10	90	90	OK
Base	0	0.00	0.00	0.00	0	0	OK

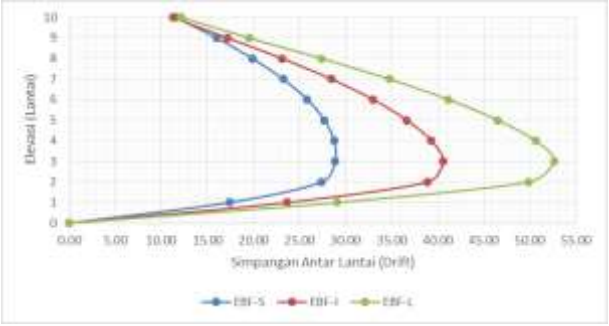
Dari hasil kontrol pada Tabel 4.14 sampai Tabel 4.17 terhadap simpangan arah X dan Y didapatkan hasil analisis memenuhi persyaratan sesuai SNI 1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.



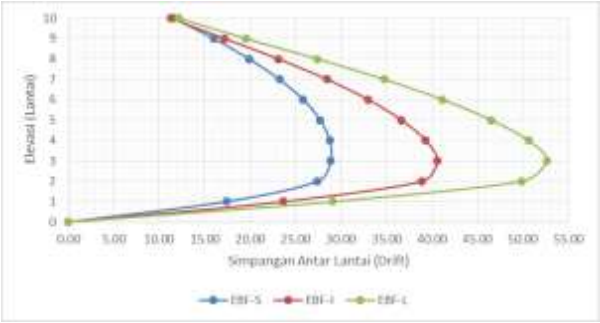
Gambar IV.16 Simpangan gedung arah sumbu X



Gambar IV.17 Simpangan gedung arah sumbu Y



Gambar IV.18 Drift gedung arah sumbu X



Gambar IV.19 Drift gedung arah sumbu Y

Dari **Gambar 4**.16 sampai **Gambar 4**.19 dapat diketahui bahwa simpangan lateral yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain, dan Model gedung EBF-L memiliki nilai simpangan deck terbesar.

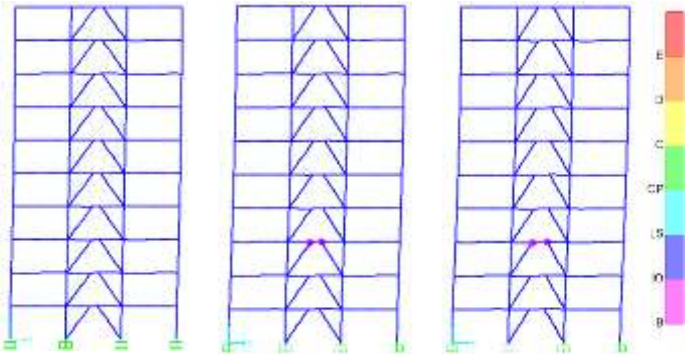
4.3 Analisa Pushover

Analisis beban dorong *pushover* dilakukan dengan menentukan titik kontrol pada puncak atap, yaitu pada titik 1-A (lihat denah struktur Bab 3 Modelisasi Struktur) pada masing-masing puncak bangunan ketinggian 6, 12, dan 18 lantai. Struktur di dorong dengan beban gempa statik bertahap baik arah X maupun arah Y, sampai bangunan mencapai kinerjanya dan terjadi keruntuhan bangunan. Masing-masing arah dikenakan 2 pola gempa berdasarkan FEMA 356, yang mana pola distribusi gaya lateral yang pertama adalah besarnya proporsional dengan gaya geser lantai berdasarkan analisis respon spektrum. Dan pola distribusi gaya lateral yang kedua adalah besarnya proporsional dengan massa tiap lantai ($F_i = W_i / W_{total} \times V_b$).

4.3.1 Mekanisme Sendi Plastis

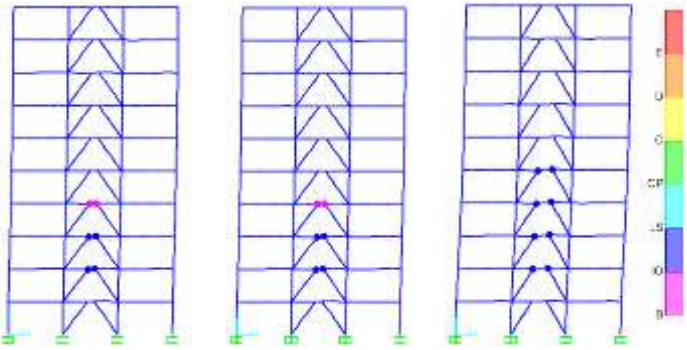
Berikut ini ditampilkan mekanisme sendi plastis yang terjadi pada ketiga model EBF-S, EBF-I, dan EBF-L. Mekanisme sendi plastis ini dapat memperlihatkan keadaan saat terjadinya leleh pertama dan keruntuhan pertama pada masing-masing model EBF. Leleh pertama

ditandai dengan timbulnya petama kali sendi plastis warna merah muda pada elemen struktur (*link beam*), dan keruntuhan pertama terjadi ditandai dengan timbulnya pertama kali sendi plastis warna merah tua pada *link beam*. Adapun portal yang ditinjau adalah portal 1 (portal X) dan portal A (portal Y). Lihat denah struktur untuk lebih jelasnya pada Subbab 3.3.2 Kriteria Desain.



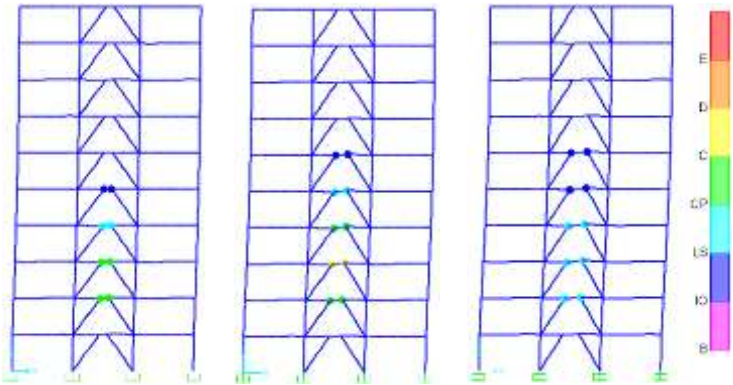
EBF-S EBF-I EBF-L

Gambar IV.20 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 3 Akibat Gempa X



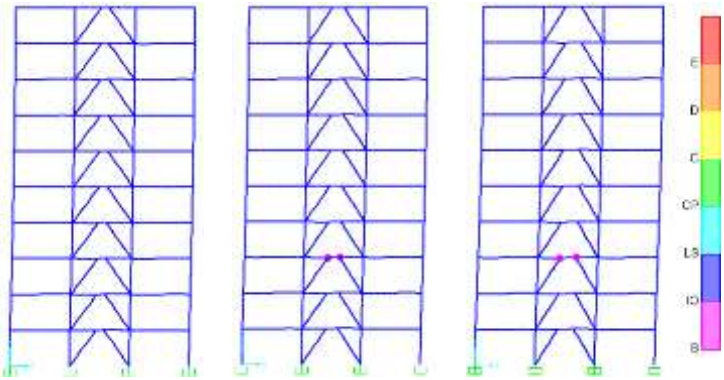
EBF-S EBF-I EBF-L

Gambar IV.21 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 4 Akibat Gempa X



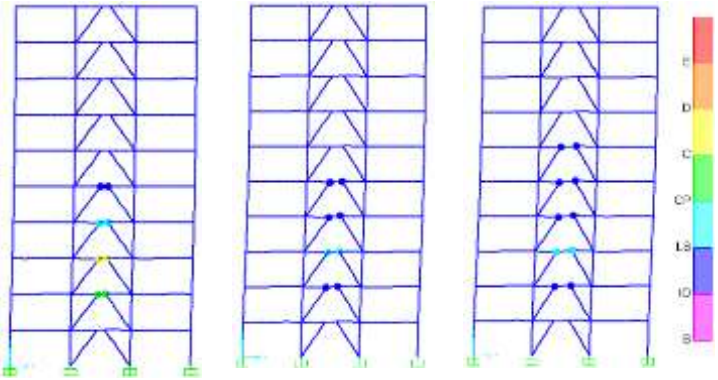
EBF-S EBF-I EBF-L

Gambar IV.22 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 5 Akibat Gempa X



EBF-S EBF-I EBF-L

Gambar IV.23 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 3 Akibat Gempa Y



EBF-S EBF-I EBF-L

Gambar IV.24 Kondisi Sendi Plastis Pada Step – 5 Akibat Gempa Y

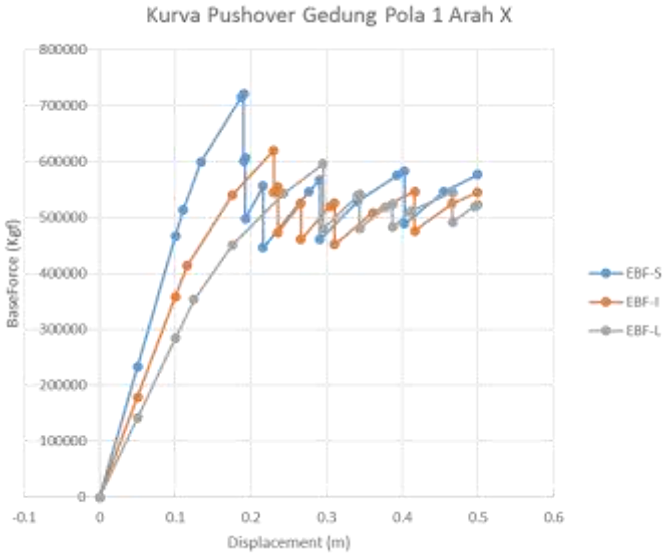
Terdapat persamaan dan perbedaan pada mekanisme timbulnya sendi plastis ketiga model EBF dengan panjang *link* 0,9 m, 1,5 m dan 2,1 meter. Persamaan ketiga model terdapat pada munculnya sendi plastis pertama atau lelehnya pertama elemen *link beam.* Leleh pertama pada elemen *link beam* kedua model terjadi pada langkah awal pushover, yaitu langkah ke-3 dan ke-4, dan elemen *link beam* yang mengalami leleh pertama yaitu terdapat pada lantai bawah (lantai 3).

Perbedaan kedua model terlihat jelas pada saat bangunan mencapai kinerjanya dan saat terjadi keruntuhan pertama pada elemen *link beam*. Perbedaan antara kedua model pada saat tercapai kinerja bangunan yaitu terletak pada jenis atau warna sendi plastis yang timbul pada *link beam* yang menandakan kerusakan yang terjadi pada elemen *link beam*. Kerusakan pada elemen *link beam* mewakili secara keseluruhan level kinerja bangunan. Karena pada Bab II Dasar Teori sebelumnya telah dijelaskan mengenai ciri khas dari EBF yang mana elemen *link beam* adalah sebagai elemen yang berfungsi menyerap energi gempa sehingga kerusakan terlebih dahulu terjadi pada elemen *link beam* ketimbang pada elemen kolom, bressing, atau balok lain. Pada **Gambar 4**.24, sendi plastis yang

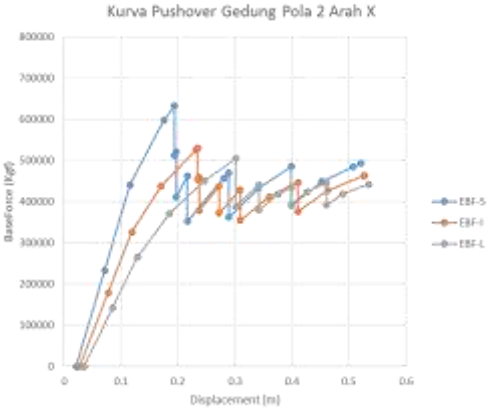
muncul pada ketiga model EBF sudah mencapai warna biru telur asin yang menandakan bahwa model struktur sudah mencapai level kinerja LS (*Life Safety*).

4.3.2 Analisis Kurva *Pushover* (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol).

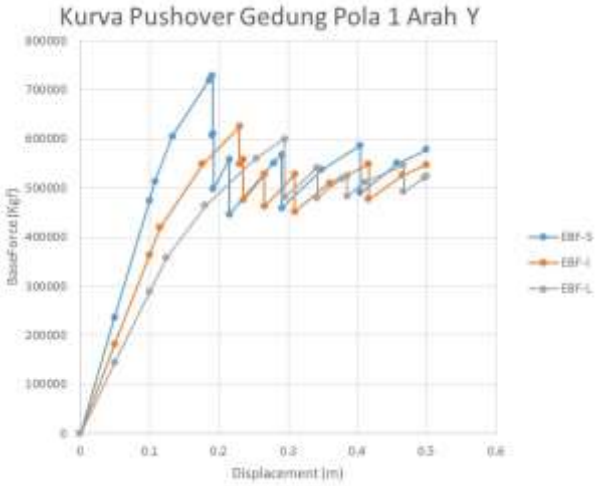
Dari analisis statik nonlinier *pushover* menggunakan program ETABS, didapatkan kurva hubungan gaya geser dasar dan perpindahan titik kontrol untuk ketiga model *link EBF (Short, Intermediate*, dan *Long)* untuk masing-masing pola beban lateral dan arah gempa yang ditinjau.



Gambar IV.25 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 1 Pushover Arah X



Gambar IV.26 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 2 Pushover Arah X



Gambar IV.27 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 1 Pushover Arah Y

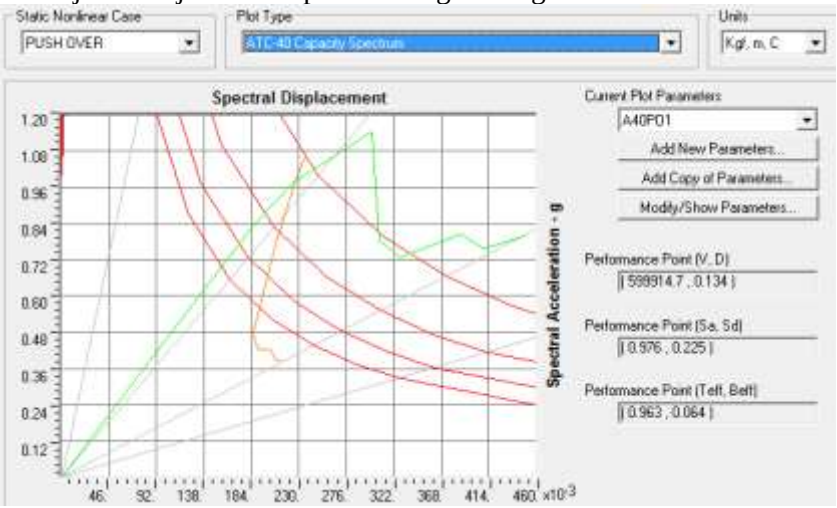
Gambar IV.28 Perbandingan Kurva Pushover EBF Tipe Short, Intermediate, dan Long Akibat Beban Pola 2 Pushover Arah Y

Grafik di atas menunjukkan bahwa terjadi perbedaan kurva *pushover* pada ketiga model *EBF* dengan panjang *link beam* 0,9 meter, 1,5 meter dan 2,1 meter. Berdasarkan grafik tersebut, maka dapat diketahui bahwa model struktur dengan *link* 0,9 meter memiliki *strength* atau kekuatan yang lebih besar dalam menahan beban gempa dibandingkan dengan model dengan *link* 1,5 meter dan 2,1 meter. Hal ini dikarenakan gaya geser dasar ultimit yang terjadi (yaitu gaya geser dasar maksimum yang dapat ditahan oleh struktur sebelum terjadi penurunan kekuatan) pada model struktur dengan *link* 0,9 meter lebih besar dibandingkan dengan model struktur lainnya. Besarnya gaya geser dasar ultimit beserta perpindahannya tertera pada setiap kurva *pushover* di atas. Sebagai contoh, besarnya gaya geser dasar ultimit dan perpindahan yang terjadi pada model EBF-S pola gempa 1 arah X (Gambar 4.25) adalah sebesar 721443,45 Kg dan 0,190148 meter. Sedangkan pada model EBF-I, terjadi gaya geser dasar ultimit sebesar

620428,7 Kg dan perpindahan sebesar 0,229935 meter. sementara itu pada model EBF-L, terjadi gaya geser dasar ultimit sebesar 596468,68 Kg dan perpindahan sebesar 0,294959 meter.

4.3.3 Analisis Kurva *Pushover* {Capacity Spectrum Method /CSM (Metode Spektrum Kapasitas)}

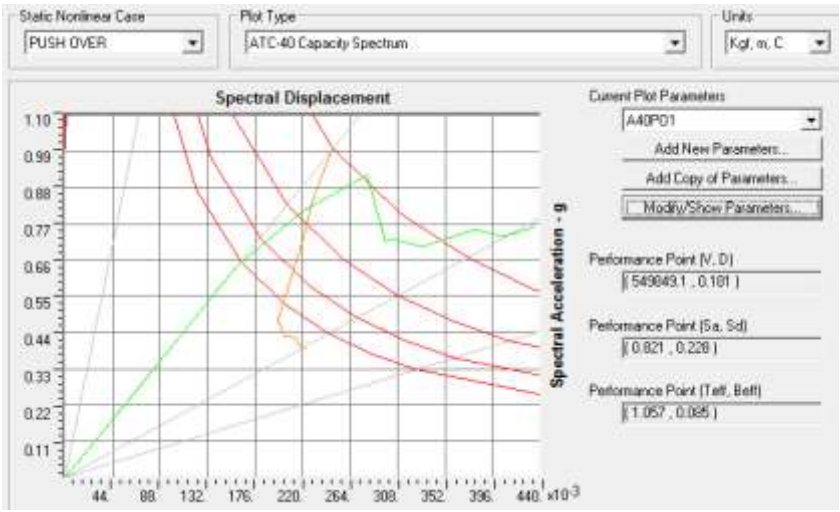
Untuk dapat mengevaluasi kinerja dari struktur bangunan, kita perlu membandingkan antara parameter desain berdasarkan kebutuhan (*demand*) dengan kapasitas (*capacity*). Kurva kapasitas (capacity curve) didapat secara otomatis dari output ETABS berdasarkan proses pushover dengan mereduksi respon spektrum sesuai dengan damping ratio yang terjadi karena adanya plastifikasi akibat pembebanan yang diberikan. Kemudian dapat diperoleh *performance point* serta pada langkah (*step*) ke berapa *performance point* tersebut tercapai. Setelah itu, penulis dapat meninjau kinerja struktur dengan memanfaatkan simpangan antar lantai dan perbandingan parameter kapasitas desain dengan parameter kebutuhan (*demand*). Namun, penulis juga perlu meninjau kinerja struktur pada masing-masing arah sumbu.



Gambar IV.29 Kurva CSM EBF-S

Tabel IV.19 Tabel Pushover EBF-S (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol)

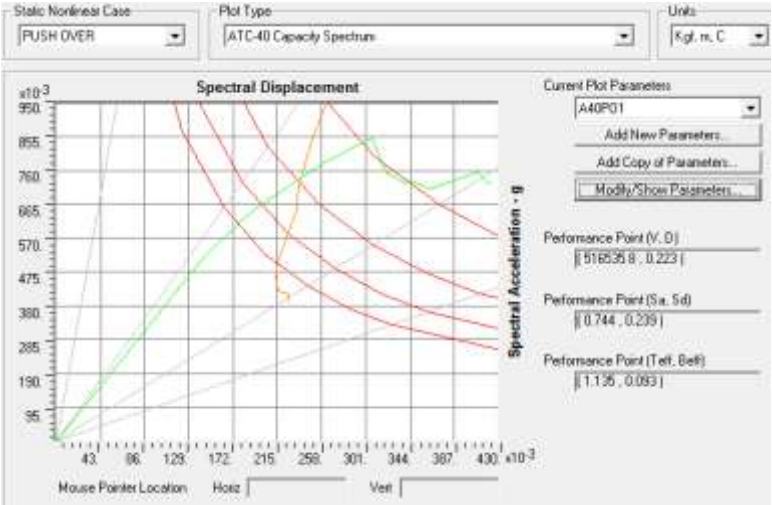
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	-0.000012	0	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
1	0.049988	233285.49	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
2	0.099988	466570.99	1680	0	0	0	0	0	0	0	1680
3	0.110365	514986.93	1674	6	0	0	0	0	0	0	1680
4	0.133314	598937.22	1618	40	22	0	0	0	0	0	1680
5	0.18702	715427.14	1590	16	50	8	16	0	0	0	1680
6	0.190148	721443.45	1588	18	50	8	12	4	0	0	1680
7	0.190153	601327.17	1588	18	50	0	16	0	0	8	1680
8	0.192226	606697.58	1588	18	50	0	8	8	0	8	1680
9	0.192231	497568.6	1582	24	50	0	8	0	0	16	1680
10	0.215552	556803.47	1572	24	60	0	0	8	0	16	1680
11	0.215557	446224.59	1564	32	60	0	0	0	0	24	1680
12	0.276192	546072.11	1560	22	66	0	8	0	0	24	1680
13	0.290898	567956.02	1556	26	66	0	0	8	0	24	1680
14	0.290903	461333.63	1548	22	78	0	0	0	0	32	1680
15	0.341122	529580.74	1548	16	76	8	0	0	0	32	1680
16	0.392915	575587.9	1528	26	86	0	8	0	0	32	1680
17	0.40276	583397.21	1524	30	86	0	0	8	0	32	1680
18	0.402765	489277.85	1516	22	102	0	0	0	0	40	1680
19	0.454652	546589.47	1510	24	106	0	0	0	0	40	1680
20	0.499988	577148.89	1500	26	98	16	0	0	0	40	1680



Gambar IV.30 Kurva CSM EBF-I

Tabel IV.20 Tabel Pushover EBF-I (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol)

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	-0.000013	0	1360	0	0	0	0	0	0	0	1360
1	0.049987	179326.27	1360	0	0	0	0	0	0	0	1360
2	0.099987	358652.54	1360	0	0	0	0	0	0	0	1360
3	0.115578	414567.47	1352	8	0	0	0	0	0	0	1360
4	0.174725	540134.83	1298	30	24	8	0	0	0	0	1360
5	0.229935	620428.7	1266	12	50	8	16	8	0	0	1360
6	0.22994	544614.99	1258	20	50	8	16	0	0	8	1360
7	0.235279	555159.08	1258	20	50	8	8	8	0	8	1360
8	0.235284	473824.74	1254	24	50	8	8	0	0	16	1360
9	0.265773	525785.47	1246	24	58	0	8	8	0	16	1360
10	0.265778	461238	1238	28	62	0	8	0	0	24	1360
11	0.304534	520542.53	1234	20	74	0	8	0	0	24	1360
12	0.310554	526304.35	1234	20	74	0	0	8	0	24	1360
13	0.310559	452267.82	1234	14	80	0	0	0	0	32	1360
14	0.361054	508750.95	1230	12	78	8	0	0	0	32	1360
15	0.416231	546853.31	1200	22	98	0	0	8	0	32	1360
16	0.416236	476201.86	1200	18	102	0	0	0	0	40	1360
17	0.465783	525549.01	1194	24	94	8	0	0	0	40	1360
18	0.499987	545874.99	1176	36	100	8	0	0	0	40	1360
19	0.842151	579437.7	1288	8	132	36	0	0	0	56	1520
20	0.887258	615621.33	1282	14	114	54	0	0	0	56	1520
21	1.081467	673189.22	1256	8	100	92	0	8	0	56	1520
22	0.835593	387728.93	1256	8	100	92	0	8	0	56	1520



Gambar IV.31 Kurva CSM EBF-L

Tabel IV.21 Tabel Pushover EBF-L (Gaya Geser Dasar – Perpindahan Titik Kontrol)

Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
	m	Kgf									
0	-0.000013	0	1520	0	0	0	0	0	0	0	1520
1	0.049987	142133.37	1520	0	0	0	0	0	0	0	1520
2	0.099987	284266.73	1520	0	0	0	0	0	0	0	1520
3	0.124521	354007.82	1512	8	0	0	0	0	0	0	1520
4	0.174745	450420.11	1482	6	32	0	0	0	0	0	1520
5	0.24308	543346.86	1432	30	34	24	0	0	0	0	1520
6	0.294959	596468.68	1390	40	58	16	8	8	0	0	1520
7	0.294964	479929.73	1386	36	66	8	8	0	0	16	1520
8	0.341113	539405.2	1386	20	82	0	16	0	0	16	1520
9	0.343667	541560.87	1384	16	88	0	8	8	0	16	1520
10	0.343672	480679.44	1376	24	80	8	8	0	0	24	1520
11	0.377871	518264.16	1372	28	80	8	8	0	0	24	1520
12	0.386869	524357.37	1372	24	84	0	8	8	0	24	1520
13	0.386874	483219.52	1372	16	92	0	8	0	0	32	1520
14	0.411829	511694.95	1362	24	94	0	8	0	0	32	1520
15	0.466432	545661.54	1350	24	106	0	0	8	0	32	1520
16	0.466437	491705.1	1346	28	106	0	0	0	0	40	1520
17	0.495845	520473.33	1334	38	100	8	0	0	0	40	1520
18	0.499987	523123.56	1334	38	100	8	0	0	0	40	1520

Jika meninjau dari evaluasi terhadap desain struktur, semua model bangunan dalam penelitian kali ini memenuhi kriteria *Life Safety (LS)*.

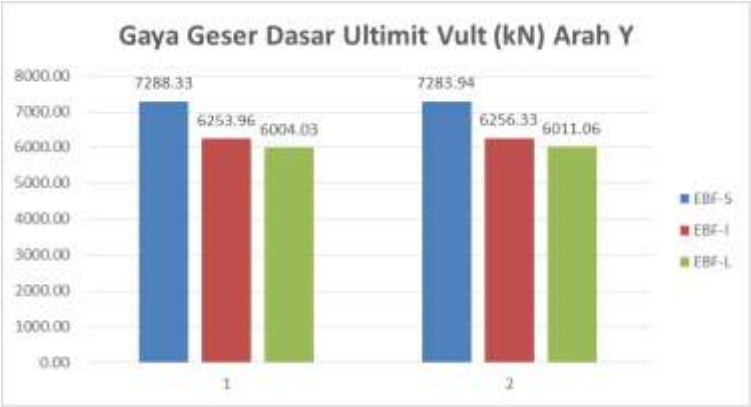
4.3.5 Analisis Kekuatan Struktur

Berdasarkan nilai gaya geser dasar ultimit yang didapat dari analisis *pushover* maka akan dapat dilakukan perbandingan kekuatan pada ketiga model EBF tersebut. Gaya geser dasar ultimit (Vult) diambil saat gaya geser dasar V = Vmaks atau saat V ≤ 85%Vmaks. Besarnya Vult = V ≥ 85%Vmaks diambil jika setelah mencapai Vmaks, masih ada nilai V yang lebih besar atau sama dengan 85% dari nilai Vmaks. Adapun perbandingan kekuatan ketiga model antara EBF-S, EBF-I, dan EBF-L adalah sebagai berikut:

Gambar IV.32 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.32), dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki gaya geser dasar ultimate yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Nilai gaya geser dasar ultimate terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 7214,4345 kN. Sedangkan nilai gaya geser dasar ultimate terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2, yaitu sebesar 5051,6504 kN.



Gambar IV.33 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.33), dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki gaya geser dasar ultimate yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Nilai gaya geser dasar ultimate terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 7288,3257 kN. Sedangkan nilai gaya geser dasar ultimate terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 1, yaitu sebesar 6004,0284kN.

4.3.5 Analisis Kekakuan Struktur

Kekakuan model struktur EBF sangat ditentukan oleh jenis *link* atau panjang *link beam* yang digunakan. Berdasarkan Bab II Dasar Teori dikatakan bahwa kekakuan struktur EBF adalah fungsi dari rasio e/L, dimana e adalah panjang *link beam*, dan L adalah lebar bentang sehingga semakin pendek *link beam* maka kekakuan struktur akan semakin besar, dan semakin panjang *link beam* maka kekakuan struktur akan semakin kecil.

