

TUGAS AKHIR

PENGARUH PENGGUNAAN *GLOBAL BRACING* TERHADAP RESPON STRUKTUR BANGUNAN BAJA PADA GEDUNG BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA (*IMPACT OF GLOBAL BRACING ON THE STRUCTURAL MULTI-STORY STEEL BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKE LOAD*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**FARID BAYU PAMUNGKAS
16511141**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021**

TUGAS AKHIR

PENGARUH PENGGUNAAN *GLOBAL BRACING* TERHADAP RESPON STRUKTUR BANGUNAN BAJA PADA GEDUNG BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA (*IMPACT OF GLOBAL BRACING ON THE STRUCTURAL MULTI-STORY STEEL BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKE LOAD*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



Farid Bayu Pamungkas

16511141

**Disetujui:
Pembimbing**

**Astriaana Hardawati S.T., M.Eng.
Tanggal 31 Desember 2021**

TUGAS AKHIR

PENGARUH PENGGUNAAN *GLOBAL BRACING* TERHADAP RESPON STRUKTUR BANGUNAN BAJA PADA GEDUNG BERTINGKAT BANYAK AKIBAT BEBAN GEMPA (*IMPACT OF GLOBAL BRACING ON THE STRUCTURAL MULTI-STORY STEEL BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKE LOAD*)

Disusun oleh

Farid Bayu Pamungkas

16511141

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan
Untuk memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil

Diuji Pada tanggal: 31 Desember 2021

Oleh

Dewan Penguji

Penguji I

Pembimbing

Astriana Hardawati S.T., M.Eng.

NIK : 165111301

Prof. Ir. Sarwidi, MSCE., Ph.D

NIK : 8845110101

Penguji II

Anggit Mas Arifudin S.T., M.T.

NIK : 185111304

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, MT.

NIK : 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian – bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian – bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundangundangan yang berlaku

Yogyakarta, 11 November 2021

Yang membuat pernyataan,



FARID BAYU PAMUNGKAS

(16511141)

KATA PENGANTAR

Assalamu' alaikum Wr Wb

Puji dan syukur kehadiran Allah SWT penulis ucapkan atas karunia-Nya, sehingga tugas akhir yang berjudul *Pengaruh Penggunaan Global Bracing Terhadap Respon Struktur Bangunan Baja pada Gedung Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa* dapat diselesaikan dengan baik. Tugas Akhir ini merupakan salah satu persyaratan untuk menyelesaikan studi tingkat Strata Satu (S1) prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia.

Dalam proses pengerjaan penelitian ini banyak hambatan yang dihadapi oleh penulis, namun berkat doa, saran, dan dukungan dari berbagai pihak akhirnya proposal tugas akhir ini dapat diselesaikan. Dengan ini diucapkan terima kasih yang sedalam – dalamnya disampaikan kepada :

1. Bapak Poniman dan Ibu Endang Sulistiyorini, selaku orang tua saya.
2. Ibu Astriana Hardawati S.T., M.Eng, selaku Dosen Pembimbing I.
3. Teman – teman yang tidak bisa saya sebutkan namanya satu persatu.

Akhir kata, tugas akhir ini diharapkan dapat memberikan manfaat bagi para pembaca yang berkenan membacanya.

Yogyakarta, 11 November 2021

Penulis,



FARID BAYU PAMUNGKAS

(16511141)

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	4
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Pendahuluan	5
2.2 Penelitian Terdahulu	5
2.2.1 Efek Beban Statik dan Dinamik Terhadap Repons Struktur Bangunan Bertingkat Banyak Berpengaku Global (2005).	5
2.2.2 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa Sistem Rangka Berpengaku Eksentrik Konfigurasi Split-K dengan Ketidakberaturan Horizontal (2014).	6
2.2.3 Studi Komparasi Simpangan Bangunan Baja Bertingkat Banyak yang Menggunakan Bracing X dan Bracing K (2016).	6
2.2.4 Analisis Perbandingan Simpangna Horizontal (<i>Drift</i>) pada Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Menggunakan Pengaku Lateral (<i>Lateral Bracing</i>) Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 (2016).	7
2.2.5 Pengaruh Bentuk <i>Bracing</i> Terhadap Kinerja Seismik Struktur Beton Bertulang (2017).	7
BAB III LANDASAN TEORI	15
3.1 Pendahuluan	15

3.2 Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen	16
3.2.1 Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen (V)	16
3.2.2 Faktor Respons Gempa	16
3.2.3 Berat Total Bangunan (W_t)	17
3.2.4 Faktor Reduksi Gempa	17
3.2.5 Waktu Getar Alami (T)	17
3.3 Material	18
3.3.1 Spesifikasi Material	18
3.3.2 Kekakuan Material Ekspektasi	18
3.4 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa	19
3.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen	19
3.4.2 Sistem Rangka Bracing Konsentrik	20
3.4.3 Sistem Rangka Bracing Eksentrik	21
3.5 Kekakuan Struktur	22
3.6 Pembebanan	22
3.6.1 Beban Hidup	22
3.6.2 Beban Mati	23
3.6.3 Redundansi	24
3.6.4 Beban Gempa	25
3.7 Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD	33
3.8 Kombinasi Pembebanan dalam LRFD	34
3.9 Perencanaan Profil <i>Bracing</i>	35
3.10 Simpangan Antar Lantai	37
BAB IV METODE PENELITIAN	39
4.1 Tinjauan Umum	39
4.2 Lokasi Penelitian	39
4.3 Pemodelan Struktur	39
4.4 Data Penelitian	41
4.5 Tahapan Analisis	41
4.6 Bagan Alir Penelitian	42
BAB V PERHITUNGAN ANALISIS	53

5.1 Pendahuluan	53
5.2 Perhitungan Pembebanan	53
5.2.1 Beban Mati Bangunan	53
5.2.2 Beban Hidup	56
5.3 Penentuan Dimensi Struktur	57
5.3.1 Dimensi Kolom, Balok, dan Plat	58
5.3.2 Perencanaan Profil <i>Bracing</i>	62
5.4 Perhitungan Beban Gempa	68
5.5 Base Shear	80
5.5.1 Pengecekan Nilai <i>Base Shear</i> Trial 1	80
5.5.2 Pengecekan Nilai <i>Base Shear</i> Trial 2	81
5.6 Cek Ketidakberaturan Struktur	82
5.6.1 Ketidakberaturan Struktur Horizontal	82
5.6.2 Ketidakberaturan Struktur Vertikal	92
5.7 Simpangan Antar Lantai	102
5.8 Rasio Simpangan Antar Lantai	108
5.9 Koefisien Stabilitas Struktur	112
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	120
6.1 Kesimpulan	120
6.2 Saran	120
DAFTAR PUSTAKA	119

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Pengaruh Gaya Dari Luar Terhadap Struktur Bangunan	15
Gambar 3.2 Ssitem Bracing X 2-Lantai	21
Gambar 3.3 Rangka Bracing Eksentrik	21
Gambar 3.4 Peta Nilai S_s	26
Gambar 3.5 Peta Nilai S_1	27
Gambar 3.6 Spektrum Respons Desain	30
Gambar 3.7 Peta Transisis Periode Panjang T_L , Wilayah Indonesia	30
Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Lantai	38
Gambar 4.1 Denah Bangunan (Model 1)	40
Gambar 4.2 Denah Bangunan Menggunakan <i>Bracing</i> (Model 2)	40
Gambar 4.3 Flow Chart Tahapan Analisis dan Desain	43
Gambar 5.1 Dimensi Pelat Tangga	54
Gambar 5.2 Potongan Ruang Mesin Lift	56
Gambar 5.3 Penampang Profil Baja IWF 350x350	58
Gambar 5.4 Penampang Profil Baja IWF 500x200	59
Gambar 5.5 Penampang Profil Baja IWF 200x100	61
Gambar 5.6 Detail Profil <i>Bracing</i>	63
Gambar 5.7 Model 1 Struktur Baja 3D Tanpa <i>Bracing</i>	66
Gambar 5.8 Model 2 Struktur Baja 3D dengan <i>Bracing</i> X 2-Story	66
Gambar 5.9 Desain Respon Spektrum	71
Gambar 5.10 Perbandingan Waktu Getar Alami Terhadap Profil <i>Bracing</i>	74

Gambar 5.11 Pengaruh Penggunaan Profil <i>Bracing</i> Terhadap Berat Bangunan	76
Gambar 5.12 Ketidakberaturan Torsi	82
Gambar 5.13 Ketidakberaturan Torsi Tanpa <i>Bracing</i> Arah X	87
Gambar 5.14 Ketidakberaturan Torsi Tanpa <i>Bracing</i> Arah Y	87
Gambar 5.15 Ketidakberaturan Torsi <i>Bracing</i> X 2-Story Arah X	88
Gambar 5.16 Ketidakberaturan Torsi <i>Bracing</i> X 2-Story Arah Y	88
Gambar 5.17 Ketidakberaturan Sudut Dalam	89
Gambar 5.18 Denah Bangunan Struktur Baja	89
Gambar 5.19 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah X	107
Gambar 5.20 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah Y	107
Gambar 5.21 Perbandingan <i>Drift Ratio</i> Arah X	111
Gambar 5.22 Perbandingan <i>Drift Ratio</i> Arah Y	111

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Komparasi Penelitian Terdahulu	12
Tabel 3.1 Mutu Baja	18
Tabel 3.2 Beban Hidup Merata dan Terpusat	23
Tabel 3.3 Beban Mati pada Bangunan	24
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa	26
Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_a	28
Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_v	28
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Periode Pendek	30
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Periode 1 Detik	31
Tabel 4.1 Pemodelan Struktur	39
Tabel 5.1 Beban Hidup Minimum	57
Tabel 5.2 Rekapitulasi Profil pada Bangunan Baja Tanpa <i>Bracing</i>	67
Tabel 5.3 Rekapitulasi Profil pada Bangunan Baja dengan <i>Bracing</i>	68
Tabel 5.4 Berat Total Bangunan	75
Tabel 5.5 Penentuan Nilai K	77
Tabel 5.6 Gaya Seismik Lateral Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i>	79
Tabel 5.7 Gaya Seismik Lateral Struktur Baja dengan <i>Bracing</i>	80
Tabel 5.8 Kontrol Respons Ragam Struktur Baja tanpa <i>bracing</i> Trial 1	81
Tabel 5.9 Kontrol Respons Ragam Struktur Baja tanpa <i>bracing</i> Trial 2	81
Tabel 5.10 Kontrol Respons Ragam Struktur Baja dengan <i>bracing</i> Trial 1	81
Tabel 5.11 Kontrol Respons Ragam Struktur Baja dengan <i>bracing</i> Trial 2	81
Tabel 5.12 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah X Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i>	83
Tabel 5.13 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah Y Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i>	84
Tabel 5.14 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah X Struktur Baja dengan <i>Bracing</i>	85

Tabel 5.15 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah Y Struktur Baja dengan <i>Bracing</i>	86
Tabel 5.16 Rekapitulasi Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma	91
Tabel 5.17 Ketidakberaturan Lateral Tingkat Tanpa <i>Bracing</i> Arah X	93
Tabel 5.18 Ketidakberaturan Lateral Tingkat Tanpa <i>Bracing</i> Arah Y	93
Tabel 5.19 Ketidakberaturan Lateral Tingkat dengan <i>Bracing</i> Arah X	94
Tabel 5.20 Ketidakberaturan Lateral Tingkat dengan <i>Bracing</i> Arah Y	95
Tabel 5.21 Persentase Ketidakberaturan Berat Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i>	96
Tabel 5.22 Persentase Ketidakberaturan Berat Struktur Baja dengan <i>Bracing</i>	97
Tabel 5.23 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tanpa <i>Bracing</i> 5a	100
Tabel 5.24 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tanpa <i>Bracing</i> 5b	100
Tabel 5.25 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dengan <i>Bracing</i> 5a	101
Tabel 5.26 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dengan <i>Bracing</i> 5b	102
Tabel 5.27 Cek Simpangan Antar Lantai Tanpa <i>Bracing</i> Arah X	104
Tabel 5.28 Cek Simpangan Antar Lantai Tanpa <i>Bracing</i> Arah Y	104
Tabel 5.29 Cek Simpangan Antar Lantai dengan <i>Bracing</i> Arah X	105
Tabel 5.30 Cek Simpangan Antar Lantai dengan <i>Bracing</i> Arah Y	106
Tabel 5.31 Rasio Simpangan Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i> Arah X	109
Tabel 5.32 Rasio Simpangan Struktur Baja Tanpa <i>Bracing</i> Arah Y	109
Tabel 5.33 Rasio Simpangan Struktur Baja dengan <i>Bracing</i> Arah X	110
Tabel 5.34 Rasio Simpangan Struktur Baja dengan <i>Bracing</i> Arah Y	110
Tabel 5.35 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas Tanpa <i>Bracing</i> Arah X	115
Tabel 5.36 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas Tanpa <i>Bracing</i> Arah Y	116
Tabel 5.37 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas dengan <i>Bracing</i> Arah X	117
Tabel 5.38 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas dengan <i>Bracing</i> Arah Y	118

ABSTRAK

Pertumbuhan aktivitas manusia yang terus meningkat menyebabkan perubahan pola tempat tinggal di daerah perkotaan. Pembangunan infrastruktur yang semakin banyak akan mengakibatkan lahan yang tersedia akan semakin sempit. Krisis lahan yang terjadi pada daerah perkotaan menyebabkan harga tanah menjadi tidak ekonomis, sehingga bangunan didesain dengan arah vertikal atau bangunan bertingkat banyak. Bangunan bertingkat memiliki tingkat kerentanan terhadap gaya lateral akibat beban gempa bumi yang besar. Terutama pada bangunan dengan struktur portal baja. Struktur portal baja memiliki kekakuan yang lebih kecil dibandingkan struktur portal beton. Simpangan searah gaya lateral akibat beban gempa bumi dapat terjadi pada bangunan. Bangunan dapat mengalami kegagalan struktur apabila simpangan yang terjadi melampaui batas izin. Pada penelitian ini studi kasus yang digunakan adalah Gedung Amarthia View yang terletak di Kota Semarang yang memiliki 20 lantai. Analisis dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur seperti periode getar alami, stabilitas struktur, dan simpangan antar lantai pada bangunan sebelum dan sesudah diberi tambahan *bracing* tipe X 2-Story.

Pemodelan struktur bangunan dilakukan dengan bantuan *software* SAP2000 v.14. Perhitungan beban gempa mengacu pada SNI 1726:2012 dengan metode analisis dinamik respons spektrum wilayah Semarang. Analisis menggunakan dua model yang akan ditinjau, model pertama ialah bangunan eksisting tanpa *bracing* dan model kedua ialah bangunan dengan tambahan *bracing* tipe X 2-Story. Hasil dari analisis kedua model tersebut akan dibandingkan sesuai dengan peraturan SNI. Kedua model ini dimodelkan dan dianalisis menggunakan SAP2000. Bangunan tanpa sistem *bracing* memiliki nilai periode getar alami sebesar 3.78 detik, sedangkan bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-Story memiliki nilai periode getar alami sebesar 2.74 detik. Hasil analisis struktur kedua model tersebut menunjukkan nilai periode getar alami mengalami penurunan pada bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-Story.

Kata kunci : *Bracing*, Struktur Portal Baja, Periode Getar Alami

ABSTRACT

The increasing growth of human activities causes changes in the pattern of living in urban areas. Increasing infrastructure development will result in the available land being increasingly narrow. The land crisis that occurs in urban areas causes land prices to become uneconomical, so buildings are designed in a vertical direction or multi-story buildings. Multi-story buildings have a level of vulnerability to lateral forces due to large earthquake loads. Especially in buildings with steel portal structures. Steel frame structures have less rigidity than concrete frame structures. Deviation in the direction of lateral forces due to earthquake loads can occur in buildings. The building can experience structural failure if the deviation that occurs exceeds the permitted limit. In this study, the case study used the Amarta View Building, located in Semarang City, which has 20 floors. The analysis was conducted to determine the behavior of the structure such as the period of natural vibration, structural stability, and the deviation between floors in the building before and after the addition bracing of X 2-Story type.

Modeling of the building structure is done with the help of software SAP2000 v.14. Calculation of earthquake loads refers to SNI 1726:2012 with the method of dynamic analysis of the response spectrum of the Semarang area. The analysis uses two models to be reviewed, the first model is an existing building without bracing and the second model is a building with additional bracing of X 2-Story type. The results of the analysis of the two models will be compared according to the SNI regulations. Both of these models were modeled and analyzed using SAP2000. Buildings without a bracing system have a natural vibration period of 3.78 seconds, while buildings using the bracing X 2-Story system have a natural vibration period of 2.74 seconds. The results of the structural analysis of the two models show that the value of the natural vibration period has decreased in buildings that use the bracing X 2-Story system

Keywords : Bracing, Steel Portal Structure, Natural Vibration Period

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia adalah negara yang terletak di antara lempeng Eruasia, lempeng Indo-Australia, dan lempeng Pasifik. Tumbukan lempeng – lempeng di Indonesia membentuk rangkaian pegunungan yang sebagian menjadi gunung berapi di sepanjang Pulau Sumatra, Jawa, dan Nusa Tenggara. Dampak dari kondisi geologis Indonesia ini menyebabkan munculnya fenomena gempa bumi karena adanya pergerakan lempeng – lempeng di Indonesia (Hermon, 2015). Pertumbuhan aktivitas manusia yang terus meningkat menyebabkan perubahan pola tempat tinggal terutama di daerah perkotaan. Krisis lahan yang terjadi pada daerah perkotaan mengakibatkan harga tanah menjadi tidak ekonomis, sehingga bangunan didesain dengan arah vertikal. Pembangunan gedung secara vertikal dinilai menjadi salah satu alternatif dalam kecukupan pertumbuhan aktivitas manusia. Konstruksi gedung bertingkat tinggi perlu mempertimbangkan berbagai aspek dalam pembangunan yang dilakukan agar memenuhi standarisasi keamanan.

Tantangan yang dihadapi oleh konstruksi gedung bertingkat tinggi di Indonesia salah satunya adalah bencana alam gempa bumi. Kerentanan terhadap bahaya gempa bumi akan semakin besar pada gedung bertingkat tinggi. Massa bangunan yang lebih besar akan menambah beban gempa yang terjadi. Pengaruh gempa merupakan salah satu hal yang sangat penting untuk dianalisis dalam perencanaan struktur gedung, terutama bangunan – bangunan yang berada dalam wilayah yang sering dilanda gempa besar, seperti Nias, Lombok, Maluku, Ambon, dan Laut Banda. Pengaruh beban – beban tersebut dapat menimbulkan perpindahan lateral yang cukup besar, sehingga akan menyebabkan keruntuhan pada struktur gedung.

Baja merupakan bahan material bangunan yang sangat kuat dan memiliki keunggulan fleksibilitas dibandingkan struktur rangka beton. Menurut Bowles (1985) baja merupakan salah satu bahan konstruksi yang sangat baik karena baja memiliki sifat daktilitas dan kekuatan yang tinggi. Daktilitas atau *ductility* adalah

kemampuan bahan untuk berdeformasi secara nyata dalam menerima gaya tekan maupun gaya tarik sebelum terjadi kegagalan bangunan. Baja dalam berbagai kasus menunjukkan kualitas yang lebih baik pada kejadian gempa bumi dibandingkan dengan material bangunan yang lain.

Suatu struktur gedung bertingkat tinggi akan mengalami banyak pembebanan. Tinjauan dasar perencanaan struktur merupakan dasar dalam menentukan kekuatan dan kestabilan struktur dalam menahan segala kondisi pembebanan yang mungkin terjadi. Beban yang diperhitungkan adalah semua beban yang mungkin dapat membebani struktur, baik beban statis maupun beban dinamis.

Menurut Widodo (2001) beban statis adalah beban tetap, baik besar intensitasnya, titik kerjanya, maupun arah garis kerjanya tetap. Sedangkan beban dinamis adalah beban yang bekerja hanya untuk rentang waktu tertentu saja, walaupun hanya bekerja sesaat akibat yang ditimbulkan harus diperhitungkan juga dalam merencanakan struktur bangunan. Sama halnya dengan beban gempa yang hanya bekerja untuk rentang waktu tertentu saja, struktur baja yang terkena beban gempa dapat mengakibatkan komponen struktur mengalami simpangan searah gaya yang terjadi. Apabila simpangan tersebut melebihi simpangan yang diizinkan maka konstruksi tersebut akan mengalami *failure* atau kegagalan struktur.

Kekuatan komponen struktur bangunan dapat ditingkatkan dengan memberikan *bracing* atau pengaku. Penambahan *bracing* dapat meningkatkan kestabilan struktur, terutama untuk gedung bertingkat banyak yang menahan beban lateral berupa beban gempa. *Bracing* memiliki ragam bentuk diantaranya tipe Z, X, V, dan inverted V. Menurut Vismanath dkk (2010) yang sudah melakukan penelitian dengan membandingkan tipe penggunaan *bracing* yang berbeda – beda pada struktur sederhana menemukan bahwa penggunaan *bracing* dapat mentransfer gaya lateral yang terjadi sehingga struktur menjadi stabil. Struktur dengan *bracing* tipe X memiliki nilai momen lentur terkecil dibandingkan dengan tipe *bracing* lainnya. Penambahan *bracing* tipe X juga dapat mengurangi *lateral* yang terjadi pada struktur.

Untuk membedakan dari penelitian sebelumnya yang hanya menggunakan *bracing* antar tingkat, penelitian ini menggunakan *Global Bracing* atau penggunaan *bracing* yang dipasang pada beberapa tingkat sekaligus. Dalam penelitian ini dilakukan perbandingan analisis perencanaan bangunan struktur baja bertingkat banyak yang tidak menggunakan sistem *bracing* dan dengan sistem *bracing* X 2-story (*Global Bracing*). Bangunan yang direncanakan digunakan sebagai apartemen yang terletak di Kota Semarang dan berdiri di atas tanah sedang.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka masalah yang akan dibahas antara lain sebagai berikut.

1. Bagaimana pengaruh penggunaan *bracing* terhadap waktu getar alami bangunan akibat beban gempa ?
2. Bagaimana perbandingan nilai simpangan antar lantai dari struktur yang tidak menggunakan sistem *bracing* (*Open Frame*) dengan *bracing* variasi X 2-story ?
3. Bagaimana perbandingan nilai stabilitas struktur yang dihasilkan bangunan baja bertingkat banyak yang tidak menggunakan sistem *bracing* (*Open Frame*) dengan *bracing* variasi X 2-story ?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, dapat dirumuskan tujuan penelitian yang ingin dicapai adalah sebagai berikut.

1. Menentukan pengaruh penggunaan *bracing* terhadap waktu getar alami bangunan.
2. Menentukan nilai simpangan antar lantai dari struktur baja bertingkat banyak yang tidak menggunakan sistem *bracing* dan *bracing* variasi X 2-story.
3. Menentukan nilai stabilitas struktur yang dihasilkan struktur baja bertingkat banyak yang tidak menggunakan sistem *bracing* dan *bracing* variasi X 2-story.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dalam penulisan tugas akhir ini adalah untuk mengetahui seberapa efektif penggunaan *bracing* untuk menahan beban lateral pada bangunan baja bertingkat banyak yang berada pada daerah yang sering mengalami gempa. Diharapkan struktur yang direncanakan nantinya dapat aman apabila terjadi gempa, sehingga kerugian materi maupun korban jiwa akibat kerusakan bangunan dapat dihindarkan.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan lingkup permasalahan yang akan dibatasi dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Gedung berfungsi sebagai apartmen dan berdiri di tanah sedang (SD) yang berada di Kota Semarang.
2. Beban lateral yang digunakan hanya beban gempa.
3. Pelat beton bertulang tidak didesain dan diasumsikan dengan ketebalan 12 cm untuk plat lantai dan 10 cm untuk plat atap.
4. Tidak merencanakan struktur bawah (pondasi dan baseplate).
5. Pondasi diasumsikan dapat memberikan kekangan rotasi dan translasi sehingga tumpuan dimodelkan sebagai jepit.
6. Tidak mendesain sambungan struktur dan dianggap bahwa sambungan baja bersifat rigid.
7. Balok baja dianggap menggunakan konektor ke plat beton sehingga L_b pada baja = 0 dan balok anak pada baja tidak dimodelkan dalam analisis struktur agar hasil analisis lebih konservatif.
8. Rencana anggaran biaya (RAB) tidak diperhitungkan.
9. Peraturan yang digunakan, meliputi.
 - a. Perencanaan beban gempa menggunakan peraturan SNI 1726:2019.
 - b. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung menggunakan peraturan SNI 1727:2013.
 - c. Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural SNI 1729:2020.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pendahuluan

Salah satu penyebab keruntuhan bangunan adalah ketidakstabilan struktur. Saat mendesain struktur, ketidakstabilan pada struktur merupakan hal dasar yang harus dihindari. Hal ini harus diperhatikan untuk berbagai jenis tinggi gedung. Struktur yang tidak stabil apabila menerima beban maka struktur tersebut mengalami deformasi atau perubahan bentuk yang lebih besar dibandingkan struktur yang stabil. Salah satu cara yang dapat dilakukan agar struktur menjadi lebih stabil adalah mengkombinasikan dengan *bracing*.

Sistem *bracing* dapat digunakan untuk menahan gaya vertical seperti beban gravitasi dan gaya lateral seperti beban gempa, sehingga dapat mencegah goyangan berlebih pada struktur. Penggunaan *bracing* juga dimaksudkan agar saat terjadi gempa, gaya lateral yang mengenai struktur tidak hanya ditahan oleh elemen balok dan kolom pada struktur tetapi juga ditahan oleh sistem *bracing*.

2.2 Penelitian Terdahulu

2.2.1 Efek Beban Statik dan Dinamik Terhadap Repons Struktur Bangunan

Bertingkat Banyak Berpengaku Global (2005).

Penelitian yang dilakukan oleh Argha Syahputra Aji dan Wiwik Eliya Safrudin ini untuk mengetahui perbedaan respon struktur portal baja berpengaku global akibat beban gempa statik ekuivalen dan dinamik. Model struktur yang digunakan dengan variasi tingkat dan juga variasi bentuk bangunan. Dalam variasi tingkat mereka menggunakan portal baja 6, 10, 14, 18, dan 22 lantai. Untuk variasi bentuk bangunan digunakan portal baja terbuka dan portal baja berpengaku.

