

TUGAS AKHIR

**DESAIN KOLOM BAJA MENGGUNAKAN
PROFIL *WIDE-FLANGE CONCRETE STEEL*
DAN *CONCRETE-FILLED STEEL TUBE (CFTs)*
(*Studi Literatur*)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

Disusun Oleh:

HENDRA PARLAUNGAN SAGALA
1107210109



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2017

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Hendra Parlaungan Sagala

NPM : 1107210109

Program Studi: Teknik Sipil

Judul Skripsi : “DESAIN KOLOM BAJA MENGGUNAKAN PROFIL *WIDE-FLANGE CONCRETE STEEL* DAN *CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFTs)*”(Studi Literatur)

Bidang ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 18 Febuari 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I/Penguji

Dosen Pembimbing I/Penguji

Tondi Amirsyah Putera, ST, MT

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Dosen Pembanding II/Penguji

Dosen Pembanding II/Penguji

Mizanuddin Sitompul, ST, MT

Rhini Wulan Dary, ST., MT

Program Studi Teknik Sipil
Ketua

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan dibawah ini:

Nama : HENDRA PARLAUNGAN SAGALA
Tempat/tgl. Lahir : Lubuk Pakam, 06 JULI 1992
NPM : 1107210109
Program Studi : Teknik Sipil
Fakultas : Teknik

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“DESAIN KOLOM BAJA MENGGUNAKAN PROFIL *WIDE-FLANGE CONCRETE STEEL* DAN *CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFTs)*”

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian surat pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Februari 2017
Saya yang menyatakan,

(HENDRA PARLAUNGAN SAGALA)

ABSTRAK

DESAIN KOLOM BAJA MENGGUNAKAN PROFIL *WIDE-FLANGE CONCRETE STEEL* DAN *CONCRETE - FILLED STEEL TUBE* (CFTs)

Hendra Parlaungan Sagala (1107210109)

Dr. Ade Faisal, ST., M.Sc

Rhini Wulan Dary, ST., MT

Struktur kolom komposit adalah struktur kolom yang terbentuk dari dua material atau lebih, yang bekerja bersama-sama untuk menahan beban terutama beban aksial dan momen akibat beban aksial eksentris. Pada tugas akhir ini secara khusus akan dibahas struktur kolom komposit yang terdiri dari material baja dan beton masing-masing memiliki kelebihan dan kekurangan. Dengan melakukan penggabungan kedua material dalam suatu struktur maka diharapkan struktur tersebut dapat bekerja maksimal dalam menahan beban luar, yaitu dapat menahan beban lebih besar dengan deformasi yang kecil. Hal ini disebabkan karena perilaku dari struktur komposit baja-beton sangat dipengaruhi oleh kombinasi sifat dari material baja dan beton. Tugas akhir ini bertujuan untuk merencanakan bangunan tahan gempa sesuai dengan SNI 1726:2012 dan mencari keamanan kolom baja komposit dalam perencanaan. Gedung yang direncanakan 3 model menggunakan (*Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus*) SRPMK dengan material baja komposit beton yang terletak di kota Bengkulu dengan kondisi tanah sedang, memiliki tinggi 24 meter terdiri dari 6 lantai. Model pertama *Wide-Flange Concrete Steel* (WFCs), sedangkan model kedua *rectangular-concrete Filled Steel Tube* (RCFTs) dan model ketiga *circle-concrete Filled Steel Tube* (CCFTs). Analisa yang digunakan dalam perencanaan tugas akhir ini yaitu perbandingan dimensi kolom pada desain setiap model gedung, dimana model kolom CCFTs nilai dimensi lebih besar untuk mendapat keamanan kolom dengan ukuran diameter 610 mm' ketebalan 12,7 mm' dan nilai simpangan antar lantai yang terjadi pada model gedung 6 lantai, dimana untuk model RCFTs lebih besar arah x sebesar 42,68 mm' dan untuk arah y sebesar 45,31 mm'.

Kata kunci : dimensi kolom, keamanan kolom dan simpangan antar lantai.