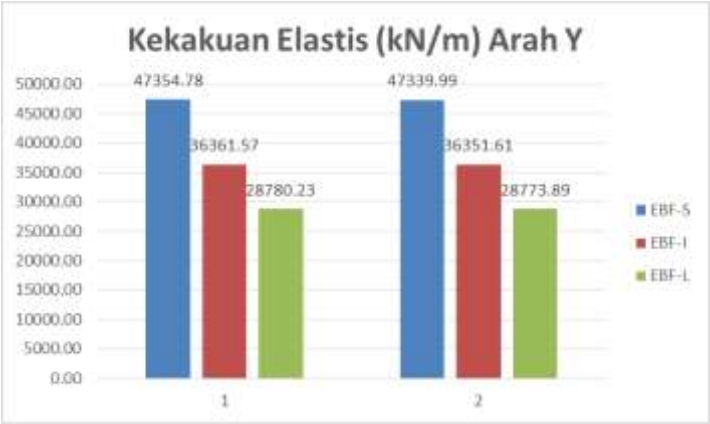
Berikut ini adalah grafik perbandingan kekakuan elastis ketiga model EBF yang dihitung berdasarkan rasio antara gaya geser dasar leleh (Vy), yaitu gaya geser dasar yang menyebabkan leleh pertama

pada elemen struktur (*link beam*) dengan perpindahan titik kontrol model struktur saat terjadi leleh pertama pada elemen *link beam* (δy).

Gambar IV.34 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.34), dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki kekakuan elastis yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 46662,1601 kN/m. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2, yaitu sebesar 20670,5846 kN/m



Gambar IV.35 Perbandingan Kekakuan Elastis Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.35), dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki kekakuan elastis yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 47354,7791 kN/m. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2, yaitu sebesar 28773,8859 kN/m

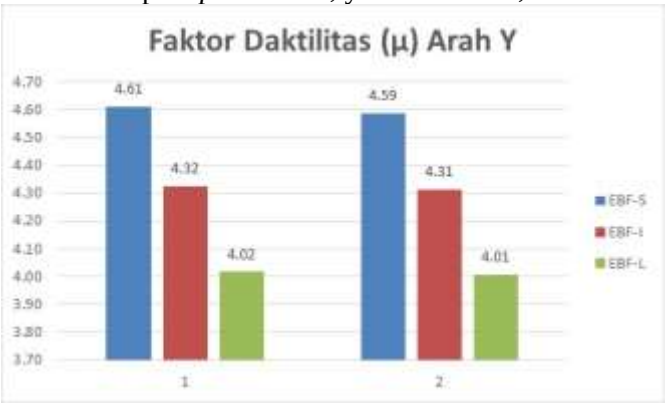
4.3.6 Analisis Daktilitas Struktur

Besarnya faktor daktilitas (μ) diperoleh dari rasio perbandingan perpindahan titik kontrol saat mencapai batas ultimit dengan perpindahan titik kontrol saat terjadi leleh pertama pada *link beam*. Grafik berikut menunjukkan daktilitas dari ketiga model *link* pada struktur EBF.

Gambar IV.36 Perbandingan Nilai Daktilitas Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah X

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.36) dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki daktilitas yang lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 4,53. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 1, yaitu sebesar 4,02.



Gambar IV.37 Perbandingan Nilai Daktilitas Model EBF Tipe Pendek (EBF-S), Menengah (EBF-I) dan Panjang (EBF-L) Arah Y

Berdasarkan grafik perbandingan kekakuan struktur ketiga model di atas (Gambar 4.37) dapat dianalisis bahwa :

- Model struktur tipe EBF-S memiliki daktilitas yang lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L.
- Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1, yaitu sebesar 4,61. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2, yaitu sebesar 4,01.

4.4 Analisa Portal EBF dengan ABAQUS

4.4.1 Pemodelan Portal EBF dengan ABAQUS

Setelah desain setiap elemen penampang terpenuhi, model struktur EBF-S, EBF-I dan EBF-L yang telah dianalisis dengan ETABS dimodelkan kembali dengan ABAQUS 6.14 dengan meninjau satu portal EBF pada lantai terbawah dari masing-masing model tersebut. Pemodelan ini bertujuan untuk mendapatkan respon dari sistem portal EBF secara satu kesatuan sistem.

Untuk pemodelan dan analisis dengan ABAQUS 6.14 dibagi dalam tiga tahapan utama, yaitu:

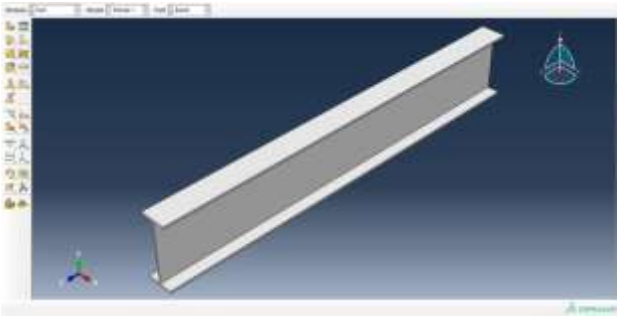
1. ***Preprocessing***

   Merupakan tahapan *input* data material serta *modeling* berdasarkan model yang telah ditetapkan. Dalam ABAQUS 6.14 untuk tahapan ini dibagi dalam beberapa urutan langkah yang harus dilakukan meliputi:

   a. Part

   Menentukan *Modeling Space*, *Type*, *Base Feature* yang akan diterapkan dalam pemodelan sekaligus melakukan penggambaran masing-masing elemen dari model yang telah ditentukan. Setiap elemen dimodelkan sebagai elemen *solid*. Elemen yang dimodelkan adalah: Kolom RCFT, Balok luar *link* WF, Balok *link* WF, *Bracing* WF, *Stiffeners*.

Gambar IV.38 Membuat Model Profil WF

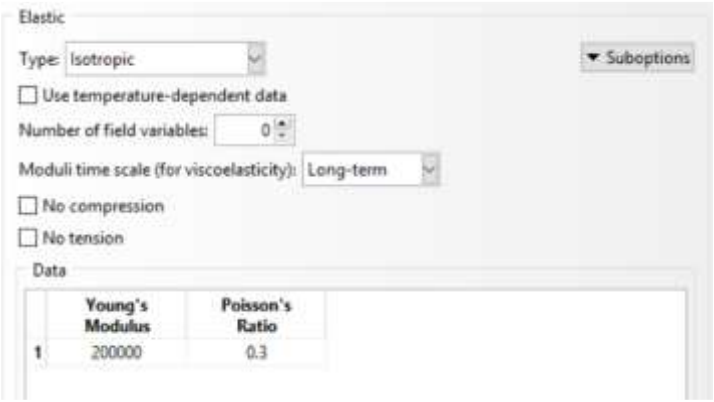


Gambar IV.39 Pemodelan Profil WF 3D

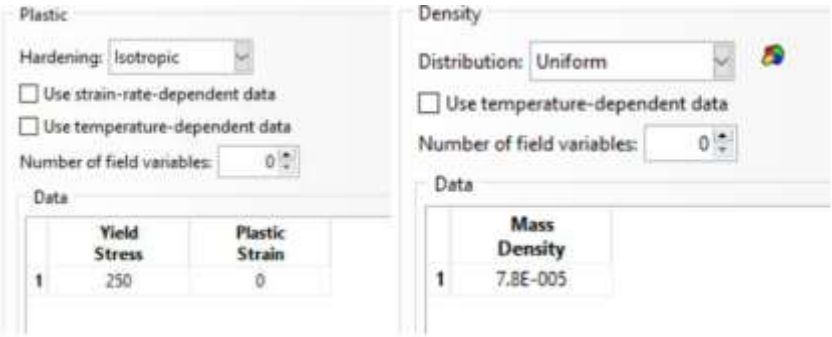
b. Property

Setelah elemen struktuktur dimodelkan, selanjutnya dilakukan *input* data serta karakteristik dari material yang digunakan. Untuk material yang digunakan adalah baja BJ 41 dengan spesifikasi:

- Modulus elastistas : 200000 MPa
- *Poisson ratio* : 0.3
- Tegangan leleh : 250 MPa
- Berat jenis : 7800 kg/m^3



Gambar IV.40 *Input* Modulus Elastisitas Dan *Poisson Ratio* Pada ABAQUS



Gambar IV.41 Input Tegangan Leleh Dan Berat Jenis Material Pada ABAQUS

c. Assembly

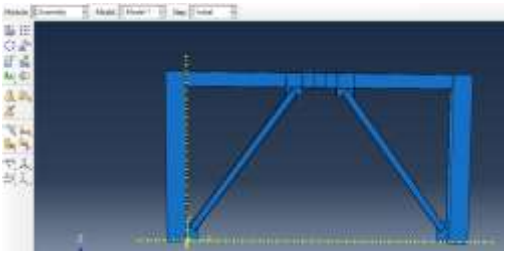
Mengaplikasi *property* yang telah dibuat ke dalam model yang ada. Untuk struktur portal, setiap elemen pembentuk sistem EBF yaitu kolom, balok dan *bracing* akan digabungkan menjadi satu kesatuan pada tahapan ini.

Tabel IV.22 Klasifikasi jarak pengaku antara (intermediate stiffenners) dan kapasitas rotasi link (AISC, 2010)

No.	Panjang *Link*	Jenis *Link*	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum
1	$1.6\ M_p/V_p$	Geser murni	0.08	$30\ t_w - d/5$
			< 0.02	$52\ t_w - d/5$
2	$1.6\ M_p/V_p \leq e \leq 2.6\ M_p/V_p$	Dominan geser		Dapat menggunakan syarat 1 dan 3
3	$2.6\ M_p/V_p \leq e \leq 5\ M_p/V_p$	Dominan lentur	0.02	$1.5\ b_f$ dari tiap ujung *link*

Tabel IV.23 Penentuan Jarak Pengaku Badan (*Web Stiffenners*) Berdasarkan AISC 3610-10

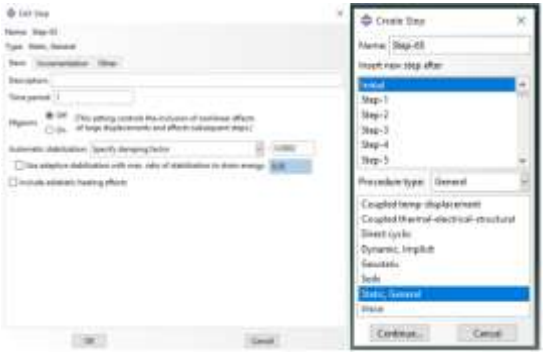
Tipe Link	Panjang Link	Panjang Link Pakai	Rotasi	Jarak Pengaku Max	Jarak Pengaku Pakai
	cm	cm		cm	cm
Short	< 114,62	90	0,08	16	30
			< 0,02	33,6	
Intermediate	114,62 - 186,25	150		Dapat menggunakan syarat *Short* dan *Long Link*	30
Long	186,25 – 358,18	210	0,02	30	30 dari tiap ujung link



d. Step

Terdapat dua jenis step yaitu *initial* yan digunakan untuk memberikan kondisi perletakan pada model dan *step-1* yang

digunakan untuk memberikan beban pada model. Pada pangkal kolom diberikan perletakan jepit.



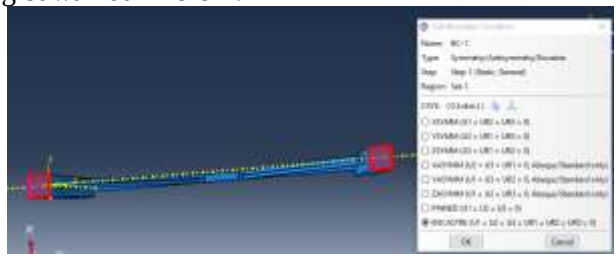
Gambar IV.42 Input *Step* Pada Model

e. Interaction

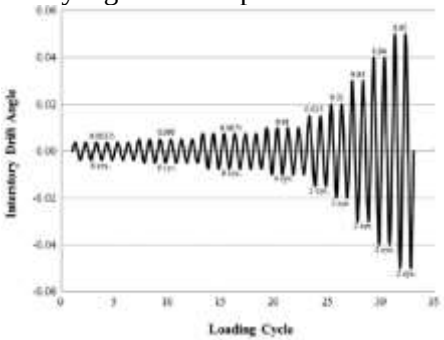
Portal yang telah dibentuk kemudian diberikan *input* hubungan antar elemen strukturnya sehingga dapat menjadi satu kesatuan struktur saat diberikan pembebanan. Untuk hubungan antar elemen diberikan pilihan *Tie Constraints*.

f. Load

Dengan selesainya pemberian *interaction*, maka pembebanan pada portal telah dapat diberikan. Dalam tahap diberikan *boundary condition* pada model yang ada berupa jenis perletakan dan beban *displacement*. Tipe perletakan yang digunakan adalah perletakan jepit yang diberikan pada setiap ujung bawah dari kolom.



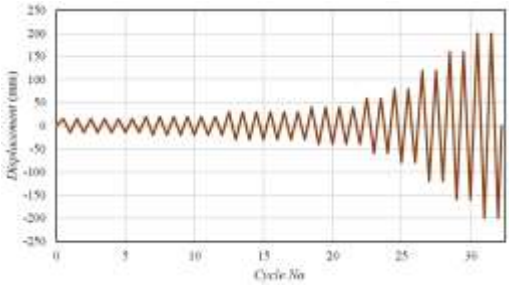
Untuk beban siklik diberikan *boundary condition* pada kedua joint kolombalok dengan besarnya sesuai dengan *cylic loading protocol* pada Gambar 3.19 yaitu berupa besaran *displacement* yang diberikan pada Tabel 3.3 dan Gambar 3.20.



Gambar IV.43 *Cyclic Loading Protocol* (AISC-2005)

Tabel IV.24 Input Beban Siklik Pada Portal EBF

Step	Drift Angle (radian)	Displacement (mm)
0	0	0
1	0.00375	15.00
2	-0.00375	-15.00
3	0.00375	15.00
4	-0.00375	-15.00
5	0.00375	15.00
6	-0.00375	-15.00
7	0.00375	15.00
8	-0.00375	-15.00
9	0.00375	15.00
10	-0.00375	-15.00
11	0.00375	15.00
12	-0.00375	-15.00
13	0.005	20.00
14	-0.005	-20.00
15	0.005	20.00
16	-0.005	-20.00
17	0.005	20.00
18	-0.005	-20.00
19	0.005	20.00
20	-0.005	-20.00
21	0.005	20.00
22	-0.005	-20.00
23	0.005	20.00
24	-0.005	-20.00
25	0.0075	30.00
26	-0.0075	-30.00
27	0.0075	30.00
28	-0.0075	-30.00
29	0.0075	30.00
30	-0.0075	-30.00
31	0.0075	30.00
32	-0.0075	-30.00
33	0.0075	30.00
34	-0.0075	-30.00
35	0.0075	30.00
36	-0.0075	-30.00
37	0.01	40.00
38	-0.01	-40.00
39	0.01	40.00
40	-0.01	-40.00
41	0.01	40.00
42	-0.01	-40.00
43	0.01	40.00
44	-0.01	-40.00
45	0.015	60.00
46	-0.015	-60.00
47	0.015	60.00
48	-0.015	-60.00
49	0.02	80.01
50	-0.02	-80.01
51	0.02	80.01
52	-0.02	-80.01
53	0.03	120.04
54	-0.03	-120.04
55	0.03	120.04
56	-0.03	-120.04
57	0.04	160.09
58	-0.04	-160.09
59	0.04	160.09
60	-0.04	-160.09
61	0.05	200.17
62	-0.05	-200.17
63	0.05	200.17
64	-0.05	-200.17



Gambar IV.44 Pembebanan Siklik Berupa *Displacement Control*

g. Mesh

Semua elemen struktur yang telah dibuat dalam *part* diberikan *meshing* yang bertujuan untuk membagi setiap elemen tersebut kedalam potonganpotongan yang lebih kecil sehingga dapat dianalisis dengan ABAQUS. Setiap elemen diberikan jarak *meshing* sebesar 50 mm, yang bertujuan agar hasil perhitungan lebih teliti.

2. Analysis

Setelah seluruh prosedur *modeling* selesai dibuat, selanjutnya dengan memilih *Job* maka proses analisis pada ABAQUS telah dapat dilakukan.

3. Post-processing

Pada tahapan ini akan dihasilkan tampilan grafis yang menunjukkan tingkatan serta besaran tegangan dan perpindahan dan juga pola deformasi yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan. Tampilan grafis dari model yang telah dianalisis disimbolkan dalam gradasi warna dengan memilih pilihan *Visualitation* terhadap data hasil analisis.

4.4.2 Analisa Perilaku Portal EBF dengan ABAQUS

Perilaku dari model EBF-S, EBF-I dan EBF-L dibahas dengan mengambil masing-masing portal EBF pada lantai terbawah dari ketiga model model gedung dengan menggunakan *software* ABAQUS versi

6.14 dengan diberikan pembebanansiklik untuk mendapatkan perilaku dari masing-masing portal. *Output* yang dihasilkan yaitu berupa kontur tegangan serta perilaku elemen pada portal EBF.

Gambar IV.45 Kontur Tegangan EBF-S Step-1

Gambar IV.46 Kontur Tegangan EBF-S Step-3

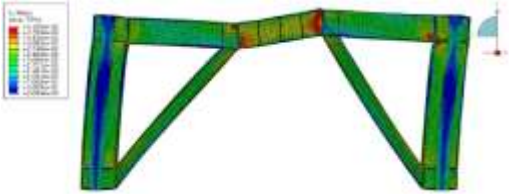
Gambar IV.47 Kontur Tegangan EBF-S Step-15

Perilaku serta tegangan yang terjadi pada portal EBF-S akibat diberi beban siklik ditunjukkan dalam Gambar 4.7 sampai Gambar 4.9 diatas. Pada step-1 yaitu dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm menunjukkan bahwa mekanisme keruntuhan pada elemen *link* telah terlihat, ditandai dengan perubahan bentuk balok *link* menjadi elastis dengan tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* sebesar 266.25 N/mm^2. Tanda-tanda awal keruntuhan pada *link* mulai terlihat

pada step-3 yang ditandai dengan gradasi warna kontur tegangan yang cukup signifikan di bagain *web* dengan tegangan maksimumnya sebesar 349.62 N/mm^2. Seluruh bidang *web* akhirnya mencapai nilai tegangan putus (fu) 410 N/mm2 pada step-13 yaitu saat *displacement load* dinaikkan menjadi 20 mm. Pada kondisi ini dapat dipastikan bahwa *link* telah mencapai batas plastik sehingga konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom. Hal ini ditunjukkan dengan perbedaan gradasi warna yang semakin meningkat terutama pada titik sambungan antara balok dan kolom. Selain itu bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.

Gambar IV.48 Kontur Tegangan EBF-I Step-1

Gambar IV.49 Kontur Tegangan EBF-I Step-17



Gambar IV.50 Kontur Tegangan EBF-I Step-25

Gambar 4.10 sampai 4.12 diatas menampilkan perilaku dan tegangan pada portal EBF-I. Pada step-1 dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm, tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* adalah sebesar 250.46 N/mm2. Tanda keruntuhan pada *link*

dimulai pada bagian ujung *link* yang berhubungan dengan balok. Hal ini terlihat dengan perubahan gradasi warna kontur tegangan pada step-17 yaitu dengan *displacement* sebesar 20 mm dimana tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* balok *link* adalah sebesar 367.96 N/mm^2. Dengan penambahan step terutama peningkatan nilai *displacement* menjadi 30 mm pada step-25, tegangan pada bagian *web* balok *link* telah mencapai tegangan putus (fu) 410 N/mm2. Konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link, bracing* dan kolom seiring dengan peningkatan *displacement* pada beban siklik yang diberikan. Bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok juga mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.

Gambar IV.51 Kontur Tegangan EBF-L Step-1

Gambar IV.52 Kontur Tegangan EBF-L Step-19

Gambar IV.53 Kontur Tegangan EBF-L Step-37

Model portal EBF-L yang ditampilkan Gambar 4.13 menunjukkan tegangan yang terjadi pada *link* cenderung lebih besar pada bagian ujung yang berhubungan dengan balok yang ditandai dengan perbedaan warna kontur tegangan. Saat step-1 dengan pemberian *displacement* awal sebesar 15 mm, nilai tegangan maksimum pada bagian *web* dari balok link di bagian ujung adalah sebesar 250.25 N/mm^2. Dengan peningkatan beban siklik pada step-19 dalam Gambar 4.14 dengan pemberian *displacement* sebesar 20 mm, tegangan yang dihasilkan pada bagian ujung juga mengalami peningkatan menjadi 379.41 N/mm^2. Saat *displacement* bertambah menjadi 40 mm yaitu di step-37 dalam Gambar 4.15, bagian *web* balok *link* pada bagian ujung telah mencapai tegangan putus (fu) 410 N/mm2. *Local buckling* juga terjadi pada bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan dengan balok. Sama seperti dua model EBF sebelumnya, konsentrasi tegangan juga bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom akan tetapi pada model EBF-L ini memperlihatkan perilaku yang lebih signifikan terjadi pada daerah sambungan balok-kolom, serta balok-*link*. Dengan peningkatan tegangan pada daerah sambungan ini menyebabkan pelelehan tidak hanya terjadi pada *link* tetapi juga elemen balok dan kolom.

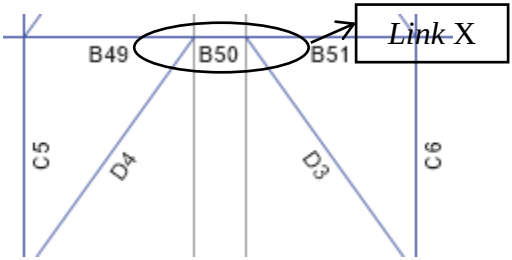
4.3 Perencanaan Struktur Primer

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu ETABS 2016, maka tahap selanjutnya adalah dengan melakukan analisis struktur melalui kontrol terhadap struktur utama dengan menggunakan peraturan berlaku yaitu SNI 1729-2015.

4.3.1 Perencanaan *link*

4.3.1.1 Perencanaan *link* arah X

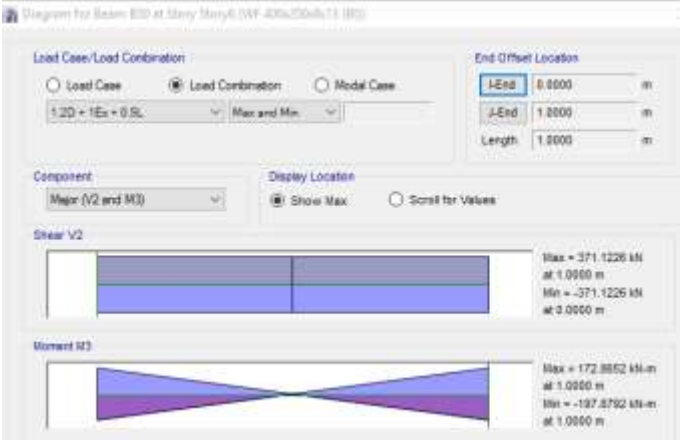
Pada perhitungn *link* arah X diambil *link* pada lantai Transfer yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu *frame element* B50.



Gambar IV.54 Element Balok Diluar *Link* Arah X

Balok *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan data- data sebagai berikut:

W	106	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	134.4	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	600	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	11	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	17	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	22	(mm)	BJ 41	Lp	226.003	(cm)
Ix	77600	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	2280	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	522	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)



Gambar IV.55 Gaya Dalam *Link* Arah X

Nu = 0 kg
Vu = 37112,26 kg
Mu = 19787,92 kgm
Δe = 4,35 mm

- Penentuan jenis *link*
  Mp = Zx . fy = 1286 . 2500
  = 3215000 kgcm
  Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
  = 0,6 . 2500 . 29,92
  = 44880 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 3215000}{44880} = 114{,}62\ cm$$

Termasuk *Link* Geser, e = 100 cm < 114,62 cm

- Kontrol penampang
  Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 17} = 7{,}69$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{(Fy)}} = 8{,}54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan
Ny = Ag x fy
= 84,12 cm^2x 2500 kg/cm^2
= 210300 kg
0,15 Ny = 0,15 . 210300 kg = 31545 kg
Nu = 0

$$\frac{Nu}{\emptyset Ny} = \frac{0}{0{,}9\ .\ 336000} = 0$$

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

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{(Fy)}}\left[1 - 1{,}54\frac{Nu}{\emptyset \mathrm{Ny}}\right] = 86{,}33$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:
0,15Ny > Nu
31545 > 0
Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

- Kapasitas momen penampang
  Lb = 90 cm
  Lp = 226,003 cm (dari tabel)
  Lr = 658,357 cm (dari tabel)
  Lb < Lp = bentang pendek, sehingga :
  Mn = Mp = 1286 . 2500 = 3215000 kgcm
  $\emptyset_b$. M_n = 0,9 x 321500 kgcm
  = 2893500 kg.cm
  Kontrol

$\emptyset_b$. M_n	>	Mu
2893500 kgcm	>	19787,92 kgcm

- Kontrol kuat geser
  Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e
  Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
  = 0,6 . 2500 . (37,4). 0,8
  = 44880 kg (menentukan)

$$\frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{114{,}62} = 56100\ kg$$

Kontrol

Vu	≤	ϕVn
37112,26 kg	≤	0,9 . 44880 kg
37112,26 kg	≤	40392 kg … **(OK)**

- Kontrol sudut rotasi *link*

  Rumus *link*

  Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7

  $$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p}$$

  α maks = 0,08 radian

  $\Delta p = Cd \cdot \Delta e = 4 \cdot 4{,}35 = 17{,}4$ mm

  $\emptyset = \frac{\Delta p}{h} = \frac{17{,}4}{342} = 0.051$

  $\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) . \emptyset = \left(\frac{750}{100}\right) . (0{,}051) = 0{,}038\ radian$

  Kontrol

α	<	α maks
0,038	<	0,08 …**(OK)**

4.3.1.2 Perencanaan pengaku *link* arah X

Pada pertemuan batan bresing dengan *link* harus didasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.3.1 yaitu pada *link* dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku harus memiliki lebar total tidak kurang dari (bf – 2tw) dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara 0,75tw atau 10 mm, dengan bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* < 1,6 . Mp / Vp, harus memiliki pengaku dengan spasi tidak kurang atau lebih dari harga-harga berikut:

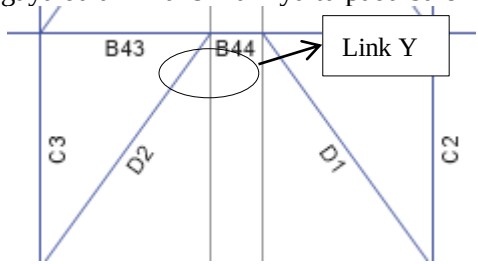
Untuk α = 0,08 radian
S = 30 . tw – d/5 = 24 – 40/5 = 16 cm
Untuk α = 0,02 radian
S = 52 . tw – d/5 = 52 . 0,8 – 40/5 = 33,6 cm
Untuk α = 0,038 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 45{,}2 - \left(\frac{0{,}038 - 0{,}02}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (33{,}6 - 16) = 28{,}27\ cm$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 30 cm.

4.3.1.3 Perencanaan *link* arah Y

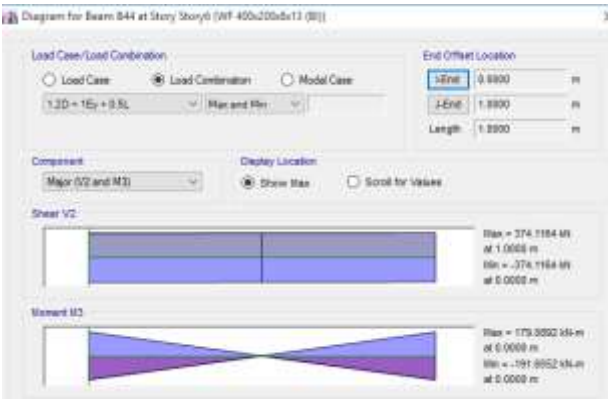
Pada perhitungan *link* arah Y diambil *link* pada lantai Transfer yang memiliki gaya dalam maksimum yaitu pada balok elemen B44.