Hasil dari penelitian ini menunjukkan bahwa repons struktur yang terjadi pada struktur *global braced* lebih kecil dibandingkan dengan struktur *open frame*. Penggunaan *global braced* sangat efektif untuk menahan beban gempa static dan dinamik. Hal ini terlihat dari pola dan besar respon struktur *braced steel frame* baik akibat beban gempa statik dan dinamik relatif regular dan berdekatan.

2.2.2 Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa Sistem Rangka Berpengaku

Eksentrik Konfigurasi Split-K dengan Ketidakberaturan Horizontal (2014).

Melihat banyaknya gempa yang terjadi di Indonesia mengakibatkan ketertarikan perhatian terhadap struktur bangunan tahan gempa semakin meningkat. Struktur baja terdiri dari berbagai jenis sistem rangka, antara lain Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM), Sistem Rangka Berpengaku Konsentris (SRBK) dan Sistem Rangka Berpengaku Eksentris.

Penelitian yang dilakukan Puspitasari ini membahas tentang perencanaan Sistem Rangka Bresiing Eksentris (SRBE) konfigurasi Split-K. Gedung yang direncanakan terdiri dari 13 lantai dengan ketidak beraturan Horizontal. Secara geometri struktur juga memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Kedua struktur dimodelkan dengan geometri struktur dan fungsi bangunan yang sama dengan perbedaan pada jumlah sistem rangka pemikul yang berbeda (2 bay dan 4 bay). Struktur juga akan dibandingkan dengan SRBK dan Sistem Rangka Berpengaku Tahan Tekuk (SRBTT).

Berdasarkan evaluasi kinerja struktur dengan analisis statik *non-linear* beban dorong dan analisis dinamik *non-linear* riwayat waktu didapatkan bahwa mekanisme keruntuhan kedua struktur sesuai dengan perencanaan. Struktur juga berada pada kondisi aman dengan level kinerja kategori LS (*life safety*). *Bracing* dengan tipe 4 bay menghasilkan berat struktur yang lebih ringan dan perpindahan struktur yang lebih kecil dari pada struktur dengan tipe 2 bay. SRBE juga memiliki kekakuan yang lebih besar dari pada SRBK dan SRBTT dilihat dari periode dan perpindahan struktur yang lebih kecil.

2.2.3 Studi Komparasi Simpangan Bangunan Baja Bertingkat Banyak yang Menggunakan Bracing X dan Bracing K (2016).

Peneliti yang beranggotakan Lucy P.S Jansen dan Ronny Pandelege, menggunakan bangunan baja 20 lantai, tinggi bangunan total adalah 80 m, analisis gempa yang digunakan adalah analisa gempa dinamis sesuai dengan peraturan yang berlaku, dan tidak memasukkan perhitungan struktur bawah (pondasi).

Kedua peneliti melakukan perbandingan antara penggunaan *bracing* X dan *bracing* K pada bangunan baja untuk menentukan seberapa besar perbedaan

simpangan yang dihasilkan oleh pemakaian kedua *bracing* tersebut. Peneliti menggunakan metode analisis perancangan untuk mengetahui perubahan simpangan struktur pada kasus struktur baja bertingkat tinggi dalam portal 3D berdasarkan tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung menurut SNI 03-1726-2002.

2.2.4 Analisis Perbandingan Simpangna Horizontal (*Drift*) pada Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Menggunakan Pengaku Lateral (*Lateral Bracing*) Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012 (2016).

Penelitian yang dilakukan oleh Soelarso dkk ini melakukan analisis berupa gedung struktur baja 8 lantai. Analisis menggunakan 2 metode yaitu metode statik ekuivalen dan metode respons spektrum berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012. Analisis yang digunakan menggunakan analisis 3 dimensi dengan menggunakan ETABS v9.6.0. tujuan penelitian ini untuk membandingkan hasil simpangan yang terjadi dengan *bracing* tipe V dan *inverter V*, serta membandingkan hasil simpangan akibat beban gempa dari SNI 1726-2002 dengan SNI 1726-2012.

Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa struktur baja dengan penambahan pengaku lateral (*bracing*) mengurangi simpangan antar tingkat. Penambahan pengaku lateral (*bracing*) tipe *inverted V* lebih unggul mengurangi simpangan horizontal (*drift*) dibandingkan dengan *bracing* tipe V. Faktor respons gempa berdasarkan standar ketempatan SNI 1726-2002 lebih kecil dibandingkan dengan SNI 1726-2012. Simpangan gedung yang terjadi berdasarkan SNI 1726-2012 lebih besar dibandingkan dengan SNI 1726-2002

2.2.5 Pengaruh Bentuk *Bracing* Terhadap Kinerja Seismik Struktur Beton Bertulang (2017).

Penelitian yang dilakukan oleh Aryandi dan Herbudiman ini melakukan permodelan struktur yang akan dianalisis menggunakan beton bertulang 10 lantai. Struktur yang dianalisis yaitu tipe 1 portal terbuka dan tipe 2 dengan penambahan bentuk *bracing* tipe Z, X, V, dan *Inverted V* yang diletakkan pada sudut denah struktur. Profil *bracing* yang digunakan adalah profil W8x28. Penelitian ini

bertujuan untuk mengetahui kapasitas dan kinerja seismic struktur masing – masing bentuk *bracing* melalui permodelan analisis *pushover*.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa *bracing* X memiliki kekakuan paling tinggi dengan rasio perpindahan maksimum terbesar dibandingkan *bracing* lainnya disebabkan salah satu *joint bracing* bertumpu pada balok (efektifitas kekuatan *bracing* tergantung kapasitas penampang balok). Berdasarkan kapasitas gaya geser lantai dasar, *bracing* X memiliki rasio gaya geser lantai dasar kenaikan paling besar untuk kedua arah dibandingkan *bracing* lainnya. Berdasarkan tinjauan Pustaka dari beberapa penelitian terdahulu adapun perbedaan dengan penelitian yang akan dilakukan, dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Komparasi Penelitian Terdahulu

No	Judul	Peneliti dan Tahun Terbit	Objek	Metode	Aspek Penelitian	Hasil Penelitian
1	<i>Efek Beban Statik dan Dinamik Terhadap Respon Struktur Bangunan Bertingkat Banyak Berpengaku Global</i>	Argha Syahputra Aji dan Wiwik Eliya (2005)	Struktur baja 22 Lantai	Time History, Strong Coloumn Weak Beam, Dinamik Magnifikasi Faktor (DMF)	Perilaku struktur dengan penambahan pengaku tipe X	Menunjukkan bahwa repons struktur yang terjadi pada struktur <i>Global Braced</i> lebih kecil dibandingkan dengan struktur <i>Open Frame</i> .
2	<i>Perencanaan Struktur Baja Tahan Gempa Sistem Rangka Berpengaku Eksentris Konfigurasi Split-K dengan Ketidakberaturan Horizontal</i>	Puspitasari (2014)	Gedung baja <i>bracing</i> eksentris berlantai 13	Merencanakan dan membandingkan sistem rangka <i>bracing</i> eksentris 2-bay, 4-bay, sistem rangka <i>bracing</i> eksentrik dan sistem berpengaku tahan tekuk	Kontrol gaya dalam, perbandingan simpangan, dan evaluasi kinerja struktur	Evaluasi kinerja struktur sesuai dengan perencanaan dan masih masuk dalam kategori aman LS (<i>Life Safety</i>)

Lanjutan Tabel 2.1 Komparasi Penelitian Terdahulu

No	Judul	Peneliti dan Tahun Terbit	Objek	Metode	Aspek Penelitian	Hasil Penelitian
3	<i>Studi Komparasi Simpangan Bangunan Baja Bertingkat Banyak yang Menggunakan Bracing X dan Bracing K Akibat Beban Gempa</i>	Lucy P.S Jansen dan Ronny Pandelege (2016)	Bangunan baja 20 Lantai	<i>Strong Coloumn Weak Beam</i> , Metode Analisis Perencanaan	Perbedaan simpangan antara penggunaan <i>bracing</i> X dengan K	Menunjukkan bahwa <i>bracing</i> dengan tipe X memiliki tingkat kekakuan lebih tinggi disbanding dengan <i>bracing</i> tipe K
4	<i>Analisis Perbandingan Simpangna Horizontal (Drift) pada Struktur Gedung Tahan Gempa dengan Menggunakan Pengaku Lateral (Bracing) Berdasarkan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012</i>	Soelarso dkk (2016)	Struktur baja 8 Lantai	Metode static Ekuivalen dan metode respons spektrum	Perilaku struktur dengan penambahan <i>bracing</i> tipe V dan <i>inverted V</i>	Penambahan <i>bracing inverted V</i> lebih unggul mengurangi <i>drift</i> akibat gaya gempa static dibandingkan dengan penambahan <i>bracing</i> tipe V

Lanjutan Tabel 2.1 Komparasi Penelitian Terdahulu

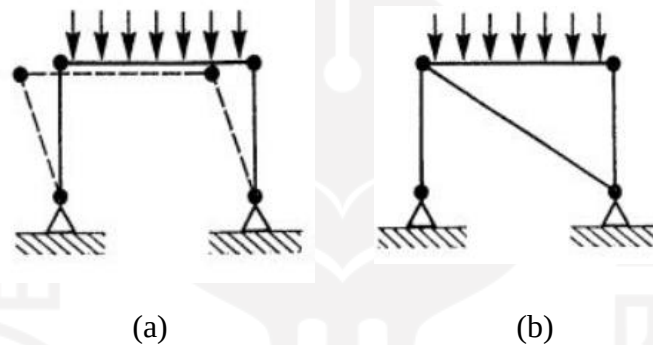
No	Judul	Peneliti dan Tahun Terbit	Objek	Metode	Aspek Penelitian	Hasil Penelitian
5	<i>Pengaruh Bentuk Bracing Terhadap Kinerja Seismik Struktur Beton Bertulang</i>	Aryandi dan Herbudiman (2017)	Struktur beton bertulang 10 lantai	Metode <i>Pushover</i>	Kapasitas dan kinerja seismic meliputi kekakuan struktur, rasio perpindahan, dan kapasitas gaya geser	<i>Bracing</i> tipe X memiliki sifat paling kaku sehingga kapasitas gaya lantai dasar mengalami peningkatan untuk arah UX dan UY
6	<i>Pengaruh Penggunaan Global Bracing Terhadap Respon Struktur Bangunan Baja pada Gedung Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa</i>	Farid Bayu Pamungkas (2021)	Gedung baja berlantai 20	Metode analisis perencanaan dan metode static ekuivalen	Perbandingan penggunaan <i>bracing</i> tipe X dengan <i>open frame</i> pada struktur baja	-

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Pendahuluan

Salah satu syarat agar sebuah bangunan memenuhi persyaratan dan layak dipakai adalah kestabilan struktur yang kokoh. Kestabilan memiliki arti bangunan tidak akan runtuh (*collapse*) jika mendapat pengaruh gaya – gaya dari luar. Seperti Gambar 3.1 dibawah ini sebagai contoh kestabilan struktur.



Gambar 3.1 Pengaruh Gaya Dari Luar Terhadap Struktur Bangunan

Pada gambar (a) struktur yang sangat sederhana akan mengalami perpindahan (*deformasi*) yang cukup besar jika diberi beban luar. Kondisi ini berbeda jika kita melihat gambar (b) struktur yang diberi pengaku (*bracing*) dikatakan stabil walaupun menerima beban dari luar. Pemasangan pengaku, selain untuk membuat struktur stabil, biasanya dilakukan untuk membantu mencegah struktur mengalami simpangan (*drift*) antar lantai.

Simpangan (*drift*) adalah sebagai perpindahan lateral relative antara dua tingkat bangunan yang berdekatan atau dapat dikatakan simpangan mendatar tiap tiap tingkat bangunan (*horizontal story to story deflection*). Simpangan lateral dari suatu sistem struktur akibat beban gempa adalah sangat penting yang dilihat dari tiga pandangan yang berbeda (Naeim, 2000).

1. Kestabilan Struktur (*structural stability*).
2. Kesempurnaan arsitektural (*architectural integrity*) dan potensi kerusakan pada berbagai komponen bukan struktur.
3. Kenyamanan manusia (*human comfort*), sewaktu terjadi gempa bumi dan sesudah bangunan mengalami gerakan gempa.

3.2 Analisis Beban Gempa Nominal Statik Ekuivalen

Analisis beban gempa ekuivalen merupakan salah satu metode menganalisis struktur gedung terhadap pembebanan gempa dengan menggunakan beban gempa nominal statik ekuivalen. Menurut standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung, analisis beban gempa ekuivalen cukup dapat dilakukan pada gedung yang memiliki struktur beraturan. Untuk kategori resiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 1 – Kategori resiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa di SNI 1726:2019.

3.2.1 Gaya Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen (V)

Gaya geser dasar nominal ekuivalen merupakan gaya geser horizontal total yang besarnya dihitung dengan persamaan berikut.

$$V = \frac{C_1 \cdot I}{R} W_t \quad (3.1)$$

dengan : C_1 = Faktor respons gempa

I = Faktor keutamaan gedung

R = Faktor reduksi gempa

V = Gaya geser dasar nominal ekuivalen (kg)

W_t = Berat total struktur bangunan (kg)

3.2.2 Faktor Respons Gempa

Faktor respons gempa berfungsi untuk menjamin agar struktur mampu memikul beban gempa yang dapat menyebabkan kerusakan besar pada struktur. Koefisien gempa dasar ditentukan sesuai dengan wilayah gempa dimana bangunan berada, dengan memakai waktu getar alami struktur. Untuk struktur portal baja dengan pengaku, rumus untuk mencari waktu getar alami adalah sebagai berikut.

$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{B}} \quad (3.2)$$

dengan.

T = Waktu Getar (dtk)

H = Tinggi Total Struktur (m)

B = Lebar Struktur (m)

3.2.3 Berat Total Bangunan (W_t)

Berat total bangunan merupakan berat sendiri dari struktur, beban mati ditambah dengan beban hidup yang direncanakan.

3.2.4 Faktor Reduksi Gempa

Faktor reduksi gempa adalah suatu ukuran kemampuan struktur untuk menahan gempa tanpa menyebabkan struktur tersebut roboh. Faktor reduksi gempa dipengaruhi oleh banyak faktor, salah satu faktor yang mempengaruhi besarnya faktor reduksi gempa adalah tingkat daktilitas suatu gedung yang akan ditinjau.

3.2.5 Waktu Getar Alami (T)

Waktu getar alami merupakan parameter yang cukup penting dalam proses desain suatu struktur bangunan tahan gempa. Untuk itu informasi awal mengenai waktu getar alami struktur bangunan tersebut sangat dibutuhkan untuk menghitung geser dasar seismic yang bekerja. Periode getar struktur yang terjadi dievaluasi dengan menggunakan metode *Reyleigh*, dengan persamaan sebagai berikut.

$$T_1 = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \cdot d_i}} \quad (3.3)$$

dengan

d = Simpangan horizontal struktur pada tingkat ke – i

F_i = Gaya horizontal pada tingkat ke – i akibat gaya gempa (kg)

g = Percepatan gravitasi (9,81 m/s²)

W_i = Berat lantai ke – i (kg)

Nilai periode getar metode *Reyleigh* harus diusahakan mendekati nilai asumsi periode getar awal, hal ini dikarenakan apabila nilai periode getar terlalu kecil akan diperoleh nilai faktor respons gempa I yang terlalu besar, sedangkan apabila nilai

periode getar (T) terlalu besar akan diperoleh nilai faktor respons gempa I yang terlalu kecil sehingga nilai gaya horizontal akibat gempa (F_i) akan menjadi kecil.

3.3 Material

3.3.1 Spesifikasi Material

Pada AISC/ANSI 341-10 dijelaskan bahwa tegangan leleh minimum (F_y) tidak boleh melebihi 50 ksi (345 MPa). Mutu baja yang lebih dari 345 MPa dianggap terlalu getas untuk digunakan sebagai struktur baja tahan gempa.

3.3.2 Kekakuan Material Ekspektasi

Ketika akan mendesain kekuatan nominal (R_n) untuk kondisi batas pada daerah elemen sekering (dalam hal ini *link*), kekakuan nominal diperbolehkan dihitung berdasarkan tegangan leleh (F_y). Untuk mendesain elemen lainnya (*bracing*, balok *link*, dan kolom *link*) harus menggunakan tegangan leleh ekspektasi ($R_y F_y$) dan kuat tarik ekspektasi ($R_t F_u$). disebutkan dalam ANSI/AISC 341-10 Tabel A3.1, nilai $R_y = 1,3$ dan $R_t = 1,1$ untuk mutu baja BJ 41 ($F_y = 210$ Mpa).

Persyaratan material baja menurut AISC 360-10 menggunakan sifat – sifat mekanis yang sama antara lain sebagai berikut.

1. Modulus Elastisitas Baja I = 200.000 MPa
2. Modulus Geser (G) = 80.000 MPa
3. Angka Poisson (ν) = 0,3
4. Koefisien Muai Panjang (α) = $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Klasifikasi jenis baja menurut SNI 03-1729-2020 dapat dilihat pada Tabel 3.1

Tabel 3.1 Mutu Baja

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum, F_u (MPa)	Tegangan Leleh Minimum, F_y (MPa)	Regangan Minimum (%)
BJ 34	340	210	22
BJ 37	370	240	20
BJ 41	410	250	18
BJ 50	500	290	16
BJ 55	550	410	13

3.4 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Berdasarkan peraturan SNI-03/1729/2020, pada bangunan baja bertingkat tahan gempa, bahan baja yang digunakan pada “Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Terbatas (SRPMT), Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK), Sistem Rangka Bresing Konsentrik Khusus (SRBKK), Sistem Rangka Bresing Eksentris (SRBE), Sistem Rangka Bresing Konsentrik Biasa (SRBKB)”, harus memenuhi persyaratan – persyaratan berikut.

1. Nilai tegangan leleh baja terhadap tegangan putus tariknya yaitu bernilai kurang dari 0,85.
2. Nilai tegangan dan regangan harus memperlihatkan daerah yang cukup panjang.
3. Pengujian uniaksial tarik pada specimen baja memperlihatkan perpanjangan maksimum tidak kurang dari pada 20%, untuk daerah pengukuran sepanjang 50 mm.
4. Mempunyai sifat yang mudah untuk dilas.

3.4.1 Sistem Rangka Pemikul Momen

Bangunan yang tinggi menambah simpangan yang terjadi dan dapat mengakibatkan kerusakan struktural atau non struktural. Pada sistem rangka pemikul momen ini dibedakan menjadi beberapa jenis berdasarkan sifat *moment resisting frames* seperti berikut.

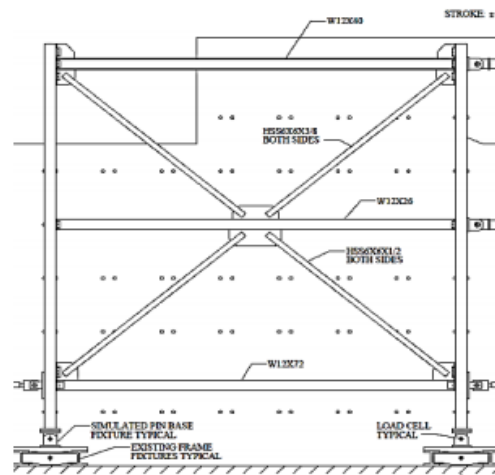
1. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)
SRPMB diharapkan dapat mengalami deformasi yang besar apabila dibebani oleh gaya – gaya yang berasal dari beban gempa rencana. Daktilitas pada SRPMB memiliki nilai yang kecil, namun kekakuan pada SRPMB lebih besar dari pada SRBPMK.
2. Sistem Rangka Batang Pemikul Momen Khusus (SRBPMK)
SRBPMK merupakan suatu komponen struktur rangka batang pemikul momen yang dipasang secara horizontal. Pada sistem ini terdapat suatu bagian khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang – batangnya

direncanakan secara khusus. Sistem ini direncanakan mengalami deformasi yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya – gaya akibat beban gempa rencana. Kolom dan daerah lainnya selain dari segmen khusus harus dapat direncanakan dalam keadaan elastis akibat gaya yang dihasilkan oleh segmen khusus pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan.

3.4.2 Sistem Rangka Bracing Konsentrik

Penggunaan *bracing* bertujuan mempertahankan stabilitas bangunan akibat gaya lateral maupun stabilitas struktur secara keseluruhan. Rangka *bracing konsentrik* adalah pengembangan dari sistem *Momen Resisting Frames* (MRF), karena pada rangka *bracing konsentrik* mampu menahan adanya gaya lateral dan memiliki tingkat kekakuan yang baik. Sedangkan pada MRF hanya dirancang untuk menahan momen yang terjadi. Sistem rangka *bracing konsentrik* dapat dibagi menjadi dua jenis sistem, yaitu Sistem Rangka Bracing Konsentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka Bracing Konsentrik Khusus (SRBKK).

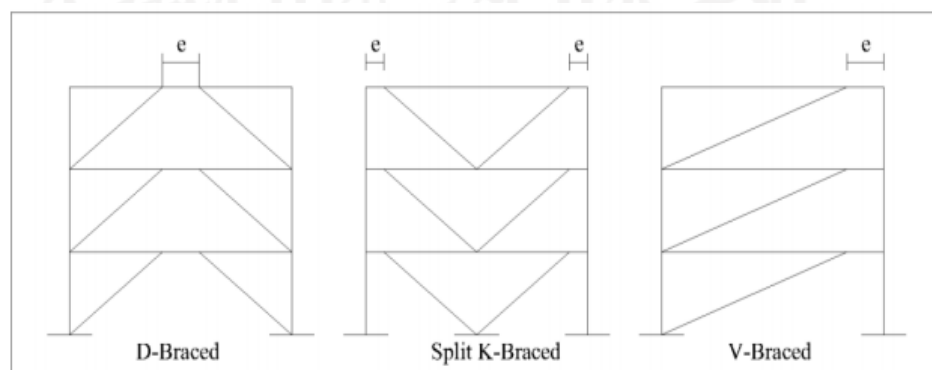
1. Sistem Rangka Bracing Konsentrik Biasa (SRBKB). Pada sistem SRBKB ini diharapkan mampu mengalami deformasi gerakan secara terbatas, apabila struktur dibebani oleh gaya yang berasal dari beban gempa yang telah direncanakan.
2. Sistem Rangka Bracing Konsentrik Khusus (SRBKK). Pada sistem ini mempunyai tingkat daktilitas lebih besar apabila dibandingkan dengan SRBKB, mengingat penurunan kekuatannya memiliki nilai lebih kecil pada saat terjadi tekuk pada batang *bracing* tekan, maka harus diperhitungkan tingkat kelangsingannya. Gambar 3.2 berikut merupakan salah satu contoh *bracing* variasi X 2-lantai.



Gambar 3.2 Sistem Bracing X 2-Lantai

3.4.3 Sistem Rangka Bracing Eksentrik

Pada Sistem Rangka Bracing Eksentrik (SRBE) terdapat suatu bagian balok yang disebut *link* dan direncanakan secara khusus. *Link* dapat diartikan sebagai bagian dari balok yang direncanakan untuk mengantisipasi adanya energi pada saat terjadinya gempa. SRBE diharapkan dapat mengalami deformasi yang besar pada *link* saat sedang memikul gaya – gaya akibat beban gempa yang telah direncanakan. Komponen struktur di luar *link* direncanakan untuk tetap pada keadaan *sustain* akibat gaya – gaya yang dihasilkan oleh *link* pada saat mengalami pelelehan penuh hingga tahap perkerasan regangan, dan tegangan leleh bahan baja yang digunakan tidak boleh lebih dari 350 MPa. Contoh jenis rangka *bracing* eksentrik dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.3 Rangka Bracing Eksentrik

3.5 Kekakuan Struktur

Kekakuan merupakan salah satu faktor yang menentukan respons suatu struktur terhadap beban gempa. Struktur bangunan dengan kekakuan yang baik dapat menahan beban, sehingga simpangan yang terjadi erakan kecil. Kekakuan merupakan karakteristik struktur bangunan yang sangat penting selain massa bangunan. Antara massa dan kekakuan pada struktur akan mempunyai hubungan yang unik yang disebut eigenproblem atau karakteristik diri. Hubungan tersebut akan menentukan nilai frekuensi sudut dan periode getar struktur (T).

Pada prinsip dalam mendesain bangunan tahan gempa diharuskan agar kolom lebih kuat dibandingkan dengan balok atau biasa disebut SCWB (*Strong Coloumn Weak Beam*). Pada prinsip bangunan geser (*shear building*) balok pada lantai dianggap tetap horizontal baik sebelum maupun sesudah terjadi gempa. Adanya plat lantai yang menyatu secara kaku dengan balok diharapkan dapat membantu kekakuan balok. Pada prinsip ini, kekakuan setiap kolom dapat dihitung berdasarkan rumus berikut.

$$K_C = \frac{12EI}{H^3} \quad (3.4)$$

Dengan melihat data struktur maka kekakuan dihitung secara parallel atau kekuan tiap tingkat merupakan jumlah total dari kekakuan kolom, dapat dituliskan dengan rumus berikut.

$$k_t = \sum k_c \quad (3.5)$$

Semakin kaku balok maka semakin besar kemampuannya daam mengekang rotasi ujung kolom, sehingga akan menambah kekakuan pada kolom.