ABSTRACT

COLUMN DESIGN USING PROFILE WIDE-FLANGE STEEL CONCRETE AND CONCRETE-FILLED STEEL TUBE (CFTs)

Hendra Parlaungan Sagala (1107210109)
Dr. Ade Faisal, ST., M.Sc
Rhini Wulan Dary, ST., MT

The structure of composite column is a column structure formed of two or more materials, which work together to hold the load mainly axial loads and moments due to eccentric axial load. In this final project will be specifically discussed the structure of composite columns consisting of steel and concrete material each has advantages and disadvantages. By merging the two materials in a structure it is expected that the structure can work optimally withstand external loads, which can withstand large loads with small deformation. This is because the behavior of the steel-concrete composite structure is strongly influenced by a combination of material properties of steel and concrete. This thesis aims to plan for earthquake-resistant buildings in accordance with ISO 1726: 2012 and sought safety in the planning of composite steel columns. The planned building three models using (Special Moment Frame System bearers) SRPMK with steel concrete composite material that is located in the city of Bengkulu with moderate soil conditions, has a height of 24 meters consisting of 6 floors. The first model-Wide Flange Steel Concrete (WFCs), while the second model-rectangular concrete Filled Steel Tube (RCFTs) and the third model circle-concrete Filled Steel Tube (CCFTs). The analysis used in the planning of this thesis is the comparison column dimensions in the design of each model of the building, where the model CCFTs column dimensions greater value to find security column with a diameter of 610 mm 'thickness of 12.7 mm' and a value drift that occurred on the floor 6 storey building models, which for larger models RCFTs of 42.68 mm x direction 'and for the y direction by 45.31 mm'.

Keywords: column dimensions, safety column and story drift.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “DESAIN KOLOM BAJA MENGGUNAKAN PROFIL *WIDE-FLANGE CONCRETE STEEL* DAN *CONCRETE FILLED STEEL TUBE (CFTs)*” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Dr. Ade Faisal, ST., M.Sc. selaku Dosen Pembimbing -I dalam penulisan Tugas Akhir ini dan juga Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
2. Ibu Rhini Wulan Dary, ST., MT. selaku Dosen pembimbing -II dalam penulisan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST., MT. selaku Dosen pembeding -I dalam penulisan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Mizanuddin Sitompul, ST., MT. selaku Dosen pembeding -II dalam penulisan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah, ST., M.Sc. selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Ibu Irma Dewi, ST., M.Si. selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
7. Bapak dan Ibu staf pengajar Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
8. Teristimewa sekali kepada Ayahanda tercinta Alm. Firdaus Sagala dan Ibunda tercinta Herlina yang telah mengasuh dan membesarkan penulis dengan rasa cinta dan kasih sayang yang tulus.

9. Buat keluargaku kakanda Faisal Sagala, Farida Sagala yang telah memberikan dukungan kepada penulis hingga selesainya Tugas Akhir ini.
10. Spesial teman-teman sipil 011A, 011B, 011C dan seluruh teman-teman yang memberikan semangat serta masukan yang sangat berarti kepada penulis.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Februari 2017

Penulis

Hendra Parlaungan Sagala
1107210109

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xii
DAFTAR GAMBAR	xvi
DAFTAR NOTASI	xviii
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	3
1.3. Ruang Lingkup Penulisan	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penulisan	4
1.6. Sistematika Penulisan	5
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum	6
2.2. Karakteristik Material Beton Mutu Tinggi - Normal	7
2.3. Karakteristik Material Baja	8
2.4. Jenis - Jenis Kolom Komposit	10
2.5. Keruntuhan Kolom Komposit	13
2.6. Tebal Minum Tabung Baja	13
2.7. Prilaku Kolom Komposit	14
2.8. Kombinasi Gaya Aksial Tekan Nominal Dan Momen Nominal	16
2.9. Gempa Bumi(Earthquake)	18
2.10. Gaya Akibat Gempa Terhadap Struktur Baja	20
2.11. Kerusakan Struktur Akibat Gempa	21