Gambar IV.56 *Frame Element Link* Arah Y

Balok *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan data- data sebagai berikut:

W	106	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	134.4	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	600	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	11	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	17	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	22	(mm)	BJ 41	Lp	226.003	(cm)
Ix	77600	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	2280	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	522	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)



Gambar IV.57 Gaya Dalam *Link* Arah Y

Nu = 0 kg
Vu = 37411,64 kg
Mu = 191165,52 kgm
Δe = 4,35 mm

- Penentuan jenis *link*
  Mp = Zx . fy = 1286 . 2500
  = 3215000 kgcm
  Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
  = 0,6 . 2500 . 29,92
  = 44880 kg

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p} = \frac{1{,}6 \times 3215000}{44880} = 114{,}62\ cm$$

  Termasuk *Link* Geser, e = 100 cm < 114,62 cm

- Kontrol penampang
  Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 17} = 7{,}69$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{(Fy)}} = 8{,}54$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Pelat badan

Ny = Ag x fy

= 84,12 cm^2x 2500 kg/cm^2

= 210300 kg

0,15 Ny = 0,15 . 210300 kg = 31545 kg

Nu = 0

$$\frac{Nu}{\emptyset \text{Ny}} = \frac{0}{0{,}9\ .\ 336000} = 0$$

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

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{(Fy)}}\left[1 - 1{,}54\frac{Nu}{\emptyset \text{Ny}}\right] = 86{,}33$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$$

Karena penampang kompak, maka:

0,15Ny > Nu

31545 > 0

Karena 0,15 Ny > Nu, maka berdasarkan acuan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana *link* tidak diperhitungkan.

- Kapasitas momen penampang

  Lb = 90 cm

  Lp = 226,003 cm (dari tabel)

  Lr = 658,357 cm (dari tabel)

  Lb < Lp = bentang pendek, sehingga :

  Mn = Mp = 1286 . 2500 = 3215000 kgcm

  $\emptyset_b$. M_n = 0,9 x 321500 kgcm

= 2893500 kg.cm

Kontrol

$Ø_b$. M_n	>	Mu
2893500 kgcm	>	1916552 kgcm → OK

- Kontrol kuat geser

  Berdasarkan acuan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.4, kuat geser nominal *link* diambil yang terkecil dari Vp atau 2 Mp/e

  Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
  = 0,6 . 2500 . (37,4). 0,8
  = 44880 kg (menentukan)

$$\frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{114{,}62} = 56100\ kg$$

  Kontrol

Vu	≤	ϕVn
37411,64 kg	≤	0,9 . 44880 kg
37411,64 kg	≤	40392 kg … **(OK)**

- Kontrol sudut rotasi *link*

  Rumus *link*

  Berdasarkan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.2.7

$$e = \frac{1{,}6 \times Mp}{V_p}$$

  α maks = 0,08 radian

  Δp= Cd . Δe = 4 . 4,35 = 17,4 mm

$$\emptyset = \frac{\Delta p}{h} = \frac{17{,}4}{342} = 0.051$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) . \emptyset = \left(\frac{750}{100}\right) . (0{,}051) = 0{,}038\ radian$$

  Kontrol

α	<	α maks
0,038	<	0,08 …**(OK)**

4.3.1.2 Perencanaan pengaku *link* arah Y

Pada pertemuan batan bresing dengan *link* harus didasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 pasal 15.13.3.1 yaitu pada *link* dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku harus memiliki lebar total tidak kurang dari (bf – 2tw) dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara 0,75tw atau 10 mm, dengan bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* < 1,6 . Mp / Vp, harus memiliki pengaku dengan spasi tidak kurang atau lebih dari harga-harga berikut:

Untuk α = 0,08 radian

S = 30 . tw – d/5 = 24 – 40/5 = 16 cm

Untuk α = 0,02 radian

S = 52 . tw – d/5 = 52 . 0,8 – 40/5 = 33,6 cm

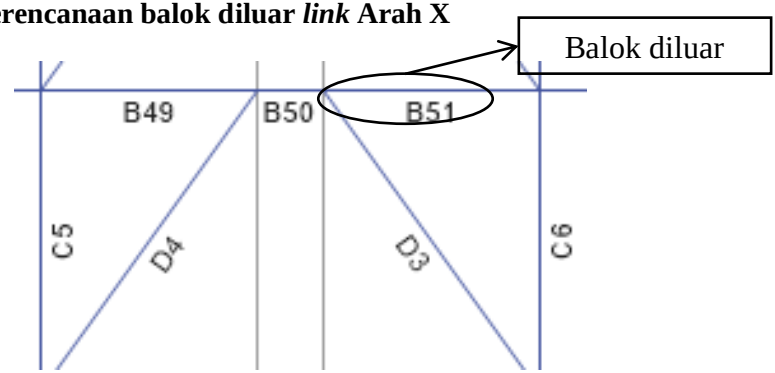
Untuk α = 0,038 radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 45{,}2 - \left(\frac{0{,}038 - 0{,}02}{0{,}08 - 0{,}02}\right) . (33{,}6 - 16) = 28{,}27\ cm$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 25 cm.

4.3.2 Perencanaan balok diluar *link*

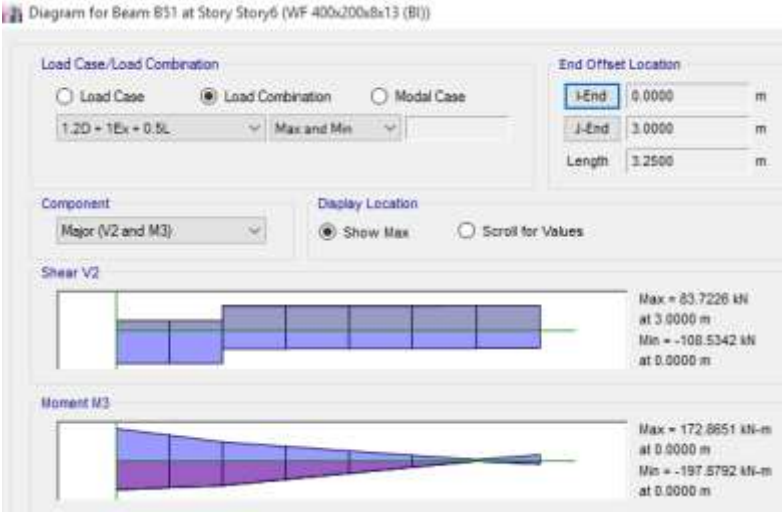
4.3.2.1 Perencanaan balok diluar *link* Arah X



Gambar IV.58 Element Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan data- data sebagai berikut:

W	106	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	134.4	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	600	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	11	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	17	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	22	(mm)	BJ 41	Lp	226.003	(cm)
Ix	77600	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	2280	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	522	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)



Gambar IV.59 Gaya Dalam Balok di Luar *Link* Arah X

Output ETABS 2016
Mu = 19787,92 kgm
Vu = 10853,24 kg
Nu = 0 kg

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan

ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan poin 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
= 0,6 . 2500 . (40 – 2 . 1,3). 0,8
= 44880 kg

Mp = Zx . Fy = 1286 . 2500 = 3215000 kgcm

$$\frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{100} = 64300\ kg$$

Vp menentukan = 44880 kg

Maka, Vu = 1,1 . Ry . Vn
= 1,1 . 1,5 . 44880
= 74052 kg

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}69$

  $\lambda_p = 0{,}38\sqrt{(E/Fy)} = 10{,}75$

  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

  Pelat badan

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

  $\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 106{,}35$

  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

  Karena penampang kompak, maka Mn = Mp

  Mn = Zx , fy

= 1286 . 2500 = 3215000 kgcm

- Kapasitas momen penampang
  Lb = 200 cm
  Lp = 226,003 cm (dari tabel)
  Lr = 658,375 cm (dari tabel)
  Lb < Lp = bentang pendek, sehingga :
  Mn = Mp = 3215000 kgcm
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 3215000 kgcm
  = 2893500 kg.cm
  Kontrol

$Ø_b$. M_n	>	Mu
2893500 kgcm	>	1978792 kgcm → OK

- Kapasitas geser penampang

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

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{7500 - 1000}{2} = 3250\ mm$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3250/522)^2} = 5{,}00$$

$$1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}} = 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{5\ .\ 2000000}{2500}} = 69{,}57$$

Kontrol

$$\lambda \quad \leq 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}}$$

42,75 ≤ 69,57 → Plastis

V_n = 0,6 f_y A_w. R_y
= 0,6 x 2500 x (29,92) x 1,5
= 67320 kg
Ø V_n = 0,9 . 67320 kg = 60588 kg

- Kontrol interaksi geser lentur

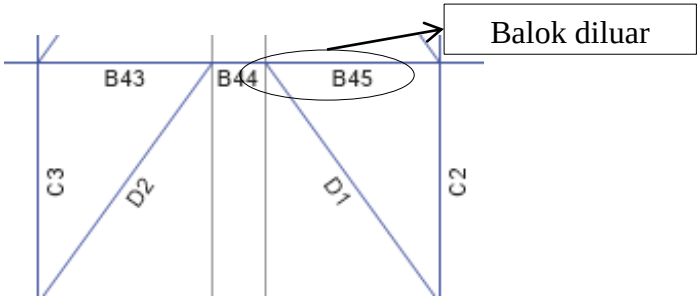
  Pada perhitungan balok diluar *link* arah X dipilih balok pada elemen B293 kiri dengan Mu = 3307970 kg.cm (hasil analisa dari ETABS 2016)

$$\frac{Mu}{\emptyset.Mn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{\emptyset.Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{19787{,}92}{2893500} + 0{,}625\ \frac{10853{,}24}{60588} \leq 1{,}375$$

$$0{,}119 \leq 1{,}375 \ldots \textbf{(OK)}$$

4.3.2.2 Perencanaan balok diluar *link* arah Y



Gambar IV.60 Elemen Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan data- data sebagai berikut:

W	106	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	134.4	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	600	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	11	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	17	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	22	(mm)	BJ 41	Lp	226.003	(cm)
Ix	77600	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	2280	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	522	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)

Gambar IV.61 Gaya Dalam Balok di Luar *Link* Arah X

Output ETABS 2016
Mu = 19165,52 kgm
Vu = 8259,92 kg
Nu = 0 kg

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya- gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar Ry.Vn dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan poin 8 dan mengalikannya dengan faktor Ry.

$V_u = 1{,}1 \times R_y \times V_n$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
= 0,6 . 2500 . (40 – 2 . 1,3). 0,8
= 44880 kg

Mp = Zx . Fy = 1286 . 2500 = 3215000 kgcm

$$\frac{2 \times Mp}{e} = \frac{2 \times 3215000}{100} = 64300\ kg$$

Vp menentukan = 44880 kg

Maka, Vu = 1,1 . Ry . Vn
= 1,1 . 1,5 . 44880
= 74052 kg

- Kontrol penampang
  Pelat sayap
  $\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}69$
  $\lambda_p = 0{,}38\sqrt{(E/Fy)} = 10{,}75$
  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$

  Pelat badan
  $\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42{,}75$

  $\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 106{,}35$

  $\lambda < \lambda_p \rightarrow Penampang\ Kompak$
  Karena penampang kompak, maka Mn = Mp
  Mn = Zx , fy
  = 1286 . 2500 = 3215000 kgcm

- Kapasitas momen penampang
  Lb = 200 cm
  Lp = 226,003 cm (dari tabel)
  Lr = 658,375 cm (dari tabel)
  Lb < Lp = bentang pendek, sehingga :
  Mn = Mp = 3215000 kgcm
  $Ø_b$. M_n = 0,9 x 3215000 kgcm
  = 2893500 kg.cm

Kontrol

$Ø_b$. M_n	>	Mu
2893500 kgcm	>	1916552 kgcm → OK

- Kapasitas geser penampang

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

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{7500 - 1000}{2} = 3250\ mm$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3250/522)^2} = 5{,}00$$

$$1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}} = 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{5\ .\ 2000000}{2500}} = 69{,}57$$

Kontrol

$$\lambda \quad \leq 1{,}1\ .\ \sqrt{\frac{k_n . E}{fy}}$$

42,75 ≤ 69,57 → Plastis

V_n = 0,6 f_y A_w. R_y
= 0,6 x 2500 x (29,92) x 1,5
= 67320 kg
Ø V_n = 0,9 . 67320 kg = 60588 kg

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungan balok diluar *link* arah X dipilih balok pada elemen B293 kiri dengan Mu = 3307970 kg.cm (hasil analisa dari ETABS 2016)

$$\frac{Mu}{Ø.Mn} + 0{,}625\ \frac{Vu}{Ø.Vn} \leq 1{,}375$$

$$\frac{19165{,}52}{2893500} + 0{,}625\ \frac{8259{,}92}{60588} \leq 1{,}375$$

$$0{,}092 \leq 1{,}375 \ldots \textbf{(OK)}$$

4.3.3 Perencanaan bresing

4.3.3.1 Perencanaan bresing arah X

Berdasarkan peraturan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bresing arah X direncanakan menggunakan profil WF 200 x 200 x 12 x 12, dengan data- data sebagai berikut:

W	56.2	(kg/m)		ix	8.35	(cm)
A	71.53	(cm^2)		iy	4.88	(cm)
d	200	(mm)		Sx	498	(cm^3)
bf	204	(mm)		Sy	167	(cm^3)
tw	12	(mm)		Zx	553	(cm^3)
tf	12	(mm)		Zy	256	(cm^3)
r	13	(mm)	BJ 41	Lp (cm)	242.928	(cm)
Ix	4980	(cm^4)		Lr (cm)	1107.881	(cm)
Iy	1700	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	150	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)

Berdasarkan hasil analisa ETABS 2016, didapat nilai:

$P_u tekan = 70664{,}90\ kg$

$P_u tarik = 80903{,}80\ kg$

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{204}{2 \times 12} = 8{,}50$$

  $$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15{,}81$$

  $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{12} = 12{,}50$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42{,}06$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Kontrol kuat aksial bresing

Panjang bresing L = 558,03 cm

$$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{558{,}03}{8{,}35} = 66{,}83$$

$$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_y} = \frac{558{,}03}{4{,}88} = 114{,}35$$

$$\lambda \rightarrow \lambda_y = 114{,}35$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi}.\sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{114{,}35}{\pi}.\sqrt{\frac{250}{200000}} = 1{,}29$$

Karena λ > 1,2 maka berdasarkan SNI 1729:2002 Pasal 7.6.2:

$$\omega = 1{,}25\ .\lambda_c{}^2 = 1{,}25\ .1{,}29^2 = 2{,}07$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1{,}1\ .R_y\ .Ag\ /\ F_{cr}$$

$$= \frac{1{,}1\ .1{,}5\ .2500\ .71{,}53}{2{,}07}$$

$$= 142532{,}18\ kg$$

$$\phi_c P_n = 0{,}85 \times 142532{,}18\ kg = 121152{,}35\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$121152{,}35\ kg > 70664{,}9\ kg\ \rightarrow\ (\boldsymbol{OK})$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y\ .\ F_y\ .Ag$$

$$= 1{,}5\ .2500\ .71{,}53 = 268237{,}5\ kg$$

$$\phi_c P_n = 0{,}90 \times 268237{,}5\ kg = 241413{,}8\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 241413{,}8\ kg > 80903{,}8\ kg\ (\boldsymbol{OK})$$

4.3.3.2 Perencanaan bresing arah Y

Berdasarkan peraturan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi aksial dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu elemen *link*.

Bresing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 200 x 200 x 12 x 12, dengan data- data sebagai berikut:

W	56.2	(kg/m)		Ix	8.35	(cm)
A	71.53	(cm^2)		Iy	4.88	(cm)
d	200	(mm)		Sx	498	(cm^3)
bf	204	(mm)		Sy	167	(cm^3)
tw	12	(mm)		Zx	553	(cm^3)
tf	12	(mm)		Zy	256	(cm^3)
r	13	(mm)	BJ 41	Lp (cm)	242.928	(cm)
Ix	4980	(cm^4)		Lr (cm)	1107.881	(cm)
Iy	1700	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	150	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)

Berdasarkan hasil analisa ETABS 2016, didapat nilai:

$P_u tekan = 70664{,}90\ kg$

$P_u tarik = 80903{,}80\ kg$

- Kontrol penampang

  Pelat sayap

  $$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{204}{2 \times 12} = 8{,}50$$

  $$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = \frac{250}{\sqrt{250}} = 15{,}81$$

  $\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{150}{12} = 12{,}50$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = \frac{665}{\sqrt{250}} = 42{,}06$$

$$\lambda < \lambda_R \rightarrow Penampang\ tidak\ langsing$$

- Kontrol kuat aksial bresing

Panjang bresing L = 558,03 cm

$$Arah\ X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{558{,}03}{8{,}62} = 66{,}83$$

$$Arah\ Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{kx}}{i_y} = \frac{558{,}03}{5{,}02} = 114{,}35$$

$$\lambda \rightarrow \lambda_y = 114{,}35$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi}.\sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{114{,}35}{\pi}.\sqrt{\frac{250}{200000}} = 1{,}29$$

Karena λ > 1,2 maka berdasarkan SNI 1729:2002 Pasal 7.6.2:

$$\omega = 1{,}25\ .\lambda_c{}^2 = 1{,}25\ .1{,}29^2 = 2{,}07$$

- Bresing tekan

$$P_{max} = 1{,}1\ .R_y\ .Ag\ /\ F_{cr}$$

$$= \frac{1{,}1\ .1{,}5\ .2500\ .63{,}53}{2{,}07}$$

$$= 142532{,}18\ kg$$

$$\phi_c P_n = 0{,}85 \times 142532{,}18\ kg = 121152{,}35\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu$$

$$121152{,}35\ kg > 73520{,}63\ kg \rightarrow (\boldsymbol{OK})$$

- Bresing tarik

$$P_{max} = R_y\ .\ F_y\ .Ag$$

$$= 1{,}5\ .2500\ .63{,}53 = 238237{,}5\ kg$$

$$\phi_c P_n = 0{,}90 \times 238237{,}5\ kg = 214413{,}8\ kg$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 214413{,}75\ kg > 78048{,}07\ \ kg\ (\boldsymbol{OK})$$

4.3.4 Perencanaan balok induk

4.3.4.1 Perencanaan balok induk arah X

Balok induk arah X direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13, dengan data sebagai berikut :

W	66	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	84.12	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	400	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	8	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	13	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	16	(mm)		Lp	226.003	(cm)
Ix	23700	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	1740	(cm^4)	BJ 41	fu	4100	(kg/cm^2)
h	342	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)
Aw	29.92	(cm^2)		fr	700	(kg/cm^2)
				fc'	350	(kg/cm^2)
			Beton	hr	5.4	(cm)
				t pelat	9	(cm)

Dari analisis ETABS, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :

Gambar IV.62 Gaya Dalam Balok Induk Arah X

Berdasarkan hasil analisa ETABS 2016, didapat nilai:

Mmax = 8079,24 kg.m
Mmin = -17722,15 kg.m
Vu = 8129,51 kg

a. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}69$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (penampang sayap kompak)

Pelat badan

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

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

$\lambda < \lambda_p$ (penampang badan kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

Mp = Zx . *fy* = 1286 x 2500
= 3215000 kg.cm

Cek kemampuan penampang

$Ø_b . M_n$	≥	M_u	
0,9 x 3215000	≥	M_u	
2893500 kg.cm	≥	1772215	→ (OK)

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang sama dengan 20 cm.
Lp = 226,003 cm
Lr = 658,357 cm
$Lb \leq Lp$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan. SNI 1729:2015 F2.2

b. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{342}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$42{,}75 \leq 69{,}57 \rightarrow Plastis$

Maka, V_n = 0,6 f_y A_w C_v SNI 1729:2015 G2.1

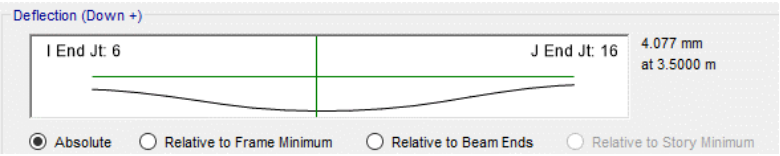
= 0,6 x 2500 x 29,92 x 1

= 44880 kg

Ø V_n	≥	V_u	
0,9 . 44880 kg	≥	8129,51 kg	
40392 kg	≥	8129,51 kg	→ (OK)

c. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{750}{360} = 2{,}08\ cm$$ SNI 1729:2015 6.4.3



Gambar IV.63 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Kombinasi 1DL + 1LL

Dari hasil analisis didapatkan lendutan batang sebesar $f^O = 0{,}408\ cm$

Kontrol

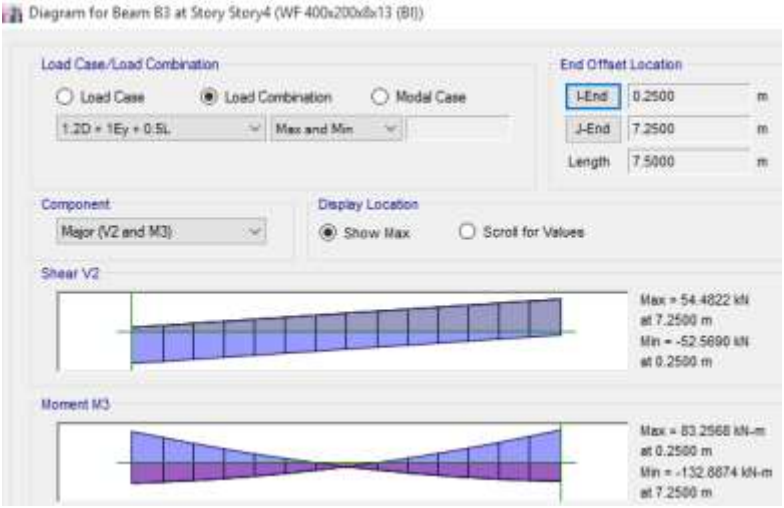
$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}41$ cm $< 2{,}08$ cm (OK)

4.3.4.2 Perencanaan balok induk arah Y

Balok induk arah Y direncanakan menggunakan profil WF 400x200x8x13, dengan data sebagai berikut :

W	66	(kg/m)		ix	16.8	(cm)
A	84.12	(cm^2)		iy	4.54	(cm)
d	400	(mm)		Sx	1190	(cm^3)
bf	200	(mm)		Sy	174	(cm^3)
tw	8	(mm)		Zx	1286	(cm^3)
tf	13	(mm)		Zy	266	(cm^3)
r	16	(mm)	BJ 41	Lp	226.003	(cm)
Ix	23700	(cm^4)		Lr	658.357	(cm)
Iy	1740	(cm^4)		fu	4100	(kg/cm^2)
h	342	(mm)		fy	2500	(kg/cm^2)
Aw	29.92	(cm^2)		fr	700	(kg/cm^2)
			Beton	fc'	350	(kg/cm^2)
				hr	5.4	(cm)
				t pelat	9	(cm)

Dari analisis ETABS, didapatkan gaya dalam yang terjadi pada balok induk memanjang adalah sebagai berikut :



Gambar IV.64 Gaya Dalam Balok Induk Arah Y

Berdasarkan hasil analisa ETABS 2016, didapat nilai:

Mmax = 8325,68 kg.m
Mmin = -13288,74 kg.m
Vu = 5448,22 kg

d. Kontrol penampang profil terhadap gaya lentur

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \times 13} = 7{,}69$$

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

$\lambda < \lambda_p$ (penampang sayap kompak)

Pelat badan

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

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

$\lambda < \lambda_p$ (penampang badan kompak)

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

Mp = Zx . *fy* = 1286 x 2500
= 3215000 kg.cm

Cek kemampuan penampang

$Ø_b$. M_n	≥	M_u	
0,9 x 3215000	≥	M_u	
2893500 kg.cm	≥	1328874	→ **(**OK)

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang sama dengan 20 cm.
Lp = 226,003 cm
Lr = 658,357 cm

$Lb \leq Lp$, keadaan batas dari tekuk torsi lateral tidak boleh digunakan. SNI 1729:2015 F2.2

e. Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{342}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{250}}$$

$42{,}75 \leq 69{,}57 \rightarrow Plastis$

Maka, $V_n = 0{,}6\ f_y\ A_w\ C_v$ SNI 1729:2015 G2.1

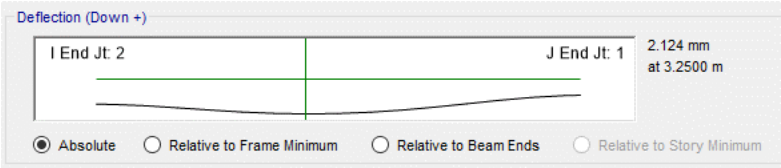
$= 0{,}6 \times 2500 \times 29{,}92 \times 1$

$= 44880$ kg

Ø V_n	≥	V_u
0,9 . 44880 kg	≥	8129,51 kg
40392 kg	≥	5448,22 kg → (OK)

f. Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{750}{360} = 2{,}08\ cm$$ SNI 1729:2015 6.4.3



Gambar IV.65 Lendutan Pada Balok Induk Memanjang Akibat Kombinasi 1DL + 1LL

Dari hasil analisis didapatkan lendutan batang sebesar

$f^O = 0.2124\ cm$

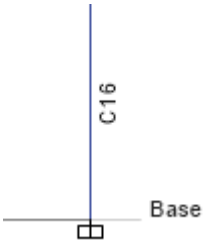
Kontrol

$f^O < f_{ijin} \rightarrow 0{,}21$ cm $< 2{,}08$ cm (OK)

4.3.5 Perencanaan kolom

Pada perencanaan ini ditunjukan contoh perhitungan pada kolom lantai *Upper Ground* batang C16. Direncanakan sebagai kolom komposit CFT menggunakan profil HSS 500 x 500 x 22 x 22 dengan tinggi kolom 450 cm. Berikut spesifikasi profil yang digunakan:

Baja	H	500	mm	ix	19.44	cm
	B	500	mm	iy	19.44	cm
	t	22	mm	Ix	157100	cm4
	W	320	kg/m	Iy	157100	cm4
	As	415	cm2	Zx	6283	cm3
	ρ	7850	kg/m3	Zy	6283	cm3
	fu	4100	kg/cm2			
	fy	2500	kg/cm2			
Beton	Ac	2085	cm2	fc'	350	kg/cm2
	ρ	2400	kg/m3			
	W	500.4	kg/m			
Profil	W total	820.4	kg/m			
Panjang	L	450	cm			



Gambar IV.66 Kolom C16 yang ditinjau untuk kontrol

Hasil dari output ETABS 2016 diperoleh gaya- gaya yang bekerja pada *frame* C16 lantai Ground sebagai berikut:

- Gaya akibat beban gravitasi :
  Pu = 151025,5 kg
  Mu_x = 4307,73 kgm
  Mu_y = 4307,73 kgm
- Gaya akibat beban gempa :

Pu = 145769,5 kg
Mu_x = 41363,32 kgm
Mu_y = 13677,43 kgm

- Kuat nominal tekan kolom komposit

➢ Kontrol luas penampang minimum profil baja

$\frac{As}{Ac + As} \; x \; 100\% \quad \geq \quad 4\%$

$\frac{415}{2085 + 415} \; x \; 100\% \quad \geq \quad 4\%$

16,6 % $\geq$ 4% → OK

➢ Kontrol tebal minimum penampang persegi

$t_{min} \quad \geq \quad b \; x \sqrt{\frac{f_y}{3E}}$

$22 \quad \geq \quad 500 \; x \sqrt{\frac{250}{3 \; x \; 2 \; x \; 10^5}}$

22 $\geq$ 10,21 → OK

➢ Kuat nominal tekan kolom komposit

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{500}{2 \times 22} = 11{,}36$$

$$\lambda p = 2{,}26 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2{,}26 \sqrt{\frac{2 \times 10^5}{250}} = 63{,}92$$

$\lambda \leq \lambda_p \;\rightarrow\; 11{,}36 \leq 63{,}92 \;\rightarrow Penampang\ kompak$

Sehingga kekuatan nominal tekan diperhitungkan sebagai berikut

$P_{no} = P_p$

$P_P = fyAs + C_2 f'_c (Ac + Asr \frac{Es}{Ec})$

P_P = 2500 x 415 + 0,85 x 350 x (2085 + 0)
= 1657787,5 kg

- Momen Nominal Kolom

- Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{500}{2.22} = 11{,}36$$

$$\lambda_p = 1{,}12\ x\ \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}12\ x\ \sqrt{\frac{2\ x\ 10^6}{2500}} = 31{,}68$$