3.6 Pembebanan

3.6.1 Beban Hidup

Perencanaan pembebanan beban hidup didasarkan pada peraturan SNI 1727-2013 Tabel 4-1. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Beban Hidup Merata dan Terpusat

Hunian atau Penggunaan	Merata Psf (kN/m ²)	Terpusat lb (kN)
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	
Ruang komputer	100 (4,79)	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap	100 (4,79) ^a	
Lobi	100 (4,79) ^a	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) ^a	
Panggung pertemuan	100 (4,79) ^a	
Lantai podium	100 (4,79) ^a	
Pabrik		
Ringan	125 (6,00) ^a	2000 (8,90)
Berat	250 (11,97) ^a	3000 (13,40)

3.6.2 Beban Mati

Beban mati ini meliputi beban sendiri dari struktur yang ada pada perencanaan. Untuk lebih jelasnya dapat melihat Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Beban Mati pada Bangunan

Material	Berat	Keterangan
Bahan Bangunan		
Baja	7850	kg/m ³
Beton Bertulang	2400	kg/m ³
Pasir	1800	kg/m ³
Mortar/spesi 1cm	2200	kg/m ³
Komponen Gedung		
Keramik per cm tebal	24	kg/m ²
Pasangan bata ringan setengah bata	60	kg/m ²
Adukan semen per cm tebal	21	kg/m ²
Langit – langit tanpa penggantung tebal 4 mm	11	kg/m ²
Penutup atap genteng dengan reng dan usuk	50	kg/m ²
Ducting mekanikal	20	kg/m ²
Floordeck alsun FD 600	10.1	kg/m ²
Penutup atap	50	kg/m ²
Sagrod (diameter 10mm)	6	kg/m ²

3.6.3 Redundansi

Faktor redundansi ρ harus diaplikasikan pada masing – masing kedua arah orthogonal pada sistem struktur pemikul gaya sesimik dengan nilai ρ diizinkan sama dengan 1,0 sesuai dengan SNI 1726-2019 pasal 7.3.4.1 sebagai berikut.

1. Desain struktur untuk kategori desain seismik B atau C.
2. Perhitungan simpangan antar tingkat pengaruh P-delta.
3. Desain komponen nonstruktural.
4. Desain struktur non gedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
5. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismic termasuk faktor kuat lebih.

6. Desain elemen struktur atau sambungan yang memperhitungkan kombinasi pengaruh beban seismic termasuk faktor kuat lebih.
7. Desain dinding struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Menurut SNI 1726-2019 pasal 7.3.4.2, untuk struktur dengan kategori desain seismic D yang memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan sesuai dengan Tabel 3.4, tipe 1b, ρ harus sebesar 1,3. Kategori seismic desain E dan F tidak diizinkan memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan. Untuk struktur yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi berlebihan dengan kategori seismic D, E, atau F, ρ harus sebesar 1,3, kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana ρ diizinkan diambil sebesar 1,0 sebagai berikut.

1. Masing – masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau harus sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 7.3.4.1 Tabel 15 tentang persyaratan untuk masing – masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.
2. Struktur dengan denah beraturan di semua tingkat dengan sistem pemikul gaya seismic terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter pemikul gaya seismic yang merangka pada masing - masing sisi struktur dalam masingmasing arah ortogonal di setiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat, h_{sx} , untuk konstruksi rangka ringan.

3.6.4 Beban Gempa

Ada berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung yang sudah ditentukan oleh SNI 1726-2019 pada Tabel 3 Kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa halaman 24. Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung sesuai Tabel 3 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut Tabel 3.5.

1. Faktor Keutamaan Gempa.

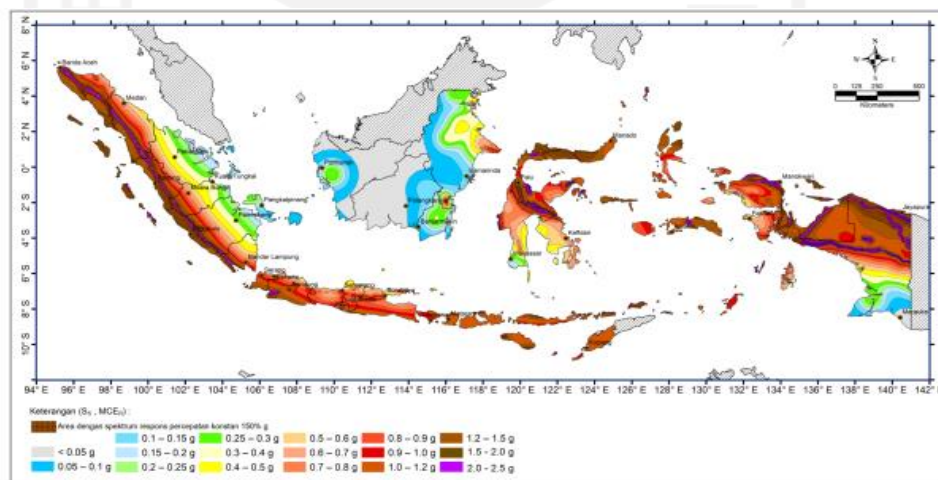
Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan nongedung sesuai Tabel 3 pada SNI 1726:2019 pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa I_e menurut Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Faktor Keutamaan Gempa

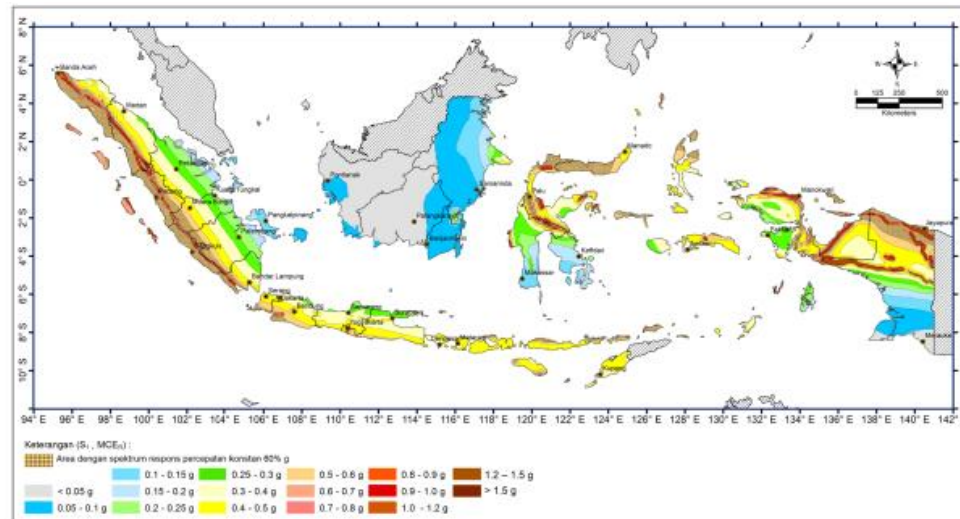
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2. Parameter Percepatan Tanah

Nilai parameter percepatan dapat ditentukan berdasarkan lampiran yang ada di SNI 1726:2019 seperti Gambar 3.4 dan Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.4 Peta Nilai Ss



Gambar 3.5 Peta nilai S_1

3. Koefisien situs dan parameter respons spectral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko – tertarget (MCE), percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat menggunakan persamaan berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.6)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.7)$$

dengan.

S_s = Parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R untuk periode Pendek

S_1 = Parameter repons spectral percepatan gempa MCE_R untuk periode 1,0 dtk

Untuk mendapatkan nilai F_a dan F_v dapat menggunakan interpolasi linear pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.5 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ($MCER$) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Tabel 3.6 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ($MCER$) terpetakan pada 1 detik, S_i					
	$S_i \leq 0,1$	$S_i = 0,2$	$S_i = 0,3$	$S_i = 0,4$	$S_i = 0,5$	$S_i \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

4. Parameter Percepatan Desain

Parameter percepatan desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) dapat menggunakan persamaan berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (3.8)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (3.9)$$

5. Spektrum Respons Desain

Varibel yang harus diperhitungkan terlebih dahulu adalah sebagai berikut.

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS} \quad (3.10)$$

$$T_S = \frac{SD_1}{SDS} \quad (3.11)$$

Ketentuan yang harus dipenuhi pada spektrum respons desain adalah sebagai berikut.

- a. Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain ($S\alpha$) harus diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$S\alpha = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.12)$$

- b. Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain ($S\alpha$) sama dengan S_{DS} .
- c. Untuk periode yang lebih besar dari T_S tetapi lebih kecil dari atau sama dengan T_L , respons spektral desain, $S\alpha$, diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$S\alpha = \frac{SD_1}{T} \quad (3.13)$$

- d. Untuk periode lebih besar dari T_L , respons spektral percepatan desain, $S\alpha$, diambil berdasarkan persamaan berikut.

$$S\alpha = \frac{SD_1 \times T_L}{T^2} \quad (3.14)$$

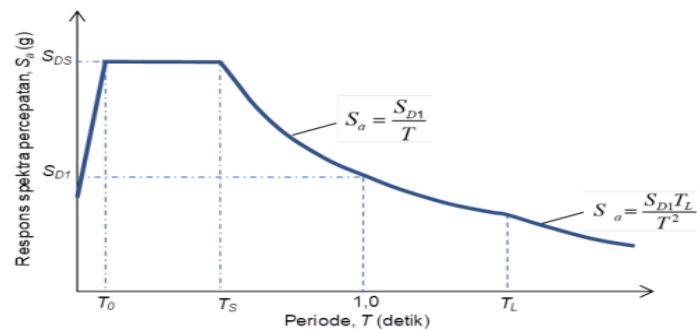
dengan.

S_{DS} = parameter respons spektral percepatan desain pada periode pendek

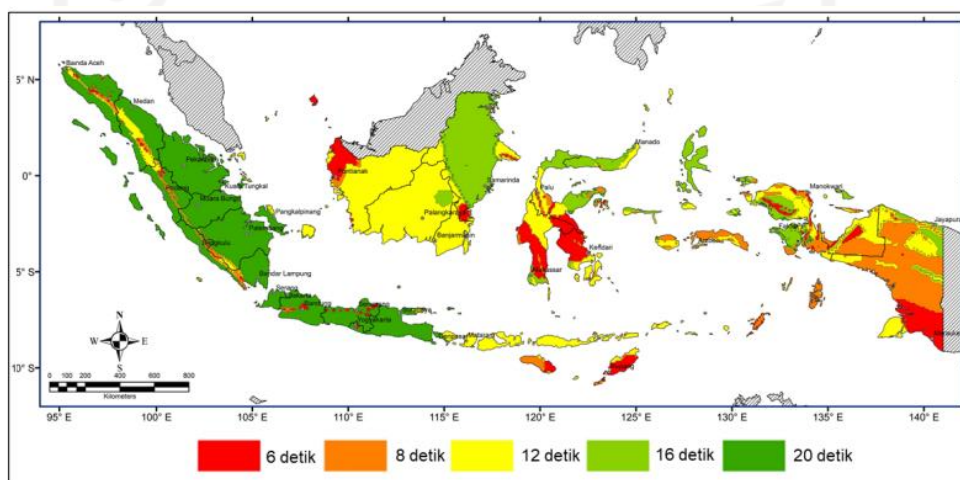
SD_1 = parameter respons spektral percepatan desain pada periode 1 dtk

T = periode getas fundamental struktur

T_L = peta transisi periode panjang yang ditunjukkan pada Gambar 3.6 yang nilainya diambil dari Gambar 3.7



Gambar 3.6 Spektrum Respons Desain



Gambar 3.7 Peta Transisi Periode Panjang T_L , Wilayah Indonesia

6. Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik periode pendek dan periode 1 detik dapat ditentukan berdasarkan perbandingan parameter percepatan desain dan kategori resiko. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik Periode Pendek

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

Tabel 3.8 Kategori Desain Sesimik Periode 1 Detik

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

7. Menentukan Kategori Desain Seismik

Struktur harus memiliki kategori desain seismic sesuai dengan SNI 1726:2019. Menurut SNI 1726:2019, struktur yang memiliki kategori risiko I, II, dan III yang berlokasi di mana parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik (S_1) bernilai lebih besar atau sama dengan 0,75 maka ditetapkan sebagai struktur kategori desain seismik E dan struktur yang memiliki kategori risiko IV yang berlokasi di mana parameter respons spektral pada periode 1 detik bernilai (S_1) bernilai lebih besar atau sama dengan 0,75 maka ditetapkan sebagai struktur kategori seismiknya berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 6.5 Tabel 8 tentang kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pnedek dan SNI 1726:2019 pasal 6.5 Tabel 9 tentang kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik.

8. Pemilihan Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakna harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian struktur, h_n , yang ditunjukkan pada SNI 1729:2019 Tabel 12 halaman 49. Koefisien modifikasi respons, R , faktor kuat lebih sistem, Ω_o , dan faktor pembesaran simpangan lateral C_d , harus digunakan dalam penentuan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain. Sesiap sistem pemikul gaya sesimik yang dipilih harus didesain dan didetailakan sesuai dengna persayratan khusus untuk sistem tersebut sebagaimana ditetapkan dalam dokumen acuan SNI 1729:2019 Pasal 7.2.2 Tabel 12 tentang Faktor R , Ω_o , dan C_d untuk sistem pemikul gaya seismik.

9. Geser Dasar Seismik

Gaya geser dasar seismic (v) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V = C_s W \quad (3.15)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.16)$$

dengan :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif

S_{DS} = parameter respons spektral desain dalam rentang periode pendek

R = koefisien modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan gempa

Nilai C_s yang dihitung sebagai berikut.

Untuk $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.17)$$

Untuk $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.18)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.19)$$

Untuk struktur yang berlokasi di daerah di mana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.20)$$

dengan :

S_{D1} = parameter percepatan respons spektral desain pada periode sebesar 1 detik

T = periode fundamental struktur yang ditentukan

S_1 = parameter percepatan respons spektral maksimum yang dipetakan

10. Periode Fundamental Pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) ditentukan persamaan berikut.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.21)$$

keterangan :

h_n adalah ketinggian struktur (m), koefisien C_t , dan x ditentukan dari Tabel 18 pada SNI 1726:2019

11. Distribusi Vertikal Gaya Seismik

Gaya seismic lateral, F_x , (kN) di sebarang tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3.22)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.23)$$

dengan

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

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

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

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

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur,
 untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$,
 untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$,
 untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

12. Distribusi Horizontal Gaya Seismik

Geser tingkat desain seismic di semua tingkat, V_x (kN), harus ditentukan dari persamaan berikut.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (3.24)$$

keterangan :

F_i adalah bagian dari geser dasar seismic (V) pada tingkat ke- i (kN).

3.7 Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD

LRFD (*Load And Resistance Factor Design*) adalah suatu metode dalam perencanaan bangunan gedung yang memperhitungkan faktor beban dan faktor

ketahanan material. Konsep desain ini pada prinsipnya tegangan yang terjadi dalam setiap elemen struktur harus lebih kecil dari tegangan yang diijinkan. Dengan pengertian lain, beban yang bekerja harus lebih kecil dari kapasitas kekuatan elemen dibagi dengan faktor keamanan atau safety factor.

LRFD memberikan perbandingan yang lebih spesifik antara beban (Q) dan resistensi (R_n), berikut persamaan untuk mendapatkan persyaratan faktor keamanan.

$$\phi R_n \geq \sum y_i Q_i \quad (3.25)$$

dengan

- ϕ = Faktor tahanan sesuai jenis struktur yang ditinjau
- i = Menunjukkan berbagai kondisi
- Q_i = Pengaruh beban nominal
- Y_i = Faktor beban terkait beban Q_i yang ditinjau
- R_n = Kuat nominal, kekuatan elemen yang dihasilkan

Untuk kekuatan harga nominasi resistensi R_n dikalikan dengan faktor resistensi (reduksi kekuatan) ϕ untuk mendapatkan kekuatan desain.

3.8 Kombinasi Pembebanan dalam LRFD

Dalam perencanaan struktur baja dikenal dua konsep perencanaan, yaitu berdasarkan tegangan kerja atau *working stress design* (*Allowable Stress Design* / ASD) dan perencanaan kondisi batas limit atau *limit states design* (*Load and Resistance Factor Design* / LRFD). Penggunaan metode ASD telah digunakan selama kurang lebih 100 tahun dan dalam 20 tahun terakhir perencanaan struktur mulai beralih ke konsep LRFD yang lebih rasional berdasarkan pada konsep probabilitas (Setiawan, 2008). Berdasarkan peraturan yang berlaku pada SNI 1727:2013 tentang beban minimum yang digunakan untuk kombinasi dasar pembebanan metode desain struktur adalah sebagai berikut.

1. $1,4(D+F)$
2. $1,2(D+F+T) + 1,6(L+H) + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$
3. $1,2D \pm 1,6 (L_r \text{ atau } R) + (0,5L \text{ atau } 0,8W)$
4. $1,2D \pm 1,6W + 0,5L + 0,5 (L_r \text{ atau } R)$

$$5. 1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$6. 0,9D \pm 1,6W + 1,6H$$

$$7. 0,9D \pm 1,0E + 1,6H$$

dengan.

D = Beban mati

E = Beban Gempa

L = Beban hidup

Lr = Beban hidup atap

R = Beban hujan

W = Beban angin

3.9 Perencanaan Profil *Bracing*

Pada portal terbuka, simpangan antar tingkat yang cukup besar terjadi pada tingkat – tingkat pada bagian bawah. Agar simpangan antar tingkat pada bagian bawah tidak menimbulkan masalah maka kekakuan struktur harus ditingkatkan. Salah satu caranya adalah dengan memakai *bracing*. Rangka *bracing* konsentrik dibagi menjadi 3 yaitu Sistem Rangka *Bracing* Konsentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka *Bracing* Konsentrik Khusus (SRBKK). SRBKB diharapkan dapat mengalami deformasi inelastik secara terbatas apabila dibebani oleh gaya – gaya yang berasal dari beban gempa rencana. SRBKK struktur diharapkan dapat berdeformasi inelastik cukup besar akibat gaya gempa rencana. *Bracing* yang digunakan sebagai komponen penahan lateral harus memenuhi parameter yang sesuai dengan SNI 1729:2020.

1. Batang *bracing* harus bersifat kompak ($\lambda < \lambda_p$)

a. Cek kekompakan sayap

$$\lambda_{\text{sayap}} < \lambda_c \text{ sayap}$$

$$\lambda_{\text{sayap}} = \frac{b}{2xtf} \quad (3.26)$$

$$\lambda_c \text{ sayap} = 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.27)$$

b. Cek kekompakan badan

$$\lambda_{\text{badan}} < \lambda_c \text{ badan}$$

$$\lambda \text{ badan} = \frac{H-(2xtf)}{tw} \quad (3.28)$$

$$\lambda c \text{ badan} = 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.29)$$

2. Cek kelangsingan profil *bracing*

a. Rasio kelangsingan

$$= \frac{K \times L}{r \text{ min}}$$

b. Batas rasio kelangsingan

$$= 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

c. Kontrol kelangsingan profil

$$= \frac{K \times L}{r \text{ min}} < 4,71 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} < 200$$

3. Perencanaan komponen tarik

Kekuatan tarik desain, $\phi_t P_n$, dan kekuatan tarik izin, P_n/Ω_t , komponen struktur tarik harus merupakan nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang neto.

a. Untuk leleh tarik pada penampang bruto

$$P_n = F_y A_g \quad (3.30)$$

$$\phi_t = 0,9 \text{ (DFBT)} \quad \Omega_t = 1,67 \text{ (DKI)}$$

b. Untuk keruntuhan tarik pada penampang neto

$$P_n = F_u A_e \quad (3.31)$$

$$\phi_t = 0,75 \text{ (DFBT)} \quad \Omega_t = 2 \text{ (DKI)}$$

dengan

A_e = luas neto efektif (mm^2)

A_g = luas bruto dari komponen struktur (mm^2)

F_y = tegangan leleh minimum terspesifikasi (MPa)

F_u = kekuatan tarik minimum terspesifikasi (MPa)

4. Perencanaan komponen tekan

Kekuatan tekan nominal, P_n , harus ditentukan berdasarkan keadaan batas berupa tekuk lentur.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (3.32)$$

Tegangan kritis F_{cr} , ditentukan sebagai berikut

$$\text{a. Bila } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} \leq 2,25$$

$$F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \times F_y \quad (3.33)$$

$$\text{b. Bila } \frac{L_c}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$F_{cr} = 0,877 F_e \quad (3.34)$$

dengan

A_g = luas penampang melintang bruto komponen struktur (mm^2)

E = modulus elastisitas baja (200.000 MPa)

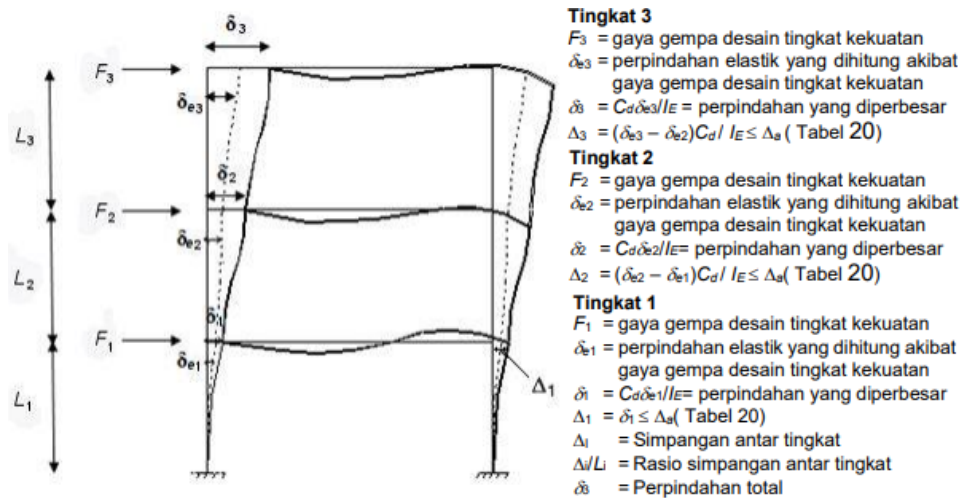
F_y = tegangan leleh minimum terspesifikasi untuk tipe baja yang digunakan

r = radius girasi (mm)

3.10 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar tingkat desain (Δ) menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung

simpangan di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya. Penentuan simpangan antar tingkat dapat dilihat pada Gambar 3.8



Gambar 3.8 Penentuan Simpangan Antar Tingkat

Simpangan pusat massa di tingkat $-x(\delta_x)$ (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$\delta_x = \frac{Cd\delta_{xe}}{I_e} \quad (3.35)$$

dengan

Cd = faktor pembesaran simpangan lateral dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.2.2

δ_{xe} = simpangan di tingkat x yang ditentukan dengan analisis elastic,

I_e = faktor keutamaan gempa

Simpangan antar tingkat desain (Δ) seperti ditentukan dalam perhitungan simpangan tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_d) seperti didapatkan dari SNI 1726:2019 Pasal 7.12.1 tentang simpangan antar tingkat izin ($\Delta_d^{\alpha,b}$).

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Metode penelitian merupakan tata cara atau suatu urutan pelaksanaan penelitian dalam hal mencari solusi atau jawaban atas permasalahan penelitian yang sedang diajukan. Menurut Sugiyono (2010) menjelaskan bahwa metode penelitian adalah cara – cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid, dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan, dan dibuktikan, suatu pengetahuan tertentu sehingga pada gilirannya dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah. Pada bab ini akan dijelaskan mengenai data penelitian, dan tahapan – tahapan penelitian.

4.2 Lokasi Penelitian

Gedung dirancang dengan fungsi bangunan apartemen, dengan kategori resiko bangunan II yang berdiri di atas tanah sedang dan berlokasi di Kota Semarang.

4.3 Pemodelan Struktur

Model struktur yang digunakan untuk objek penelitian adalah struktur rangka baja, dengan jumlah tingkat 20 lantai, dan total tinggi bangunan sebesar 64 meter. Penelitian ini menggunakan 2 pemodelan diuraikan dalam Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1 Pemodelan Struktur

Model	Struktur Penahan Gaya Gempa
1	Struktur baja tanpa <i>bracing</i>
2	Struktur baja dengan <i>bracing</i> X 2-story

Vismanath, dkk (2010) menyatakan bahwa *bracing* sering kali ditempatkan secara vertikal. Penempatan ini dapat memberikan kekakuan yang baik dengan beban tambahan yang minimum dan sangat efektif untuk bangunan *existing* yang

4.4 Data Penelitian

Penelitian tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui seberapa jauh pengaruh penggunaan *bracing* pada struktur asimetris. Struktur bangunan yang akan direncanakan adalah struktur bangunan dengan tipe baja profil WF yang memiliki spesifikasi sebagai berikut

1. Mutu baja yang dipakai adalah BJ 37 dengan tegangan leleh $F_y = 240$ MPa, tegangan putus tarik $F_u = 370$ MPa dan modulus elastis $E = 200000$ MPa.
2. Fungsi bangunan sebagai gedung apartment.
3. Mutu beton yang dipakai $f'_c = 25$ MPa dan modulus elastis $E = 4700\sqrt{f'_c}$.
4. Beban gempa menggunakan metode LRFD yang mengacu pada SNI-1726-2019.
5. Spesifikasi pembebanan material menggunakan peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung.
6. Pembebanan gempa yang digunakan menggunakan metode *respons spectrum* yang berlokasi di Kota Semarang.

Metode yang digunakan dalam penelitian tugas akhir ini menggunakan analisis perencanaan. Dalam suatu perencanaan diperlukan analisis struktur agar diperoleh kemampuan dukung dari suatu struktur sehingga tidak menyebabkan keruntuhan pada bangunan yang direncanakan. Agar perencanaan dapat dilaksanakan, maka analisis dilakukan berdasarkan data yang diperlukan sesuai dengan struktur yang direncanakan.