2.12.	Konsep Bangunan Tahan Gempat	23
2.13.	Sistem Struktur	24
2.13.1.	Sistem Rangka Pemikul momen	24
2.13.2.	Sistem Dinding Struktural (SDS)	25
2.13.3.	Struktur Utama Bangunan	25
2.14.	Konfigurasi	26
2.14.1.	Struktur Bangunan Tidak Beraturan	26
2.15.	Simpang Antar Lantai	29
2.16.	Geser Dasar Minum Untuk Menghitung Simpangan Antar Lantai	29
2.17.	Daktilitas	31
2.18.	Keamanan Kolom	32
2.19.	Kekakuan	32
2.20.	Perhitungan Gempa dan Kinerja Pada Bangunan	33
2.20.1.	Gempa Rencana	33
2.20.2.	Zonasi Gempa	33
2.20.3.	Faktor Keutamaan Dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	34
2.20.4.	Struktur Penahan Beban Gempa	36
2.20.5.	Perioda Alami Struktur	36
2.20.6.	Jumlah Ragam	38
2.20.7.	Arah Pembebanan Gempa	38
2.21.	Klasifikasi site	38
2.21.1.	Penentuan Percepatan Puncak Di Permukaan Tanah	39
2.21.2.	Penentuan Respon Spektra Dipermukaan Tanah	40
2.22.	Berat Bangunan	43
2.23.	Ketentuan Untuk Metode Analisis Dinamik	43

2.24. Perencanaan Struktur Baja	44
2.24.1. Ketentuan Perencanaan	44
BAB 3 METODOLOGI	46
3.1. Metodologi Penelitian	46
3.2. Tinjauan Umum	47
3.3. Faktor Respon Gempa (C)	47
3.4. Pemodelan Dan Analisa Struktur	50
3.4.1. Model WFCs (<i>Wide-Flange Concrete Steel</i>)	50
3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur	50
3.4.1.2. Faktor Keutamaan Struktur (I)	51
3.4.1.3. Faktor Reduksi Gempa	51
3.4.1.4. Perencanaan Balok dan Kolom	51
3.4.1.5. Ukuran Penampang Struktur	51
3.4.1.6. Keamanan Kolom Baja Komposit	52
3.4.1.6. Komponen Struktur	52
3.4.1.7. Tebal Pelat Lantai	52
3.4.1.8. Pembebanan Pada Struktur	53
3.4.1.9. Pembebanan Pada Pelat Lantai	55
3.4.1.10. Berat Dinding Bata	55
3.4.1.11. Perhitungan Berat Perlantai Gedung	55
3.4.1.12. Kombinasi Pembebanan	55
3.4.1.13. Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	56
3.4.1.14. Penentuan Faktor Respon Gempa	57
3.4.2. Model RCFTs (<i>Rectangular-Concrete Filled Steel Tube</i>)	58
3.4.2.1. Data Perencanaan Struktur	58
3.4.2.2. Faktor Keutamaan Struktur (I)	58
3.4.2.3. Faktor Reduksi Gempa	59
3.4.2.4. Perencanaan Balok dan Kolom	59
3.4.2.5. Ukuran Penampang Struktur	59
3.4.1.6. Keamanan Kolom Baja Komposit	60
3.4.1.6. Komponen Struktur	60
3.4.2.6. Tebal Pelat Lantai	60

3.4.2.7.	Pembebanan Pada Struktur	61
3.4.2.8.	Pembebanan Pada Pelat Lantai	62
3.4.2.9.	Berat Dinding Bata	62
3.4.2.10.	Perhitungan Berat Perlantai Gedung	63
3.4.2.11.	Kombinasi Pembebanan	63
3.4.2.12.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	63
3.4.2.13.	Penentuan Faktor Respon Gempa	64
3.4.3.	Model CCFTs (<i>Circle-Concrete Filled Steel Tube</i>)	65
3.4.3.1.	Data Perencanaan Struktur	66
3.4.3.2.	Faktor Keutamaan Struktur (I)	67
3.4.3.3.	Faktor Reduksi Gempa	67
3.4.3.4.	Perencanaan Balok dan Kolom	67
3.4.3.5.	Ukuran Penampang Struktur	67
3.4.3.6.	Keamanan Kolom Baja Komposit	68
3.4.3.6.	Komponen Struktur	68
3.4.3.6.	Tebal Pelat Lantai	68
3.4.3.7.	Pembebanan Pada Struktur	69
3.4.3.8.	Pembebanan Pada Pelat Lantai	71
3.4.3.9.	Berat Dinding Bata	71
3.4.3.10.	Perhitungan Berat Perlantai Gedung	71
3.4.3.11.	Kombinasi Pembebanan	71
3.4.3.12.	Nilai Waktu Getar Alami Fundamental	72
3.4.3.13.	Penentuan Faktor Respon Gempa	73
BAB 4	HASIL DAN PEMBAHASAN	75
4.1.	Analisa Desain	75
4.2.	Gaya Geser Dasar	75
4.3.	Kekakuan Tingkat	79
4.4.	Berat Perlantai	81
4.5.	Nilai Simpangan Gedung (<i>story drift</i>)	82
4.6.	Keamanan Desain Pada Kolom Bangunan Gedung	87
4.6.1.	Baja WFCs	87
4.6.2.	Baja RCFTs	88