Kontrol

λ_f	<	λ_p
11,36	<	31,68 → Penampang Kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

Mp = Zx . fy = 6283 . 2500 = 15707500 kgcm

Cek kemapuan penampang

$Ø_b$. M_n	≥	M_u
0,9 . 15707500	≥	1367743
14136750 kg.cm	≥	1367743 kg.cm → OK

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

Panjang tak terkekang adalah tinggi kolom - d_{balok}

L_b = 450 - 50 = 400 cm

$$L_p = 1{,}76 \times i_y \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76 \times 19{,}44 \times \sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 967{,}73$$

Kontrol

L_b	≤	L_p
400 cm	≤	967,73 cm → Bentang Pendek

Karena bentang pendek, maka $M_n = M_p$

Mp = Zx . fy = 6283 . 2500 = 157075000 kgcm

Cek kemapuan penampang

$Ø_b$. M_n	≥	M_u
0,9 . 15707500	≥	1367743
14136750 kg.cm	≥	1367743 kg.cm → OK

- Kekuatan lentur dan aksial orde kedua

Momen lentur dan aksial terfaktor arah X dan Y ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini,

α = 1 (DFBK)
Rm = $1- 0{,}15Pmf$
$Pstory$ = 1 (bresing, Pmf=0)
k = 1 (kekakuan kolom)
ΔH = 0.44 cm (defleksi kolom, output ETABS)

Rumus Momen dan Gaya Aksial Orde Kedua

$M_r = B_1M_{ni} + B_2M_i$
$P_r = P_{nt} + B_2P_t$

Rumus Koefisien Cm, B1, Pe1 dan B2

$C_m = 0{,}6 - 0{,}4 \left[\frac{M_1}{M_2}\right]$

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

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha\frac{P_r}{P_{e1}}}$

$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e\,story}}}$

$P_{estory} = R_M \frac{H.L}{\Delta H}$

❖ Arah sumbu X;

1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

   Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut
   M1 = 4307,73 kgm
   M2 = 2387,80 kgm

   $C_m = 0{,}6 - 0{,}4 \left[\frac{M_1}{M_2}\right] = 0{,}6 - 0{,}4 \left[\frac{2387{,}80}{4307{,}73}\right]$
   $= 0{,}38$

   $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2 \,.\, 2.10^6 \,.\, 157100}{(1 \,.\, 450)^2}$
   $= 15313727$ kg

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha\frac{P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,38}{1 - 1\frac{1657788}{15313272}}$

$= 0,42$

Syarat, $B_1 \geq 1$

Maka digunakan B1 = 1

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut

H_x = 169229,19 kg (gaya lateral)

P_{story} = 4457018,74 kg (aksial total lantai)

$P_{estory} = R_M \frac{H \,.L}{\Delta H} = 1\frac{169229,19\,.\,450}{0,435} = 175064679.31$ kg

$B_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha\, P_{story}}{P_{e\,story}}} = \frac{1}{1 - \frac{1\,.4457018,74}{175064679.31}} = 1,03$

Maka digunakan B2 = 1,03

3. Momen terfaktor terhadap sumbu X

$M_{rx} = B_1M_{ni} + B_2M_i$

$= 1 \times 4307,73 + 1,03 \times 41363,32$

$= 46751,64$ kgm

❖ Arah sumbu Y

1. Kontrol momen terhadap beban gravitasi

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut

M1 = 4307,73 kgm

M2 = 2387,80 kgm

$C_m = 0,6 - 0,4\left[\frac{M_1}{M_2}\right] = 0,6 - 0,4\left[\frac{2387,80}{4307,73}\right]$

$= 0,38$

$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} = \frac{\pi^2\,.\,2.10^6\,.\,157100}{(1\,.\,450)^2}$

$= 15313727$ kg

$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{e1}}} = \frac{0,38}{1 - 1\frac{1657788}{15313272}}$

$= 0,42$

Syarat, $B_1 \geq 1$

Maka digunakan B1 = 1

2. Kontrol momen terhadap beban lateral

Dari ETABS 2016 diperoleh output sebagai berikut

H_x = 169229,19 kg (gaya lateral)

P_{story} = 4457018,74 kg (aksial total lantai)

$P_{estory} = R_M \frac{H \,.L}{\Delta H} = 1 \frac{169229,19 \,.\, 450}{0,435} = 175064679.31$ kg

$B_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e\,story}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 .4457018,74}{175064679.31}} = 1,03$

Maka digunakan B2 = 1,03

3. Momen terfaktor terhadap sumbu Y

$M_{rx} = B_1 M_{ni} + B_2 M_i$

$= 1 \times 4307,73 + 1,03 \times 13677,43$

$= 14602,16$ kgm

- Kuat aksial orde kedua

$P_r = P_{nt} + B_2 P_t = 151025,45 + 1,03 \times 145769,5$

$= 300603,118$ kg

- Kuat interaksi aksial momen

$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\emptyset P_n} = \frac{300603,118}{0,9 \times 1657788} = 0,2014$

Kontrol

$\frac{P_r}{P_c} \geq 0,2$

$0,2014 \geq 0,2 \rightarrow$ OK

Maka digunakan rumus interaksi pertama sebagai berikut

$$\frac{P_u}{\emptyset P_n} + \frac{8}{9}\left[\frac{M_{rx}}{\emptyset_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\emptyset_b M_{cy}}\right] \leq 1$$

$$0{,}22 + \frac{8}{9}\left[\frac{4675164}{14136750} + \frac{1834247}{14136750}\right] \leq 1$$

$$0{,}61 \leq 1 \quad \rightarrow \text{OK}$$

Hasil kontrol interaksi yaitu 0,61 ≤ 1, maka kolom komposit CFT dengan profil HSS 500 x 500 x 22 x 22 dapat digunakan.

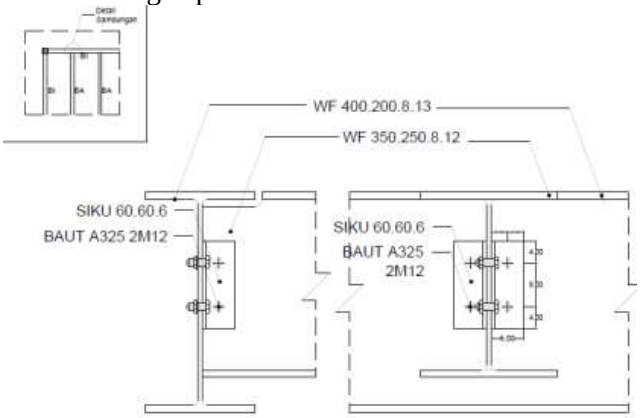
4.4 Perencanaan Sambungan

4.4.1 Sambungan balok induk dengan balok anak

Sambungan antara balok induk dengan balok anak direncanakan menggunakan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, karena balok anak yang merupakan struktur sekunder diasumsikan terletak pada tumpuan sederhana (sendi).

4.4.1.1 Lantai gedung

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 6912,525 kg, dengan dimensi balok anak WF 350x250x8x12 dan balok induk WF 400x200x8x13. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.



Gambar IV.67 Sambungan Balok Anak Lantai Gedung Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 12 mm
  Ab = 1,13 cm^2
  t_p = 6 mm (dari tebal profil L 60x60x6)
  Mutu baut A325
  fu = 8250 kg/cm^2
  Ulir tidak pada bidang geser
  r_1 = 0,5

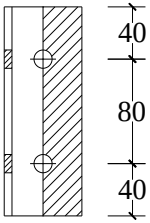
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 2 . 1,13
  = 6997,90 kg
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,2 . 0,6 . 4100
  = 5313,60 kg (menentukan)
  n = Vu / ØRn = 6912,53 / 5313,60 = 1,30 ≈ 2 buah
  Maka dipasang 2 buah baut diameter 12 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 12 mm (Ab = 1,13 cm^2)
  Mutu baut A325
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 1,13
  = 3498,95 kg (menentukan)
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,2 . 0,6 . 4100
  = 5313,60 kg
  n = Vu / ØVn = 6912,53 / 3498,95 = 1.98 ≈ 2 buah
  Maka dipasang 2 buah baut diameter 12 mm

- Kontrol jarak baut

  Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
  = 18 mm s.d. 124 cm
  →Terpasang = 40mm

  Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
  = 36 mm s.d 90 mm
  →Terpasang = 80mm



Gambar IV.68 Detail Sambungan Baut Pada Pelat Siku

- Kontrol kekuatan siku penyambung

  Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6
  BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
  = 13,5 mm

  Luas bidang geser
  L = 2 x S_1 + S = 2 x 40 + 80
  = 160 mm

  Luas bidang geser
  Anv = L_nv x t_L
  = (L – n x d_1) x t_L
  = (16 – 2 x 1,35) x 0,6
  = 7,98 cm^2

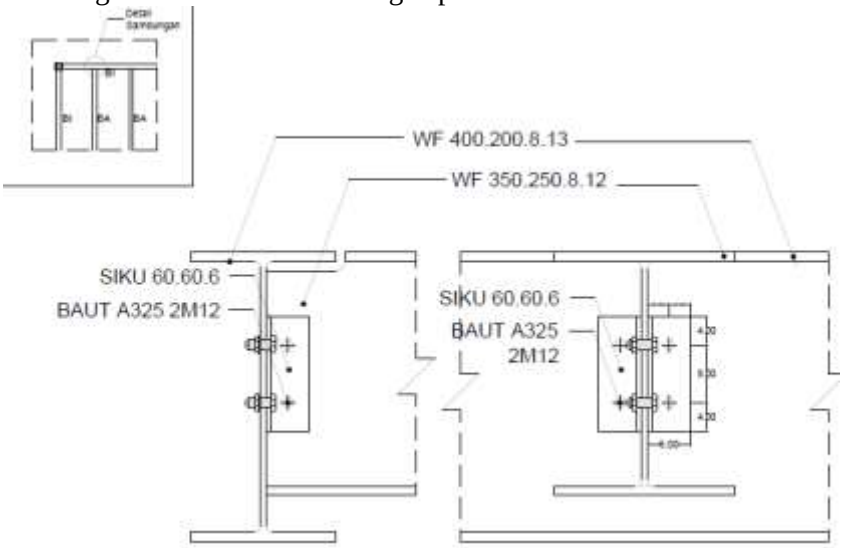
  Kuat rencana
  $\varphi R_n = \varphi 0{,}6 \times f_u \times A_{nv}$
  $= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 7{,}98 = 14723{,}1 Kg$
  Terdapat 2 siku, sehingga
  $2\varphi R_n = 2 \times 14723{,}1 = 29446{,}2\ kg$

Syarat:

$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 6912{,}53 \text{ kg} < 29446{,}2 \quad kg \ (OK)$

4.4.1.2 Lantai Atap

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 4985,025 kg, dengan dimensi balok anak WF 350 x 250 x 8 x 12 dan balok induk WF 400 x 200 x 8 x 13. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.



Gambar IV.69 Sambungan Balok Anak Lantai Atap Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
  Øbaut = 12 mm
  Ab = 1,13 cm^2
  t_p = 6 mm (dari tebal profil L 60x60x6)
  Mutu baut A325
  fu = 8250 kg/cm^2
  Ulir tidak pada bidang geser
  r_1 = 0,5
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab

= 0,75 . 0,5 . 8250 . 2 . 1,13
= 6997,90 kg

Kuat tumpu baut

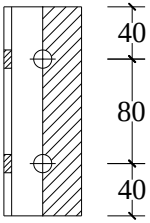
Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 1,2 . 0,6 . 4100
= 5313,60 kg (menentukan)

n = Vu / ØRn = 4985,025 / 5313,60 = 0,94 ≈ 2 buah

Maka dipasang 2 buah baut diameter 12 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:
  Øbaut = 12 mm (Ab = 1,13 cm^2)
  Mutu baut A325
  Ulir tidak pada bidang geser (r_1 = 0,5)
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø .r_1.fu.m.Ab
  = 0,75 . 0,5 . 8250 . 1 . 1,13
  = 3498,95 kg (menentukan)
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 1,2 . 0,6 . 4100
  = 5313,60 kg
  n = Vu / ØVn = 4985,025 / 3498,95 = 1.42 ≈ 2 buah
  Maka dipasang 2 buah baut diameter 12 mm

- Kontrol jarak baut
  Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
  = 18 mm s.d. 124 cm
  →Terpasang = 40mm
  Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
  = 36 mm s.d 90 mm
  →Terpasang = 80mm



Gambar IV.70 Detail Sambungan Baut Pada Pelat Siku

Kontrol kekuatan siku penyambung

Dipakai siku penyambung 60 x 60 x 6
BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Ø lubang = 12 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)
= 13,5 mm
Luas bidang geser
L = 2 x S_1 + S = 2 x 40 + 80
= 160 mm
Luas bidang geser
Anv = L_nv x t_L
= (L – n x d_1) x t_L
= (16 – 2 x 1,35) x 0,6
= 7,98 cm^2
Kuat rencana

$$\varphi R_n = \varphi 0{,}6 \times f_u \times A_{nv}$$
$$= 0{,}75 \times 0{,}6 \times 4100 \times 7{,}98 = 14723{,}1 Kg$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\varphi R_n = 2 \times 14723{,}1 = 29446{,}2\ kg$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 4985{,}025 \text{ kg} < 29446{,}2\ \ kg\ (OK)$$

4.4.2 Sambungan balok diluar *link* dengan kolom

Sambungan pada kolom direncanakan dengan sambungan baut dan las yang memikul beban geser dan momen yang terjadi pada balok di luar link. Perencanaan sambungan ini dianggap sebagai jepit (*rigid connection*).

4.4.2.1 Balok diluar *link* arah X dengan kolom

Sambungan balok diluar link dengan kolom memikul beban geser Pu yang di ambil dari perhitungan gaya geser pada sambungan dengan data sebagai berikut:

Balok Diluar Link : WF 400x200x8x13
Kolom : HSS 500x500x22x22
Pelat Penyambung badan : t = 12 mm
Pelat Penyambung Sayap : t = 25mm

Perhitungan gaya geser pada sambungan

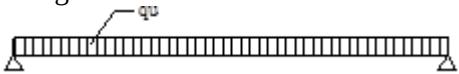
-Akibat kapasitas balok induk

Mu* = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 1286 x 2500
= 5304750 kg cm

Vu_1 = 2 x Mu/L
= 2 x 5304750/330 = 32150 kg

-Akibat beban kombinasi 1,2D+0,5L dari balok induk

qD = 2400,75 kg/m
qL = 1500 kg/m



Diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :

Vu_2 = 6338,72 kg
Vu total = 32150 + 6338,72
= 38586,24 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
Pelat menggunakan tipe single plate (t = 12 mm)
Kuat geser baut:
Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
= 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
= 12193,31 kg
Kuat tumpu baut
Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2,0 . 0,8. 4100
= 11808 kg (menentukan)
Kuat tarik baut:
Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
= 0,75 . 0,75. 10350 . 3,14
= 18289,96 kg
Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{38586{,}24}{11808} = 3{,}27 \approx 4\ buah$$

Dipasang 4 baut pada satu pelat
Kontrol Jarak Baut
Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
21 ≤ 40 ≤ 148 mm
Jarak antar baut = S = 80 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
42 ≤ 80 ≤ 180 mm
Ukuran Plat
Panjang = 40 + (4-1) x 80 + 40 = 320 mm
Lebar = 40 + 40 = 80 mm

- Kontrol Pelat Penyambung
  Direncanakan pelat penyambung t = 12 mm
  Mutu Pelat Baja BJ41 (fu =4100 kg/cm^2)
  Diameter lubang = 20 mm + 1,5 mm = 21,5 mm
  (lubang dibuat dengan bor)

$A_{nv} = L_{nv} . t$
$= (L – n . \text{diameter lubang}) \times tp$
$= (32 – 4 \times 2{,}15) \times 1.2$
$= 28{,}08\ cm^2$
$ØP_n = Ø . (0{,}6.f_u.A_{nv})$
$= 0{,}9 \times 0{,}6 \times 4100 \times 28{,}08$
$= 62169{,}12\ kg$
Kontrol
$ØP_n > V_{u\ total}$
$62169{,}12\ kg > 38586{,}24kg \rightarrow$ OK

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok
  Direncanakan las dengan te = 1 cm
  Mutu las yang digunakan F_{E110xx}
  $A_1 = te.(2 . \text{dplat}))$
  $= 1 \times 2 \times (32)$
  $= 64\ cm^2$
  $Ix = (\frac{32x(3x0{,}8^2x32^2)}{6})$
  $= 10485{,}76\ cm^4$
  $S_x = (\frac{32^3}{3}) = 10922{,}67\ cm^3$
  Akibat geser beban sentris
  $f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{38586{,}24}{64} = 602{,}91\ kg/cm^2$
  Akibat beban momen lentur
  $f_h = 0$, karena tidak terpengaruh gaya momen pada badan balok.
  $f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{602{,}91^{\,2} + 0}$
  $= 602{,}91\ kg/cm^2$
  F_u las = 0,75 x 0,6 x 110 x 70,3 = 3479,85 kg/cm^2
  $f_{total} < F_u$ las $\rightarrow 602{,}91$ kg/cm^2 < 3476,85kg/cm^2 $\rightarrow$OK
  $te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{602{,}91}{3479{,}85} = 0{,}173\ cm$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}173}{0{,}707} = 0{,}245\ cm$$

Syarat

a min = 5 mm

Maka, digunakan las sudut dengan ketebalan 5 mm

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm FE110xx

fu las = 0,75 x 0,6 x 70,3 x 110 x 2,5

= 8699,625 kg/cm^2

Mutu Pelat diaphragma plate BJ41

Fy = 2500 kg/cm^2

Fu = 4100 kg/cm^2

Mutu pelat diaphragm menentukan

$$T = \frac{Mu}{d} = \frac{5304750}{40} = 132618{,}8\ kg$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

Ru = 0,9 x te x d x fy

= 0,9 x 2,5 x 50 x 2500 = 281250 kg

Kontrol

T	<	Ru	
132618,8 kg	<	281250 kg	→ OK

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok

Kontrol Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)

Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)

Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)

Pelat menggunakan tipe single plate (t = 25 mm)

Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab

= 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14

= 12193,31 kg (menentukan)

Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2 . 1,3 . 4100
= 19188 kg

Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{132618{,}8}{12193{,}31} = 10{,}88 \approx 12\ buah$$

Kontrol Jarak Baut
Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
27 ≤ 40 ≤ 200 mm
Jarak antar baut = S = 60 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
54 ≤ 60 ≤ 375 mm
Ukuran Plat
Panjang = 40 + (12/2-1) x60 + 40 = 380 mm
Lebar = 200 mm

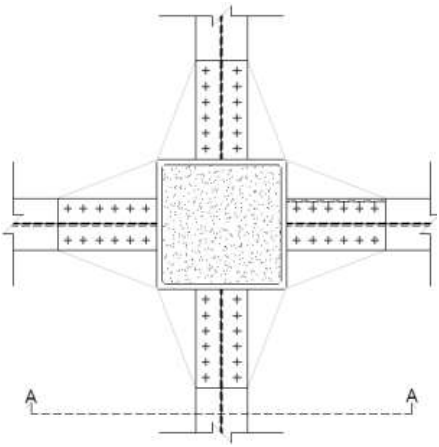
- Kekuatan Pelat Diafragma
  Dipakai baut tipe tumpu 20 mm
  D perlemahan = 2,15 cm
  Mutu pelat baja BJ41(fu =4100 kg/cm^2, fy =2500 kg/cm^2)
  t plat = 2,5 cm

  Kontrol Terhadap Geser
  An = 2 (38 – 6 x 2,15) x 2,5
  = 125,5 cm^2
  Terhadap patah
  T ≤ Ø . 0,6 . An . Fu
  132618,8 ≤ 0,9 x 0,6 x 4100 x 125,5
  132618,8 ≤ 277857 kg… **(OK)**

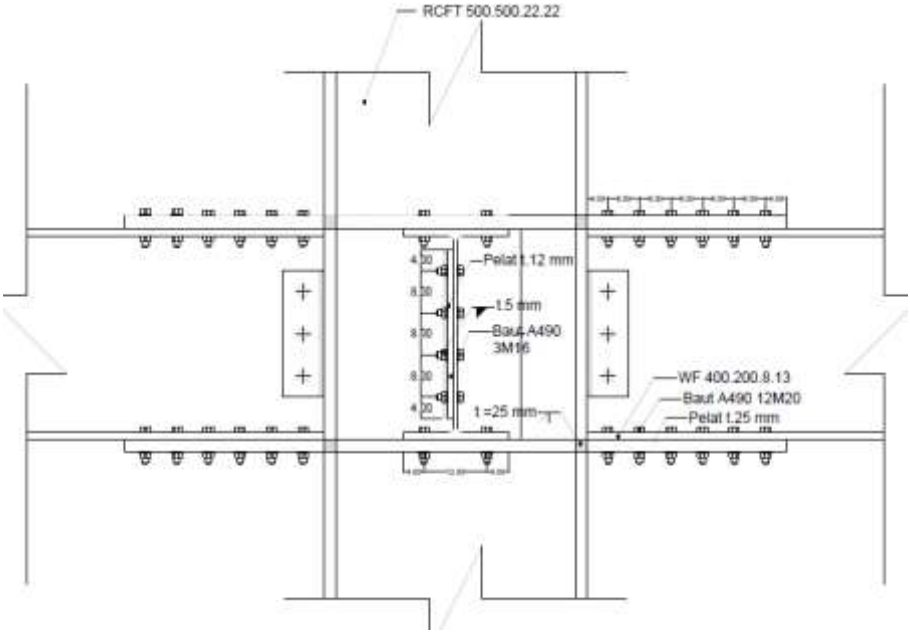
  Kontrol Terhadap Tarik
  Leleh
  Ag = 50 x 2,5 = 125 cm^2

T $\leq$ 0,9 . Ag . Fu
132618,8 $\leq$ 0,9 x 125 x 4100
132618,8 $\leq$ 281250 kg… **(OK)**

Putus
Am = (50 – 2 x 2,15) x 2,5 = 114,25
T $\leq$ 0,75 . An . Fu
132618,8 $\leq$ 0,75 x 114,25 x 4100
132618,8 $\leq$ 351318,8 kg… **(OK)**



Gambar IV.71 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22



Gambar IV.72 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22

4.4.2.2 Balok diluar *link* arah Y dengan kolom

Sambungan balok diluar link dengan kolom memikul beban geser Pu yang di ambil dari perhitungan gaya geser pada sambungan dengan data sebagai berikut:

Balok Diluar Link : WF 400x200x8x13
Kolom : HSS 500x500x22x22
Pelat Penyambung badan : t = 12 mm
Pelat Penyambung Sayap : t = 25mm

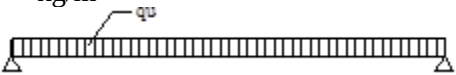
Perhitungan gaya geser pada sambungan

-Akibat kapasitas balok induk

Mu* = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 1286 x 2500
= 5304750 kg cm

Vu_1 = 2 x Mu/L
= 2 x 5304750/330 = 32150 kg

-Akibat beban kombinasi 1,2D+0,5L dari balok induk
qD = 2400,75 kg/m
qL = 1500 kg/m



Diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :
Vu_2 = 6338,72 kg
Vu total = 32150 + 6338,72
= 38586,24 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
  Pelat menggunakan tipe single plate (t = 12 mm)
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
  = 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
  = 12193,31 kg
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 2,0 . 0,8. 4100
  = 11808 kg (menentukan)
  Kuat tarik baut:
  Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
  = 0,75 . 0,75. 10350 . 3,14
  = 18289,96 kg
  Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{38586{,}24}{11808} = 3{,}27 \approx 4\ buah$$

  Dipasang 4 baut pada satu pelat

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm

1,5db $\leq$ S1 $\leq$ 4tp + 100

21 $\leq$ 40 $\leq$ 148 mm

Jarak antar baut = S = 80 mm

3db $\leq$ S $\leq$ 15tp

42 $\leq$ 80 $\leq$ 180 mm

Ukuran Plat

Panjang = 40 + (4-1) x 80 + 40 = 320 mm

Lebar = 40 + 40 = 80 mm

- Kontrol Pelat Penyambung

Direncanakan pelat penyambung t = 12 mm

Mutu Pelat Baja BJ41 (fu =4100 kg/cm^2)

Diameter lubang = 20 mm + 1,5 mm = 21,5 mm

(lubang dibuat dengan bor)

$A_{nv} = L_{nv} . t$

= (L – n . diameter lubang) x tp

= (32 – 4 x 2,15) x 1.2

= 28,08 cm^2

$ØP_n = Ø . (0,6.f_u.A_{nv})$

= 0,9 x 0,6 x 4100 x 28,08

= 62169,12 kg

Kontrol

$ØP_n$ > $V_{u\ total}$

62169,12 kg > 38586,24kg → OK

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

Direncanakan las dengan te = 1 cm

Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

$A_1 = te.(2 . \text{dplat}))$

$= 1 \times 2 \times (32)$

$= 64\ cm^2$

$Ix = (\frac{32x(3x0,8^2x32^2)}{6})$

= 10485,76 cm^4

$S_x = (\frac{32^3}{3}) = 10922{,}67\ cm^3$

Akibat geser beban sentris

$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{38586{,}24}{64} = 602{,}91\ kg/cm^2$

Akibat beban momen lentur

$f_h = 0$, karena tidak terpengaruh gaya momen pada badan balok.

$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{602{,}91^{\,2} + 0}$

= 602,91 kg/cm^2

F_u las = 0,75 x 0,6 x 110 x 70,3 = 3479,85 kg/cm^2

f_{total} < F_u las → 602,91 kg/cm^2 < 3476,85kg/cm^2 →OK

$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{602{,}91}{3479{,}85} = 0{,}173\ cm$

$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}173}{0{,}707} = 0{,}245\ cm$

Syarat

a min = 5 mm

Maka, digunakan las sudut dengan ketebalan 5 mm

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm FE110xx

fu las = 0,75 x 0,6 x 70,3 x 110 x 2,5

= 8699,625 kg/cm^2

Mutu Pelat diaphragma plate BJ41

Fy = 2500 kg/cm^2

Fu = 4100 kg/cm^2

Mutu pelat diaphragm menentukan

$T = \frac{Mu}{d} = \frac{5304750}{40} = 132618{,}8\ kg$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

Ru = 0,9 x te x d x fy

= 0,9 x 2,5 x 50 x 2500 = 281250 kg

Kontrol

T	<	Ru	
132618,8 kg	<	281250 kg	→ OK

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok

  Kontrol Kuat geser baut
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
  Pelat menggunakan tipe single plate (t = 25 mm)
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
  = 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
  = 12193,31 kg (menentukan)
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 2 . 1,3 . 4100
  = 19188 kg
  Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{132618{,}8}{12193{,}31} = 10{,}88 \approx 12\ buah$$

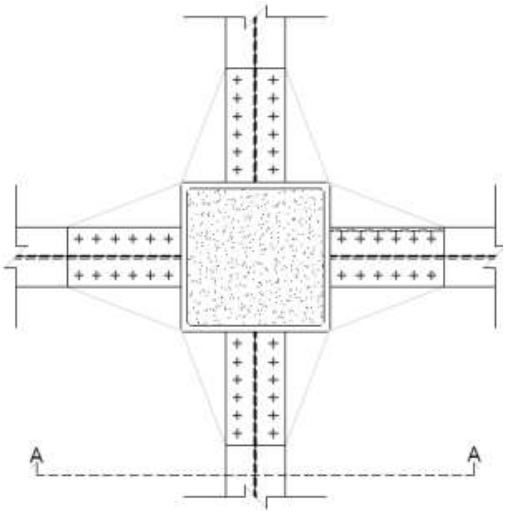
  Kontrol Jarak Baut
  Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
  1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
  27 ≤ 40 ≤ 200 mm
  Jarak antar baut = S = 60 mm
  3db ≤ S ≤ 15tp
  54 ≤ 60 ≤ 375 mm
  Ukuran Plat
  Panjang = 40 + (12/2-1) x60 + 40 = 380 mm
  Lebar = 200 mm

- Kekuatan Pelat Diafragma
  Dipakai baut tipe tumpu 20 mm
  D perlemahan = 2,15 cm
  Mutu pelat baja BJ41(fu =4100 kg/cm^2, fy =2500 kg/cm^2)
  t plat = 2,5 cm

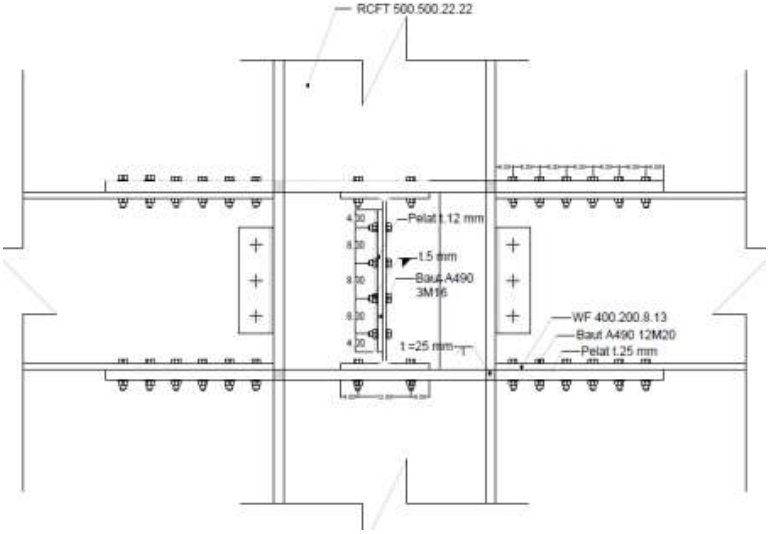
  Kontrol Terhadap Geser
  An = 2 (38 – 6 x 2,15) x 2,5
  = 125,5 cm^2
  Terhadap patah
  T $\leq$ Ø . 0,6 . An . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,9 x 0,6 x 4100 x 125,5
  132618,8 $\leq$ 277857 kg… **(OK)**

  Kontrol Terhadap Tarik
  Leleh
  Ag = 50 x 2,5 = 125 cm^2
  T $\leq$ 0,9 . Ag . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,9 x 125 x 4100
  132618,8 $\leq$ 281250 kg… **(OK)**

  Putus
  Am = (50 – 2 x 2,15) x 2,5 = 114,25
  T $\leq$ 0,75 . An . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,75 x 114,25 x 4100
  132618,8 $\leq$ 351318,8 kg… **(OK)**



Gambar IV.73 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22



Gambar IV.74 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x13 dengan Kolom HSS 500x500x22x22

4.4.3 Sambungan bresing

4.4.3.1 Sambungan bresing arah X

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2002 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn.