4.5 Tahapan Analisis

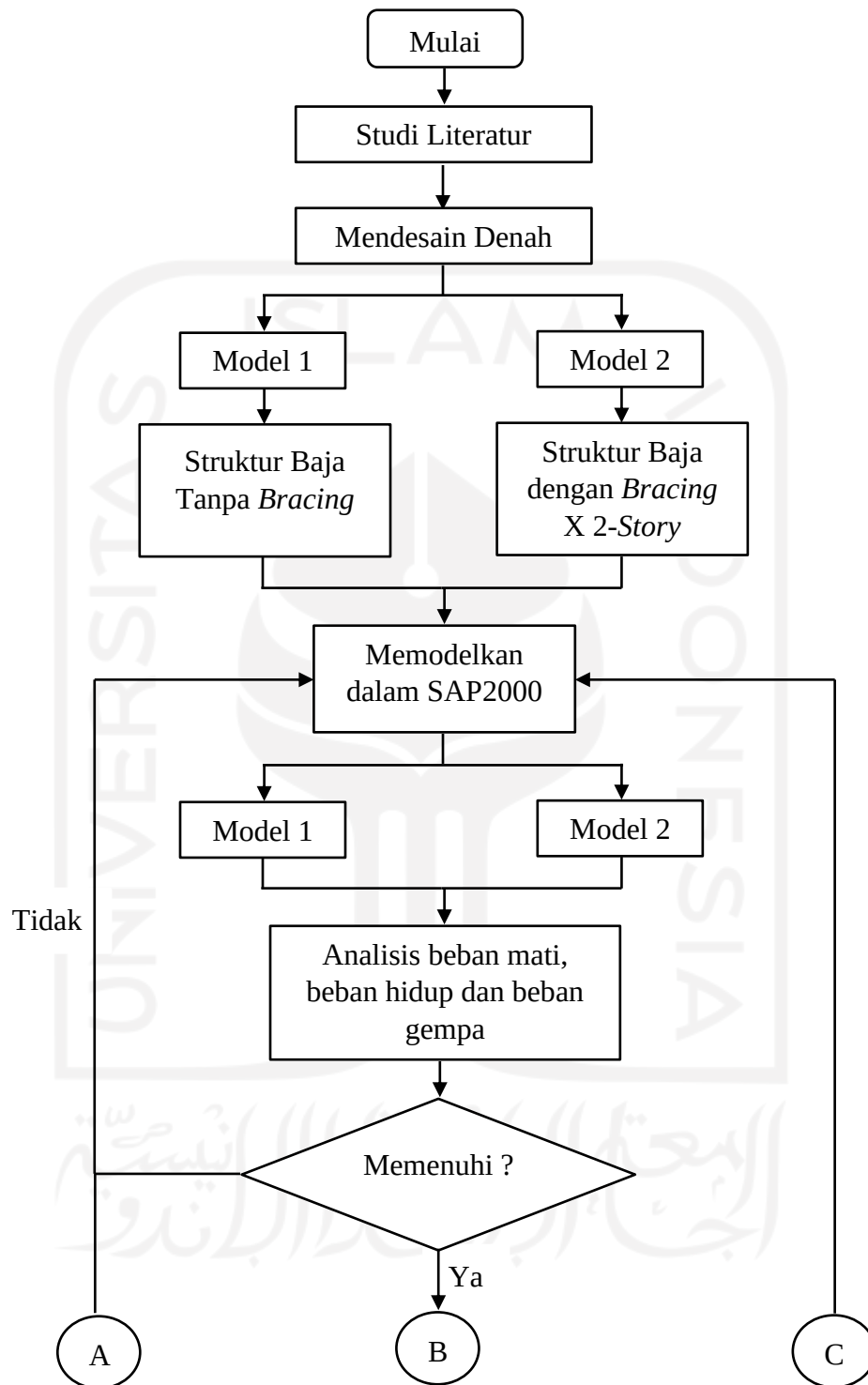
Analisis memiliki tahap – tahap sebagai berikut.

1. Mencari data – data yang mendukung analisa struktur penelitian.
2. Menentukan dan menghitung jenis beban struktur, antara lain beban mati, beban hidup, dan beban gempa.
3. Menginput beban – beban tersebut kedalam SAP2000 setelah dibuat model yang sesuai dengan dimensi dan spesifikasi material yang telah ditentukan.
4. Menjalankan program dan memilih jenis output yang digunakan dalam analisis.

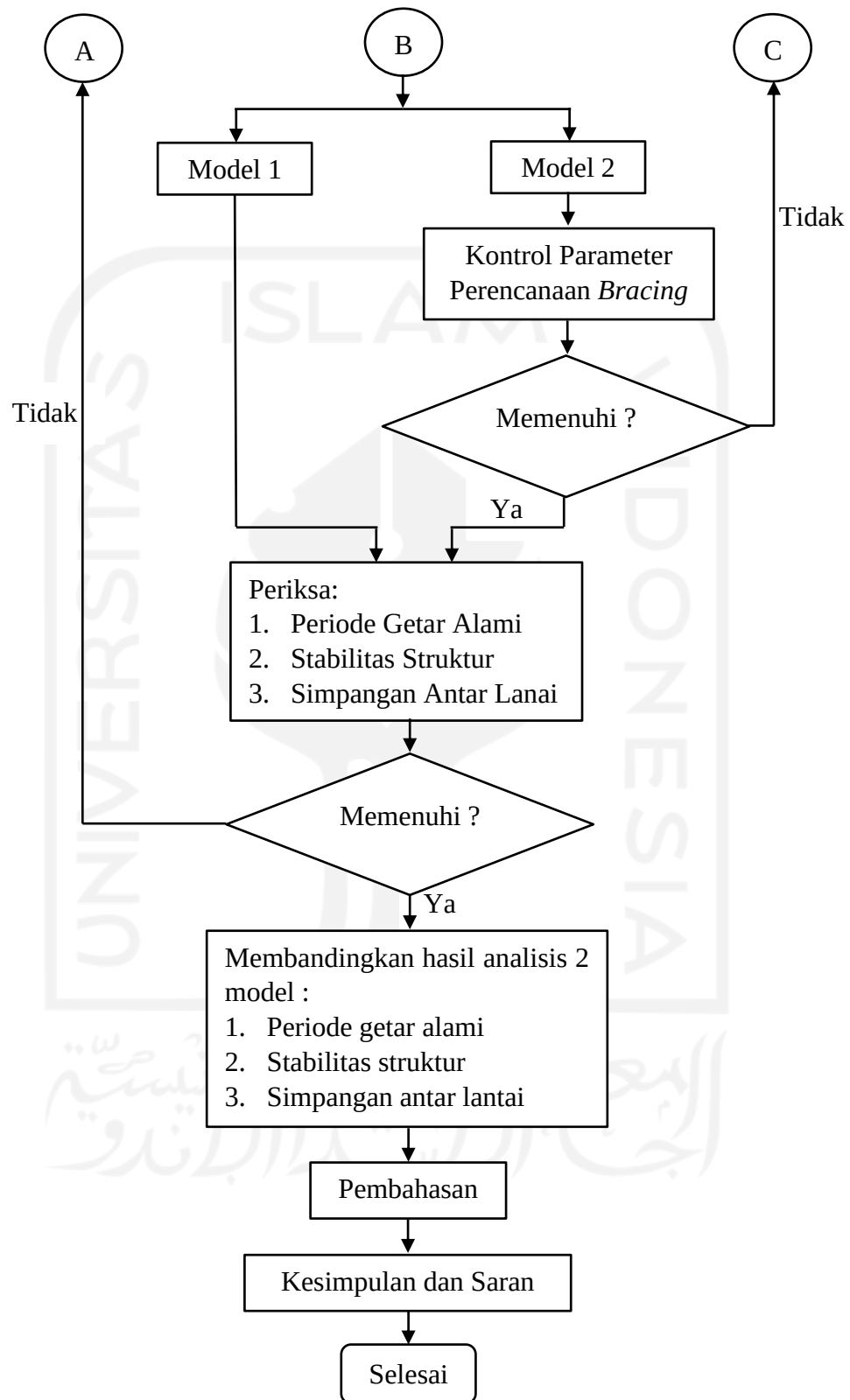
5. Mendesain elemen struktur dengan metode AISC-LRFD.
6. Melakukan beberapa kontrol struktur terhadap model struktur untuk mengetahui perbandingan perilaku struktur sesuai dengan tujuan penelitian terhadap 2 model yang ditinjau.
7. Mengambil keputusan dengan berdasarkan hasil dari analisis data dan pembahasan penelitian, kemudian menarik beberapa kesimpulan yang sesuai dengan tujuan dari penelitian tugas akhir.

4.6 Bagan Alir Penelitian

Flowchart atau Diagram Alir adalah gambar simbol – simbol yang digunakan untuk menggambarkan urutan proses atau instruksi – instruksi yang terjadi didalam suatu program computer secara sistematis dan logis, Sugiyono (2010). Bagan alir penelitian merupakan penjelasan secara singkat mengenai tahapan – tahapan dalam menjalankan rangkaian penelitian. Tahapan penelitian yang akan dilakukan ditunjukkan dengan *Flowchart* pada Gambar 4.3 berikut.



Gambar 4.3 Flowchart Tahapan Analisis dan Desain



Gambar 4.3 Lanjutan Flowchart Tahapan Analisis dan Desain

BAB V

PERHITUNGAN ANALISIS

5.1 Pendahuluan

Analisis dan pembahasan hasil analisis akan dibahas pada bab v ini. Meliputi analisis pembebanan, penentuan profil, cek ketidakberaturan horizontal torsional, cek ketidakberaturan vertical, simpangan lantai, story drift, cek efek P-delta, dan momen lentur bangunan. Hasil analisis nantinya disajikan dalam bentuk tabel maupun grafik.

5.2 Perhitungan Pembebanan

5.2.1 Beban Mati Bangunan

Beban mati ialah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang. Beban mati bangunan terdiri dari beban mati akibat elemen struktur bangunan dan beban mati tambahan. Beban mati tambahan yang termasuk pada perhitungan ini adalah beban dinding bangunan, beban pada pelat lantai, beban pada tangga, dan beban lift. Perhitungan beban mati yang digunakan dapat dilihat pada uraian berikut.

1. Beban mati pelat lantai

Plat Lantai	= 0,12 m x 2400	= 2,8252 kN/m ²
Spesi	= 0,02 m x 2000 kg/m ²	= 0,3924 kN/m ²
Pasir	= 0,03 m x 1600 kg/m ²	= 0,4709 kN/m ²
Keramik	= 24 kg/m ²	= 0,2354 kN/m ²
Plafond	= 20 kg/m ²	= 0,1962 kN/m ²
Total beban tambahan plat lantai		= 1,2949 kN/m ²

2. Beban mati pelat atap

Pelat beton	= 0,1 m x 2400 kg/m ²	= 2,3544 kN/m ²
Spesi	= 0,02 m x 2000 kg/m ²	= 0,3924 kN/m ²
Plafon	= 20 kg/m ²	= 0,196 kN/m ²
Pasir	= 0,03 m x 1600 kg/m ²	= 0,15 kN/m ²
Lapisan Waterproof	= 5 kg/m ²	= 0,0491 kN/m ²

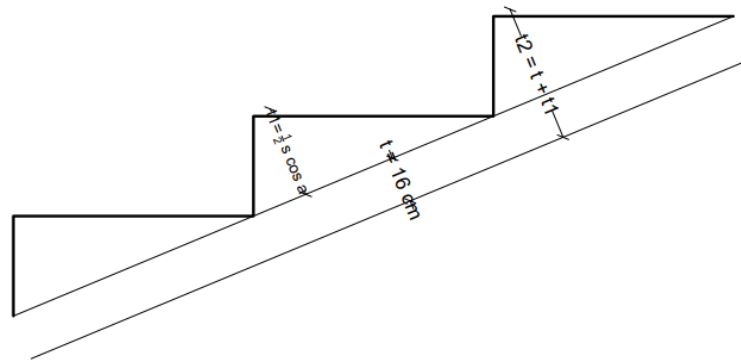
$$\text{Total beban tambahan plat lantai} = 1,1085 \text{ kN/m}^2$$

3. Beban mati dinding

$$\text{Beban total} = 3,2 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 8,64 \text{ kN/m}$$

4. Beban mati pada tangga

Pada penelitian ini tangga tidak dimodelkan, namun tetap dimasukkan berat sendiri tangga sebagai pembebanan pada bangunan. Tebal pelat tangga diketahui (t) = 160 mm merupakan tebal dari pelat tangga. Berikut merupakan dimensi pelat tangga, dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Dimensi Pelat Tangga

$$\begin{aligned} t1 &= \frac{1}{2} S \cos \alpha \\ &= \frac{1}{2} 160 \cos (\tan^{-1} (\text{optrade/antrade})) \\ &= \frac{1}{2} 160 \cos (\tan^{-1} (160/320)) \\ &= \frac{1}{2} 160 \cos (26.565) \\ &= 71,554 \text{ mm} \\ t2 &= t + t1 \\ &= 160 + 71.554 \\ &= 231,554 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga dapat dihasilkan perhitungan beban mati pada pelat tangga sebagai berikut.

$$\text{Pelat tangga} = 24 \times 0,072 \times 1,588 = 2,744 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spesi} = 21 \times 1,588 \times 0,00981 = 0,327 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pasir} = 80 \times 1,588 \times 0,00981 = 1,246 \text{ kN/m}$$

Beban mati pada pelat tangga = 4,317 kN/m

Perhitungan beban mati pada pelat bordes adalah sebagai berikut

Pelat bordes = $24 \times 0.16 \times 1$ = 3,84 kN/m

Spesi = $21 \times 1 \times 0,00981$ = 0,206 kN/m

Pasir = $80 \times 1 \times 0,00981$ = 0,785 kN/m

Beban mati pada pelat bordes = 4,831 kN/m

5. Beban mati pada lift

Pada penelitian ini lift tidak dimodelkan, namun tetap dimasukkan berat sendiri lift sebagai pembebanan pada bangunan. Menurut *planning guide Hyundai elevator*, pembebanan yang terjadi pada struktur lift ada pada ruang mesin. Pembebanan menurut *planning guide hyundai elevator* pada beban lift dapat dilihat sebagai berikut.

Kapasitas = 15 orang (1150 kg)

Tipe pembukaan lift = 2P-CO

Clear opening (OP) = 1000 mm

Car size (CA x CB) = $1200 \times 2200 \text{ mm}^2$

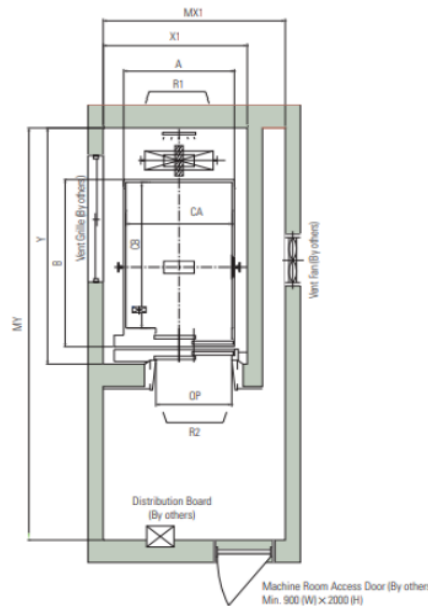
Hoistway size (mm) = $2100 \times 2650 \text{ mm}^2$

Machine room size = $2400 \times 4350 \text{ mm}^2$

M/C Room (R1) = 6600 kg

M/C Room (R2) = 5100 kg

Berikut merupakan gambar lift tipe *luxen gearless elevators*, dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut



Gambar 5.2 Potongan Ruang Mesin Lift

5.2.2 Beban Hidup

Perhitungan beban hidup dalam analisis ini menggunakan SNI 1727:2013 tentang beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain. Penggunaan bangunan adalah bangunan perkantoran, berdasarkan SNI 1727:2013 perlu dilakukan reduksi beban hidup apabila nilai perkalian antara faktor elemen beban hidup (K_{II}) dengan luasan tributary (A_T) dalam lebih dari $37,16 \text{ m}^2$, maka dilakukan pengecekan perlu tidaknya reduksi beban hidup. Pengecekan dilakukan dengan mengambil contoh lobi sebagai fungsi ruangan sebagai berikut

Fungsi ruangan = Lobi

A_T = $6,7 \text{ m} \times 6,23 \text{ m} = 41,74 \text{ m}^2$

K_{II} = 1

$A_T \times K_{II}$ = $41,74 \text{ m}^2 \times 1 = 41,74 \text{ m}^2$

L_o = $4,79 \text{ kN/m}^2$

L = $L_o \times \left(\frac{1}{4} + \frac{4,57}{\sqrt{L}} \right)$
 $= 4,79 \times \left(\frac{1}{4} + \frac{4,57}{\sqrt{41,74}} \right)$
 $= 4,59 \text{ kN/m}^2$

Nilai beban hidup minimum pada masing – masing fungsi ruangan dapat dilihat pada tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Beban Hidup Minimum

Fungsi Ruangan	AT	Lo	Keterangan	L
	m ²	kN/m ²		kN/m ²
Kamar Apartment	42,545	1,92	Perlu Direduksi	1,83
Lobi	41,741	4,79	Perlu Direduksi	4,59
Toilet	18,06	1,92	Tidak Perlu Direduksi	1,92
Koridor Lt 1	38,19	4,79	Perlu Direduksi	4,74
Koridor Lt 2-n	38,19	3,83	Perlu Direduksi	3,79

dengan

AT = Luas Tributari (m²)

Lo = Faktor Elemen Beban Hidup (kN/m²)

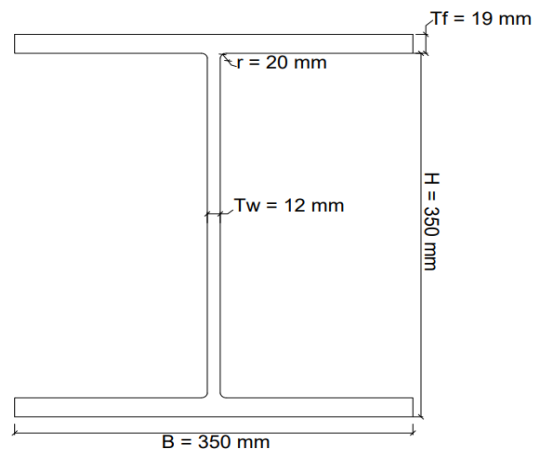
L = Beban Hidup Tereduksi (kN/m²)

5.3 Penentuan Dimensi Struktur

Sebelum melakukan analisis struktur bangunan yang dimodelkan pada penelitian ini, dilakukan penentuan profil struktur yang akan digunakan, dalam menentukan profil stuktur, penelitian ini mengikuti peraturan SNI 1729:2020 tentang spesifikasi pada struktur gedung bangunan baja. Komponen struktur yang dihitung adalah komponen struktur balok dan kolom pada gedung, dimana kapasitas suatu profil harus lebih dari gaya ultimit suatu struktur :

5.3.1 Dimensi Kolom, Balok, dan Plat

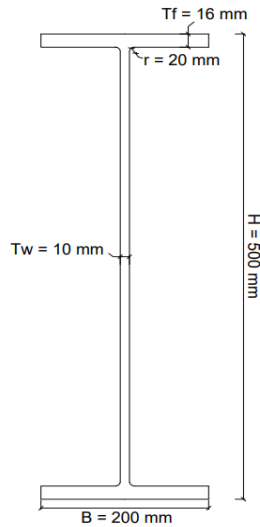
1. Pada bangunan ini digunakan kolom baja dengan profil IWF dengan ukuran 350x350 mm. Penampang profil baja kolom dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut



Gambar 5.3 Penampang Profil Baja IWF 350x350

L	$= 3200 \text{ mm}$	A_g	$= 17390 \text{ mm}^2$
F_y	$= 240 \text{ Mpa}$	I_x	$= 403000000 \text{ mm}^4$
F_u	$= 370 \text{ Mpa}$	I_y	$= 136000000 \text{ mm}^4$
E	$= 200000 \text{ Mpa}$	K	$= 1$
H	$= 350 \text{ mm}$	r_x	$= 152 \text{ mm}$
B	$= 350 \text{ mm}$	r_y	$= 88,4 \text{ mm}$
T_f	$= 19 \text{ mm}$	r	$= 20 \text{ mm}$
T_w	$= 12 \text{ mm}$	K_z	$= 0,5$

2. Pada komponen struktur balok induk, digunakan profil baja IWF 500x200 mm. Penampang profil balok induk yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut



Gambar 5.4 Penampang Profil Baja IWF 500x200

L	$= 6300 \text{ mm}$	A_g	$= 11420 \text{ mm}^2$
F_y	$= 240 \text{ Mpa}$	I_x	$= 478000000 \text{ mm}^4$
F_u	$= 370 \text{ Mpa}$	I_y	$= 21400000 \text{ mm}^4$
E	$= 200000 \text{ Mpa}$	K	$= 1$
H	$= 500 \text{ mm}$	r_x	$= 205 \text{ mm}$
B	$= 200 \text{ mm}$	r_y	$= 43,3 \text{ mm}$
T_f	$= 16 \text{ mm}$	r	$= 20 \text{ mm}$
T_w	$= 10 \text{ mm}$	K_z	$= 0,5$

- a. Cek daktilitas elemen

$$\lambda_f = \frac{B}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6,25 < \lambda_{hd} = 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,66$$

$$\lambda_w = \frac{H - 2(t_f + r)}{t_w} = 42,8 < \lambda_{hd} = 2,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 79,67$$

- b. Menghitung jarak max *bracing* ($L_b \text{ max}$)

$$L_p = 0,08 \times r_y \times E/F_y$$

$$L_p = 0,08 \times 43,3 \times 200000/240$$

$$L_p = 2886,667$$

- c. Jarak *bracing* antara sendi plastis

$$L = 6350 > L_p = 2886,667$$

Maka ditambah 3 balok anak

$$L_b = 1588,8 \text{ mm}$$

Sehingga $L_b < L_p$

- d. Plastis length limit (L_p)

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2199,94 \text{ mm}$$

- e. Flexure capacity (M_n)

$$z = 2 \times (B \times t_f \times 0,5(h + t_f) + t_w \times 0,5h \times 0,25h)$$

$$z = 2096360$$

$$M_n = F_y \times z / 10^6 = 503,13 \text{ MPa}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times \quad = 452,814 \text{ MPa}$$

- f. M_u yang ditahan balok anak pada sendi plastis

$$M_u = 0,06 \times R_y \times F_y \times z$$

$$M_u = 0,06 \times 1,5 \times 240 \times 2096360 / 10^6$$

$$M_u = 45,28 \text{ kNm}$$

- g. M_u yang ditahan balok anak di luar sendi plastis

$$M_r = R_y \times F_y \times z$$

$$M_r = 1,5 \times 240 \times 2096360 / 10^6$$

$$M_r = 755 \text{ kNm}$$

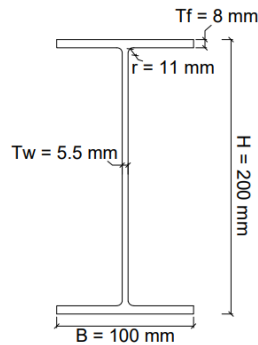
$$M_u = \frac{0,024 \times M_r \times L}{n \times C_b \times L_b}$$

$$M_u = \frac{0,024 \times 755 \times 6350}{3 \times 1 \times 1588}$$

$$M_u = 24,15 \text{ kNm}$$

Maka M_u pakai adalah 45,28 kNm

3. Komponen struktur balok anak, digunakan profil baja IWF 200x100 mm. Penampang profil balok anak yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Penampang Profil Baja IWF 200x100

L	$= 3350 \text{ mm}$	A_g	$= 2716 \text{ mm}^2$
F_y	$= 240 \text{ Mpa}$	I_x	$= 18400000 \text{ mm}^4$
F_u	$= 370 \text{ Mpa}$	I_y	$= 1340000 \text{ mm}^4$
E	$= 200000 \text{ Mpa}$	K	$= 1$
H	$= 200 \text{ mm}$	r_x	$= 82,4 \text{ mm}$
B	$= 100 \text{ mm}$	r_y	$= 22,2 \text{ mm}$
T_f	$= 8 \text{ mm}$	r	$= 11 \text{ mm}$
T_w	$= 5,5 \text{ mm}$	K_z	$= 0,5$

a. Elemental cek

$$\lambda_f = \frac{B}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8} = 6,25 < \lambda_c = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,75$$

$$\lambda_w = \frac{H-2(t_f+r)}{t_w} = 29,5 < \lambda_c = 3,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 104,65$$

b. Plastis length limit (L_p)

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1105,12$$

Maka $L_b > L_p \rightarrow$ cek limit length (L_r)

c. Cek limit length (L_r)

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

$$h = 200 - 2(8 + 11)$$

$$h = 162 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \frac{b}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h x t_w}{6 x v x t_f} \right)}}$$

$$r_{ts} = 26,152$$

$$h_o = H - t_f$$

$$h_o = 200 - 8$$

$$h_o = 192 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{3} \times h_o \times t_w^3 + 2 \times \frac{1}{3} \times b \times t_f^3$$

$$J = 44781,133 \text{ mm}^4$$

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 3676,410 \text{ mm}$$

d. Momen nominal (M_n)

$$z = 2 \times (B \times t_f \times 0,5(h + t_f) + t_w \times 0,5h \times 0,25h)$$

$$z = 172085,5 \text{ mm}^3$$

$$M_p = F_y \times z$$

$$M_p = 240 \times 172085,5$$

$$M_p = 43,021 \text{ kNm}$$

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

$$M_n = 36,15 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 36,15 = 32,53 \text{ kNm}$$

karena nilai $M_u = 45,28 \text{ kNm}$ dan $M_n = 32,53 \text{ kNm}$ pada profil yang dintjau sudah sesuai persyaratan yaitu, $M_u > M_n$ maka profil aman dan tidak perlu mengganti profil.

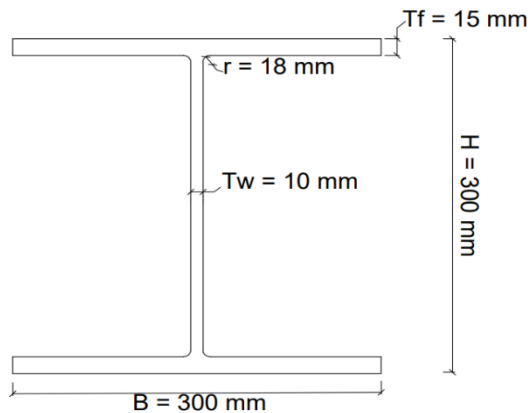
4. Tebal pelat lantai yang digunakan pada bangunan ini memiliki ketebalan sebesar 12 cm di semua lantai dan 10 cm pada pelat atap

5.3.2 Perencanaan Profil Bracing

Pada penelitian ini metode yang digunakan untuk menentukan profil bracing ialah dengan *trial and error* dengan menggunakan SAP2000. Tujuan dari *trial and error* ini adalah agar didapatkan profil bracing yang aman terhadap gaya tekan dan tarik.

1. Perhitungan Kapasitas Tekan Profil *Bracing*

a. Detail Dimensi Profil IWF 350x350



Gambar 5.6 Detail Profil *Bracing*

L	$= 7155 \text{ mm}$	A_g	$= 11980 \text{ mm}^2$
F_y	$= 240 \text{ Mpa}$	I_x	$= 204000000 \text{ mm}^4$
F_u	$= 370 \text{ Mpa}$	I_y	$= 67500000 \text{ mm}^4$
E	$= 200000 \text{ Mpa}$	K	$= 1$
H	$= 300 \text{ mm}$	r_x	$= 131 \text{ mm}$
B	$= 300 \text{ mm}$	r_y	$= 75.1 \text{ mm}$
T_f	$= 15 \text{ mm}$	r	$= 18 \text{ mm}$
T_w	$= 10 \text{ mm}$	K_z	$= 0.5$

b. Cek Kekompakan Profil

$$\lambda_{\text{Sayap}} = \frac{B}{2 \times t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$$

$$\lambda_{c \text{ Sayap}} = 0.56 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0.56 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 16.166$$

$$\text{Kontrol} = 9.21 < 16.166 \longrightarrow \text{Profil Kompak Sayap}$$

$$\lambda_{\text{Badan}} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{H - 2t_f}{t_w} = \frac{300 - (2 \times 15)}{10} = 27$$

$$\lambda_{c \text{ Badan}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 43.013$$

$$\text{Kontrol} = \lambda_{\text{Badan}} < \lambda_{c \text{ Badan}} \longrightarrow \text{Profil Kompak Badan}$$

c. Cek Kelangsingan Profil *Bracing*

$$\text{Rasio Kelangsingan} = \frac{KxL}{r} = \frac{1x7155}{75.1} = 95.273$$

$$\text{Batas Rasio Kelangsingan} = 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 4.71 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} = 135,966$$

$$\text{Kontrol} = 95,273 < 135,966 \longrightarrow \text{Profil Kelangsingan Rendah}$$

d. Perhitungan Nilai F_e

Torsional Buckling (TB)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(Kz \times L)^2} G \times J \right] \times \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \times 200000 \times 1.371 \times 10^{12}}{0.5 \times 7155^2} + 77200 \times 427500 \right] \times \frac{1}{(20400 + 6750) \times 10^4}$$

$$F_e = 997,582 \text{ Mpa}$$

Flexural Buckling (FB)

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{\frac{KxL^2}{r_{\min}}} = \frac{\pi^2 \times 200000}{95.273^2} = 217,465 \text{ Mpa}$$

Nilai F_e diambil yang terkecil antara TB dan FB.

$$\text{Jadi } F_e = 217,465 \text{ Mpa}$$

e. Perhitungan Nilai F_{cr} dan ϕP_n

$$\text{Karena didapatkan nilai } \frac{KxL}{r} < 4.71 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \longrightarrow 95.273 < 135,966$$

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] \times F_y = 151,22 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times F_{cr} \times A_g = 0,85 \times 151,22 \times 11980$$

$$\phi P_n = 1539,844 \text{ kN}$$

$$P_u = 1316,97 \text{ kN}$$

Karena $\phi P_n > P_u \longrightarrow$ Komponen *Bracing* Aman Terhadap Gaya Tekan

2. Perhitungan Kapasitas Tarik Profil *Bracing*

Kekakuan tarik desain, ϕT_n , dari komponen struktur tarik, harus nilai terendah yang diperoleh sesuai dengan keadaan batas dari leleh tarik pada penampang bruto dan keruntuhan tarik pada penampang netto

a. Untuk leleh tarik pada penampang bruto

$$\phi T_n = F_y \times A_g$$

$$= \frac{0.9 \times 240 \times 11980}{1000}$$

$$= 2587,68 \text{ kN}$$

b. Untuk keruntuhan tarik pada penampang netto

$$\phi T_n = F_u \times A_e$$

$$A_e = A_{netto} \times U$$

$$\begin{aligned} 1) \quad A_n &= A_g - (\text{jumlah baut} \times \text{diameter lubang baut} \times \text{Tebal Plat}) \\ &= 11980 - (2 \times 22 \times 10) \\ &= 11540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_n \leq 0,85 \times A_g$$

$$\begin{aligned} 0,85 \times A_g &= 0,85 \times 11980 \\ &= 10183 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga nilai A_{netto} yang digunakan adalah 10183 mm²

2) Menghitung Nilai Faktor *Shear-Log* (U)

Berdasarkan Tabel D3.1 SNI 1729:2020, nilai faktor *Shear-Log* untuk komponen tarik dengan baut dan las dihitung dengan persamaan berikut

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{x}{t} \\ &= 1 - \frac{((0,5 \times 10) + 10)}{300} \\ &= 0,95 \end{aligned}$$

3) Luas Efektif (A_e)

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 10183 \times 0,95 \\ &= 9673.85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

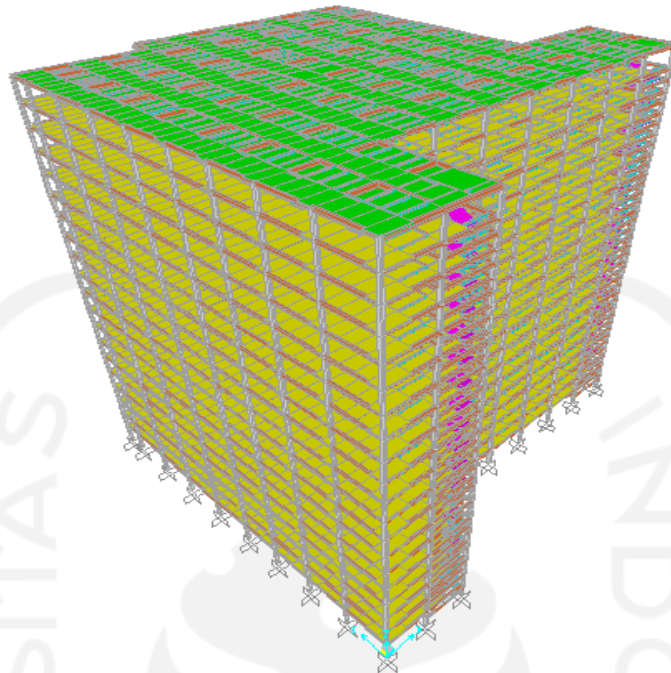
$$\begin{aligned} \phi T_n &= F_u \times A_e \\ &= 370 \times 9673.85 \\ &= 3579.32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan diatas, nilai kapasitas tarik profil *bracing* yang digunakan adalah sebesar 3579,32 kN. Nilai kapasitas tarik porfil *bracing* harus lebih besar sama dengan nilai gaya tarik yang terjadi.

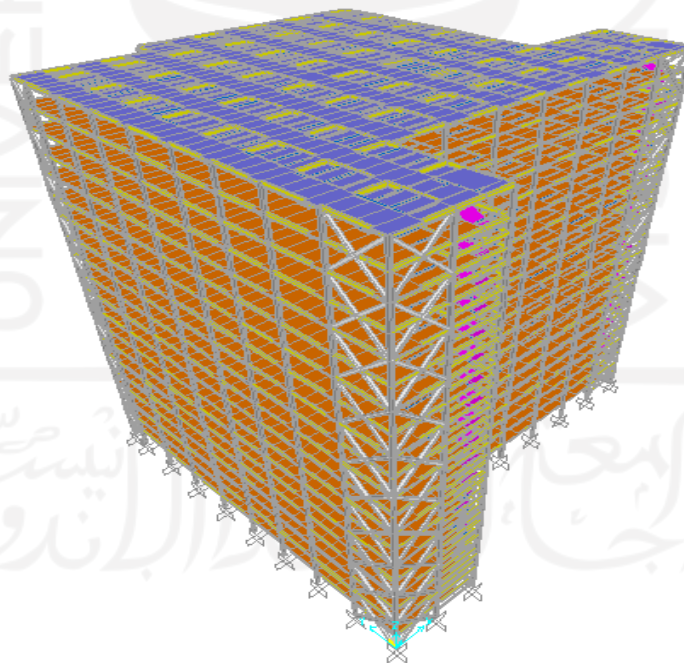
$$\phi T_n \geq T_u$$

$$3579,32 \text{ kN} \geq 1215,558$$

Pemodelan struktur baja tanpa *bracing* dan struktur baja dengan *bracing* X 2-story dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8 berikut,



Gambar 5.7 Model 1 Struktur Baja 3D Tanpa *Bracing*



Gambar 5.8 Model 2 Struktur Baja 3D dengan *Bracing* X 2-Story

Dapat dilihat dari gambar di atas bahwa pada model 2 yang ditinjau letak *bracing* di tempatkan pada tiap sudut luar bangunan, hal ini dilakukan karena peneliti sudah melakukan trial and error untuk perletakan *bracing* paling kaku.

Ditemukan bahwa penempatan *bracing* pada tiap sudut luar bangunan dinilai yang paling kaku.

3. Rekapitulasi Penggunaan Profil pada Bangunan Baja

Rekap penggunaan profil bangunan baja pada dua model dapat dilihat pada Tabel 5.2 dan Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.2 Rekapitulasi Profil pada Bangunan Baja Tanpa *Bracing*

Lantai	Profil Kolom	Profil Balok Anak	Profil Balok Induk
20	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
19	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
18	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
17	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
16	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
15	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
14	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
13	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
12	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
11	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
10	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
9	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
8	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
7	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
6	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
5	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
4	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
3	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
2	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200
1	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200

Tabel 5.3 Rekapitulasi Profil pada Bangunan Baja dengan *Bracing*

Lantai	Profil Kolom	Profil Balok Anak	Profil Balok Induk	Profil <i>Bracing</i>
20	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
19	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
18	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
17	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
16	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
15	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
14	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
13	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
12	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
11	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
10	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
9	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
8	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
7	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
6	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
5	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
4	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
3	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	
2	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	IWF 300x300
1	IWF 350x350	IWF 200x100	IWF 500x200	

5.4 Perhitungan Beban Gempa

Perhitungan nilai beban gempa pada penelitian ini mengacu pada SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan struktur akibat beban gempa untuk jenis bangunan gedung. Berikut ini uraian langkah – langkah perhitungan nilai beban gempa

1. Penentuan Faktor Keutamaan dan Kateogri Risiko Bangunan

Pada penelitian ini, bangunan yang dianalisis memiliki fungsi sebagai gedung apartmen. Bangunan ini berlokasi di daerah Semarang, Jawa Tengah. Berdasarkan Tabel 3 SNI 1726:2019, bangunan ini termasuk pada kategori risiko II. Sedangkan pada Tabel 4 SNI 1726:2019 menunjukan bahwa bangunan yang memiliki risiko terhadap beban gempa tingkat II, maka nilai dari faktor keutamaan bangunan (I_e) yang sudah ditetapkan adalah sebesar 1,0. Selain itu, pada Tabel 5 SNI 1726:2019, tipe kelas situs dari bangunan yang akan dianalisis ini adalah SD atau berada diatas tanah sedang.

2. Penentuan Nilai S_1 dan S_s

Berdasarkan SNI 1726:2019, besaran nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) dan pada periode 1 detik (S_1) bergantung pada letak geografis dari bangunan yang akan dianalisis. Dalam menentukan nilai S_s dan S_1 , dapat dilihat pada peta MCE_R yang terdapat di Gambar 15 dan 16 dalam SNI 1726:2019. Nilai S_s diambil sebesar 0,87 g dan nilai S_1 diambil sebesar 0,35 g.

3. Penentuan Nilai F_v dan F_a

Nilai faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v) bergantung dengan nilai S_s dan S_1 bangunan, nilai F_v dan F_a dapat dilihat pada Tabel 6 dan 7 pada SNI 1726:2019. Pada bangunan yang akan dianalisa ini didapatkan nilai F_v sebesar 1,95 dan untuk nilai F_a sebesar 1,15.

4. Penentuan Nilai S_{MS} dan S_{M1}

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) ditentukan berdasarkan persamaan sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s$$

$$S_{MS} = 1,15 \times 0,87$$

$$S_{MS} = 1,001$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1$$

$$S_{M1} = 1,95 \times 0,35$$

$$S_{M1} = 0,683$$

5. Perhitungan nilai S_{DS} dan S_{D1}

Nilai parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) dapat ditentukan dengan rumus berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times 1,001$$

$$S_{DS} = 0,667$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 0,683$$

$$S_{D1} = 0,455$$

6. Penentuan nilai C_{RS} dan C_{R1}

Nilai terpetakan koefisien risiko spesifik situs untuk periode pendek (C_{RS}) dan nilai terpetakan koefisien risiko spesifik situs untuk periode 1 detik (C_{R1}) bergantung pada letak dari suatu bangunan. Kedua nilai tersebut

didapat dari mengamati Gambar 18 dan 19 pada SNI 1726:2019. Pada analisis ini digunakan nilai C_{RS} adalah 0,92 dan untuk nilai C_{RI} adalah 0,94

7. Perhitungan nilai S_{DSR} dan S_{D1R}

Nilai S_{DSR} dan S_{D1R} didapatkan dengan cara mengalikan nilai S_{DS} dan S_{D1} dengan nilai C_{RS} dan C_{RI} seperti uraian berikut.

$$S_{DSR} = S_{DS} \times C_{RS}$$

$$S_{DSR} = 0,667 \times 0,92$$

$$S_{DSR} = 0,614$$

$$S_{D1R} = S_{D1} \times C_{RI}$$

$$S_{D1R} = 0,455 \times 0,94$$

$$S_{D1R} = 0,428$$

8. Desain respons spektrum

Hasil dari desain respons spektrum ini akan digunakan sebagai beban gempa yang digunakan pada tahap menganalisis struktur bangunan. Berikut uraian perhitungan desain respons spektrum yang digunakan.

a. Perhitungan nilai T_0

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

$$T_0 = 0,2 \times \frac{0,455}{0,667}$$

$$T_0 = 0,14 \text{ detik}$$

b. Perhitungan nilai T_s

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_s = \frac{0,455}{0,667}$$

$$T_s = 0,68 \text{ detik}$$

c. Nilai T_L ditentukan melalui Gambar 20 pada SNI 1726:2019, nilai T_L sebesar 6 detik

9. Mencari nilai S_a

a. Spektrum respons percepatan desain S_a untuk $T < T_0$.

$$S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 (T/T_0))$$

$$= 0,667 (0,4 + 0,6 (0/0,14))$$

$$= 0,2668$$

b. Spektrum respons percepatan desain S_a untuk $T = T_0$ dan $T \leq T_s$.

$$S_a = S_{DS}$$

$$= 0,667$$

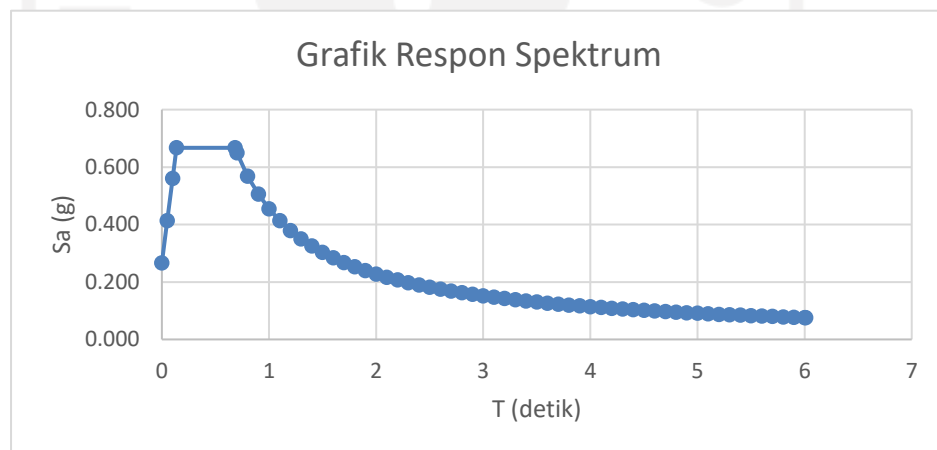
- c. Spektrum respons percepatan desain S_a untuk $T > T_s$.

$$\begin{aligned} S_a &= S_{D1} / T_s \\ &= 0,455 / 0,68 \\ &= 0,6691 \end{aligned}$$

- d. Spektrum respons desain percepatan desain S_a untuk $T > T_L$.

$$\begin{aligned} S_a &= (S_{D1} \times T_L) / T^2 \\ &= (0,455 \times 6) / 6,01^2 \\ &= 0,0757 \end{aligned}$$

Hasil dari perhitungan desain respons spektrum, didapatkan grafik hubungan antara T (periode) dan S_a , dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut



Gambar 5.9 Desain Respons Spektrum

10. Penentuan nilai R , Ω_0 , dan C_d
 Nilai dari modifikasi respons (R), faktor kuat lebih sistem (Ω_0) dan koefisien amplifikasi defleksi (C_d) ditentukan oleh tipe sistem penahan gaya gempa lateral dan vertikal dasar yang terdapat pada Tabel 12 dalam SNI 1726:2019. Bangunan yang akan diteliti memiliki kategori desain seismik D maka, bangunan yang akan ditinjau menggunakan sistem penahan gaya seismik berupa rangka baja pemikul momen khusus dan sistem rangka baja dengan *bracing* konsentris khusus. Berdasarkan Tabel 12 dalam SNI 1726:2019, nilai R , Ω_0 , dan C_d dapat ditentukan sebagai berikut.
 - a. Rangka baja pemikul momen khusus

$$R = 8$$

$$\Omega_0 = 3$$

$$C_d = 5,5$$

- b. Rangka baja dengan *bracing* konsentris khusus

$$R = 7$$

$$\Omega_0 = 2,5$$

$$C_d = 5,5$$

11. Waktu getar alami

Periode fundamental struktur (T) dapat ditentukan dengan cara membandingkan hasil periode dari analisis program dan periode yang ditentukan. Adapun syarat dari metode penentuan periode fundamental struktur adalah sebagai berikut

- $T_c < T_a$, maka $T = T_c$
- $T_a < T_c < C_u \times T_a$, maka $T = T_c$
- $T_c > C_u \times T_a$, maka $T = C_u \times T_a$

Berdasarkan SNI 1726:2019, untuk menentukan nilai periode fundamental pendekatan (T_a), parameter yang berpengaruh ialah ketinggian struktur (h_n), nilai x dan koefisien (C_t). Nilai x dan koefisien (C_t) dapat ditentukan berdasar pada Tabel 18 dalam pasal 7.8.2.1 SNI 1726:2019. Perhitungan nilai periode fundamental pendekatan (T_a) dapat dilihat pada uraian berikut.

- a. Struktur Baja Tanpa *Bracing*

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$T_a = 0,0724 \times 64^{0.8}$$

$$T_a = 2,017 \text{ detik}$$

Koefisien batas atas (C_U) dapat ditentukan berdasarkan Tabel 17 SNI 1726:2019 dalam menentukan nilai C_U ini parameter yang digunakan adalah nilai dari percepatan *respons spectral design* pada periode 1 detik (S_{D1}). Berdasarkan parameter dan tabel tersebut, didapatkan nilai C_U sebesar 1,4. Kemudian untuk langkah perhitungan nilai periode maksimum struktur (T_{maks}) dapat dilihat pada uraian berikut.

$$T_{maks} = C_U \times T_a$$

$$T_{maks} = 1,4 \times 2,017$$

$$T_{maks} = 2,824 \text{ detik}$$

Dari hasil analisis program SAP2000, $T_C = 3,693$ detik. Dari hasil di atas dapat disimpulkan bahwa $T_C > C_U * T_a$, maka nilai T yang digunakan adalah sama dengan $T_{maks} (C_U * T_a) = 2,824$ detik.

b. Struktur Baja dengan *Bracing* X – 2 Story

$$T_a = C_t \times h n^x$$

$$T_a = 0,0731 \times 64^{0.75}$$

$$T_a = 1,654 \text{ detik}$$

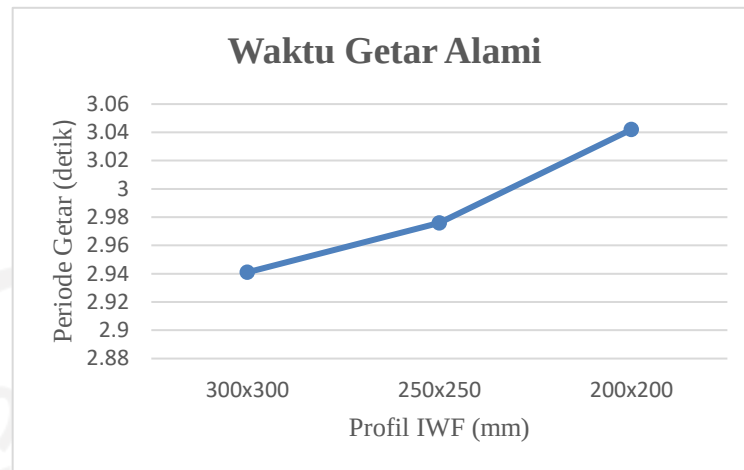
Koefisien batas atas (C_U) dapat ditentukan berdasarkan Tabel 17 SNI 1726:2019 dalam menentukan nilai C_U ini parameter yang digunakan adalah nilai dari percepatan *respons spectral design* pada periode 1 detik (S_{D1}). Berdasarkan parameter dan tabel tersebut, didapatkan nilai C_U sebesar 1.4. Kemudian untuk langkah perhitungan nilai periode maksimum struktur (T_{maks}) dapat dilihat pada uraian berikut.

$$T_{maks} = C_U \times T_a$$

$$T_{maks} = 1,4 \times 1,654$$

$$T_{maks} = 2,316 \text{ detik}$$

Dari hasil analisis program SAP2000, $T_C = 2,941$ detik. Dari hasil di atas dapat disimpulkan bahwa $T_C > C_U * T_a$, maka nilai T yang digunakan adalah sama dengan $T_{maks} (C_U * T_a) = 2.316$ detik. Berikut merupakan grafik perbandingan antara periode getar dengan profil *bracing*. Dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



**Gambar 5.10 Perbandingan Waktu Getar Alami Terhadap Profil
*Bracing***

Berdasarkan grafik di atas menunjukkan bahwa penggunaan profil *bracing* berpengaruh terhadap waktu getar alami bangunan, bangunan yang menggunakan profil *bracing* 300x300 mm memiliki nilai waktu getar alami paling kecil. Bangunan dengan sistem *bracing* memiliki periode getar yang lebih kecil jika dibandingkan dengan bangunan tanpa sistem *bracing*.

12. Koefisien Respon Seismik

Uraian langkah perhitungan nilai koefisien respons seismik adalah sebagai berikut.

a. Struktur Baja Tanpa *Bracing*, dengan nilai R sebesar 8

$$\begin{aligned}
 C_{S1} &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,667}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,0834
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{S2} &= \frac{SD1}{Tx\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\
 &= \frac{0,455}{2,824x\left(\frac{8}{1}\right)} \\
 &= 0,0201
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{S3} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\
 &= 0,044 \times 0,667 \times 1 \\
 &= 0,0293
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, didapatkan nilai $C_{S1} > C_{S2}$, sehingga nilai C_S yang digunakan adalah sebesar 0,0201

b. Struktur Baja dengan *Bracing* X 2-Story, dengan nilai R sebesar 7

$$\begin{aligned} C_{S1} &= \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,667}{\left(\frac{7}{1}\right)} \\ &= 0,0953 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S2} &= \frac{SD1}{Tx\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,455}{2,316x\left(\frac{7}{1}\right)} \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S3} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,667 \times 1 \\ &= 0,0293 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, didapatkan nilai $C_{S1} > C_{S2}$, sehingga nilai C_S yang digunakan adalah sebesar 0,0281

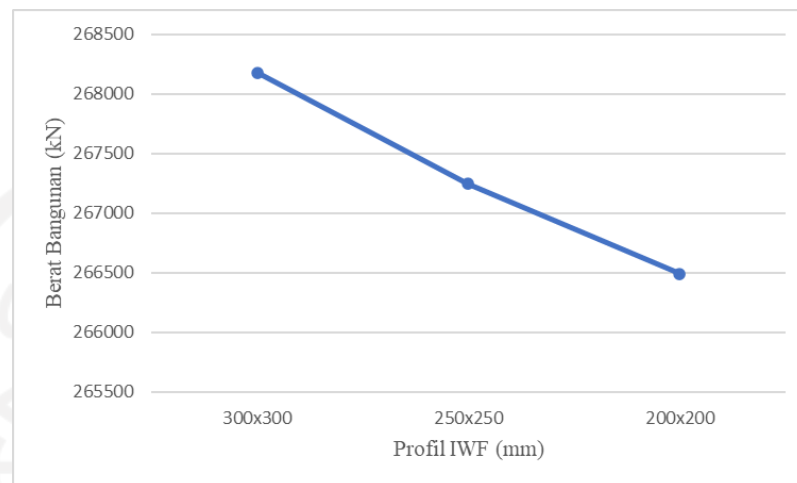
13. Berat total bangunan

Perhitungan berat total bangunan dilakukan dengan bantuan program analisis struktur SAP2000. Berat total bangunan dari dua model dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Berat Total Bangunan

No	Model	Berat dengan Perhitungan SAP (kN)	Berat dengan Perhitungan Excel (kN)	Persentase Perbedaan Hitungan (%)
1	Berat Bangunan With Bracing	268175.473	275859.987	2.79
2	Berat Bangunan Without Bracing	266917.692	274602.206	2.80

Berikut merupakan grafik pengaruh penggunaan profil *bracing* terhadap berat bangunan. Dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 Pengaruh Penggunaan Profil *Bracing* Terhadap Berat Bangunan

Berdasarkan grafik di atas menunjukkan bahwa penambahan *bracing* pada bangunan eksisting akan menambah berat total bangunan, bangunan yang menggunakan profil IWF 300x300mm memiliki berat bangunan terbesar yaitu, 268175.473 kN. Semakin besar profil IWF yang digunakan maka, semakin besar berat bangunan tersebut.

14. Perhitungan Gaya Geser Dasar Seismik

a. Struktur Baja Tanpa *Bracing*

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total bangunan (Wt)} &= 266917,692 \text{ kN} \\
 C_s &= 0,0201 \\
 V &= C_s \times W_t \\
 &= 0,0201 \times 266917,692 \\
 &= 5365,046 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser dasar seismik yang diperoleh adalah sebesar 5365,046 kN

b. Struktur Baja dengan *Bracing* X 2-Story

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total bangunan (Wt)} &= 268175,473 \text{ kN} \\
 C_s &= 0,0281 \\
 V &= C_s \times W_t
 \end{aligned}$$

$$= 0,0281 \times 268175,473$$

$$= 7535,731 \text{ kN}$$

15. Perhitungan nilai K

Distribusi vertikal gaya seismic dibutuhkan nilai eksponen yang terkait dengan periode struktur dari bangunan perencanaan tersebut dengan penentuan nilai k adalah sebagai berikut.