$V_u = 1{,}25 \times R_y \times V_n$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw
= 0,6 .2500 . (40 – 2 . 1,3) . 0,8
= 44880 kg (menentukan)

$\frac{2\,M_p}{e} = \frac{2\,.\,Zx\,.\,fy}{e} = \frac{2\,.\,1286\,.2500}{90} = 71444\ kg$

Vn = 44880 kg

Vu = 1,25 . Ry . Vn
= 1,25. 1,5 . 44880
= 84150 kg

Pu = Vu / Sin α = 84150 / 0.81 = 104352 kg

Data Profil :

- Bresing : WF 200x200x12x12
- Balok Diluar *Link* : WF 400x200x8x13
- Siku penyambung sayap : L 80x80x8
- Pelat : t = 8 mm
- Pelat buhul : t = 12 mm

- Sambungan pada batang bresing

  Kuat geser baut

  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)

  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

  Baut tipe tumpu baut 1,6 cm (Ag = 2,01 cm^2)

  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)

  Tebal plat buhul = 15 mm

  - Kuat Geser Baut

    Φ.Vn = Φ . (r_1 f_{ub}) . m . Ab
    = 0,75 . (0,5 . 10350) . 2 . 2,01
    = 7803,72 kg ... (menentukan)

- Kuat tumpu baut

  $\Phi.Rn = \Phi$. 2,4 . db . tp . fu

  = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,8 . 4100

  = 9446,40 kg

- Jumlah baut

  $$n = \frac{Vu}{\varphi \,.\mathrm{Vn}} = \frac{104352}{7803{,}72} = 13{,}37 \approx 14\ buah$$

  Dengan pembagian:

  - Pada sayap bresing (m=1) 2 buah 4 sisi = 8 buah
  - Pada badan bresing (m=2) 6 buah 1 sisi = 6 buah

- Kontrol jarak baut

  Jarak baut ketepi = S1 = 30 mm

  1,5db $\leq$ S1 $\leq$ 4tp + 100

  24 $\leq$ 30 $\leq$ 132 mm

  Jarak antar baut = S = 60 mm

  3db $\leq$ S $\leq$ 15tp

  48 $\leq$ 60 $\leq$ 120 mm

  Ukuran Plat

  Panjang pelat badan = 30 + (6/2-1) x 60 + 30

  = 180 mm

  Lebar pelat badan = 2 x 30 + {(6/3)-1} x 60

  = 120 mm

- Sambungan plat buhul dengan kolom

  Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{110xx}

  Tebal efektif las sudut rencana te= 1 cm

  Kuat nominal las sudut

  Ø . R_{nw} = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})

  = 0,75 . 1 . 0,6 . 110 . 70,3

  = 3479,85 kg/cm^2

  L = $\sqrt{(b)^2 + (h)^2} = \sqrt{(330)^2 + (450)^2}$

  = 558,03 mm

  Tegangan yang terjadi pada las sudut

  L = 558,03 mm h = 450 mm b = 330 mm

Cos α = 330/558,03 = 0,591
Sin α = 450/558,03 = 0,806
Pu Cos α = 0,591 x 104352,03 = 61710 kg
Pu Sin α = 0,806 x 104352,03 = 84150 kg

A = 2 x te x L = 2 x 1 x (62,62 + 30,19) = 185,62 cm^2

$$I_p = 2\ x\ \left[\frac{(62{,}62 + 30{,}19)^4 - 6\ x\ 62{,}62^2\ x\ 30{,}19^2}{12\ x\ (62{,}62\ x\ 30{,}19)}\right]$$

= 94730,93 cm^4

$$x = \left[\frac{30{,}19}{2\ x\ (62{,}62\ x\ 30{,}19)}\right] = 4{,}91\ cm$$

$$y = \left[\frac{62{,}62}{2\ x\ (62{,}62\ x\ 30{,}19)}\right] = 21{,}13\ cm$$

Akibat Pu

$$f_h = \frac{61710}{185{,}62} = 332{,}45\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{61710}{185{,}62} = 453{,}34\ kg/cm^2$$

Akibat Mmax

$$f_h = \frac{3215000 \text{ x } 21{,}13}{94730{,}93} = 716{,}95\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{3215000 \text{ x } 4{,}91}{94730{,}93} = 166{,}644\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{\left(\sum f_v\right)^2 + \left(\sum f_h\right)^2}$$

$$= \sqrt{(166{,}644 + 453{,}34\ )^2 + (716{,}95 + \ 332{,}45\ )^2}$$

$$= 1218{,}87\ kg/cm^2$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{1218{,}87}{3479{,}85} = 0{,}35\ cm$$

$$a = \frac{t_e}{0{,}707} = \frac{0{,}35}{0{,}707} = 0{,}49\ cm$$

Sehingga dipakai las dengan a = 0,5 cm

- Sambungan plat buhul dengan balok link

Bahan las sudut yang digunakan adalah E110xx. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

Kuat nominal las sudut

Ø.Rnw = 0,75 . te . (0,6 . fuw)
= 0,75 . 1 . 0,6 . 110 . 70,3
= 3479,85 kg/cm^2

Luas las sudut

A_{las} = 2 . (45) = 90 cm^2

S_x = $2\left[\frac{45^2}{6}\right] = 675$ cm^4

Tegangan yang terjadi pada las sudut

f_v = $\frac{104352}{90} = 1159{,}47$ kg/cm^2

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat Mmax

f_h = $\frac{3215000}{675} = 4762{,}96$ kg/cm^2

f_{total} = $\sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$
= $\sqrt{(1159{,}47)^2 + (4762{,}96)^2}$
= 4902,06 kg/cm^2

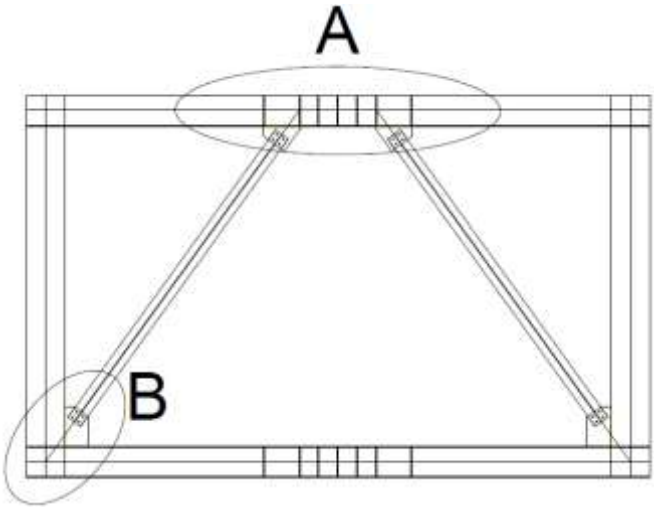
Tebal efektif las sudut

t_e = $\frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{4902{,}06}{3479{,}85} = 1{,}409$ cm

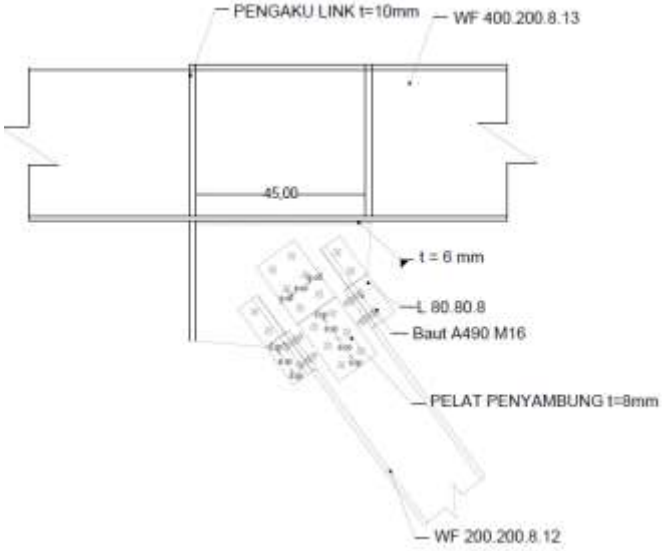
a = $\frac{t_e}{0{,}707} = \frac{1{,}409}{0{,}707} = 1{,}99$ cm

a_{min} = 0,5 cm

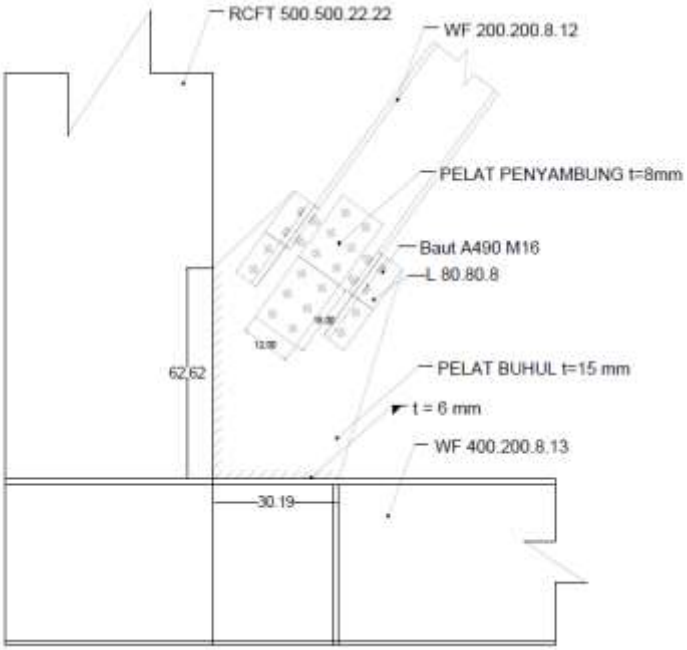
Sehingga dipakai las dengan a = 2 cm



Gambar IV.75 Sambungan Bracing



Gambar IV.76 Detail A Sambungan Bracing



Gambar IV.77 Detail B Sambungan Bracing

4.4.3.2 Sambungan bresing arah Y

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2002 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu 1,25. Ry.Vn.

$V_u = 1{,}25 \times R_y \times V_n$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari Vp atau 2Mp/e

Vp = 0,6 . fy . (d – 2.tf) . tw

= 0,6 .2500 . (40 – 2 . 1,3) . 0,8

= 44880 kg (menentukan)

$\frac{2\,M_p}{e} = \frac{2\,.\,Zx\,.\,fy}{e} = \frac{2\,.\,1286\,.2500}{90} = 71444\ kg$

Vn = 44880 kg

Vu = 1,25 . Ry . Vn

= 1,25. 1,5 . 44880
= 84150 kg

Pu = Vu / Sin α = 84150 / 0.81 = 104352 kg

Data Profil :

- Bresing : WF 200x200x12x12
- Balok Diluar *Link* : WF 400x200x8x13
- Siku penyambung sayap : L 80x80x8
- Pelat : t = 8 mm
- Pelat buhul : t = 12 mm

- Sambungan pada batang bresing

  Kuat geser baut
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 1,6 cm (Ag = 2,01 cm^2)
  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
  Tebal plat buhul = 15 mm

  - Kuat Geser Baut
    Φ.Vn = Φ . (r_1 f_{ub}) . m . Ab
    = 0,75 . (0,5 . 10350) . 2 . 2,01
    = 7803,72 kg ... (menentukan)

  - Kuat tumpu baut
    Φ.Rn = Φ . 2,4 . db . tp . fu
    = 0,75 . 2,4 . 1,6 . 0,8 . 4100
    = 9446,40 kg

  - Jumlah baut

    $$n = \frac{Vu}{\varphi \,.\, \mathrm{Vn}} = \frac{104352}{7803{,}72} = 13{,}37 \approx 14\ buah$$

    Dengan pembagian:
    - Pada sayap bresing (m=1) 2 buah 4 sisi = 8 buah
    - Pada badan bresing (m=2) 6 buah 1 sisi = 6 buah

  - Kontrol jarak baut
    Jarak baut ketepi = S1 = 30 mm
    1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
    24 ≤ 30 ≤ 132 mm

Jarak antar baut = S = 60 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
48 ≤ 60 ≤ 120 mm
Ukuran Plat
Panjang pelat badan = 30 + (6/2-1) x 60 + 30
= 180 mm
Lebar pelat badan = 2 x 30 + {(6/3)-1} x 60
= 120 mm

- Sambungan plat buhul dengan kolom
Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{110xx}
Tebal efektif las sudut rencana te= 1 cm
Kuat nominal las sudut
Ø . R_{nw} = 0,75 . te . (0,6 . f_{uw})
= 0,75 . 1 . 0,6 . 110 . 70,3
= 3479,85 kg/cm^2
L = $\sqrt{(b)^2 + (h)^2}$ = $\sqrt{(330)^2 + (450)^2}$
= 558,03 mm
Tegangan yang terjadi pada las sudut
L = 558,03 mm h = 450 mm b = 330 mm
Cos α = 330/558,03 = 0,591
Sin α = 450/558,03 = 0,806
Pu Cos α = 0,591 x 104352,03 = 61710 kg
Pu Sin α = 0,806 x 104352,03 = 84150 kg

A = 2 x te x L = 2 x 1 x (62,62 + 30,19) = 185,62 cm^2

$$I_p = 2\,x\left[\frac{(62{,}62 + 30{,}19)^4 - 6\,x\,62{,}62^2\,x\,30{,}19^2}{12\,x\,(62{,}62\,x\,30{,}19)}\right]$$

= 94730,93 cm^4

$$x = \left[\frac{30{,}19}{2\,x\,(62{,}62\,x\,30{,}19)}\right] = 4{,}91\ cm$$

$$y = \left[\frac{62{,}62}{2\,x\,(62{,}62\,x\,30{,}19)}\right] = 21{,}13\ cm$$

Akibat Pu

$$f_h = \frac{61710}{185,62} = 332,45\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{61710}{185,62} = 453,34\ kg/cm^2$$

Akibat Mmax

$$f_h = \frac{3215000 \text{ x } 21,13}{94730,93} = 716,95\ kg/cm^2$$

$$f_v = \frac{3215000 \text{ x } 4,91}{94730,93} = 166,644\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{\left(\sum f_v\right)^2 + \left(\sum f_h\right)^2}$$

$$= \sqrt{(166,644 + 453,34\ )^2 + (716,95 + \ 332,45\ )^2}$$

$$= 1218,87\ kg/cm^2$$

Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{1218,87}{3479,85} = 0,35\ cm$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,35}{0,707} = 0,49\ cm$$

Sehingga dipakai las dengan a = 0,5 cm

- Sambungan plat buhul dengan balok link

  Bahan las sudut yang digunakan adalah E110xx. Tebal efektif las sudut rencana te = 1 cm

  Kuat nominal las sudut

  Ø.Rnw = 0,75 . te . (0,6 . fuw)
  = 0,75 . 1 . 0,6 . 110 . 70,3
  = 3479,85 kg/cm^2

  Luas las sudut

  A_{las} = 2 . (45) = 90 cm^2

  S_x = $2\left[\frac{45^2}{6}\right] = 675$ cm^4

Tegangan yang terjadi pada las sudut

$f_v = \frac{104352}{90} = 1159{,}47$ kg/cm^2

Tegangan yang terjadi pada las sudut akibat Mmax

$f_h = \frac{3215000}{675} = 4762{,}96$ kg/cm^2

$f_{total} = \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2}$

$= \sqrt{(1159{,}47)^2 + (4762{,}96)^2}$

$= 4902{,}06$ kg/cm^2

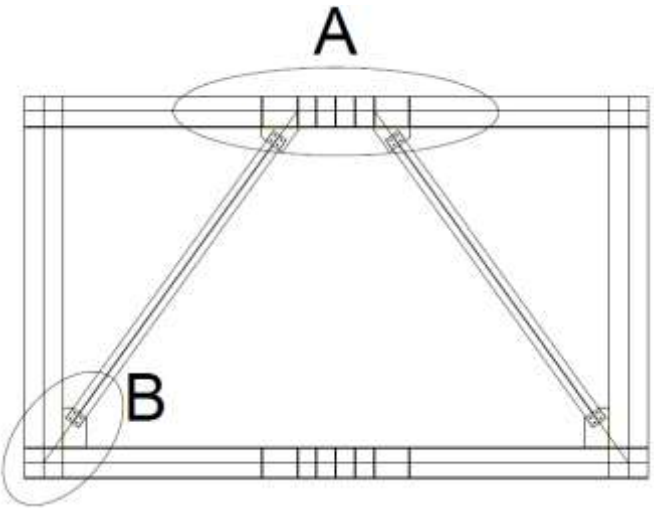
Tebal efektif las sudut

$t_e = \frac{f_{total}}{\emptyset . R_{nw}} = \frac{4902{,}06}{3479{,}85} = 1{,}409$ cm

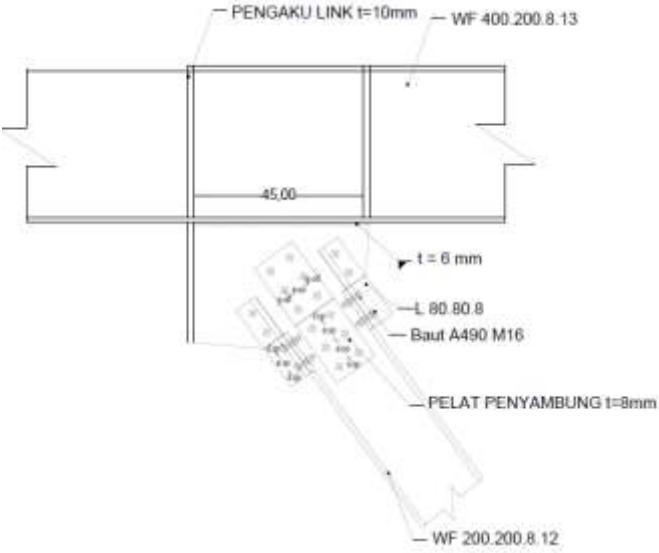
$a = \frac{t_e}{0{,}707} = \frac{1{,}409}{0{,}707} = 1{,}99$ cm

$a_{min} = 0{,}5$ cm

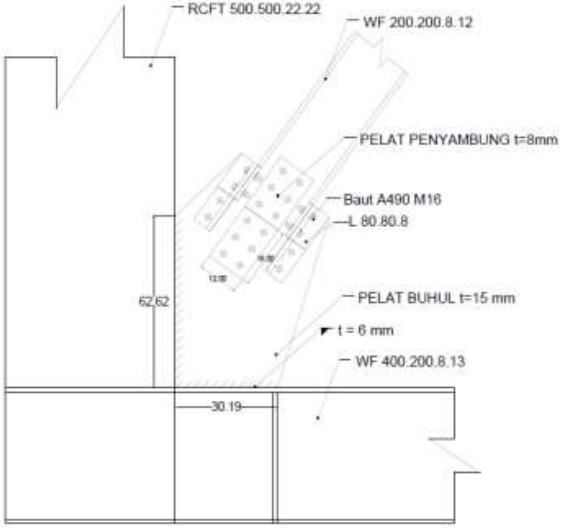
Sehingga dipakai las dengan a = 2 cm



Gambar IV.78 Sambungan Bracing



Gambar IV.79 Detail A Sambungan Bracing



Gambar IV.80 Detail B Sambungan Bracing

4.4.4 Sambungan balok induk dengan kolom

4.4.4.1 Sambungan balok induk X dengan kolom

Sambungan balok induk X dengan kolom memikul beban geser Pu yang di ambil dari perhitungan gaya geser pada sambungan dengan data sebagai berikut:

Balok Induk X : WF 400x200x8x13
Kolom : HSS 500x500x22x22
Pelat Penyambung badan : t = 12 mm
Pelat Penyambung Sayap : t = 25 mm
Bentang Balok : L = 750 cm

Perhitungan gaya geser pada sambungan

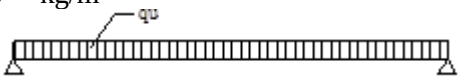
-Akibat kapasitas balok induk

Mu* = 1,1 x Ry x Zx x Fy
= 1,1 x 1,5 x 1286 x 2500
= 5304750 kg cm

Vu_1 = 2 x Mu/L
= 2 x 5304750/750 = 14146 kg

-Akibat beban kombinasi 1,2D+0,5L dari balok induk

qD = 2400,75 kg/m
qL = 1500 kg/m



Diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :

Vu_2 = 14627,81 kg
Vu total = 14146+ 14627,81
= 28773,81 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
  Pelat menggunakan tipe single plate (t = 12 mm)

Kuat geser baut:
Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
= 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
= 12193,31 kg
Kuat tumpu baut
Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2,0 . 0,8. 4100
= 11808 kg (menentukan)
Kuat tarik baut:
Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
= 0,75 . 0,75. 10350 . 3,14
= 18289,96 kg
Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{28773{,}81}{11808} = 2{,}44 \approx 3\ buah$$

Dipasang 3 baut pada satu pelat
Kontrol Jarak Baut
Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
21 ≤ 40 ≤ 148 mm
Jarak antar baut = S = 80 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
42 ≤ 80 ≤ 180 mm
Ukuran Plat
Panjang = 40 + (3-1) x 80 + 40 = 240 mm
Lebar = 40 + 40 = 80 mm

- Kontrol Pelat Penyambung
Direncanakan pelat penyambung t = 12 mm
Mutu Pelat Baja BJ41 (fu =4100 kg/cm^2)
Diameter lubang = 20 mm + 1,5 mm = 21,5 mm
(lubang dibuat dengan bor)
$A_{nv} = L_{nv}$. t
= (L – n . diameter lubang) x tp
= (24 – 3 x 2,15) x 1.2

$= 21{,}06\ cm^2$

$\emptyset P_n = \emptyset\ .\ (0{,}6.f_u.A_{nv})$

$= 0{,}9 \times 0{,}6 \times 4100 \times 21{,}06$

$= 46626{,}84\ kg$

Kontrol

$\emptyset P_n > V_{u\ total}$

$46626{,}84\ kg > 28773{,}81\ kg \rightarrow$ OK

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

Direncanakan las dengan te = 1 cm

Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

$A_1 = te.(2\ .\ \text{dplat}))$

$= 1 \times 2 \times (24)$

$= 48\ cm^2$

$Ix = (\frac{24x(3x0{,}8^2x24^2)}{6})$

$= 4423{,}68\ cm^4$

$S_x = (\frac{24^3}{3}) = 4608\ cm^3$

Akibat geser beban sentris

$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{28773{,}81}{48} = 599{,}45\ kg/cm^2$

Akibat beban momen lentur

$f_h = 0$, karena tidak terpengaruh gaya momen pada badan balok.