- Untuk struktur dengan $T \leq 0.5$ detik, $k = 1$,
- Untuk struktur dengan $T \geq 2.5$ detik, $k = 2$,
- Untuk struktur dengan $0.5 < T < 2.5$ detik, $k = 2$ atau ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

Nilai T yang didapat dalam penelitian pada 2 pemodelan dapat dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

Tabel 5.5 Penentuan Nilai K

Model Struktur Bangunan	T	K
Tanpa <i>Bracing</i> (Model 1)	2,824	2
<i>Bracing</i> X 2-Story (Model 2)	2,316	1,908

16. Gaya seismic lateral (F)

- Struktur Baja Tanpa *Bracing*

Story – 1

$$W_i = 13390,040 \text{ kN}$$

$$H_i = 3,2 \text{ m}$$

$$K = 2$$

$$V = 5365,046 \text{ kN}$$

$$H^K = 3,2^{1.5609}$$

$$= 10.24$$

$$W \times H^K = 13390,040 \times 10,24$$

$$= 137114,0091$$

$$\Sigma W \times H^K = 389899999,606$$

$$CVX = W \times H^K / \Sigma W \times H^K$$

$$= 137114,091 / 389899999,606$$

$$= 0,04\%$$

$$\begin{aligned} FI &= CVX \times V \\ &= 0,04\% \times 5376,36 \\ &= 1,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Struktur Baja Dengan *Bracing* X 2-Story

Story – 1

$$\begin{aligned} W_i &= 13452,629 \text{ kN} \\ H_i &= 3,2 \text{ m} \\ K &= 1,9078 \\ V &= 7527,52 \text{ kN} \\ H^K &= 3,2^{1,9078} \\ &= 9,198 \\ W \times H^K &= 13452,629 \times 9,198 \\ &= 123752,787 \\ \Sigma W \times H^K &= 274960437,124 \\ CVX &= W \times H^K / \Sigma W \times H^K \\ &= 123752,787 / 274960437,124 \\ &= 0,05\% \\ FI &= CVX \times V \\ &= 0,05\% \times 7527,52 \\ &= 3,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan gaya seismic lateral tingkat dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5.6 Gaya Seismik Lateral Struktur Baja tanpa Bracing

Tingkat ke i	Wi	H	H ^k	W.H ^k	CVX	FI= CVX.V
	KN	(M)				KN
20	12506.933	64	4096.00	51228397.16	13%	706.39
19	13390.040	60.8	3696.64	49498157.28	13%	682.53
18	13390.040	57.6	3317.76	44424938.94	11%	612.58
17	13390.040	54.4	2959.36	39625948.63	10%	546.40
16	13390.040	51.2	2621.44	35101186.33	9%	484.01
15	13390.040	48	2304.00	30850652.04	8%	425.40
14	13390.040	44.8	2007.04	26874345.78	7%	370.57
13	13390.040	41.6	1730.56	23172267.54	6%	319.52
12	13390.040	38.4	1474.56	19744417.31	5%	272.26
11	13390.040	35.2	1239.04	16590795.1	4%	228.77
10	13390.040	32	1024.00	13711400.91	4%	189.07
9	13390.040	28.8	829.44	11106234.74	3%	153.14
8	13390.040	25.6	655.36	8775296.582	2%	121.00
7	13390.040	22.4	501.76	6718586.445	2%	92.64
6	13390.040	19.2	368.64	4936104.327	1%	68.06
5	13390.040	16	256.00	3427850.227	1%	47.27
4	13390.040	12.8	163.84	2193824.145	1%	30.25
3	13390.040	9.6	92.16	1234026.082	0%	17.02
2	13390.040	6.4	40.96	548456.0364	0%	7.56
1	13390.040	3.2	10.24	137114.0091	0.04%	1.89
Total	266917.692			38989999.606	100%	5376.35812

Tabel 5.7 Gaya Seismik Lateral Struktur Baja dengan *Bracing*

Tingkat ke i	Wi	H	H ^k	W.H ^k	CVX	Fi= CVX.V
	KN	(M)				KN
20	12575.522	64	2791.97	35110524.99	13%	961.21
19	13452.629	60.8	2531.70	34057954.48	12%	932.40
18	13452.629	57.6	2283.56	30719933.49	11%	841.01
17	13452.629	54.4	2047.64	27546138.25	10%	754.12
16	13452.629	51.2	1823.99	24537436.6	9%	671.76
15	13452.629	48	1612.68	21694754.12	8%	593.93
14	13452.629	44.8	1413.78	19019081.9	7%	520.68
13	13452.629	41.6	1227.38	16511486.12	6%	452.03
12	13452.629	38.4	1053.56	14173119.72	5%	388.01
11	13452.629	35.2	892.41	12005237.09	4%	328.66
10	13452.629	32	744.03	10009212.67	4%	274.02
9	13452.629	28.8	608.55	8186565.119	3%	224.12
8	13452.629	25.6	486.08	6538989.503	2%	179.02
7	13452.629	22.4	376.76	5068401.355	2%	138.76
6	13452.629	19.2	280.76	3776999.308	1%	103.40
5	13452.629	16	198.28	2667358.357	1%	73.02
4	13452.629	12.8	129.53	1742577.451	1%	47.71
3	13452.629	9.6	74.82	1006533.781	0.4%	27.56
2	13452.629	6.4	34.52	464380.0346	0.2%	12.71
1	13452.629	3.2	9.20	123752.7872	0.05%	3.39
Total	268175.473			274960437.124	100%	7527.52175

Berdasarkan tabel di atas menunjukkan bahwa semakin besar berat bangunan maka, gaya seismik lateral pada bangunan tersebut juga semakin besar. Bangunan yang menggunakan profil *bracing* memiliki berat bangunan yang lebih besar dibanding dengan bangunan yang tidak menggunakan profil *bracing* sehingga, gaya seismik yang didapat juga semakin besar.

5.5 Base Shear

5.5.1 Pengecekan Nilai *Base Shear* Trial 1

Berdasarkan SNI 1726:2019 menyebutkan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar hasil analisis ragam (V_t) kurang dari 100% dari gaya geser (V) yang dihitung melalui metode static ekuivalen, maka gaya tersebut harus dikalikan dengan V/V_t , dengan. V adalah gaya geser dasar static ekuivalen yang dihitung sesuai pasal 7.9.1.4.1 pada SNI 1726:2019, dan V_t adalah gaya geser dasar yang didapatkan dari hasil analisis kombinasi ragam, dapat dilihat pada Tabel sebagai berikut.

Tabel 5.8 Kontrol parameter respons ragam struktur baja tanpa *bracing* trial 1

Trial 1	Arah Gaya	Vs	100%Vs	Vd	Kontrol Parameter	Skala Vs/Vd
	X	4793.95	4793.95	2520.03	Not Ok	1.902
	Y	4793.95	4793.95	2254.07	Not Ok	2.127

Tabel 5.9 Kontrol parameter respons ragam struktur baja dengan *bracing* X 2-story trial 1

Trial 1	Arah Gaya	Vs	100%Vs	Vd	Kontrol Parameter	Skala Vs/Vd
	X	20559.7	20559.7	5969.43	Not Ok	3.444
	Y	20559.7	20559.7	5938.27	Not Ok	3.462

5.5.2 Pengecekan Nilai *Base Shear* Trial 2

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4.1 tentang penskalaan gaya, disebutkan bahwa apabila kombinasi respons untuk gaya geser dasar kurang dari 100% dari gaya geser yang dihitung melalui metode ekuivalen static maka kombinasi respons tersebut diharuskan untuk diskalakan dengan V/V_i . Gaya geser dasar yang dihasilkan pada analisis static ekuivalen (V) dan analisis kombinasi respons (V_i) dapat dilihat pada Tabel berikut.

Tabel 5.10 Kontrol parameter respons ragam struktur baja tanpa *bracing* trial 2

Trial 2	Arah Gaya	Vs	100%Vs	Vd	Kontrol Parameter	Skala Vs/Vd
	X	4793.95	4793.95	4793.95	Ok	-
	Y	4793.95	4793.95	4793.95	Ok	-

Tabel 5.11 Kontrol parameter respons ragam struktur baja dengan *bracing* X 2-story trial 2

Trial 2	Arah Gaya	Vs	100%Vs	Vd	Kontrol Parameter	Skala Vs/Vd
	X	20559.7	20559.7	20559.7	Ok	-
	Y	20559.7	20559.7	20559.7	Ok	-

5.6 Cek Ketidakberaturan Struktur

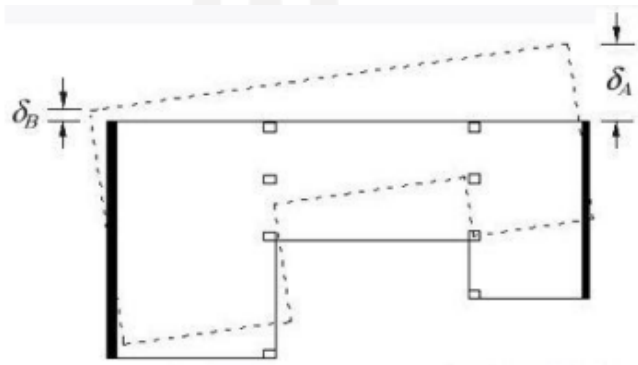
Struktur bangunan yang harus diklasifikasikan sebagai beraturan atau ketidak beraturan berdasarkan pada karakteristik dalam SNI 1726:2019. Karakteristik tersebut harus berdasarkan pada penerapan – penerapan yang telah ditentukan.

5.6.1 Ketidakberaturan Struktur Horizontal

1. Ketidakberaturan Torsi

Torsi tak terduga dari sebuah bangunan berasal dari adanya eksentrisitas antara pusat massa lantai dengan pusat kekakuan lantai. Hal ini terjadi karena jika terjadi goyangan struktur akibat gempa, maka struktur penahan gaya seismik (kolom dan *bracing*) akan mengalami *buckling* sehingga akan terjadi perubahan pusat kekakuan lantai. Hal ini menyebabkan pusat kekakuan lantai tidak satu titik dengan pusat massa lantai. Pengaruh torsi pada struktur bangunan dibagi dalam klasifikasi torsi 1a dan 1b, dengan klasifikasi sebagai berikut :

- a. $\delta_{max} < 1.2 \delta_{avg}$ → Tanpa Ketidakberaturan Torsi
- b. $1.2 \delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1.4 \delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1a
- c. $\delta_{max} > 1.4 \delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1b



Gambar 5.12 Ketidakberaturan Torsi

Rekapitulasi hasil cek ketidakberaturan torsi dapat dilihat pada Tabel 5.12 sampai Tabel 5.15 berikut.

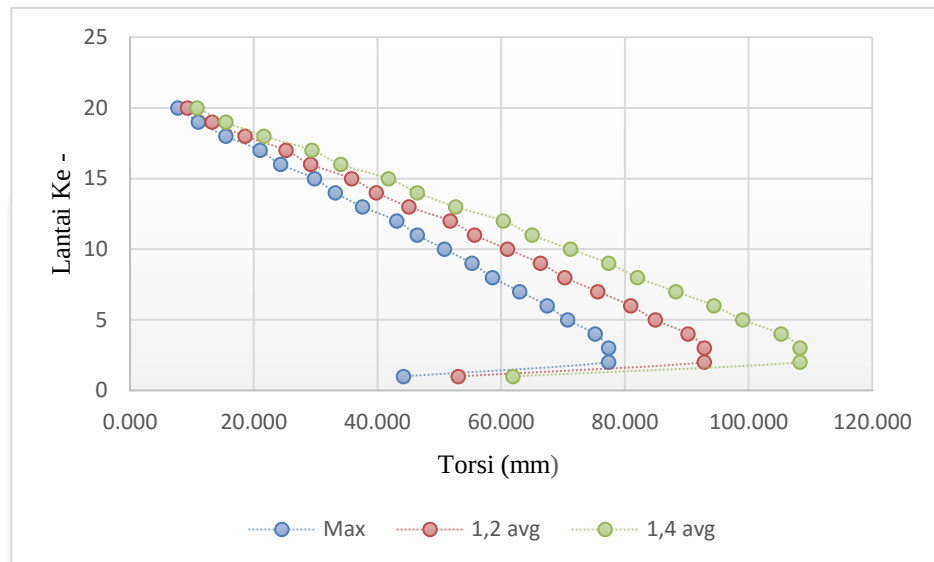
Tabel 5.12 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah X Struktur Baja Tanpa *Bracing*

[illegible]

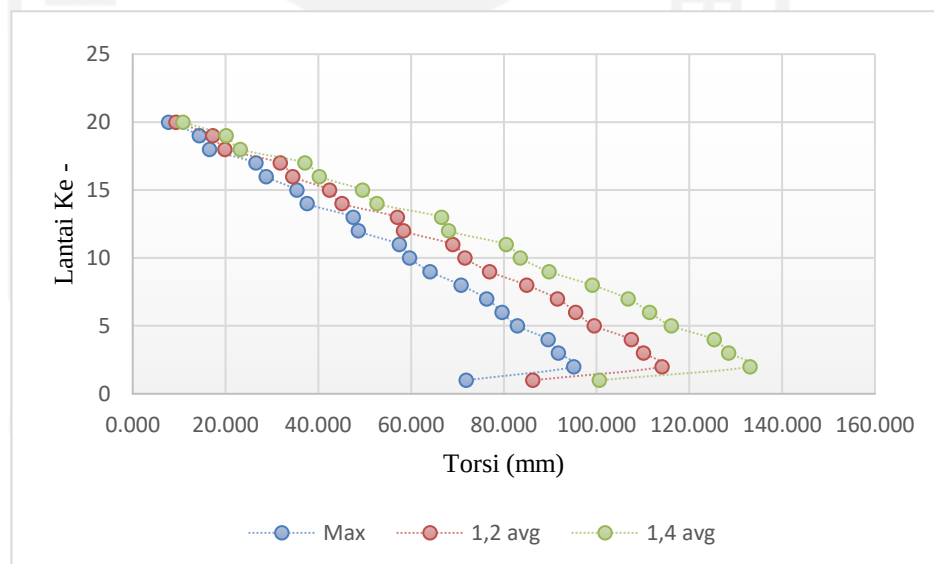
Tabel 5.15 Cek Ketidakberaturan Torsi Arah Y Struktur Baja Dengan *Bracing* Tipe X-2 Story

[illegible]

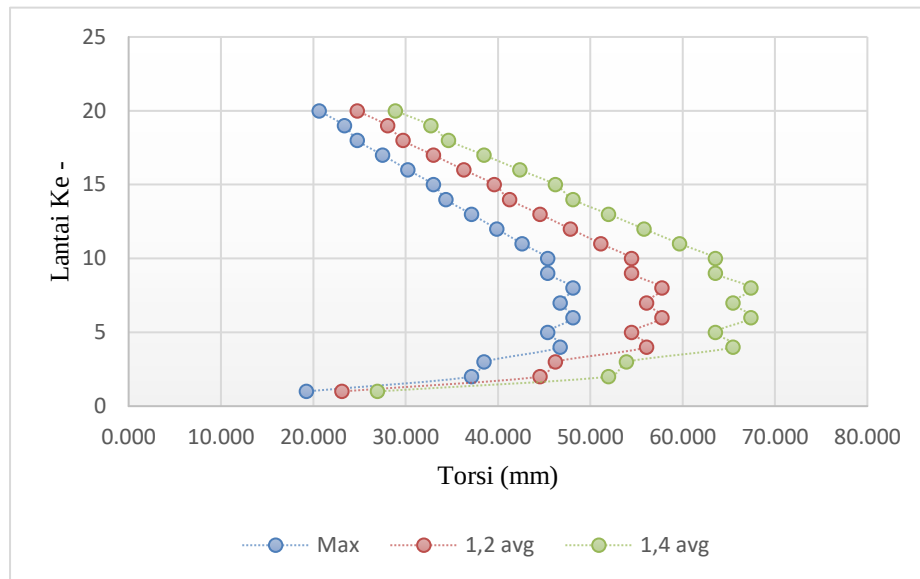
Gambar 5.13 sampai Gambar 5.16 berikut merupakan grafik ketidakberaturan torsi pada struktur baja tanpa *bracing* dan struktur baja dengan *bracing* X-2 story.



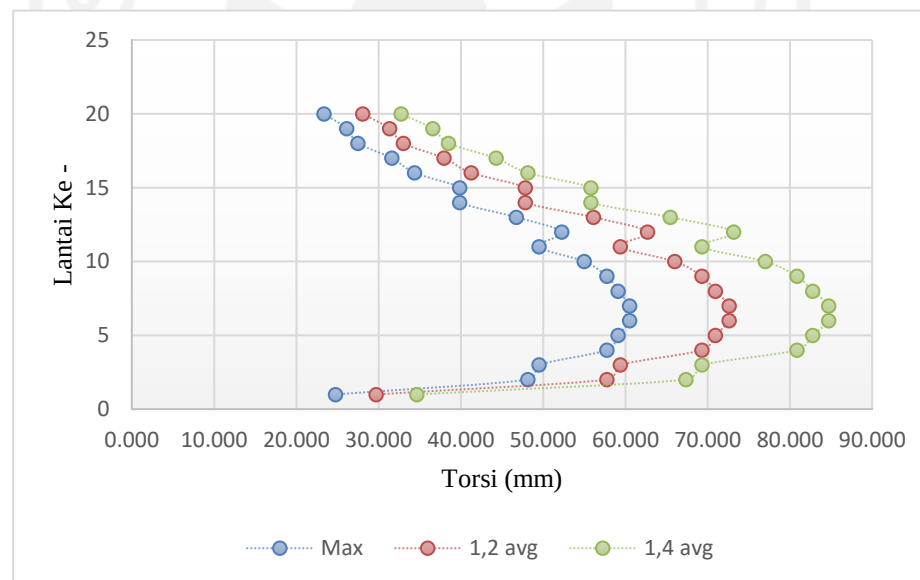
Gambar 5.13 Ketidakberaturan Torsi Tanpa Bracing Arah X



Gambar 5.14 Ketidakberaturan Torsi Tanpa Bracing Arah Y



Gambar 5.15 Ketidakberaturan Torsi *Bracing* X 2-Story Arah X



Gambar 5.16 Ketidakberaturan Torsi *Bracing* X 2-Story Arah Y

Berdasarkan grafik di atas, dapat dilihat bahwa pada dua model yang ditinjau δ_{max} tidak ada yang melebihi $1,2\delta_{avg}$ maupun $1,4\delta_{avg}$. Hal ini menunjukkan pada dua model yang ditinjau yaitu, bangunan tanpa *bracing* dan bangunan dengan *bracing* X 2-story tidak terdapat ketidakberaturan torsi atau bangunan bersifat reguler.

Didapatkan bahwa bentang terpanjang arah X untuk bangunan yang akan ditinjau sebesar 58.25 meter, sedangkan bentang pendek arah X sebesar 12.7 meter. Lalu didapatkan juga untuk bentang terpanjang arah Y untuk bangunan yang akan ditinjau sebesar 53.25 meter, sedangkan untuk bentang pendek arah Y sebesar 12.7 meter. Sehingga ketidakberaturan sudut dalam dapat diketahui dengan persamaan sebagai berikut.

a. $12,7 > 15\% \times 58,25$

$$\frac{12,7}{58,25} > 15\%$$

$$21,8 \% > 15\%$$

b. $12,7 > 15\% \times 53,25$

$$\frac{12,7}{53,25} > 15\%$$

$$23,9 \% > 15\%$$

Dari hasil perhitungan di atas didapatkan nilai kedua denah sudut dalam arah x maupun arah y lebih besar dari 15%, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur memiliki ketidakberaturan sudut dalam. Karena struktur mengalami ketidakberaturan sudut dalam maka, pada kategori desain seismik DEF struktur tidak boleh dianalisis menggunakan ekivalen static (ELF).

3. Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika void pada suatu lantai atau daerah yang terbuka lebih besar 50% dari denah bruto yang tertutup. Berikut merupakan perhitungan diskontinuitas diafragma pada lantai 1. Menurut Gambar 5.12 didapatkan luas bukaan total sebesar 49529019 mm² dan luas bruto sebesar 2377233700 mm². Bangunan dinyatakan sebagai ketidakberaturan diskontinuitas diafragma jika memiliki bukaan lebih dari 50% dari luas total bruto bangunan yang akan ditinjau. Berdasarkan perhitungan dilakukan kontrol terhadap ketidakberaturan diskontinuitas diafragma sebagai berikut.

$$\frac{\text{Luas Bukaan Total}}{\text{Luas Total Bruto}} \times 100\% < 50\%$$

$$\frac{49529019}{2377233700} \times 100\% < 50\%$$

$$2,082\% < 50\%$$

Berdasarkan hasil kontrol di atas didapatkan rasio luas bukaan total terhadap luas bruto sebesar 2.082% sehingga dapat dinyatakan pada lantai 1 tidak terjadi ketidakberaturan diskontinuitas diafragma. Rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dapat dilihat pada Tabel 5.12 dibawah ini.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Story	Luas Bruto	Luas Bukaan	Rasio Bukaan	Keterangan
	mm ²	mm ²	%	
20	23,77x10 ⁸	0	0.000	Tidak Ada
19	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
18	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
17	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
16	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
15	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
14	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
13	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
12	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
11	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
10	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
9	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
8	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
7	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
6	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
5	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
4	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
3	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
2	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada
1	23,77x10 ⁸	4,95x10 ⁷	2,082	Tidak Ada

Berdasarkan tabel di atas menunjukkan bahwa, bangunan yang ditinjau tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas diafragma atau luas bukaan bangunan tidak melebihi 50% luas total bangunan. Bangunan yang

ditinjau hanya memiliki perbandingan luas bukaan sebesar 2,082% disetiap lantai.

5.6.2 Ketidakberaturan Struktur Vertikal

1. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Berdasarkan SNI 1726:2019, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terjadi apabila terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya. Sedangkan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya. Nilai kekakuan didapat dari hasil perbandingan nilai gaya geser tiap tingkat dan nilai simpangan antar lantai pada titik pusat massa. Contoh perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak diuraikan pada perhitungan sebagai berikut.

$$K_1 = 454,545 \text{ kN/mm}$$

$$K_2 = 246,753 \text{ kN/mm}$$

$$K_3 = 233,766 \text{ kN/mm}$$

$$K_4 = 227,273 \text{ kN/mm}$$

$$K_{i+1} = 0,7 \times K_2 = 0,7 \times 246,753 = 172,727 \text{ kN/mm}$$

$$\text{Avg}(K_{i+1}, i+2, i+3) = 0,8 \times \left(\frac{K_2 + K_3 + K_4}{3} \right)$$

$$\text{Avg}(K_{i+1}, i+2, i+3) = 0,8 \times \left(\frac{246,753 + 233,766 + 227,273}{3} \right)$$

$$\text{Avg}(K_{i+1}, i+2, i+3) = 188,744 \text{ kN/m}$$

Keterangan :

K_1 = Kekakuan pada tingkat yang ditinjau

$K_{(i+1)}$ = Kekakuan pada tingkat di atasnya

$\text{Avg}(K_{i+1}, i+2, i+3)$ = rata – rata kekakuan tingkat di atasnya

Rekapitulasi hasil perhitungan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dari dua model yang ditinjau dapat dilihat pada Tabel 5.17 sampai Tabel 5.20 berikut.

Tabel 5.17 Ketidakberaturan Lateral Tingkat Tanpa *Bracing* Arah X

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm		70% 80%
20	129,870	-	-
19	181,818	Ok	-
18	194,805	Ok	-
17	191,388	Ok	Ok
16	206,612	Ok	Ok
15	202,020	Ok	Ok
14	212,121	Ok	Ok
13	213,904	Ok	Ok
12	209,790	Ok	Ok
11	216,450	Ok	Ok
10	217,391	Ok	Ok
9	218,182	Ok	Ok
8	222,985	Ok	Ok
7	223,285	Ok	Ok
6	223,547	Ok	Ok
5	227,273	Ok	Ok
4	227,273	Ok	Ok
3	233,766	Ok	Ok
2	246,753	Ok	Ok
1	454,545	Ok	Ok

Tabel 5.18 Ketidakberaturan Lateral Tingkat Tanpa *Bracing* Arah Y

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm		70% 80%
20	129,870	-	-
19	139,860	Ok	-
18	181,818	Ok	-
17	151,515	Ok	Ok
16	174,825	Ok	Ok
15	170,455	Ok	Ok
14	187,166	Ok	Ok
13	169,133	Ok	Ok

Lanjutan Tabel 5.18 Ketidakberaturan Lateral Tingkat Tanpa *Bracing* Arah

Y

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm		70% 80%
12	185,950	-	-
11	174,825	Ok	-
10	185,185	Ok	-
9	188,088	Ok	Ok
8	184,659	Ok	Ok
7	184,453	Ok	Ok
6	189,394	Ok	Ok
5	193,939	Ok	Ok
4	190,797	Ok	Ok
3	197,152	Ok	Ok
2	200,846	Ok	Ok
1	279,720	Ok	Ok

Tabel 5.19 Ketidakberaturan Lateral Tingkat dengan *Bracing* Arah X

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm		70% 80%
20	48,485	-	-
19	85,561	Ok	-
18	121,212	Ok	-
17	145,455	Ok	Ok
16	165,289	Ok	Ok
15	181,818	Ok	Ok
14	203,636	Ok	Ok
13	215,488	Ok	Ok
12	225,705	Ok	Ok
11	234,604	Ok	Ok
10	242,424	Ok	Ok
9	264,463	Ok	Ok
8	270,130	Ok	Ok
7	299,465	Ok	Ok

Lanjutan Tabel 5.19 Ketidakberaturan Lateral Tingkat dengan *Bracing*

Arah X

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm	70%	80%
6	311,688	-	-
5	352,617	Ok	-
4	363,636	Ok	-
3	467,532	Ok	Ok
2	511,785	Ok	Ok
1	1038,961	Ok	Ok

Tabel 5.20 Ketidakberaturan Lateral Tingkat dengan *Bracing* Arah Y

Story	Kekakuan Tingkat Lunak	Ki + 1	avg (Ki-1,i-2,i-3)
	kN/mm	70%	80%
20	42,781	-	-
19	76,555	Ok	-
18	109,091	Ok	-
17	126,482	Ok	Ok
16	145,455	Ok	Ok
15	150,470	Ok	Ok
14	175,549	Ok	Ok
13	171,123	Ok	Ok
12	172,249	Ok	Ok
11	202,020	Ok	Ok
10	200,000	Ok	Ok
9	207,792	Ok	Ok
8	219,873	Ok	Ok
7	231,405	Ok	Ok
6	247,934	Ok	Ok
5	270,613	Ok	Ok
4	294,372	Ok	Ok
3	363,636	Ok	Ok
2	394,805	Ok	Ok
1	808,081	Ok	Ok

Ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak terjadi apabila terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata – rata tiga tingkat di atasnya. Dari tabel di atas menunjukkan bahwa dari dua model yang ditinjau yaitu bangunan baja tanpa *bracing* maupun bangunan baja yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story tidak ada yang mengalami ketidakteraturan kekakuan tingkat lunak atau bangunan bersifat reguler.