$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{599{,}45^{\ 2} + 0}$

$= 599{,}45\ kg/cm^2$

F_u las = 0,75 x 0,6 x 110 x 70,3 = 3479,85 kg/cm^2

$f_{total} < F_u$ las $\rightarrow$ 599,45 kg/cm^2 < 3479,85kg/cm^2 $\rightarrow$OK

$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{599{,}45}{3479{,}85} = 0{,}172\ cm$

$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}172}{0{,}707} = 0{,}244\ cm$

Syarat

a min = 5 mm

Maka, digunakan las sudut dengan ketebalan 5 mm

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm FE110xx

fu las = 0,75 x 0,6 x 70,3 x 110 x 2,5

= 8699,625 kg/cm^2

Mutu Pelat diaphragma plate BJ41

Fy = 2500 kg/cm^2

Fu = 4100 kg/cm^2

Mutu pelat diaphragm menentukan

$$T = \frac{Mu}{d} = \frac{5304750}{40} = 132618{,}8\ kg$$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

Ru = 0,9 x te x d x fy

= 0,9 x 2,5 x 50 x 2500 = 281250 kg

Kontrol

T	<	Ru	
132618,8 kg	<	281250 kg	→ OK

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok

Kontrol Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)

Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)

Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)

Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)

Pelat menggunakan tipe single plate (t = 25 mm)

Kuat geser baut:

Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab

= 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14

= 12193,31 kg (menentukan)

Kuat tumpu baut

Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu

= 0,75 . 2,4 . 2 . 1,3 . 4100

= 19188 kg

Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø}.\text{Vn}} = \frac{132618{,}8}{12193{,}31} = 10{,}88 \approx 12\ buah$$

Kontrol Jarak Baut
Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
27 ≤ 40 ≤ 200 mm
Jarak antar baut = S = 60 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
54 ≤ 60 ≤ 375 mm
Ukuran Plat
Panjang = 40 + (12/2-1) x60 + 40 = 380 mm
Lebar = 200 mm

- Kekuatan Pelat Diafragma
  Dipakai baut tipe tumpu 20 mm
  D perlemahan = 2,15 cm
  Mutu pelat baja BJ41(fu =4100 kg/cm^2, fy =2500 kg/cm^2)
  t plat = 2,5 cm

  Kontrol Terhadap Geser
  An = 2 (38 – 6 x 2,15) x 2,5
  = 125,5 cm^2
  Terhadap patah
  T ≤ Ø . 0,6 . An . Fu
  132618,8 ≤ 0,9 x 0,6 x 4100 x 125,5
  132618,8 ≤ 277857 kg… **(OK)**

  Kontrol Terhadap Tarik
  Leleh
  Ag = 50 x 2,5 = 125 cm^2
  T ≤ 0,9 . Ag . Fu
  132618,8 ≤ 0,9 x 125 x 4100
  132618,8 ≤ 281250 kg… **(OK)**

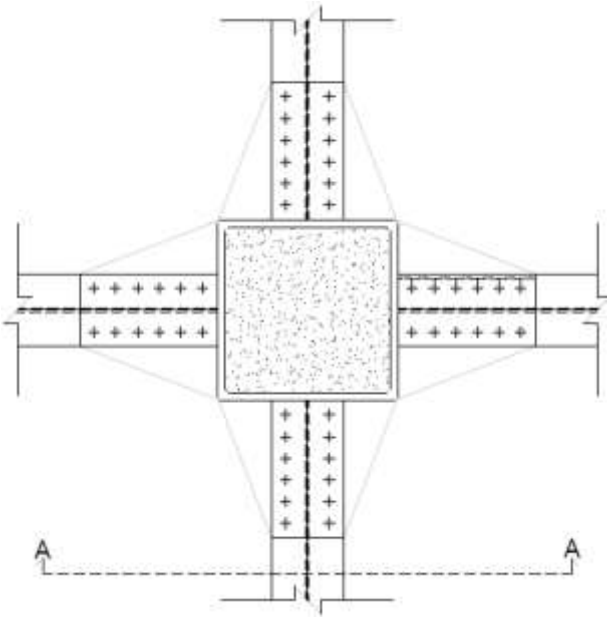
Putus

Am = (50 – 2 x 2,15) x 2,5 = 114,25

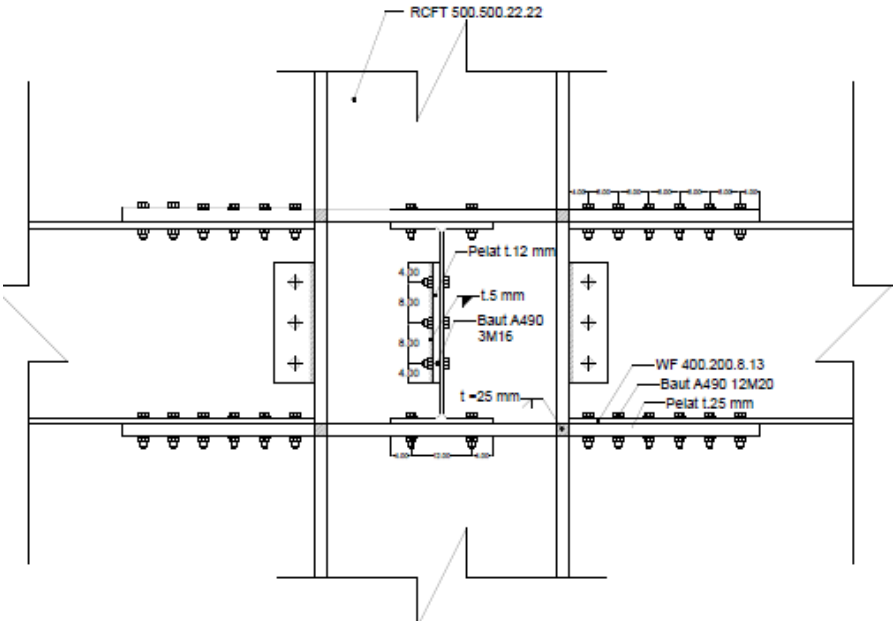
T $\leq$ 0,75 . An . Fu

132618,8 $\leq$ 0,75 x 114,25 x 4100

132618,8 $\leq$ 351318,8 kg… **(OK)**



Gambar IV.81 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22



Gambar IV.82 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22

4.4.6.2 Sambungan balok induk Y dengan kolom

Sambungan balok diluar link dengan kolom memikul beban geser Pu yang di ambil dari perhitungan gaya geser pada sambungan dengan data sebagai berikut:

Balok Induk Y : WF 400x200x8x13
Kolom : HSS 500x500x22x22
Pelat Penyambung badan : t = 12 mm
Pelat Penyambung Sayap : t = 25 mm
Bentang Balok : L = 750 cm

Perhitungan gaya geser pada sambungan

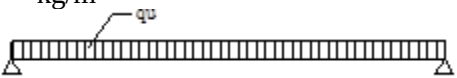
-Akibat kapasitas balok induk

Mu* = 1,1 x Ry x Zx x Fy

= 1,1 x 1,5 x 1286 x 2500
= 5304750 kg cm

Vu_1 = 2 x Mu/L
= 2 x 5304750/750 = 14146 kg

-Akibat beban kombinasi 1,2D+0,5L dari balok induk
qD = 2400,75 kg/m
qL = 1500 kg/m



Diperoleh Vu akibat beban kombinasi adalah sebesar :
Vu_2 = 14627,81 kg
Vu total = 14146+ 14627,81
= 28773,81 kg

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kontrol Kuat geser baut pada badan balok
  Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
  Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
  Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
  Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
  Pelat menggunakan tipe single plate (t = 12 mm)
  Kuat geser baut:
  Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
  = 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
  = 12193,31 kg
  Kuat tumpu baut
  Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
  = 0,75 . 2,4 . 2,0 . 0,8. 4100
  = 11808 kg (menentukan)
  Kuat tarik baut:
  Td = Ø . 0,75 . fu . Ab
  = 0,75 . 0,75. 10350 . 3,14
  = 18289,96 kg
  Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{28773{,}81}{11808} = 2{,}44 \approx 3\ buah$$

Dipasang 3 baut pada satu pelat

Kontrol Jarak Baut

Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm

1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100

21 ≤ 40 ≤ 148 mm

Jarak antar baut = S = 80 mm

3db ≤ S ≤ 15tp

42 ≤ 80 ≤ 180 mm

Ukuran Plat

Panjang = 40 + (3-1) x 80 + 40 = 240 mm

Lebar = 40 + 40 = 80 mm

- Kontrol Pelat Penyambung

  Direncanakan pelat penyambung t = 12 mm

  Mutu Pelat Baja BJ41 (fu =4100 kg/cm^2)

  Diameter lubang = 20 mm + 1,5 mm = 21,5 mm

  (lubang dibuat dengan bor)

  $A_{nv} = L_{nv} . t$

  = (L – n . diameter lubang) x tp

  = (24 – 3 x 2,15) x 1.2

  = 21,06 cm^2

  $ØP_n = Ø . (0{,}6.f_u.A_{nv})$

  = 0,9 x 0,6 x 4100 x 21,06

  = 46626,84 kg

  Kontrol

  $ØP_n > V_{u\ total}$

  46626,84 kg > 28773,81 kg → OK

- Perencanaan kekuatan sambungan las pada badan balok

  Direncanakan las dengan te = 1 cm

  Mutu las yang digunakan F_{E110xx}

  $A_1 = te.(2 . \text{dplat}))$

  $= 1 \times 2 \times (24)$

$= 48\ cm^2$

Ix $= (\frac{24x(3x0{,}8^2x24^2)}{6})$

$= 4423{,}68\ cm^4$

$S_x = (\frac{24^3}{3}) = 4608\ cm^3$

Akibat geser beban sentris

$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{28773{,}81}{48} = 599{,}45\ kg/cm^2$

Akibat beban momen lentur

$f_h = 0$, karena tidak terpengaruh gaya momen pada badan balok.

$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{599{,}45^{\,2} + 0}$

$= 599{,}45\ kg/cm^2$

F_u las = 0,75 x 0,6 x 110 x 70,3 = 3479,85 kg/cm^2

f_{total} < F_u las → 599,45 kg/cm^2 < 3479,85kg/cm^2 →OK

$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{599{,}45}{3479{,}85} = 0{,}172\ cm$

$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}172}{0{,}707} = 0{,}244\ cm$

Syarat

a min = 5 mm

Maka, digunakan las sudut dengan ketebalan 5 mm

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan Kolom

Las tumpul penetrasi penuh tebal = 2,5 cm FE110xx

fu las = 0,75 x 0,6 x 70,3 x 110 x 2,5

= 8699,625 kg/cm^2

Mutu Pelat diaphragma plate BJ41

Fy = 2500 kg/cm^2

Fu = 4100 kg/cm^2

Mutu pelat diaphragm menentukan

$T = \frac{Mu}{d} = \frac{5304750}{40} = 132618{,}8\ kg$

Kekuatan rencana las tumpul penetrasi penuh

Ru = 0,9 x te x d x fy
= 0,9 x 2,5 x 50 x 2500 = 281250 kg
Kontrol

T	<	Ru	
132618,8 kg	<	281250 kg	→ OK

- Sambungan pada *diaphragm plate* dengan sayap balok
Kontrol Kuat geser baut
Pada bidang geser baut tidak ada ulir (r_1 = 0,5)
Mutu profil BJ41 (fu = 4100 kg/cm^2)
Baut tipe tumpu baut 20 mm (Ag = 3,14 cm^2)
Mutu baut A490 (fu = 10350 kg/cm^2)
Pelat menggunakan tipe single plate (t = 25 mm)
Kuat geser baut:
Ø.Vn = Ø . r_1 . fu . m . Ab
= 0,75 . 0,5 . 10350 . 1 . 3,14
= 12193,31 kg (menentukan)
Kuat tumpu baut
Ø.Rn = Ø . 2,4 . db . tp . fu
= 0,75 . 2,4 . 2 . 1,3 . 4100
= 19188 kg
Jumlah Baut

$$n = \frac{\text{Vu}}{\text{Ø.Vn}} = \frac{132618,8}{12193,31} = 10,88 \approx 12\ buah$$

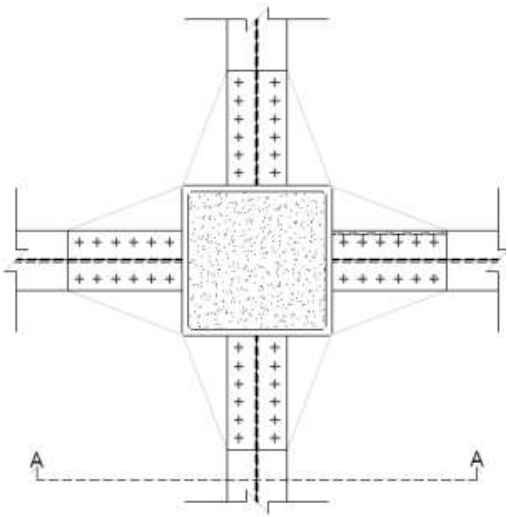
Kontrol Jarak Baut
Jarak baut ketepi = S1 = 40 mm
1,5db ≤ S1 ≤ 4tp + 100
27 ≤ 40 ≤ 200 mm
Jarak antar baut = S = 60 mm
3db ≤ S ≤ 15tp
54 ≤ 60 ≤ 375 mm
Ukuran Plat
Panjang = 40 + (12/2-1) x60 + 40 = 380 mm
Lebar = 200 mm

- Kekuatan Pelat Diafragma
  Dipakai baut tipe tumpu 20 mm
  D perlemahan = 2,15 cm
  Mutu pelat baja BJ41(fu =4100 kg/cm^2, fy =2500 kg/cm^2)
  t plat = 2,5 cm

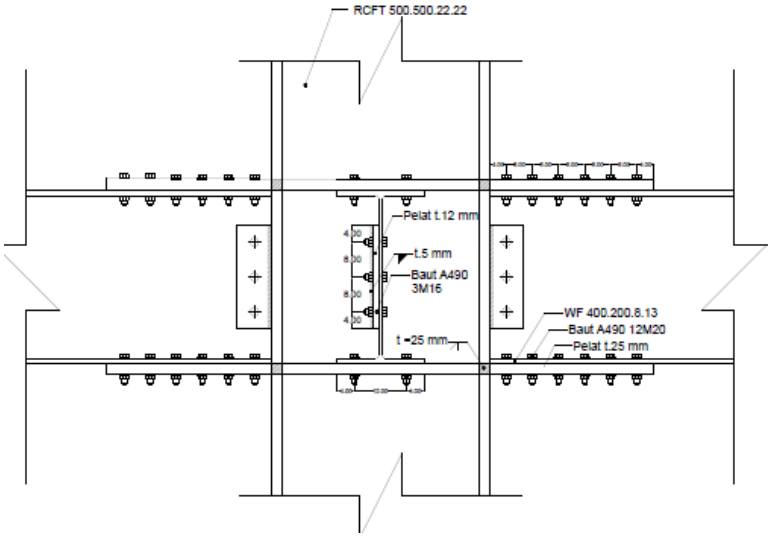
  Kontrol Terhadap Geser
  An = 2 (38 – 6 x 2,15) x 2,5
  = 125,5 cm^2
  Terhadap patah
  T $\leq$ Ø . 0,6 . An . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,9 x 0,6 x 4100 x 125,5
  132618,8 $\leq$ 277857 kg… **(OK)**

  Kontrol Terhadap Tarik
  Leleh
  Ag = 50 x 2,5 = 125 cm^2
  T $\leq$ 0,9 . Ag . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,9 x 125 x 4100
  132618,8 $\leq$ 281250 kg… **(OK)**

  Putus
  Am = (50 – 2 x 2,15) x 2,5 = 114,25
  T $\leq$ 0,75 . An . Fu
  132618,8 $\leq$ 0,75 x 114,25 x 4100
  132618,8 $\leq$ 351318,8 kg… **(OK)**



Gambar IV.83 Tampak Atas Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22



Gambar IV.84 Detail Sambungan Sambungan Balok WF 400x200x8x12 dengan Kolom HSS 500x500x22x22

4.4.5 Sambungan antar kolom

Kolom disambung menggunakan sambungan las sudut dan pelat tambahan dengan tebal 40 mm. Profil kolom yang digunakan yaitu HSS 500x500x22.

- Hasil Output ETABS 2016

  Pu = 152599 kg
  Mu_x = 15155,6 kgm
  Mu_y = 15155,6 kgm
  Vu = 6130,11 kg

  Misal te = 1 cm
  A_{las} = 4 x (1 x 50) = 200 cm^2

$$Ix = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(50+50)^3}{6} = 166666.67\ cm^4$$

$$Iy = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(50+50)^3}{6} = 166666.67\ cm^4$$

$$Sx = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 50 \times 50 + \left(\frac{50^2}{3}\right) = 3333{,}3\ cm^3$$

$$Sy = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 50 \times 50 + \left(\frac{50^2}{3}\right) = 3333{,}3\ cm^3$$

fu_{las} = ∅ x 0,6 x F_{E110xx} x te
= 0,75 x 0,6 x 110 x 70,3 x 1
= 3479,85 kg/cm^2

- Akibat Pu

$$f_v = \frac{P_u}{A} + \frac{M_u x}{S_x} + \frac{M_u y}{S_y}$$

$$= \frac{152599}{200} + \frac{15156}{3333{,}3} + \frac{15156}{3333{,}3}$$

$$= 772{,}09\ kg/cm^2$$

- Akibat Vu

$$f_h = \frac{V_u}{A} = \frac{6130{,}1}{200} = 30{,}65\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{(f_h)^2 + (f_y)^2}$$

$$f_{total} = \sqrt{(30{,}65)^2 + (772{,}09)^2} = 772{,}695\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{\ total}}{fu_{las}} = \frac{772{,}695}{3479{,}85} = 0{,}22\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}22}{0{,}707} = 0{,}31\ cm$$

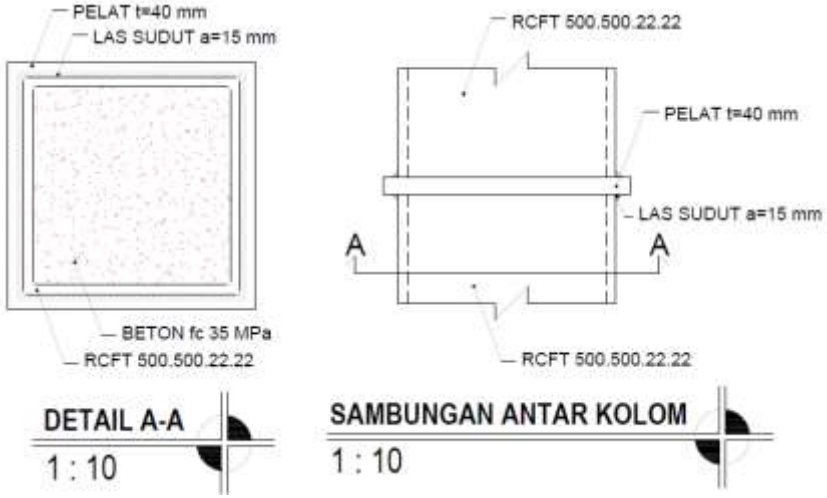
Syarat tebal kaki las

t_{plat} = 40 mm, a min = 6 mm

$$a_{eff\ maks} = \frac{0{,}6 \times fu \times t}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times f_{E110xx}} = \frac{0{,}6 \times 4100 \times 40}{2 \times 0{,}707 \times 0{,}6 \times 110 \times 70{,}3}$$

$a_{eff\ maks}$ = 1,49985 cm

Digunakan las sudut dengan a =1,50 cm



Gambar IV.85 Detail sambungan Antar Kolom

4.4.6 Sambungan kolom dengan *baseplate*

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog Continental Steel untuk profil HSS 700.700.28 dengan data – data sebagai berikut :

- H = 700 mm
- B = 700 mm
- t_p = 60 mm

Dari hasil analisa ETABS 2016 didapat gaya- gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

Pu = 169229,19 kg
MuX = 30091,14 kg.cm
MuY = 30091,14 kg.cm
Vu = 8589,45 kg

- Perencanaan Sambungan Las Sudut pada *Base Plate*
  Direncanakan las dengan te = 1 cm pada daerah yang diarsir pada profil HSS 500x500x22 sehingga didapat :

$$A_{las} = 4 \times (d_{kolom}) = 4 \times 50 = 280\ cm^2$$

$$I_x = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(50+50)^3}{6} = 166666{,}67\ cm^4$$

$$I_y = \frac{(b+d)^3}{6} = \frac{(50+50)^3}{6} = 166666{,}67\ cm^4$$

$$S_x = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 50 \times 50 + \left(\frac{50^2}{3}\right) = 3333{,}3\ cm^3$$

$$S_y = b \times d + \left(\frac{d^2}{3}\right) = 50 \times 50 + \left(\frac{50^2}{3}\right) = 3333{,}3\ cm^3$$

$fu_{las} = \varphi.0{,}6.F_{E70xx} = 0{,}75 \,.\, 0{,}6 \,.\, 110 \,.\, 70{,}3 \,.\, 1$
$= 3479{,}85\ Kg/cm^2$

Akibat Pu:

$$f_v = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy}$$

$$= \frac{169229{,}19}{200} + \frac{30091{,}14}{3333{,}3} + \frac{30091{,}14}{3333{,}3}$$

$$= 864{,}20\ kg/cm^2$$

Akibat Vu:

$$f_h = \frac{Vu}{A} = \frac{8589{,}45}{200} = 42{,}94\ kg/cm^2$$

$$f_{total} = \sqrt{{f_p}^2 + {f_v}^2} = \sqrt{42{,}94^2 + 864{,}20^2}$$

$$= 865{,}27\ kg/cm^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{865{,}27}{3479{,}85} = 0{,}25\ cm$$

$$a = \frac{te}{0{,}707} = \frac{0{,}25}{0{,}707} = 0{,}35\ cm > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = t_{plat} = 60 mm

$$a_{eff\ max} = \frac{0{,}6\ x\ fu\ xtp}{2\ x\ 0{,}707\ x\ 0{,}6\ x\ f_{E\ 110xx}}$$

$$= \frac{0{,}6\ x\ 4100\ x\ 6}{2\ x\ 0{,}707\ x\ 0{,}6\ x\ 110\ x\ 70{,}3} = 2{,}25 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan a = 2,25 cm

- Perhitungan Base Plate

  Periksa eksentrisitas gaya:

  $e = \frac{Muy}{Pu} = \frac{30091{,}14}{169229{,}19} = 0{,}18\ cm$

  1/6 h = 1/6. 100 = 16,67 cm > e = 0,18 cm

  Karena 1/6 h > e, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

  Direncanakan diameter baut : 20 mm

  h' ≥ we + c1

  we = jarak baut ke tepi = 2 . db = 2 . 2 = 4 cm

  c1 = jarak minimum untuk kunci = 27/16 . 2 = 3,38 cm

  h' ≥ 4 + 3,38 = 7,38 cm

  h ≥ H – 0,5.h' = 70 – 0,5.7,38 = 66,31 cm

  B = 70 cm

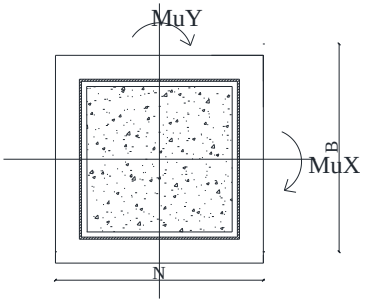
  Dimensi beton :

  Panjang : 800 mm

  Lebar : 800 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{80.80}{70.70}} = 1{,}14$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar IV.86 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

  $f_{pa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{169229{,}19}{70.70} = 34{,}54\ kg/cm^2$
- Akibat beban Mu

  $f_{pb} = \frac{6\,.Mu}{B.N^2} = \frac{6\,.30091{,}14}{70.7} = 0{,}52\ kg/cm^2$
- Tekanan maksimal

  $f_{p\ max} = f_{pa} + f_{pb} = 34{,}54 + 0{,}52 = 35{,}06\ kg/cm^2$
- Tekanan yang dapat diterima kolom

  $f_{p\ avail} = \emptyset.0{,}85.f'c = 0{,}90 \times {,}85 \times 35 = 26{,}775\ Mpa$

  $f_{p\ avail} = 262{,}663\ kg/cm^2 > fp_{max} = 35{,}063\ kg/cm^2$ (OK)
- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

  $m = \frac{N - 0{,}95.d}{2} = \frac{70 - 0{,}95\ .\ 50}{2} = 11{,}25\ cm$

  $M_{upl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$

  $= \left(35{,}06 - 2 \times 0{,}52.\frac{11{,}25}{70}\right).\left(\frac{11{,}25^2}{2}\right) + \left(2 \times 0{,}52 - \frac{11{,}25}{70}\right)\left(\frac{11{,}25^2}{3}\right)$

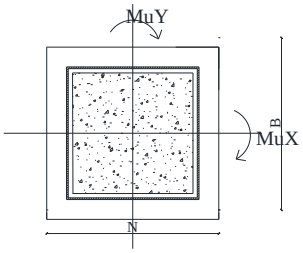
  = 2264,57 kg.cm/cm

- Menentukan tebal base plate

  fy = 2500 kg/cm^2

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 2264{,}57}{0{,}9.2500}} = 2{,}01\ cm < 6\ cm\ (OK)$$

Perencanaan akibat beban sumbu Y



Gambar IV.87 Arah Beban Sumbu Y Pada Base Plate

- Akibat beban Pu

  $f_{pa} = \frac{Pu}{B.N} = \frac{169229{,}19}{70.70} = 34{,}54\ kg/cm^2$

- Akibat beban Mu

  $f_{pb} = \frac{6.Mu}{B.N^2} = \frac{6.30091{,}14}{70.7} = 0{,}52\ kg/cm^2$

- Tekanan maksimal

  $f_{p\ max} = f_{pa} + f_{pb} = 34{,}54 + 0{,}52 = 35{,}06\ kg/cm^2$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

  $f_{p\ avail} = \emptyset.0{,}85.f'c = 0{,}90 \times {,}85 \times 35 = 26{,}775\ Mpa$

  $f_{p\ avail}$ =262,663 $kg/cm^2 > fp_{max} = 35{,}063\ kg/cm^2$ (OK)

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

  $m = \frac{N-0{,}95.d}{2} = \frac{70-0{,}95\ .\ 50}{2} = 11{,}25\ cm$

  $M_{upl} = \left(fp_{max} - 2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right).\left(\frac{m^2}{2}\right) + \left(2.f_{pb}.\frac{m}{N}\right)\left(\frac{m^2}{3}\right)$

  $= \left(35{,}06 - 2 \times 0{,}52.\frac{11{,}25}{70}\right).\left(\frac{11{,}25^2}{2}\right) + \left(2 \times 0{,}52 - \frac{11{,}25}{70}\right)\left(\frac{11{,}25^2}{3}\right)$

  = 2264,57 kg.cm/cm

- Menentukan tebal base plate
  fy = 2500 kg/cm^2

$$t = \sqrt{\frac{4.M_{upl}}{0{,}9.fy}} = \sqrt{\frac{4 \times 2264{,}57}{0{,}9.2500}} = 2{,}01\ cm < 6\ cm\ (OK)$$

- **Perencanaan pelat pengaku**

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11
  Tebal pelat pengaku minimum (ts)
  $t_s \geq 0{,}5\ .\ tf \rightarrow 0{,}5 \times 2{,}2 = 1{,}1\ cm$
  Lebar pelat pengaku (bs)
  $b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2}$
  $b_s \geq \frac{50}{3} - \frac{2.2}{2}$
  $b_s \geq 15{,}57$ cm
  Maka digunakan
  t_s = 1,1 cm
  b_s = 16 cm

- **Perencanaan baut angkur**
  "Karena 1/6 h > e, maka dipasang angkur praktis"
  Perhitungan Baut Angkur:
  Dipakai baut angkur M20 mm dengan fub = 8250 kg/cm^2
  φVn = 0,75 . r1 . fub . Ab.m
  = 0,75 x 0,5 x 8250 x 3,14 x 1
  = 9719,3 kg (menentukan)
  φRn = 2,4 . φ . db . tp . fu
  = 2,4 . 0,75 . 2. 6 . 4100
  = 88560 kg
- Kuat rencana tarik
  Td =. φ . 0,75 . fub . Ab
  = 0,75 x 0,75 x 8250 x 3,14
  = 14579 kg

- Jumlah Baut

$$n = \frac{Vu}{\varphi Vn} = \frac{8589{,}45}{9719{,}3} = 0{,}88\ buah$$

Dipasang 8 baut angkur A325 M20 untuk menjaga stabilitas struktur.

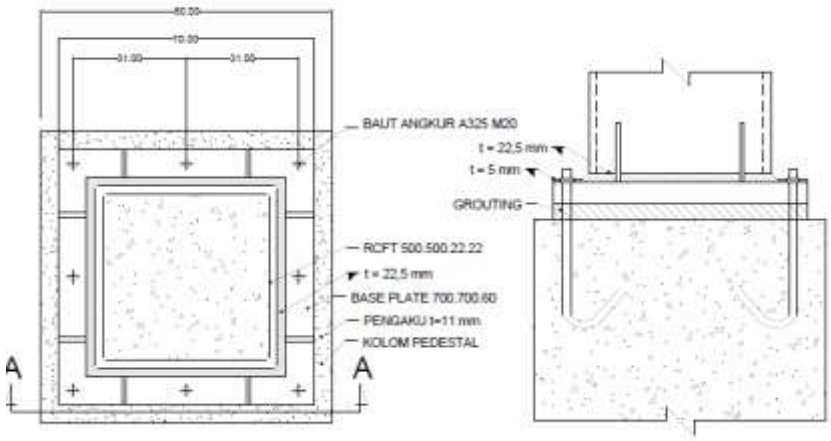
- Panjang Baut Angkur (panjang penyaluran struktur tarik)

$$\frac{\text{ld}}{db} = \frac{3fy.\alpha.\beta.\lambda}{5.\sqrt{f'c}}$$

$$\frac{\text{ld}}{db} = \frac{3.250.0{,}8.0{,}8.0{,}8}{5.\sqrt{35}}$$

$$\text{ld} = 25{,}96\ cm \approx 26\ cm$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 26 cm



Gambar IV.88 Base Plate pada Kolom

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB V
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut :

1. Hasil perhitungan struktur sekunder meliputi:
   a. Pelat lantai menggunakan bondek dari Super Floor Deck ketebalan(t) = 0,75 mm. Dengan rincian :
      - Lantai Apartemen : tebal pelat = 90 mm dipasang tulangan negatif 5 Ø 8 – 250.
      - Lantai Atap : tebal pelat = 90 mm dipasang tulangan negatif 4 Ø 8 – 200.
   b. Dimensi balok anak :
      Balok anak lantai : WF 350 x 250 x 8 x 12
      Balok anak atap : WF 350 x 250 x 8 x 12
2. Kontrol desain dalam permodelan dan analisa struktur yang meliputi kontrol nilai akhir respon spektrum, kontrol partisipasi massa, kontrol waktu getar alami fundamental, dan kontrol simpangan (*drift*) pada struktur dengan sistem SRBE / EBF yang direncanakan berlokasi di kota Surabaya telah memenuhi syarat pada SNI 1729-2012.
3. Simpangan lateral dan drift yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan dua model gedung yang lain, dan Model gedung EBF-L memiliki nilai simpangan deck terbesar. Dengan demikian struktur gedung yang menggunakan *short link* (*link* pendek) memberikan respon yang lebih baik dibandingkan *intermediate link* (*link* menengah) maupun *long link* (l*ink* panjang).
4. Jika meninjau dari evaluasi terhadap desain struktur, semua model bangunan dalam penelitian kali ini memenuhi kriteria *Life Safety (LS)* pada saat performance point tercapai.
5. Model struktur tipe EBF-S memiliki gaya geser dasar ultimate yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L. Nilai gaya geser dasar ultimate terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1 arah Y, yaitu sebesar

7288,3257 kN. Sedangkan nilai gaya geser dasar ultimate terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2 arah X, yaitu sebesar 5051,6504 kN.

6. Model struktur tipe EBF-S memiliki kekakuan elastis yang jauh lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L. Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1 arah Y, yaitu sebesar 47354,7791 kN/m. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2 arah X, yaitu sebesar 20670,5846 kN/m.
7. Model struktur tipe EBF-S memiliki daktilitas yang lebih besar dibandingkan model EBF-I dan EBF-L. Kekakuan terbesar dicapai pada model EBF-S pola *pushover* 1 arah Y, yaitu sebesar 4,61. Sedangkan kekakuan terkecil terdapat pada model EBF-L pola *pushover* 2 arah Y, yaitu sebesar 4,01.
8. Hasil perhitungan struktur primer meliputi:
   a. Dimensi *Link* : WF 400 x 200 x 8 x 13
   b. Dimensi Balok Diluar *Link* : WF 400 x 200 x 8 x 13
   c. Dimensi Bresing : WF 200 x 200 x 8 x 12
   d. Dimensi Balok Induk : WF 400 x 200 x 8 x 13
   e. Dimensi Kolom : HSS 500 x 500 x 22
9. Hasil perencanaan sambungan
   a. Sambungan Struktur Sekunder

   Pada perencanaan sambungan, direncanakan baut dengan mutu A325 dan pelat penyambung profil siku dengan mutu BJ41. Hasil perhitungan sambungan struktur sekunder terlampir pada tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5.1 Sambungan Struktur Sekunder

Elemen		Profil Siku	D (mm)	n (jb)
Balok anak - balok Induk	Badan B.Anak	L60.60.6	12	2
	Badan B.Induk	L60.60.6	12	2

b. Sambungan Struktur Primer

Pada perencanaan sambungan, direncanakan baut dengan mutu A490, Mutu las FE_{70xx} dan FE_{110XX}, dan pelat penyambung mutu BJ-41. Hasil perhitungan sambungan struktur primer tersaji pada tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.2 Sambungan Struktur Primer

Elemen	D badan (mm)	n badan (buah)	D sayap (mm)	n sayap (buah)
Balok diluar Link X dan Kolom	20	4	20	12
Balok diluar Link Y dan Kolom	20	4	20	12
Bresing X	16	6	16	8
Bresing Y	16	6	16	8
Balok Induk X dan Kolom	20	3	20	12
Balok Induk Y dan Kolom	20	3	20	12
Antar Kolom	Las tumpul penetrasi penuh 2,5 cm			
Kolom - Base Plate	T Plat =	60 mm	n angkur	8M22

10. Hasil penggambaran teknik

Hasil perencanaan gambar teknik dapat dilihat di lampiran.

5.2 Saran

Beberapa saran yang dapat penulis berikan untuk dapat memperbaiki dan melengkapi penelitan yang telah penulis lakukan adalah sebagai berikut:

1. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan ketinggian gedung yang berbeda-beda untuk membuktikan kebenaran analisis mengenai kekuatan, kekakuan dan daktilitas struktur EBF.
2. Perlu dilakukan penelitian lebih lanjut dengan menggunakan analisis nonlinier dinamik *Time History* untuk membuktikan kebenaran analisis nonlinier statik *Pushover*.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

DAFTAR PUSTAKA

American Institute of Steel Construction, 2005. *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*. AISC, Inc.

ANSI/AISC, 341-10. (2010), "*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*". American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

ANSI/AISC, 360-10. (2010), "*Specification for Structural Steel Buildings*". American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)*. Bandung : BSN

Badan Standarisasi Nasional. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)*. Bandung : BSN

Badan Standarisasi Nasional. 2002. *Beban Minimum Gedung dan Struktur Lain (SNI 03-1727-2013)*. Bandung : BSN

Badan Standarisasi Nasional. 2015. *Spesifikasi untuk Bangunan Baja Struktural (SNI 03-1729-2015)*. Bandung : BSN

Bruneau, Michel, Chia-Ming Uang, dan Rafael Sabbelli. (2011), "*Ductile Design of Steel Structures – Second Edition*". McGraw-Hill Companies, Inc., United States of America.

Budiono, Bambang, Yurisman, Nidiasari. (2011), "Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Tahan Gempa". *Seminar dan Pameran HAKI*. Jakarta.

Daneshmand, Ardeshir, dan Behrokh H. Hashemi. (2011), "Performance of Intermediate and Long Links in Eccentrically Braced Frames". *Journal of Constructional Steel Research*, 70(11):167-176.

Departemen Pekerjaan Umum, 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung (PPIUG 1983)*. Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.

Dewobroto, Wiryanto. (2015), "*Stuktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010*". Lumina Press, Jakarta.

Engelhardt, Michael D. (2007), "Design of Seismic-Resistant Steel Building Structrues". *AISC Module for Teaching the Principles of Seismic- Resistant Design of Steel Building Structures*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.

Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1992. *Experimental Performance of Long Link in Eccentricaly Braced Frames*. Journal of Strctural Engineering. Vol. 118, No. 11.

FEMA, 356. (2000), "*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*". American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.

FEMA, 440. (2005), "*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*". Applied Technology Council (ATC-55 Project), Washington, D.C.

Ghobarah, A., dan T. Ramadan. (1991), "Seismic Analysis of Links of Various Lengths in Eccentrically Braced Frames". *Journal of Civil Engineering*, 18 (6) : 140-148.

Hall, R., 1995, *Plate Tectonic Reconstructions of the Indonesian Region*, Proceedings Indonesian Petroleum Association vol. 1, 1995, IPA, p. 70-84

Marwan, Isdarmanu, 2006. *Buku Ajar : Struktur Baja I.* Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS

Ohsaki, M., dan T. Nakajima. (2012), "Optimization of Link Member of Eccentrically Braced Frames for Maximum Energy Dissipation". *Journal of Constructional Steel Research*. 75 (4): 38-44.

Pirmoz, Akbar, dan Mohammad S. Marefat. (2014), "Reliability Assesment of Compression Column in Seismic EBFs". *Journal of Constructiona Steel Research*, 104 (10): 274-281.

Popov. Egor P., Kazuhiko Kasai, dan Michael D. Engelhardt. 1987. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames". *Buletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20, No. 1, Maret.

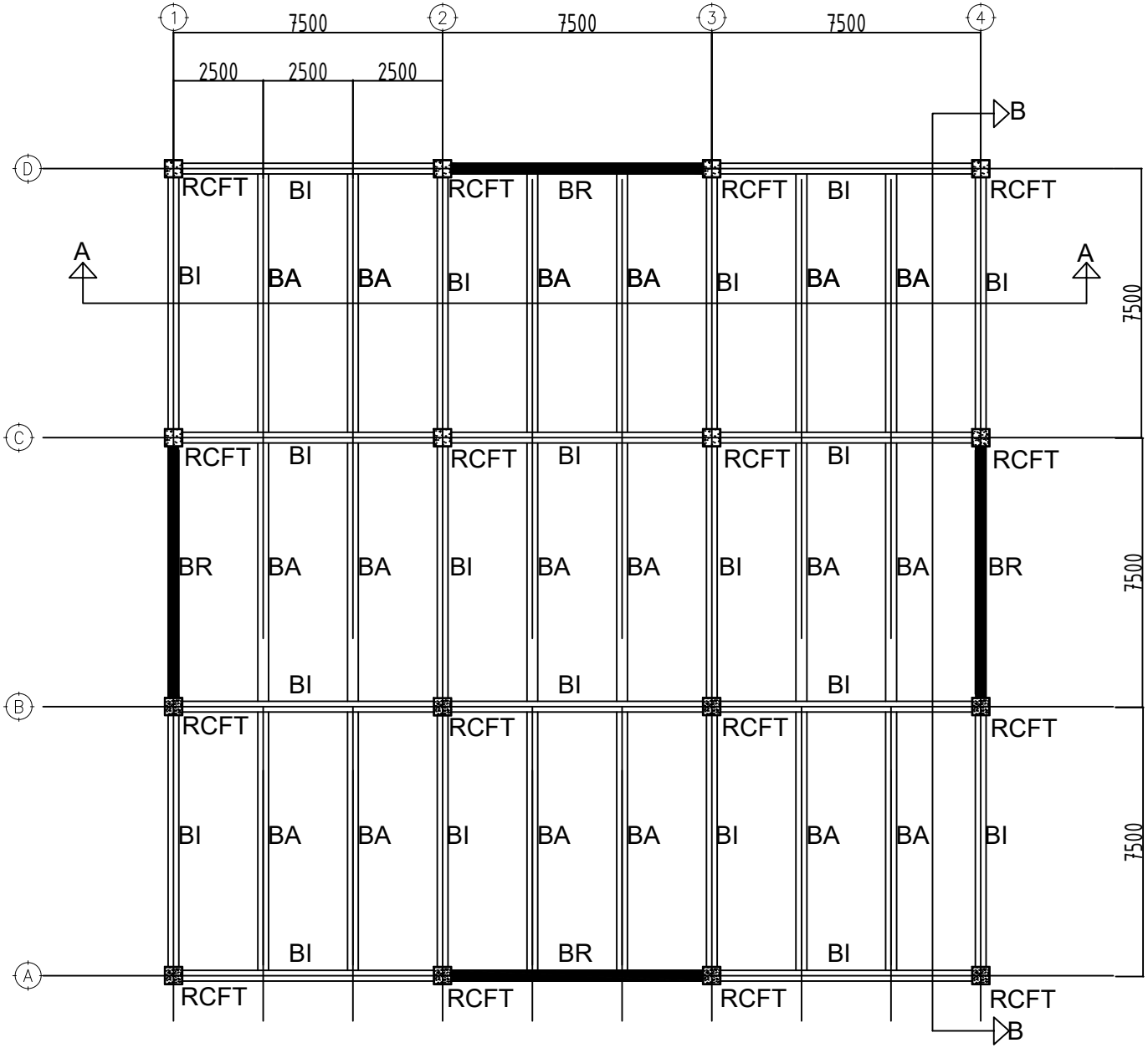
Popov, E. P., and Engelhardt M. D., 1988. *Seismic Eccentrically Braced Frames.* J. Construct. Steel Research.

Richards, Paul W., dan Chia-Ming Uang. (2005), "Effect of Flange Width- Thickness Ratio on Eccentrically Braced Frames Link Cyclic Rotation Capacity". *Journal of Structural Engineering*, 131 (10): 1546-1552.

Yurisman, Bambang Budiono, Muslinang Moestopo, dan Made Suarjana. (2010), "Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure". *Journal of Engineering*

Sciences, 2 (7): 103-128. Institut Teknologi Bandung, Bandung.

LAMPIRAN



DENAH BANGUNAN MODEL

SKALA 1: 175

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

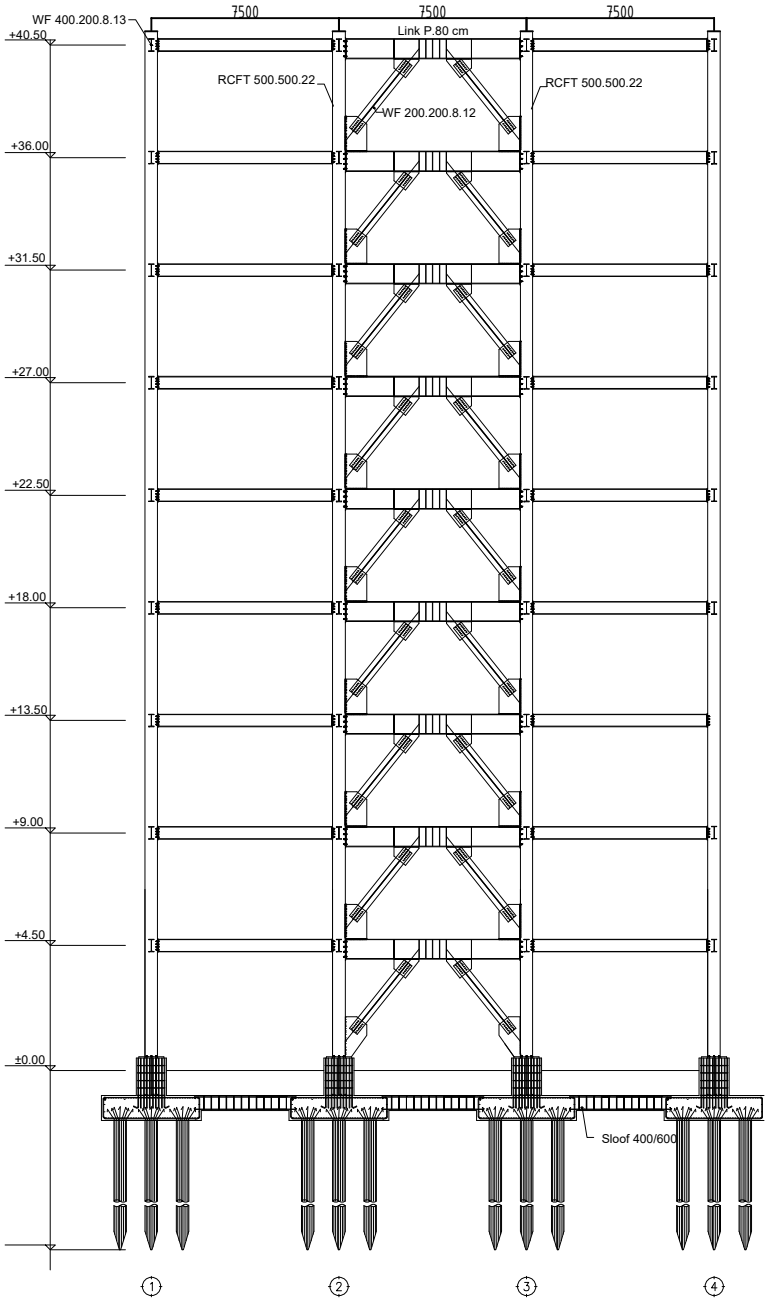
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

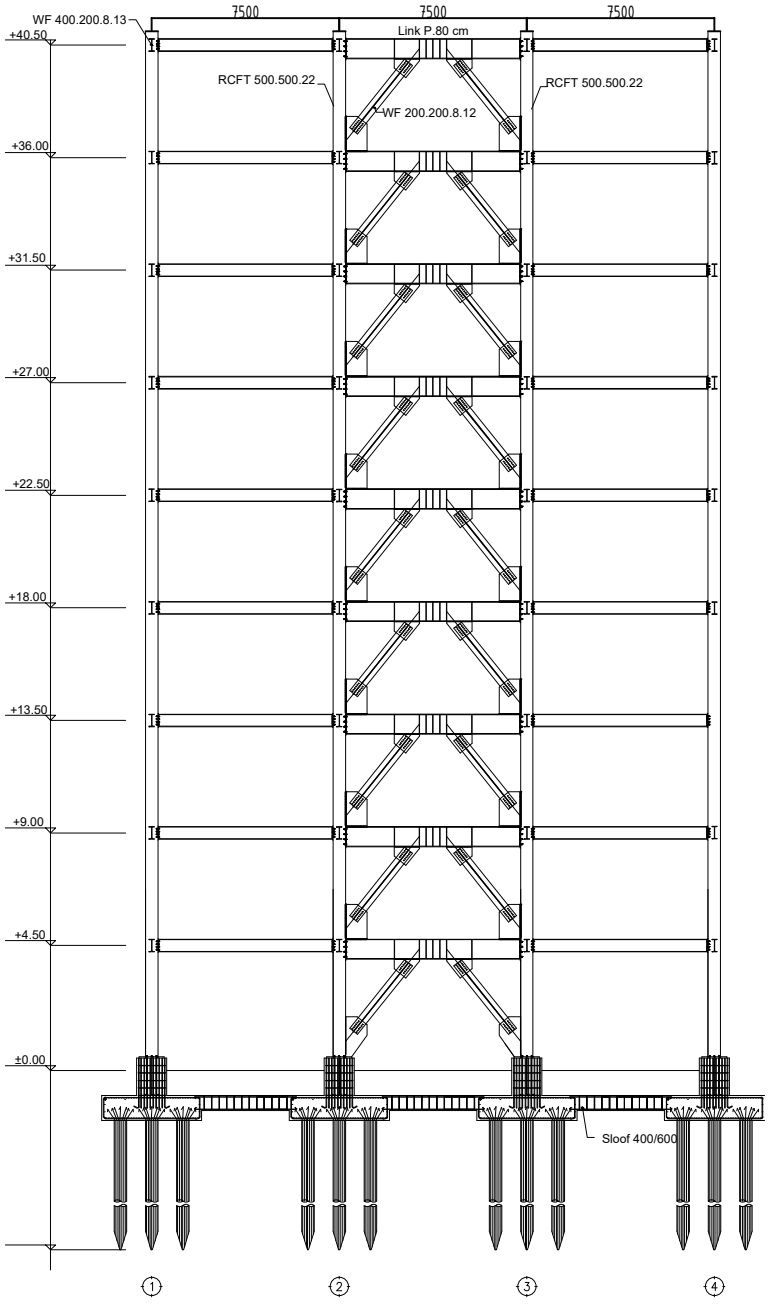
Nama Gambar	Skala
DENAH BANGUNAN MODEL	1 : 175

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	01	10



POTONGAN A-A

SKALA I: 300



POTONGAN B-B

SKALA I: 300

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

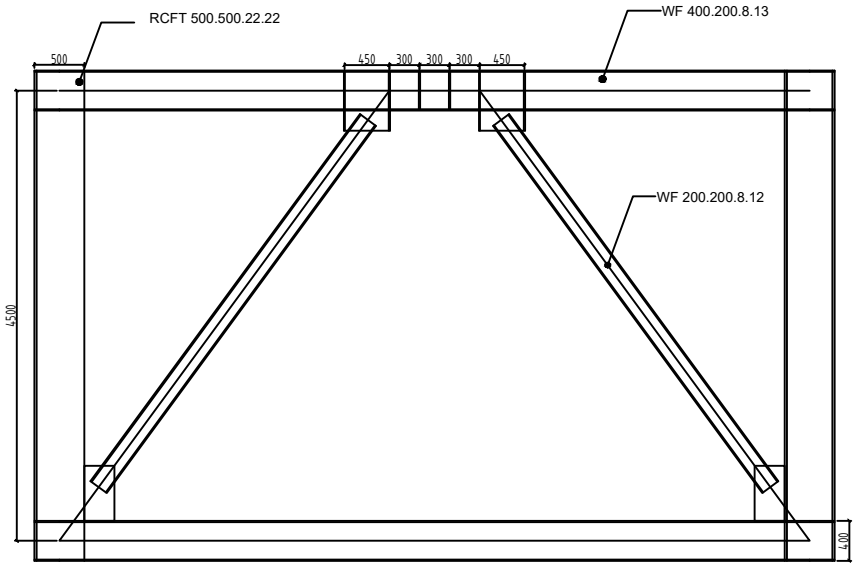
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

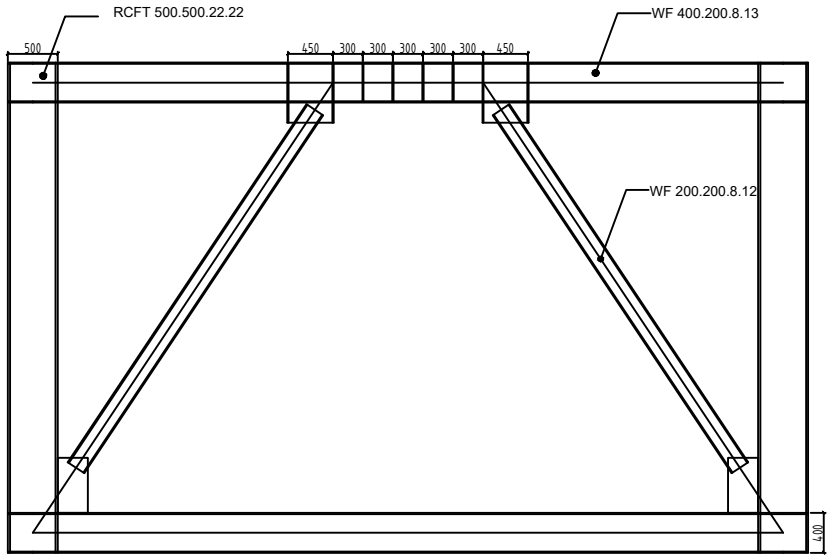
Nama Gambar	Skala
POTONGAN A-A POTONGAN B-B	1 : 300

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	02	10



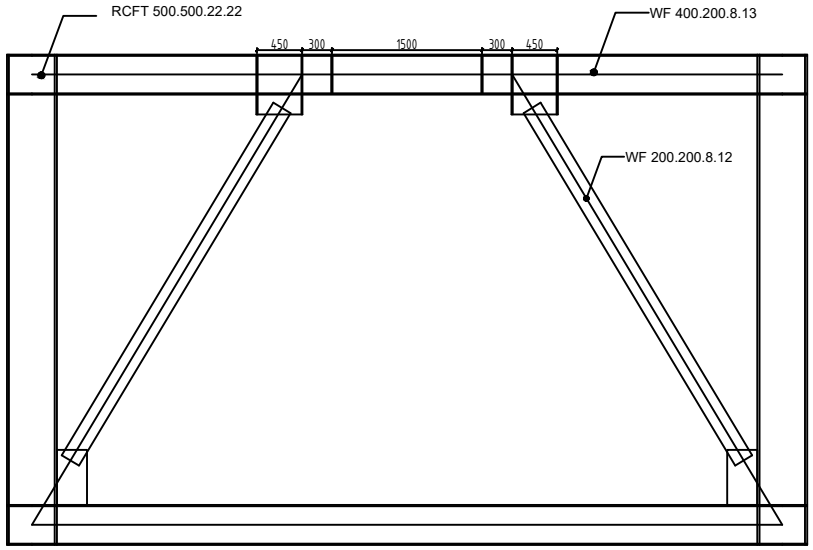
STRUKTUR EBF-S

SKALA I: 75



STRUKTUR EBF-I

SKALA I: 75



STRUKTUR EBF-L

SKALA I: 75

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

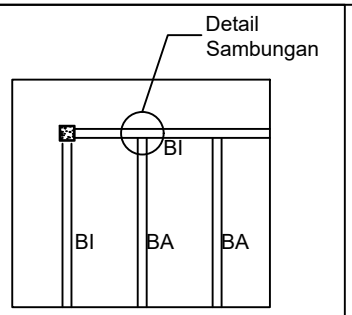
Nama Mahasiswa

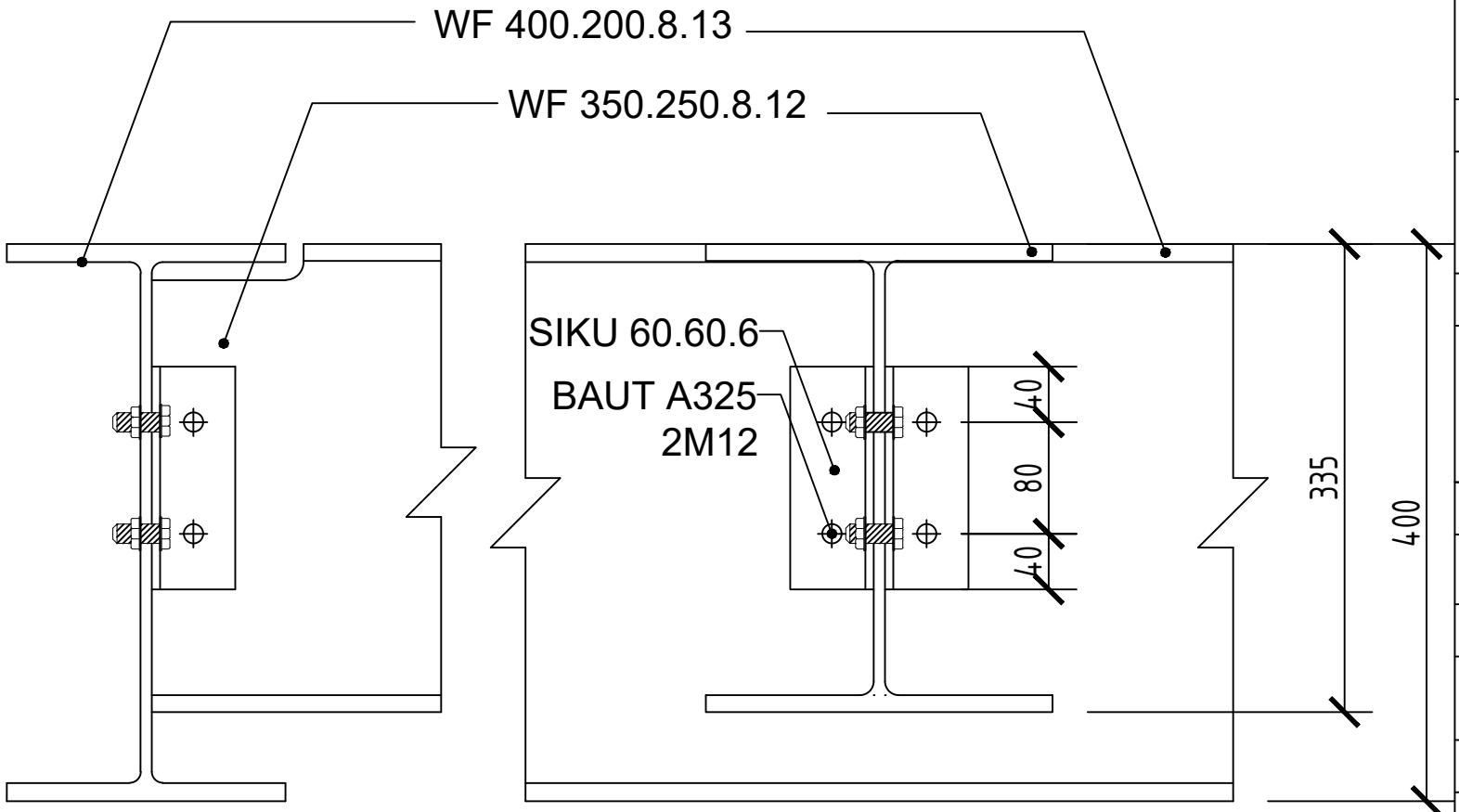
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

Nama Gambar		Skala
STRUKTUR EBF-S, EBF-I, DAN EBF-L		1 : 75
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	03	10





SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK (LANTAI ATAP)

SKALA 1: 5

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

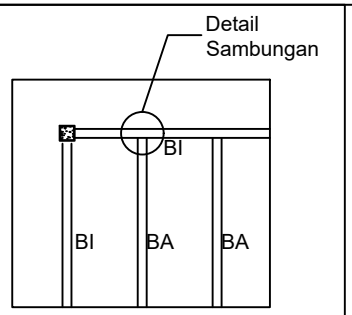
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