2. Ketidakteraturan berat (Massa)

Ketidakteraturan massa didefinisikan ada jika massa efektif tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di atasnya. Berikut merupakan hasil perhitungan ketidakteraturan berat massa pada bangunan yang akan ditinjau, dapat dilihat pada Tabel 5.21 dan Tabel 5.22.

Tabel 5.21 Persentase Ketidakteraturan Berat Struktur Baja Tanpa Bracing

Story	Berat (kN)	Persentase di atas (%)	Persentase di bawah (%)
20	12506.93	-	93.40
19	13390.04	107.06	100
18	13390.04	100	100
17	13390.04	100	100
16	13390.04	100	100
15	13390.04	100	100
14	13390.04	100	100
13	13390.04	100	100
12	13390.04	100	100
11	13390.04	100	100
10	13390.04	100	100
9	13390.04	100	100
8	13390.04	100	100
7	13390.04	100	100
6	13390.04	100	100
5	13390.04	100	100

**Lanjutan Tabel 5.21 Persentase Ketidakberaturan Berat Struktur Baja
Tanpa Bracing**

Story	Berat (kN)	Persentase di atas (%)	Persentase di bawah (%)
4	13390.04	100	100
3	13390.04	100	100
2	13390.04	100	100
1	13390.04	100	-

**Tabel 5.22 Persentase Ketidakberaturan Berat Struktur Baja dengan
Bracing**

Story	Berat (kN)	Persentase di atas (%)	Persentase di bawah (%)
20	12575.52	-	93.48
19	13452.63	106.97	100
18	13452.63	100	100
17	13452.63	100	100
16	13452.63	100	100
15	13452.63	100	100
14	13452.63	100	100
13	13452.63	100	100
12	13452.63	100	100
11	13452.63	100	100
10	13452.63	100	100
9	13452.63	100	100
8	13452.63	100	100
7	13452.63	100	100
6	13452.63	100	100
5	13452.63	100	100
4	13452.63	100	100
3	13452.63	100	100
2	13452.63	100	100
1	13452.63	100	-

Dari tabel di atas menunjukkan bahwa persentase berat ketidakberaturan struktur yang paling besar terdapat pada lantai 19 yaitu sebesar 107,06% untuk bangunan yang tidak menggunakan *bracing* dan 106.97% untuk

bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story. Dengan hasil tersebut bangunan tidak memiliki ketidakberaturan berat karena tidak melebihi syarat yaitu massa efektif tingkat tidak lebih dari 150% massa efektif tingkat di atasnya.

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik didekatnya. Pada perencanaan bangunan ini, kolom dan *bracing* tidak mengalami perubahan dari dasar tingkat hingga tingkat yang paling atas. Dimensi kolom yang digunakan pada bangunan ini adalah 350x350x12x19 sedangkan, untuk dimensi *bracing* yang digunakan adalah 300x300x10x15 dengan masing-masing menggunakan mutu baja BJ 37. Untuk itu penampang dapat dikatakan bahwa struktur tidak mengalami ketidakberaturan geometri vertikal.

4. Ketidakberaturan diskontinuitas bidang elemen pada elemen vertikal pemikul gaya lateral

Ketidakberaturan ini terjadi apabila terdapat pergerseran (*offset*) elemen penahan yang lebih besar dari lebar (d) elemen tersebut, atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan pada tingkat dibawahnya. Pada bangunan struktur yang ditinjau tidak terdapat pergeseran pada elemen penahan gaya lateral yang lebih besar dari elemen itu sendiri, sehingga perencanaan bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas bidang elemen pada elemen vertikal pemikul gaya lateral.

5. Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat

Dalam memperhitungkan ketidakberaturan tingkat lunak dipengaruhi oleh nilai gaya geser yang ada pada tiap lantainya, uraian perhitungan ketidakberaturan tingkat lunak dapat dilihat sebagai berikut.

$$V_{1x} = 5947,18 \text{ kN}$$

$$V_{1y} = 5443,83 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{2x} &= 5828,74 \text{ kN} \\
 V_{2y} &= 5310,46 \text{ kN} \\
 V_{2x-5a} &= 0.8 \times 5443,83 \\
 &= 4355,064 \text{ kN} \\
 &= V_{1x} > V_{2x-5a}, \text{ maka } \textit{story} \text{ tanpa ketidakberaturan kuat lateral} \\
 &\text{tingkat}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{2y-5a} &= 0.8 \times 5310,46 \\
 &= 4248,368 \text{ kN} \\
 &= V_{1y} > V_{2y-5a}, \text{ maka } \textit{story} \text{ tanpa ketidakberaturan kuat} \\
 &\text{lateral tingkat}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{2x-5b} &= 0.65 \times 5443,83 \\
 &= 3538,849 \text{ kN} \\
 &= V_{1x} > V_{2x-5b}, \text{ maka } \textit{story} \text{ tanpa ketidakberaturan kuat lateral} \\
 &\text{tingkat}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{2y-5b} &= 0.65 \times 5310,46 \\
 &= 3451,80 \text{ kN} \\
 &= V_{1y} > V_{2y-5b}, \text{ maka } \textit{story} \text{ tanpa ketidakberaturan kuat} \\
 &\text{lateral tingkat}
 \end{aligned}$$

Keterangan :

$$\begin{aligned}
 V_{1x} &= \text{Gaya geser gempa arah X } \textit{story-1} \\
 V_{2x} &= \text{Gaya geser gempa arah X } \textit{story-2} \\
 V_{1y} &= \text{Gaya geser gempa arah Y } \textit{story-1} \\
 V_{2y} &= \text{Gaya geser gempa arah Y } \textit{story-2} \\
 V_{1x-5a} &= \text{Kuat lateral tingkat persyaratan pertama} \\
 V_{1x-5b} &= \text{Kuat lateral tingkat persyaratan kedua}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi ketidakberaturan kuat lateral tingkat dapat dilihat pada Tabel 5.23 sampai 5.26 berikut.

Tabel 5.23 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tanpa Bracing 5a

Story	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 80% (X)	Cek 80% (Y)
20	821.45	780.18	-	-
19	1646.51	1533.54	Reguler	Reguler
18	2236.62	2060.24	Reguler	Reguler
17	2510.25	2287.31	Reguler	Reguler
16	2715.50	2461.32	Reguler	Reguler
15	2889.76	2608.86	Reguler	Reguler
14	3047.08	2740.21	Reguler	Reguler
13	4193.19	3057.02	Reguler	Reguler
12	4327.29	3962.16	Reguler	Reguler
11	4449.50	4059.32	Reguler	Reguler
10	4565.45	4152.06	Reguler	Reguler
9	4679.85	4242.71	Reguler	Reguler
8	5194.37	4733.63	Reguler	Reguler
7	5306.66	4826.51	Reguler	Reguler
6	5414.16	4920.45	Reguler	Reguler
5	5519.21	5013.15	Reguler	Reguler
4	5631.45	5106.49	Reguler	Reguler
3	5760.02	5209.76	Reguler	Reguler
2	5828.74	5310.46	Reguler	Reguler
1	5947.18	5443.83	Reguler	Reguler

Tabel 5.24 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tanpa Bracing 5b

Story	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 65% (X)	Cek 65% (Y)
20	821.45	780.18	-	-
19	1646.51	1533.54	Reguler	Reguler
18	2236.62	2060.24	Reguler	Reguler
17	2510.25	2287.31	Reguler	Reguler
16	2715.50	2461.32	Reguler	Reguler
15	2889.76	2608.86	Reguler	Reguler
14	3047.08	2740.21	Reguler	Reguler
13	4193.19	3057.02	Reguler	Reguler
12	4327.29	3962.16	Reguler	Reguler
11	4449.50	4059.32	Reguler	Reguler
10	4565.45	4152.06	Reguler	Reguler

**Lanjutan Tabel 5.24 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat Tanpa
Bracing 5b**

<i>Story</i>	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 80% (X)	Cek 80% (Y)
9	4679.85	4242.71	Reguler	Reguler
8	5194.37	4733.63	Reguler	Reguler
7	5306.66	4826.51	Reguler	Reguler
6	5414.16	4920.45	Reguler	Reguler
5	5519.21	5013.15	Reguler	Reguler
4	5631.45	5106.49	Reguler	Reguler
3	5760.02	5209.76	Reguler	Reguler
2	5828.74	5310.46	Reguler	Reguler
1	5947.18	5443.83	Reguler	Reguler

Tabel 5.25 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dengan Bracing 5a

<i>Story</i>	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 80% (X)	Cek 80% (Y)
20	1103.22	1076.89	-	-
19	2535.32	3433.67	Reguler	Reguler
18	3197.88	4011.04	Reguler	Reguler
17	3643.44	4365.75	Reguler	Reguler
16	3948.96	4595.12	Reguler	Reguler
15	4170.86	4755.09	Reguler	Reguler
14	4358.27	4905.16	Reguler	Reguler
13	4536.30	5062.68	Reguler	Reguler
12	4715.77	5235.42	Reguler	Reguler
11	4897.21	5408.98	Reguler	Reguler
10	5073.66	5571.59	Reguler	Reguler
9	5246.85	5716.48	Reguler	Reguler
8	5418.25	6246.83	Reguler	Reguler
7	5604.73	6385.08	Reguler	Reguler
6	5813.72	6543.97	Reguler	Reguler
5	6098.63	6868.84	Reguler	Reguler
4	6374.05	7136.09	Reguler	Reguler
3	6654.60	7400.79	Reguler	Reguler
2	6898.21	7681.34	Reguler	Reguler
1	6472.32	6933.44	Reguler	Reguler

Tabel 5.26 Cek Ketidakberaturan Kuat Lateral Tingkat dengan *Bracing* 5b

<i>Story</i>	V _x (kN)	V _y (kN)	Cek 65% (X)	Cek 65% (Y)
20	1103.22	1076.89	-	-
19	2535.32	3433.67	Reguler	Reguler
18	3197.88	4011.04	Reguler	Reguler
17	3643.44	4365.75	Reguler	Reguler
16	3948.96	4595.12	Reguler	Reguler
15	4170.86	4755.09	Reguler	Reguler
14	4358.27	4905.16	Reguler	Reguler
13	4536.30	5062.68	Reguler	Reguler
12	4715.77	5235.42	Reguler	Reguler
11	4897.21	5408.98	Reguler	Reguler
10	5073.66	5571.59	Reguler	Reguler
9	5246.85	5716.48	Reguler	Reguler
8	5418.25	6246.83	Reguler	Reguler
7	5604.73	6385.08	Reguler	Reguler
6	5813.72	6543.97	Reguler	Reguler
5	6098.63	6868.84	Reguler	Reguler
4	6374.05	7136.09	Reguler	Reguler
3	6654.60	7400.79	Reguler	Reguler
2	6898.21	7681.34	Reguler	Reguler
1	6472.32	6933.44	Reguler	Reguler

Ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefinisikan ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80 % untuk tipe 5a dan 65% untuk tipe 5b kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau. Berdasarkan tabel di atas menunjukkan bahwa dari dua model yang ditinjau bangunan bersifat reguler atau tanpa ketidakberaturan kuat lateral tingkat.

5.7 Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.8.6 dalam penentuan simpangan antar lantai harus dihitung tidak boleh melebihi simpangan ijin antar tingkat. Fungsi bangunan pada penelitian ini adalah gedung apartemen yang menurut Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berada pada kategori desain seismik D, maka menurut SNI 1726:2019

Pasal 7.3.4.2 bahwa untuk kategori desain seismik D yang tidak memiliki ketidakberaturan torsi pada faktor redundansi (ρ) harus sebesar 1,3. Nilai simpangan antar lantai ijin dengan kategori risiko II didapatkan sebesar $0,02 h_{sx}$. Berikut merupakan perhitungan simpangan antar lantai dari dua model yang ditinjau.

1. Simpangan antar lantai struktur baja tanpa *bracing*

$$\begin{aligned}\delta_n &= 164,60 \\ \delta_{n-1} &= 163,20 \\ \Delta &= \frac{\delta_n - \delta_{n-1} \times cd}{Ie} \\ &= \frac{164,60 - 163,20 \times 5.5}{1} \\ &= 7,7 \text{ mm} \\ \Delta_a &= 0,02 \times h_{sx} \\ &= 0,02 \times 3200 \\ &= 64 \text{ mm}\end{aligned}$$

2. Simpangan antar lantai struktur baja dengan *bracing* X-2 Story

$$\begin{aligned}\delta_n &= 133,50 \text{ mm} \\ \delta_{n-1} &= 129,75 \text{ mm} \\ \Delta &= \frac{\delta_n - \delta_{n-1} \times cd}{Ie} \\ &= \frac{133,50 - 129,75 \times 5}{1} \\ &= 18,75 \text{ mm} \\ \Delta_a &= 0,02 \times h_{sx} \\ &= 0,02 \times 3200 \\ &= 64 \text{ mm}\end{aligned}$$

Berdasarkan uraian perhitungan di atas jika $\Delta < \Delta_a$ maka, pada titik tersebut simpangan antar lantai termasuk dalam kategori aman atau simpangan antar lantai tidak melebihi simpangan ijin. Pengecekan simpangan dilakukan tiap lantainya pada titik defleksi terbesar. Rekapitulasi simpangan antar lantai dapat dilihat pada Tabel 5.27, 5.28, 5.29, dan 5.30 Sebagai berikut.

Tabel 5.27 Cek Simpangan Antar Lantai Tanpa *Bracing* Arah X

<i>Story</i>	δx_{ei} (mm)	I_e	C_d	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	Cek Simpangan Antar Lantai
20	164.60	1	5.5	7.738	64.000	Aman
19	163.20	1	5.5	11.055	64.000	Aman
18	161.20	1	5.5	15.477	64.000	Aman
17	158.40	1	5.5	21.004	64.000	Aman
16	154.60	1	5.5	24.321	64.000	Aman
15	150.20	1	5.5	29.848	64.000	Aman
14	144.80	1	5.5	33.165	64.000	Aman
13	138.80	1	5.5	37.587	64.000	Aman
12	132.00	1	5.5	43.114	64.000	Aman
11	124.20	1	5.5	46.431	64.000	Aman
10	115.80	1	5.5	50.853	64.000	Aman
9	106.60	1	5.5	55.275	64.000	Aman
8	96.60	1	5.5	58.592	64.000	Aman
7	86.00	1	5.5	63.014	64.000	Aman
6	74.60	1	5.5	67.436	64.000	Tidak Aman
5	62.40	1	5.5	70.752	64.000	Tidak Aman
4	49.60	1	5.5	75.174	64.000	Tidak Aman
3	36.00	1	5.5	77.385	64.000	Tidak Aman
2	22.00	1	5.5	77.385	64.000	Tidak Aman
1	8.00	1	5.5	44.220	64.000	Aman

Tabel 5.28 Cek Simpangan Antar Lantai Tanpa *Bracing* Arah Y

<i>Story</i>	δx_{ei} (mm)	I_e	C_d	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	Cek Simpangan Antar Lantai
20	199.40	1	5.5	7.739	64.000	Aman
19	198.00	1	5.5	14.372	64.000	Aman
18	195.40	1	5.5	16.583	64.000	Aman
17	192.40	1	5.5	26.532	64.000	Aman
16	187.60	1	5.5	28.743	64.000	Aman
15	182.40	1	5.5	35.376	64.000	Aman
14	176.00	1	5.5	37.587	64.000	Aman
13	169.20	1	5.5	47.537	64.000	Aman
12	160.60	1	5.5	48.642	64.000	Aman
11	151.80	1	5.5	57.486	64.000	Aman
10	141.40	1	5.5	59.697	64.000	Aman
9	130.60	1	5.5	64.119	64.000	Tidak Aman

Lanjutan Tabel 5.28 Cek Simpangan Antar Lantai Tanpa Bracing Arah Y

<i>Story</i>	δx_{ei} (mm)	I_e	C_d	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	Cek Simpangan Antar Lantai
8	119.00	1.00	5.50	70.75	64.00	Tidak Aman
7	106.20	1	5.5	76.28	64.00	Tidak Aman
6	92.40	1	5.5	79.60	64.00	Tidak Aman
5	78.00	1	5.5	82.91	64.00	Tidak Aman
4	63.00	1	5.5	89.55	64.00	Tidak Aman
3	46.80	1	5.5	91.76	64.00	Tidak Aman
2	30.20	1	5.5	95.07	64.00	Tidak Aman
1	13.00	1	5.5	71.86	64.00	Tidak Aman

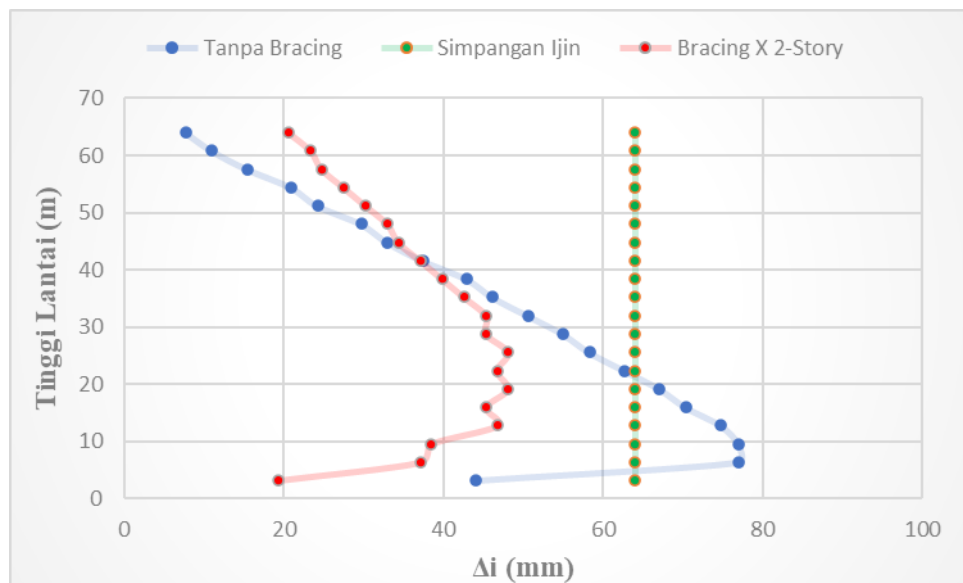
Tabel 5.29 Cek Simpangan Antar Lantai dengan Bracing X 2-Story Arah X

<i>Story</i>	δx_{ei} (mm)	I_e	C_d	Δ_i (mm)	Δ_a (mm)	Cek Simpangan Antar Lantai
20	133.50	1.25	5.5	20.625	64.000	Aman
19	129.75	1.25	5.5	23.375	64.000	Aman
18	125.50	1.25	5.5	24.750	64.000	Aman
17	121.00	1.25	5.5	27.500	64.000	Aman
16	116.00	1.25	5.5	30.250	64.000	Aman
15	110.50	1.25	5.5	33.000	64.000	Aman
14	104.50	1.25	5.5	34.375	64.000	Aman
13	98.25	1.25	5.5	37.125	64.000	Aman
12	91.50	1.25	5.5	39.875	64.000	Aman
11	84.25	1.25	5.5	42.625	64.000	Aman
10	76.50	1.25	5.5	45.375	64.000	Aman
9	68.25	1.25	5.5	45.375	64.000	Aman
8	60.00	1.25	5.5	48.125	64.000	Aman
7	51.25	1.25	5.5	46.750	64.000	Aman
6	42.75	1.25	5.5	48.125	64.000	Aman
5	34.00	1.25	5.5	45.375	64.000	Aman
4	25.75	1.25	5.5	46.750	64.000	Aman
3	17.25	1.25	5.5	38.500	64.000	Aman
2	10.25	1.25	5.5	37.125	64.000	Aman
1	3.50	1.25	5.5	19.250	64.000	Aman

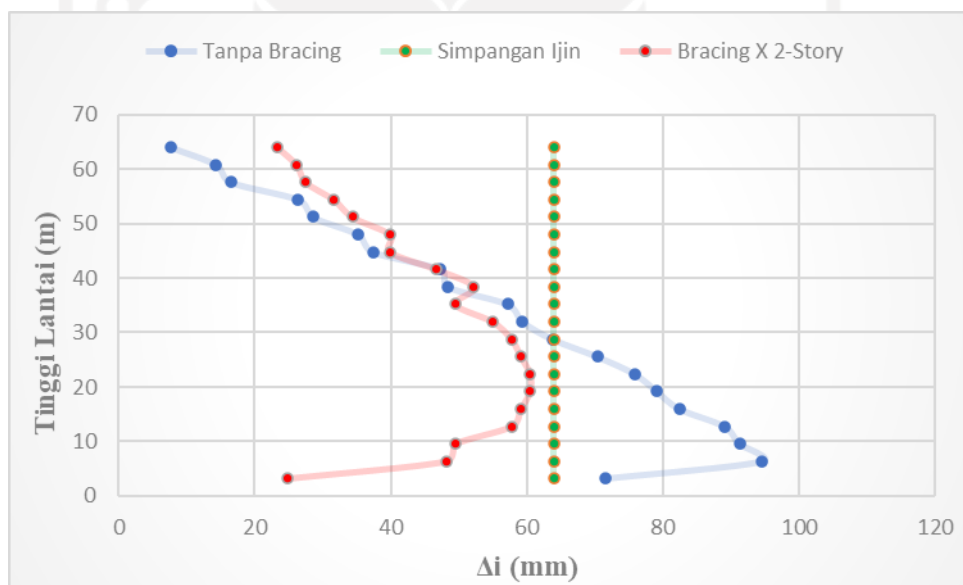
Tabel 5.30 Cek Simpangan Antar Lantai dengan *Bracing* X 2-Story Arah Y

Story	δx_{ei} (mm)	I_e	C_d	Δi (mm)	Δa (mm)	Cek Simpangan Antar Lantai
20	164.25	1.25	5.5	21.375	64.000	Aman
19	160.00	1.25	5.5	26.125	64.000	Aman
18	155.25	1.25	5.5	27.500	64.000	Aman
17	150.25	1.25	5.5	31.625	64.000	Aman
16	144.50	1.25	5.5	34.375	64.000	Aman
15	138.25	1.25	5.5	39.875	64.000	Aman
14	131.00	1.25	5.5	39.875	64.000	Aman
13	123.75	1.25	5.5	46.750	64.000	Aman
12	115.25	1.25	5.5	52.250	64.000	Aman
11	105.75	1.25	5.5	49.500	64.000	Aman
10	96.75	1.25	5.5	55.000	64.000	Aman
9	86.75	1.25	5.5	57.750	64.000	Aman
8	76.25	1.25	5.5	59.125	64.000	Aman
7	65.50	1.25	5.5	60.500	64.000	Aman
6	54.50	1.25	5.5	60.500	64.000	Aman
5	43.50	1.25	5.5	59.125	64.000	Aman
4	32.75	1.25	5.5	57.750	64.000	Aman
3	22.25	1.25	5.5	49.500	64.000	Aman
2	13.25	1.25	5.5	48.125	64.000	Aman
1	4.50	1.25	5.5	24.750	64.000	Aman

Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 berikut merupakan grafik perbandingan simpangan antar lantai pada struktur baja tanpa *bracing* dan struktur baja dengan *bracing* X-2 story.



Gambar 5.19 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah X



Gambar 5.20 Grafik Simpangan Antar Lantai Arah Y

Berdasarkan grafik di atas nilai simpangan antar lantai pada bangunan tanpa *bracing* (*Open Frame*) terbesar terdapat pada arah Y sebesar 94,6 mm dan untuk bangunan yang menggunakan *bracing X 2-story* nilai simpangan terbesar terdapat pada arah Y sebesar 60,5 mm maka, penurunan simpangan antar lantai yang terjadi antar dua model sebesar 36,05%. Hal ini menunjukkan bahwa penggunaan sistem

bracing dapat mengurangi simpangan antar lantai pada bangunan bertingkat banyak.

5.8 Rasio Simpangan Antar Lantai

Pada analisa tugas akhir ini dalam menentukan kinerja struktur menggunakan parameter yaitu rasio simpangan antar lantai (*Drift Ratio*), sesuai pada SNI 1726:2019. Rasio simpangan antar lantai didapat dari perbandingan antara besaran simpangan lantai tertentu terhadap tinggi lantai tersebut.

1. Rasio Simpangan Antar Lantai Struktur Baja Tanpa *Bracing*

$$\Delta n = 44,22 \text{ mm}$$

$$L = 3200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Drift Rasio} &= \frac{\Delta n}{L} \\ &= \frac{44,22}{3200} \\ &= 1,38 \% \end{aligned}$$

2. Rasio Simpangan Antar Lantai Struktur Baja dengan *Bracing* X-2 Story

$$\Delta n = 19,25 \text{ mm}$$

$$L = 3200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Drift Rasio} &= \frac{\Delta n}{L} \\ &= \frac{19,25}{3200} \\ &= 0,60 \% \end{aligned}$$

Rekapitulasi rasio simpangan antar lantai struktur baja tanpa *bracing* dan struktur baja dengan *bracing* X-2 story bisa dilihat pada Tabel 5.31, 5.32, 5.33 dan 5.34 sebagai berikut.