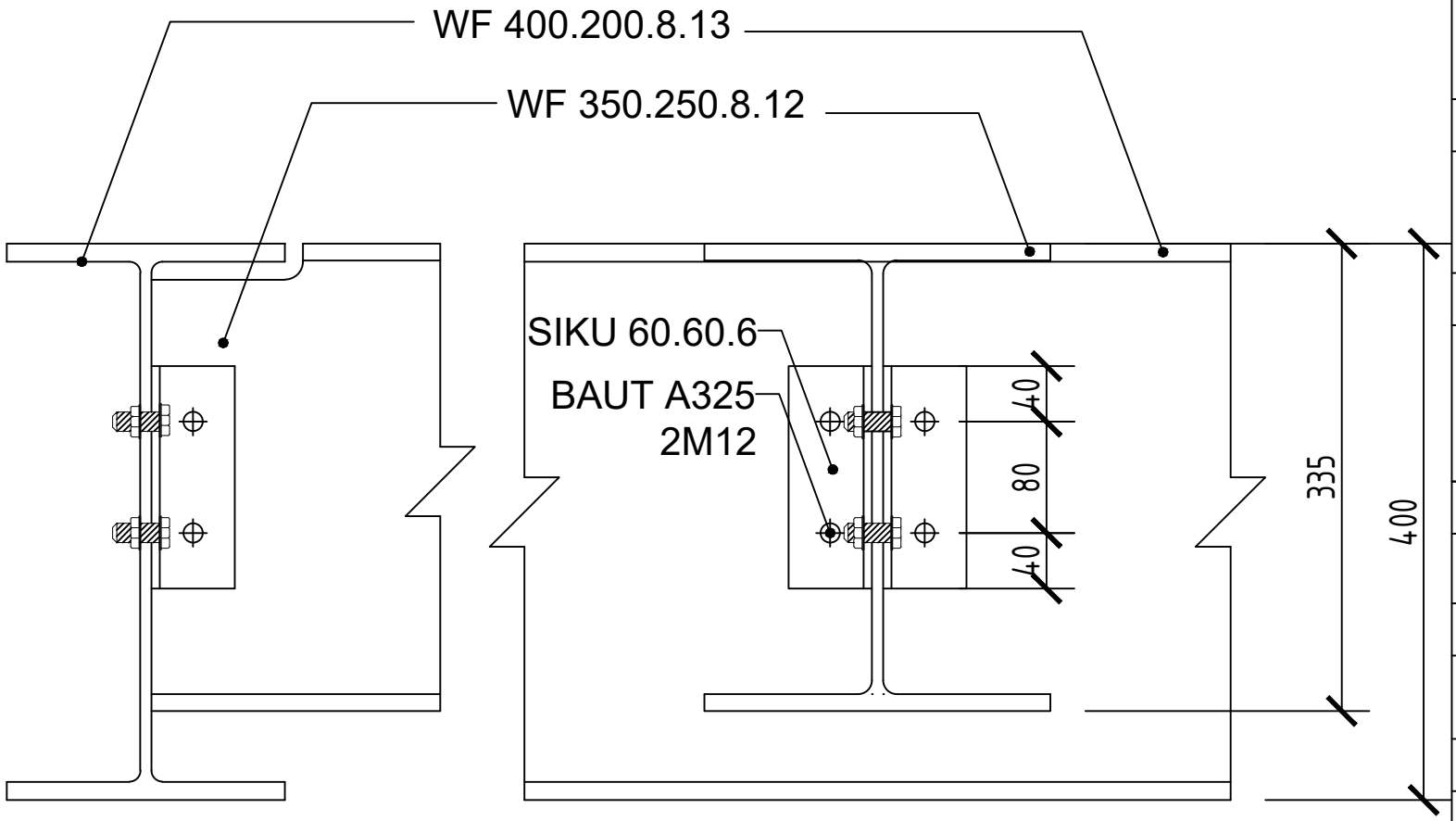
NRP Mahasiswa

03111440000123

Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK ANAK - INDUK (LANTAI ATAP)	1 : 5

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	04	10





SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK (LANTAI GEDUNG)

SKALA I: 5

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

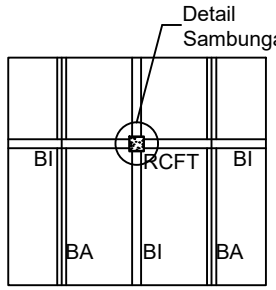
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

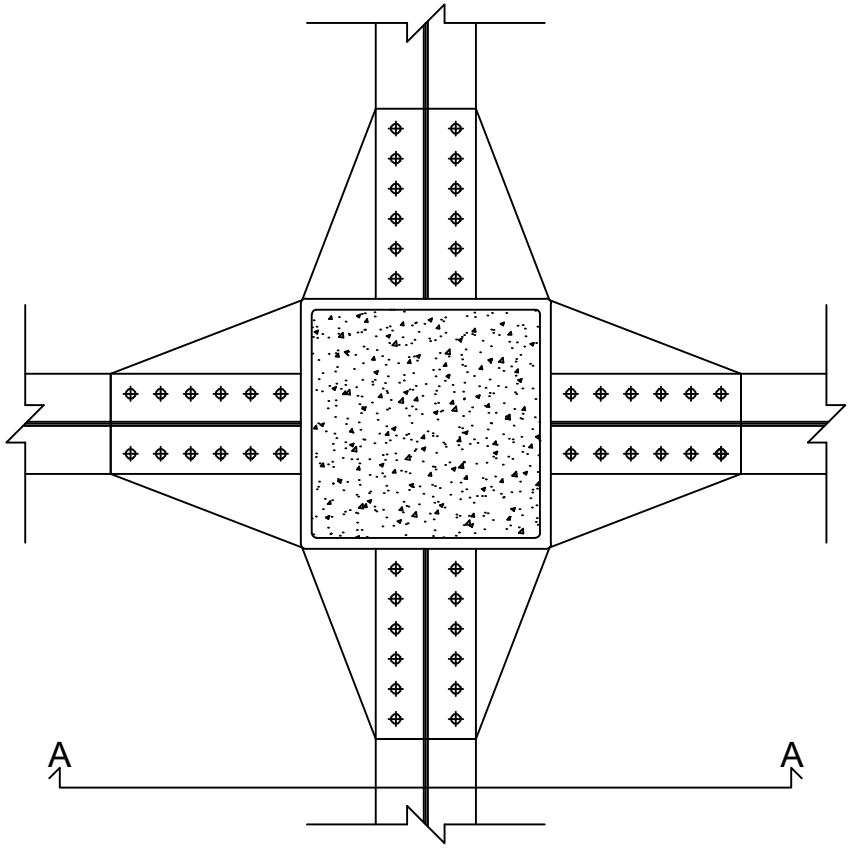
NRP Mahasiswa

03111440000123

Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK ANAK - INDUK (LANTAI GEDUNG)	1 : 5

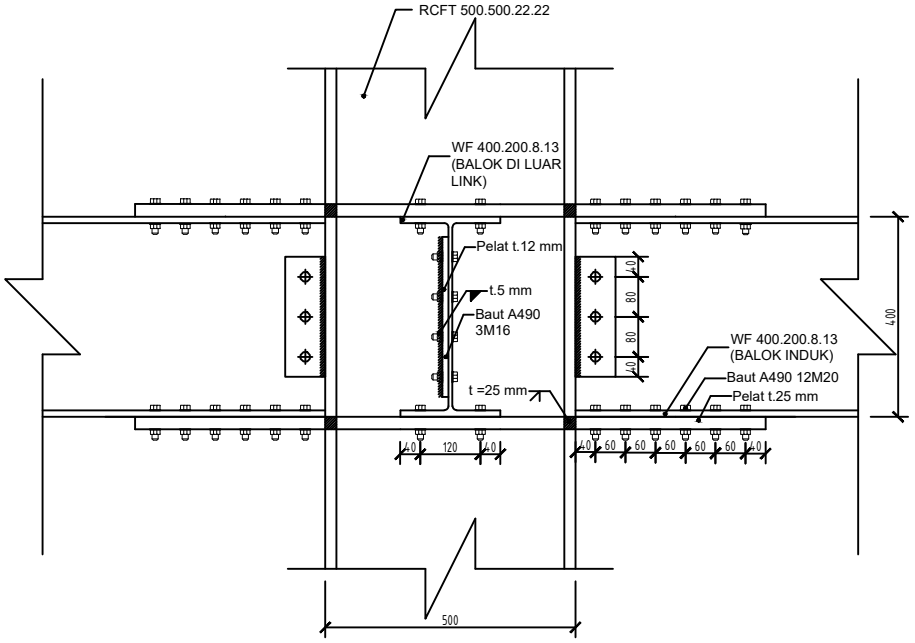
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	05	10





SAMBUNGAN BALOK DI LUAR LINK DENGAN KOLOM

SKALA 1: 15



POTONGAN A-A

SKALA 1: 15

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

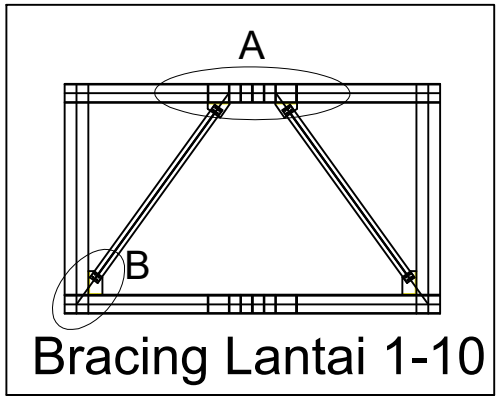
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

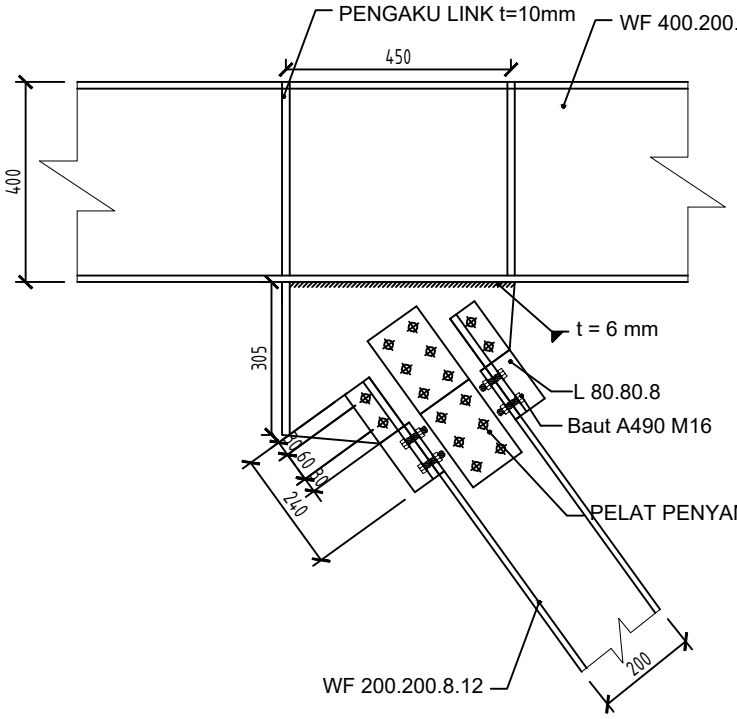
03111440000123

Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK DI LUAR LINK - KOLOM POTONGAN A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	06	10

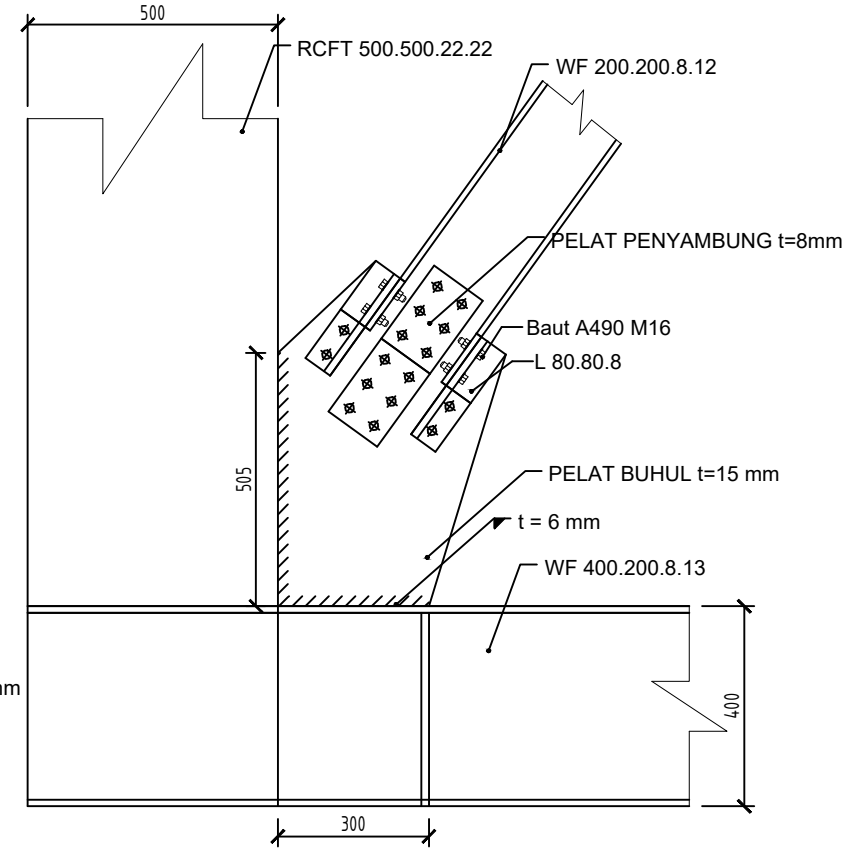


Bracing Lantai 1-10



DETAIL A

SKALA I: I5



DETAIL B

SKALA I: I5

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

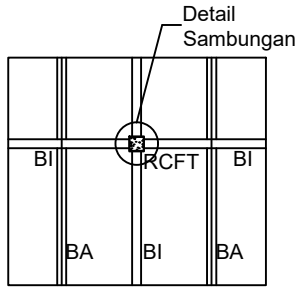
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

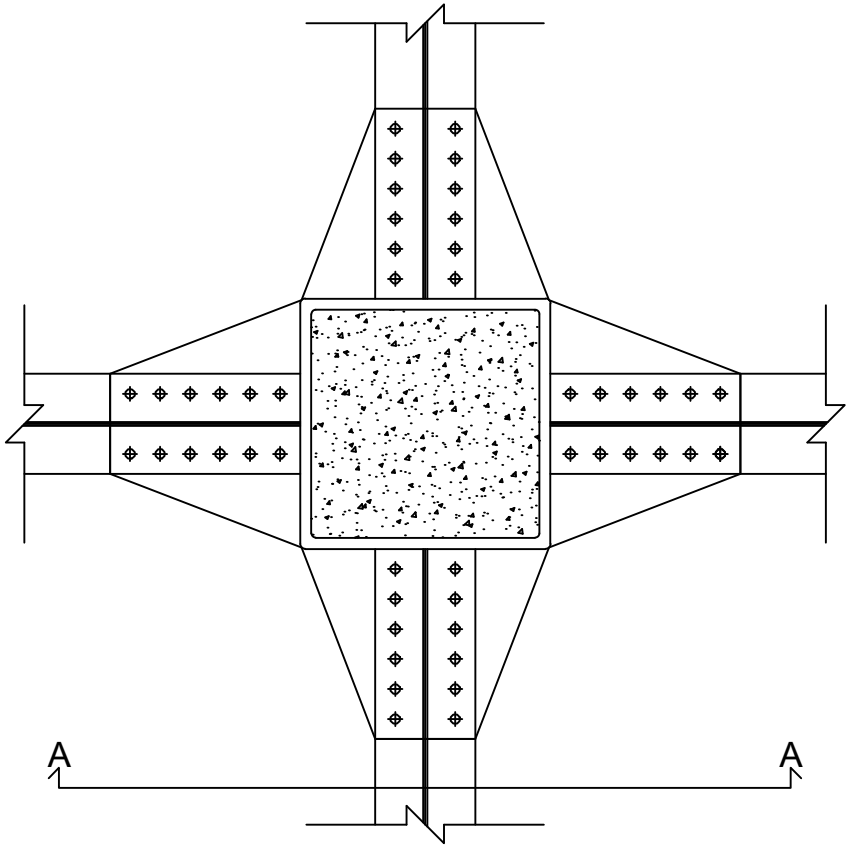
NRP Mahasiswa

03111440000123

Nama Gambar	Skala
DETAIL BRESSING	1 : 15

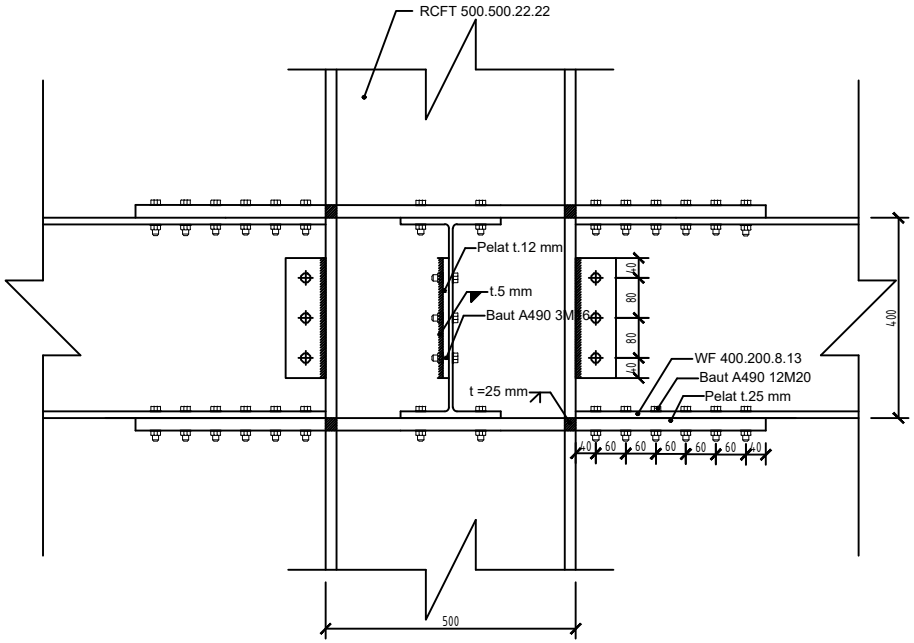
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	07	10





SAMBUNGAN BALOK DI LUAR LINK DENGAN KOLOM

SKALA 1: 15



POTONGAN A-A

SKALA 1: 15

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

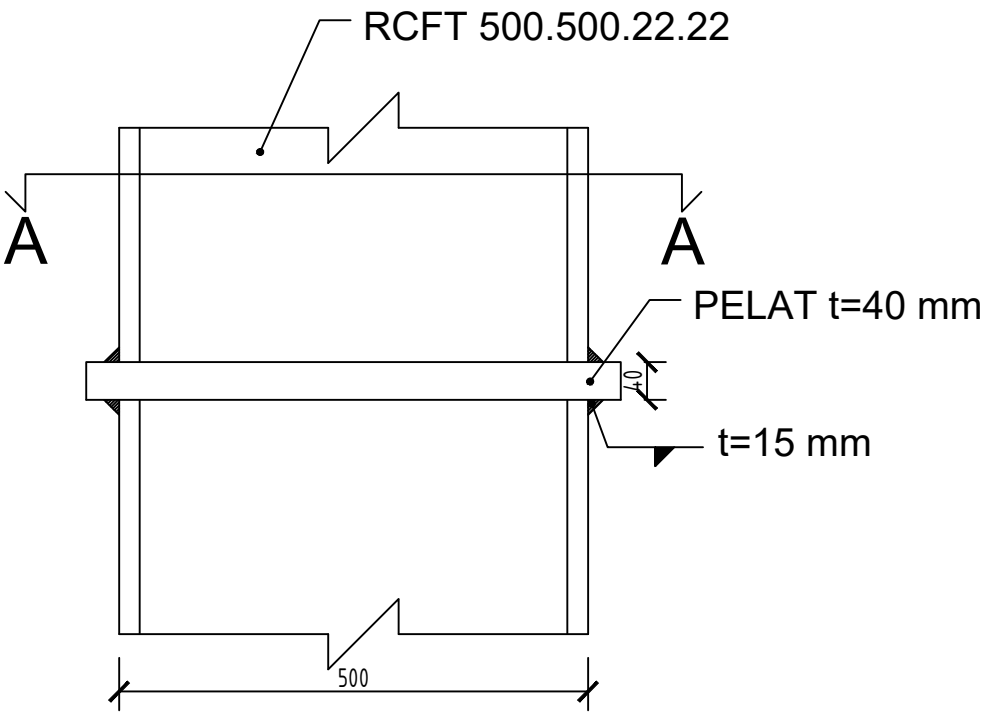
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

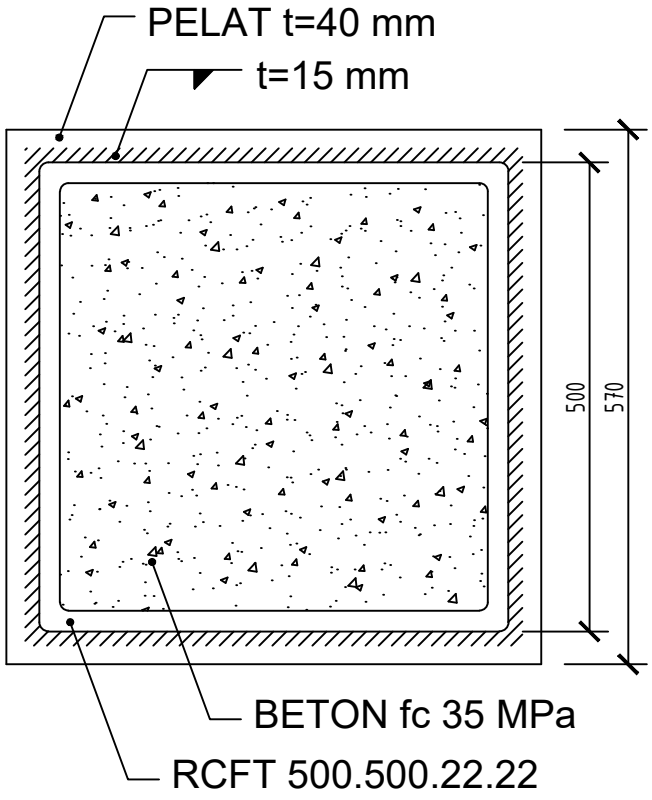
Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK INDUK - KOLOM POTONGAN A-A	1 : 15

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	08	10



SAMBUNGAN ANTAR KOLOM

SKALA I: 8



POTONGAN A-A

SKALA I: 8

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

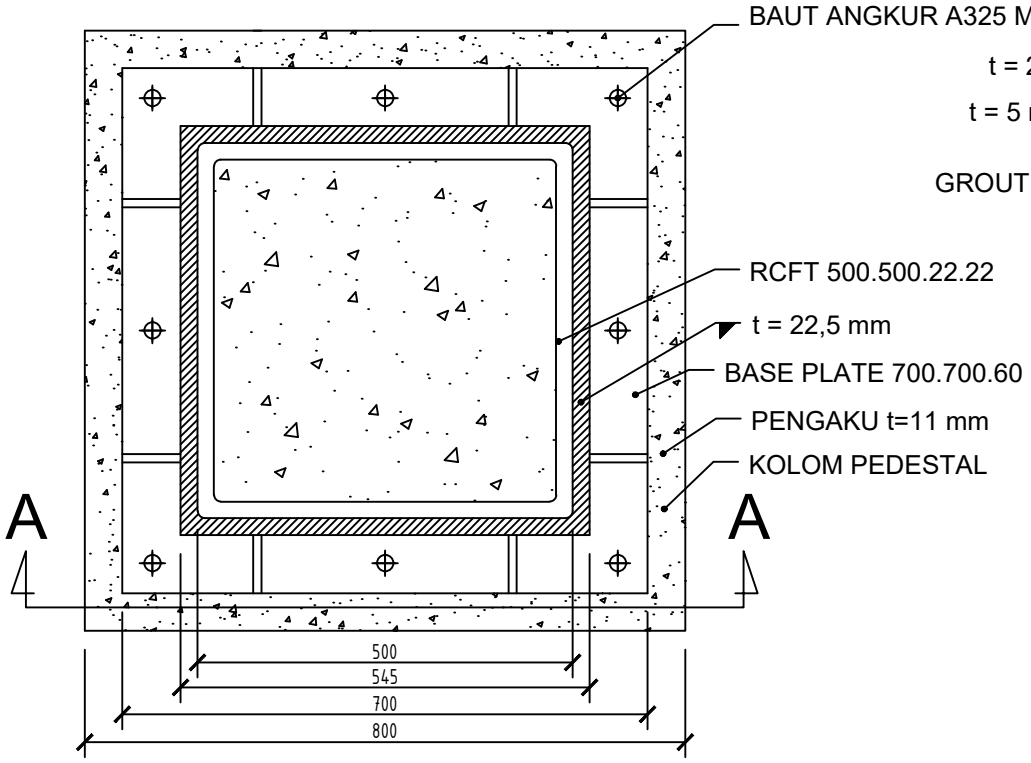
Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

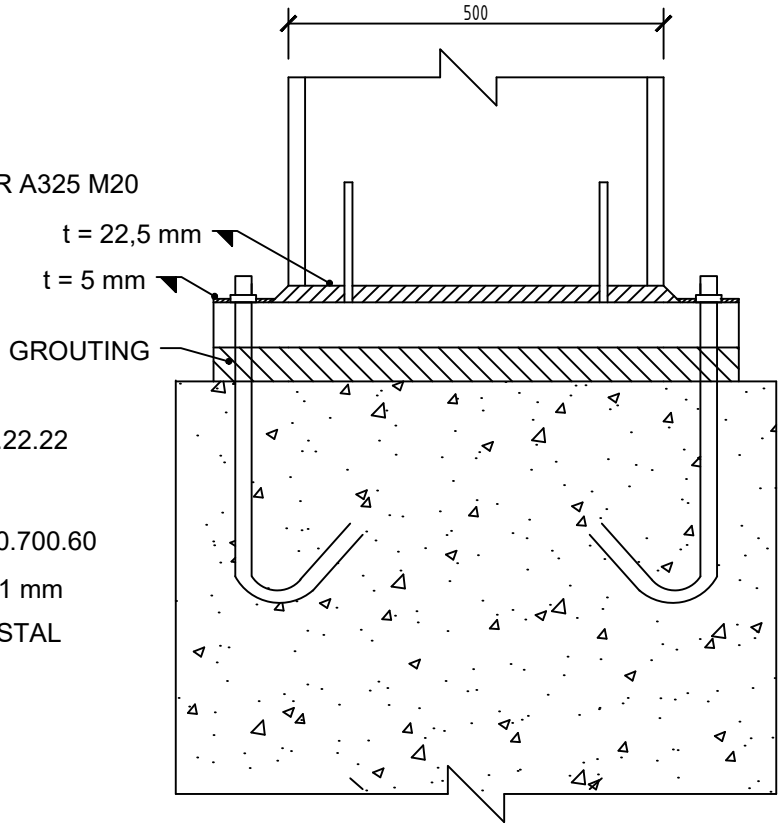
Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK INDUK - KOLOM POTONGAN A-A	1 : 8

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	09	10



SAMBUNGAN KOLOM DENGAN BASEPLATE

SKALA 1: 10



POTONGAN A-A

SKALA 1: 10

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Intitut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

STUDI PERILAKU STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME (EBF)* DENGAN *FINITE ELEMENT METHOD*

Dosen Pembimbing

1. Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D
2. Ir. Isdarmanu, M.Sc.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Fajri Aulia Ansharullah Rusydi

NRP Mahasiswa

03111440000123

Nama Gambar	Skala
SAMBUNGAN BALOK INDUK - KOLOM POTONGAN A-A	1 : 8

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
STR	10	10

BIODATA PENULIS

Penulis bernama Fajri Aulia Ansharullah Rusydi, dilahirkan di kota Bangko, Jambi pada tanggal 19 Juni 1995, merupakan anak pertama dari tiga bersaudara pasangan Rusdi dan Nur Asiah. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Pembina Muara Bungo, SDN 60 Muara Bungo, SMPN 1 Muara Bungo, dan SMAN 1 Muara Bungo. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjananya di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumian Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dan terdaftar dengan NRP. 03111440000123. Selama menempuh studi, penulis aktif di beberapa organisasi kemahasiswaan, yaitu Staff bidang Keprofesian dan Keilmiahan Himpuanan Mahasiswa Sipil (HMS) FTSLK-ITS (2015-2016), Staff Jaringan Dalam Negeri Lembaga Dakwah Jurusan Al-Hadid Teknik Sipil FTSLK-ITS (2015-2016), dan Asisten Dirjen Kementrian Inkubator Kajian Badan Eksekutif Mahasiswa (BEM) ITS (2017-2018). Penulis adalah Mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang Studi Struktur dengan mengambil judul tugas akhir "**Studi Perilaku Struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) Dengan *Finite Element Method***".

Narahubung
Email : fajri.auliaa@gmail.com
No. Hp : 082135846942