Tabel 5.31 Rasio Simpangan Struktur Baja Tanpa *Bracing* Arah X

<i>Story</i>	<i>Drift Ratio (%)</i>
20	0.24
19	0.35
18	0.48
17	0.66
16	0.76
15	0.93
14	1.04
13	1.17
12	1.35
11	1.45
10	1.59
9	1.73
8	1.83
7	1.97
6	2.11
5	2.21
4	2.35
3	2.42
2	2.42
1	1.38

Tabel 5.32 Rasio Simpangan Struktur Baja Tanpa *Bracing* Arah Y

<i>Story</i>	<i>Drift Ratio (%)</i>
20	0.24
19	0.45
18	0.52
17	0.83
16	0.90
15	1.11
14	1.17
13	1.49
12	1.52
11	1.80
10	1.87
9	2.00
8	2.21
7	2.38
6	2.49
5	2.59
4	2.80
3	2.87
2	2.97
1	2.25

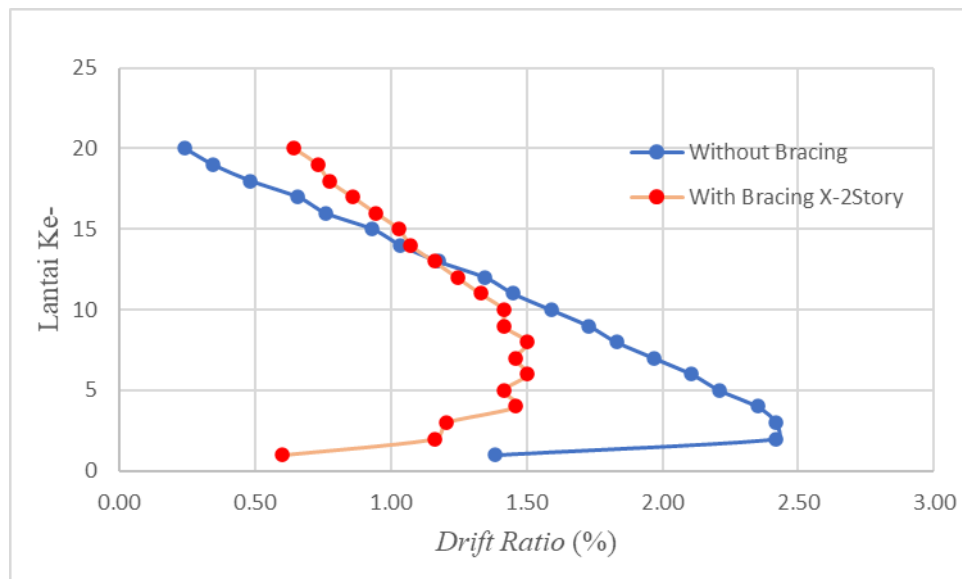
Tabel 5.33 Rasio Simpangan Struktur Baja dengan *Bracing* X-2 story Arah X

<i>Story</i>	<i>Drift Ratio (%)</i>
20	0.64
19	0.73
18	0.77
17	0.86
16	0.95
15	1.03
14	1.07
13	1.16
12	1.25
11	1.33
10	1.42
9	1.42
8	1.50
7	1.46
6	1.50
5	1.42
4	1.46
3	1.20
2	1.16
1	0.60

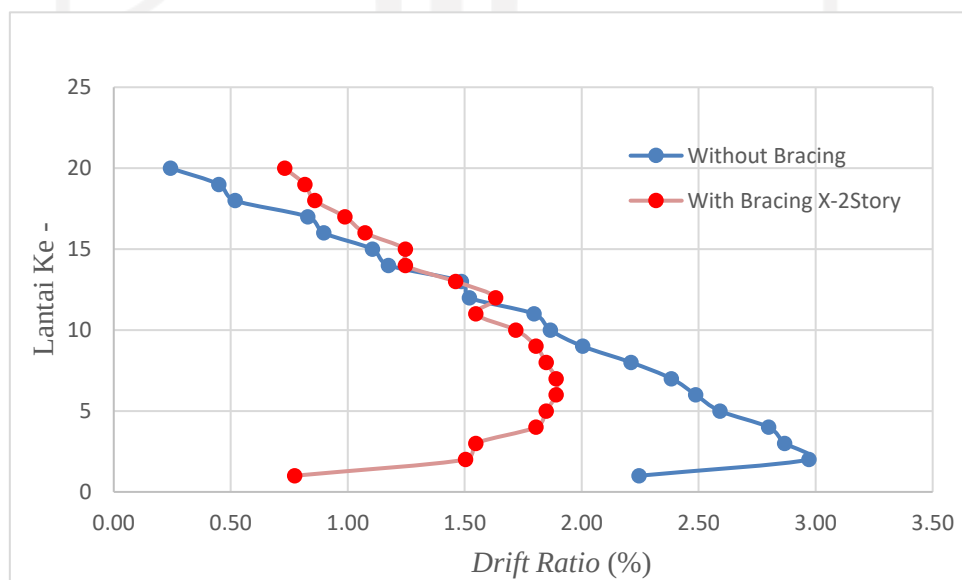
Tabel 5.34 Rasio Simpangan Struktur Baja dengan *Bracing* X-2 story Arah Y

<i>Story</i>	<i>Drift Ratio (%)</i>
20	0.73
19	0.82
18	0.86
17	0.99
16	1.07
15	1.25
14	1.25
13	1.46
12	1.63
11	1.55
10	1.72
9	1.80
8	1.85
7	1.89
6	1.89
5	1.85
4	1.80
3	1.55
2	1.50
1	0.77

Grafik hubungan *drift ratio* pada struktur baja tanpa *bracing* dan struktur baja dengan *bracing* X-2 story dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 sebagai berikut.



Gambar 5.21 Perbandingan *Drift Ratio* Arah X



Gambar 5.22 Perbandingan *Drift Ratio* Arah Y

Drift ratio menunjukkan sifat bangunan yang dianalisis kaku atau fleksibel. Semakin kecil nilai drift ratio maka semakin kaku bangunan yang didesain. Dari grafik di atas menunjukkan bahwa bangunan yang menggunakan sistem *bracing*

memiliki nilai *drift ratio* lebih kecil dibandingkan dengan bangunan yang tidak menggunakan *bracing (open frame)* maka, penambahan *bracing* pada bangunan dapat membuat struktur lebih kaku.

5.9 Koefisien Stabilitas Struktur

Suatu struktur apabila memiliki nilai koefisien stabilitas melebihi dari batas yang diijinkan maka perlu adanya perhitungan efek P-delta atau koefisien stabilitas kurang dari 0,1. Suatu struktur juga tidak boleh memiliki nilai koefisien stabilitas pada suatu titik yang melebihi koefisien stabilitas maksimumnya, apabila hal itu terjadi maka desain struktur tersebut tidak dapat digunakan karena termasuk dalam kategori tidak aman, dan perlu adanya usaha untuk meningkatkan kestabilan struktur. Contoh perhitungan dalam mencari koefisien stabilitas dapat dilihat pada uraian sebagai berikut.

1. Struktur Baja Tanpa *Bracing*

Diketahui :

$$\begin{aligned} P_x &= 5491,087 \text{ kN} \\ \Delta &= 7,738 \text{ mm} \\ I_e &= 1 \\ V_x &= 821,448 \text{ kN} \\ H_x &= 3200 \text{ mm} \\ Cd &= 5,5 \\ \beta &= 1 \end{aligned}$$

Jawab :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times H_x \times Cd} \\ &= \frac{5491,087 \times 7,738 \times 1}{821,448 \times 3200 \times 5.5} \\ &= 0,003 \\ \theta_{max} &= \frac{0.5}{Cd \times \beta} \\ &= \frac{0.5}{5.5 \times 1} \\ &= 0,09 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapat nilai koefisien stabilitas sebesar 0,003 dan nilai koefisien stabilitas maksimum sebesar 0,09, itu artinya pada lantai yang ditinjau struktur termasuk kedalam kategori aman/stabil. Maka efek P-delta pada titik tersebut diabaikan karena memiliki nilai kurang dari 0,1.

2. Struktur Baja dengan *Bracing* X-2 Story

Diketahui :

$$P_x = 5553,676 \text{ kN}$$

$$\Delta = 20,625 \text{ mm}$$

$$I_e = 1$$

$$V_x = 1103,22 \text{ kN}$$

$$H_x = 3200 \text{ mm}$$

$$C_d = 5,5$$

$$\beta = 1$$

Jawab :

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{P_x \times \Delta \times I_e}{V_x \times H_x \times C_d} \\ &= \frac{5553,676 \times 20,625 \times 1}{1103,22 \times 3200 \times 5.5} \\ &= 0,006 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta_{max} &= \frac{0.5}{C_d \times \beta} \\ &= \frac{0.5}{5,5 \times 1} \\ &= 0,9 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapat nilai koefisien stabilitas sebesar 0,006 dan nilai koefisien stabilitas maksimum sebesar 0,9, itu artinya pada lantai yang ditinjau struktur termasuk kedalam kategori aman atau stabil. Maka efek P-delta pada titik tersebut diabaikan karena memiliki nilai kurang dari 0.1.

Keterangan :

P_x = Beban vertikal akibat beban gravitasi (kN)

Δ = Simpangan antar lantai (mm)

I_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser gempa per lantai (kN)

H_x = Tinggi lantai (mm)
 Cd = Faktor perbesar defleksi
 β = Rasio geser

Rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas dapat dilihat pada Tabel 5.35,5.36,5.37,dan 5.38 sebagai berikut.



Tabel 5.35 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas Tanpa *Bracing* Arah X

<i>Story</i>	<i>Ie</i>	<i>Cd</i>	Δi	<i>P_x</i> (kN)	<i>V_x</i> (kN)	<i>H_x</i> (mm)	θ	θ_{max}	Cek $\theta < \theta_{max}$
20	1.25	5.5	7.738	5491.087	821.448	3200	0.003	0.091	Aman
19	1.25	5.5	11.055	19790.428	1646.51	3200	0.008	0.091	Aman
18	1.25	5.5	15.477	34326.257	2236.62	3200	0.013	0.091	Aman
17	1.25	5.5	21.004	48862.417	2510.25	3200	0.023	0.091	Aman
16	1.25	5.5	24.321	63398.598	2715.5	3200	0.032	0.091	Aman
15	1.25	5.5	29.848	77934.773	2889.76	3200	0.046	0.091	Aman
14	1.25	5.5	33.165	92470.936	3047.08	3200	0.057	0.091	Aman
13	1.25	5.5	37.587	101007.088	4193.19	3200	0.051	0.091	Aman
12	1.25	5.5	43.114	115543.214	4327.29	3200	0.065	0.091	Aman
11	1.25	5.5	46.431	122079.010	4449.5	3200	0.072	0.091	Aman
10	1.25	5.5	50.853	136615.107	4565.45	3200	0.086	0.091	Aman
9	1.25	5.5	55.275	151151.192	4679.85	3200	0.101	0.091	Tidak Aman
8	1.25	5.5	58.592	165687.252	5194.37	3200	0.106	0.091	Tidak Aman
7	1.25	5.5	63.014	180223.285	5306.66	3200	0.122	0.091	Tidak Aman
6	1.25	5.5	67.436	194759.287	5414.16	3200	0.138	0.091	Tidak Aman
5	1.25	5.5	70.752	209295.251	5519.21	3200	0.152	0.091	Tidak Aman
4	1.25	5.5	75.174	223831.169	5631.45	3200	0.170	0.091	Tidak Aman
3	1.25	5.5	77.385	238366.986	5760.02	3200	0.182	0.091	Tidak Aman
2	1.25	5.5	77.385	250238.122	5828.74	3200	0.189	0.091	Tidak Aman
1	1.25	5.5	44.220	267791.091	5947.18	3200	0.113	0.091	Tidak Aman

Tabel 5.36 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas Tanpa *Bracing* Arah Y

<i>Story</i>	<i>Ie</i>	<i>Cd</i>	Δi	<i>Px</i> (kN)	<i>Vx</i> (kN)	<i>Hx</i> (mm)	θ	θ_{max}	Cek $\theta < \theta_{max}$
20	1.25	5.5	7.739	5491.087	780.177	3200	0.003	0.091	Aman
19	1.25	5.5	14.372	19790.428	1533.536	3200	0.011	0.091	Aman
18	1.25	5.5	16.583	34326.257	2060.235	3200	0.016	0.091	Aman
17	1.25	5.5	26.532	48862.417	2287.311	3200	0.032	0.091	Aman
16	1.25	5.5	28.743	63398.598	2461.317	3200	0.042	0.091	Aman
15	1.25	5.5	35.376	77934.773	2608.863	3200	0.060	0.091	Aman
14	1.25	5.5	37.587	92470.936	2740.209	3200	0.072	0.091	Aman
13	1.25	5.5	47.537	101007.088	3057.015	3200	0.089	0.091	Aman
12	1.25	5.5	48.642	115543.214	3962.158	3200	0.081	0.091	Aman
11	1.25	5.5	57.486	122079.010	4059.315	3200	0.098	0.091	Tidak Aman
10	1.25	5.5	59.697	136615.107	4152.058	3200	0.112	0.091	Tidak Aman
9	1.25	5.5	64.119	151151.192	4242.707	3200	0.130	0.091	Tidak Aman
8	1.25	5.5	70.752	165687.252	4733.627	3200	0.141	0.091	Tidak Aman
7	1.25	5.5	76.280	180223.285	4826.513	3200	0.162	0.091	Tidak Aman
6	1.25	5.5	79.596	194759.287	4920.449	3200	0.179	0.091	Tidak Aman
5	1.25	5.5	82.913	209295.251	5013.148	3200	0.197	0.091	Tidak Aman
4	1.25	5.5	89.546	223831.169	5106.486	3200	0.223	0.091	Tidak Aman
3	1.25	5.5	91.757	238366.986	5209.759	3200	0.239	0.091	Tidak Aman
2	1.25	5.5	95.073	250238.122	5310.460	3200	0.255	0.091	Tidak Aman
1	1.25	5.5	71.858	267791.091	5443.834	3200	0.201	0.091	Tidak Aman

Tabel 5.37 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas dengan *Bracing* X-2 Story Arah X

Story	Ie	Cd	Δ_i	P _x (kN)	V _x (kN)	H _x (mm)	θ	θ_{max}	Cek $\theta < \theta_{max}$
20	1.25	5	20.625	5553.676	1103.22	3200	0.006	0.1	Aman
19	1.25	5	23.375	19863.992	2535.32	3200	0.010	0.1	Aman
18	1.25	5	24.750	34443.343	3197.88	3200	0.015	0.1	Aman
17	1.25	5	27.500	49050.182	3643.44	3200	0.021	0.1	Aman
16	1.25	5	30.250	63637.036	3948.96	3200	0.028	0.1	Aman
15	1.25	5	33.000	78244.066	4170.86	3200	0.035	0.1	Aman
14	1.25	5	34.375	92830.990	4358.27	3200	0.042	0.1	Aman
13	1.25	5	37.125	98437.503	4536.3	3200	0.046	0.1	Aman
12	1.25	5	39.875	103025.084	4715.77	3200	0.049	0.1	Aman
11	1.25	5	42.625	117630.197	4897.21	3200	0.058	0.1	Aman
10	1.25	5	45.375	132217.046	5073.66	3200	0.067	0.1	Aman
9	1.25	5	45.375	146822.132	5246.85	3200	0.072	0.1	Aman
8	1.25	5	48.125	153409.104	5418.25	3200	0.077	0.1	Aman
7	1.25	5	46.750	168013.229	5604.73	3200	0.080	0.1	Aman
6	1.25	5	48.125	182600.076	5813.72	3200	0.086	0.1	Aman
5	1.25	5	45.375	197869.635	6098.63	3200	0.084	0.1	Aman
4	1.25	5	46.750	212474.234	6374.05	3200	0.089	0.1	Aman
3	1.25	5	38.500	227053.686	6654.6	3200	0.075	0.1	Aman
2	1.25	5	37.125	241651.498	6898.21	3200	0.074	0.1	Aman
1	1.25	5	19.250	229278.577	6472.32	3200	0.039	0.1	Aman

Tabel 5.38 Rekapitulasi Koefisien Stabilitas dengan *Bracing* X-2 Story Arah Y

Story	Ie	Cd	Δ_i	Px (kN)	Vx (kN)	Hx (mm)	θ	θ_{max}	Cek $\theta < \theta_{max}$
20	1.25	5	23.375	5553.676	1076.892	3200	0.007	0.1	Aman
19	1.25	5	26.125	19863.992	3433.673	3200	0.009	0.1	Aman
18	1.25	5	27.500	34443.343	4011.044	3200	0.013	0.1	Aman
17	1.25	5	31.625	49050.182	4365.745	3200	0.020	0.1	Aman
16	1.25	5	34.375	63637.036	4595.116	3200	0.027	0.1	Aman
15	1.25	5	39.875	78244.066	4755.087	3200	0.037	0.1	Aman
14	1.25	5	39.875	92830.990	4905.157	3200	0.043	0.1	Aman
13	1.25	5	46.750	98437.503	5062.682	3200	0.052	0.1	Aman
12	1.25	5	52.250	103025.084	5235.421	3200	0.058	0.1	Aman
11	1.25	5	49.500	117630.197	5408.977	3200	0.061	0.1	Aman
10	1.25	5	55.000	132217.046	5571.594	3200	0.074	0.1	Aman
9	1.25	5	57.750	146822.132	5716.477	3200	0.084	0.1	Aman
8	1.25	5	59.125	153409.104	6246.833	3200	0.082	0.1	Aman
7	1.25	5	60.500	168013.229	6385.082	3200	0.090	0.1	Aman
6	1.25	5	60.500	182600.076	6543.974	3200	0.096	0.1	Aman
5	1.25	5	59.125	197869.635	6868.843	3200	0.097	0.1	Aman
4	1.25	5	57.750	212474.234	7136.089	3200	0.098	0.1	Aman
3	1.25	5	49.500	227053.686	7400.789	3200	0.086	0.1	Aman
2	1.25	5	48.125	241651.498	7681.337	3200	0.086	0.1	Aman
1	1.25	5	24.750	229278.577	6933.439	3200	0.047	0.1	Aman

Stabilitas struktur menjadi salah satu rumusan masalah pada penelitian ini. Pemasangan *bracing* dapat membuat bangunan bersifat lebih *rigid* dan memiliki deformasi yang kecil sehingga, penambahan *bracing* dapat membuat bangunan lebih stabil dan mampu mencegah struktur mengalami deformasi yang besar pada arah horizontal. Dari dua model yang ditinjau didapat nilai stabilitas struktur terbesar terdapat pada bangunan tanpa *bracing* arah Y yaitu sebesar 0,255 sedangkan pada bangunan yang menggunakan sistem *bracing* sebesar 0.098. Nilai koefisien stabilitas yang lebih kecil menunjukkan tingkat kestabilan struktur yang lebih baik. Karena nilai koefisien stabilitasnya semakin berada di bawah batas koefisien stabilitas ijin. Berdasarkan dari hasil tersebut maka, peningkatan stabilitas yang terjadi karena pengaruh *bracing* pada bangunan baja bertingkat banyak ialah sebesar 61,57%.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis data dan pembahasan mengenai pengaruh penggunaan *global bracing* terhadap respon struktur bangunan baja pada gedung bertingkat banyak akibat beban gempa, maka kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut.

1. Nilai waktu getar alami yang ditinjau pada bangunan struktur baja yang menggunakan SAP2000 sebesar 3,693 detik untuk bangunan yang tidak menggunakan *bracing* dan 2,941 detik untuk bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story. Hal ini menunjukkan bahwa bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story mengalami penurunan nilai waktu getar alami sebesar 20,38 %.
2. Nilai simpangan antar lantai yang terbesar terdapat pada arah Y pada dua model yang ditinjau. Bangunan yang tidak menggunakan sistem *bracing* mempunyai nilai simpangan antar lantai sebesar 94,6 mm sedangkan bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story memiliki nilai simpangna antar lantai sebesar 60,5 mm. Pengaruh penggunaan *bracing* pada bangunan menyebabkan penurunan terhadap simpangan antar lantai sebesar 36,05%.
3. Nilai stabilitas struktur yang didasarkan pada koefisien stabilitas, menunjukkan bahwa pada bangunan yang menggunakan sistem *bracing* X 2-story mengalami peningkatan tingkat kestabilan struktur sebesar 61,57%. Perkuatan dengan sistem *bracing* pada bangunan dapat menambah kekakuan pada struktur sehingga, bangunan menjadi lebih stabil.

6.2 Saran

Hasil penelitian ini diharapkan dapat menjadi manfaat dalam rekayasa struktur dengan menggunakan perkuatan *bracing*. Adapaun saran yang diperoleh dari pembahasan penelitian saat ini adalah sebagai berikut.

1. Variasi *bracing* yang akan digunakan dapat ditambahkan ke dalam perencanaan agar memperoleh perbandingan hasil analisa respon struktur dari setiap tipe *bracing* yang berbeda
2. Memakai aplikasi lain yang memungkinkan dalam membantu penelitian, seperti Tekla Structure
3. Menggunakan penambahan variabel lainnya dalam menahan gaya lateral, contohnya penambahan dinding geser (*shear wall*) dan *outrigger*
4. Memilih stuktur dengan denah ketidakberaturan horizontal bentuk lain, maupun ketidakberaturan vertikal pada perencanaan gedung lainnya.



Daftar Pustaka

- Ade, C.P. 2019. *Analisis Respons Struktur Bangunan Setback dengan Dua Penempatan Bresing Konsentrik Tipe V dan Inverted V (X 2-Lantai)*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. SNI 1729:2020. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. SNI 1727:2013. Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. SNI 1726:2012. Jakarta.
- Elvarando, A. 2018. *Pengaruh Konfigurasi dan Posisi Breis Eksentrik Terhadap Perilaku Bangunan Struktur Baja Akibat Gaya Gempa*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta
- Hermon Dedi. 2015. *Geografi Bencana Alam*. In: Geografi Bencana Alam. Raja Grafindo Persada, Jakarta.
- Jurusan Teknik Sipil. 2017. *Pedoman Tugas Akhir*. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Setiawan, A. 2008. *Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD*. Erlangga Jakarta
- Sugiyono. 2010. *Metode Penelitian Kuantitatif Kualitatif dan R&D*. CV Alfabeta. Bandung
- Vismanath K.G, Prakash K.B., dan Anant Desai. 2010. *Seismic Analysis of Steel Braced Reinforced Concrete Frames*. *International Journal of Civil and Structural Engineering* Vol.1, No 1, 2010.

Widodo. 2001. *Respon Dinamik Struktur Elastik*. Jurusan Teknik Sipil FTSP.
Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta

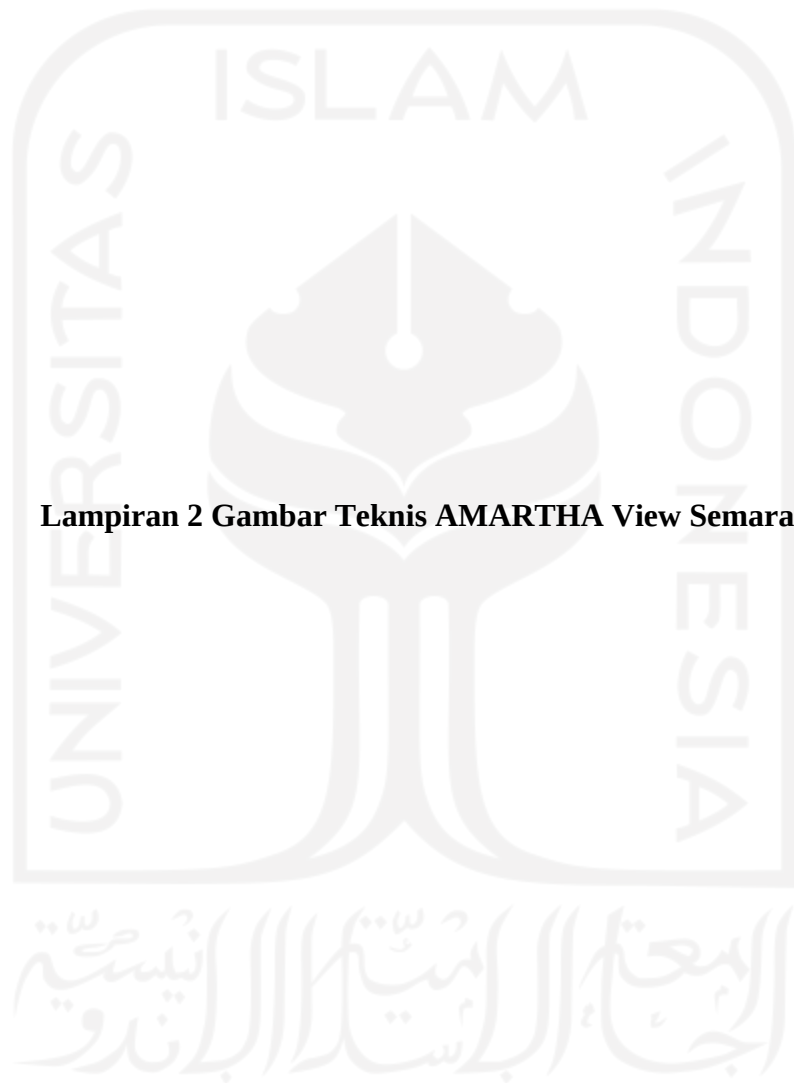




LAMPIRAN

Lampiran 1 Jadwal Pelaksanaan Tugas Akhir

BULAN		FEBRUARI				MARET				APRIL				MEI				JUNI				JULI			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
NO	URAIAN PEKERJAAN	JAM	PERSENTASE																						
1	Pengumpulan Data	3	2.21	1.10	1.10																				
2	Pemodelan	10	7.35	2.45	2.45	2.45																			
3	Pembahasan	15	11.03																						
4	Melakukan Trial and Error	43	31.62																						
5	Kontrol Keseluruhan Struktur	20	14.71																						
6	Melakukan Analisis Struktur	18	13.24																						
7	Membantu dalam Respons Struktur Bangunan	15	11.03																						
8	Membuat Laporan dan Kesimpulan	12	8.82																						
	Total	136	100.00																						
	Progres Rencana			1.10	3.55	2.45	2.45	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76	2.76
	Total Kumulatif Progres Rencana			1.10	4.66	7.11	9.56	12.32	15.07	17.83	20.59	23.35	26.11	28.87	31.63	34.39	37.15	39.91	42.67	45.43	48.19	50.95	53.71	56.47	59.23



Lampiran 2 Gambar Teknis AMARTHA View Semarang