4.6.3. Baja CCFTs	89
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	91
5.1. Kesimpulan	91
5.2. Saran	92
DAFTAR PUSTAKA	92
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	26
Tabel 2.2	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	28
Tabel 2.3	Simpangan antar lantai ijin (Δ_a) berdasarkan SNI 1726:2012	29
Tabel 2.4	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk Beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.6	Faktor koefisien modifikasi respon (R^a), faktor kuat lebih sistem (Ω_0^s), faktor pembesaran defleksi (C_d^b), dan batasan tinggi istem struktur (m) ^c berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.7	Nilai parameter perioda pendekatan C_r dan x berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.8	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.9	Klasifikasi site berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.10	Faktor amplikasi untuk (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012	39
Tabel 2.11	Koefisien perioda pendek (F_a) berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.12	Koefisien perioda 1,0 detik (F_v) berdasarkan SNI 1726:2012	41
Tabel 3.13	Spektrum Respon untuk wilayah gempa berdasarkan SNI 1726:2012	49
Tabel 3.14	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	51
Tabel 3.15	Dimensi penampang balok dan kolom WFCs	52
Tabel 3.16	Berat Material Konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	53
Tabel 3.17	Berat Tambahan Komponen Gedung 1-5 berdasarkan PPPURG 1987	53
Tabel 3.18	Berat Tambahan Komponen Gedung 6 berdasarkan PPPURG 1987	54
Tabel 3.19	Beban Tambahan Pada Pelat Tangga berdasarkan SNI 1727:2013	54
Tabel 3.20	Beban Tambahan Pada Pelat Bordes berdasarkan SNI 1727:2013	54

Tabel 3.21	Beban Hidup Pada Lantai Struktur berdasarkan SNI 1727:2013	54
Tabel 3.22	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012	55
Tabel 3.23	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental berdasarkan SNI 1726:2012	56
Tabel 3.24	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs WFCs	57
Tabel 3.25	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	59
Tabel 3.26	Dimensi penampang balok dan kolom RCFTs	60
Tabel 3.27	Berat Material Konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	61
Tabel 3.28	Berat Tambahan Komponen Gedung 1-5 berdasarkan PPPURG 1987	61
Tabel 3.29	Berat Tambahan Komponen Gedung 6 berdasarkan PPPURG 1987	62
Tabel 3.30	Beban Tambahan Pada Pelat Tangga berdasarkan SNI 1727:2013	62
Tabel 3.31	Beban Tambahan Pada Pelat Bordes berdasarkan SNI 1727:2013	62
Tabel 3.32	Beban Hidup Pada Lantai Struktur berdasarkan SNI 1727:2013	62
Tabel 3.33	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012	63
Tabel 3.34	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental berdasarkan SNI 1726:2012	64
Tabel 3.35	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs RCFTs	65
Tabel 3.36	Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012	67
Tabel 3.37	Dimensi penampang balok dan kolom CCFTs	68
Tabel 3.38	Berat Material Konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	69
Tabel 3.39	Berat Tambahan Komponen Gedung 1-5 berdasarkan PPPURG 1987	69
Tabel 3.40	Berat Tambahan Komponen Gedung 6 berdasarkan PPPURG 1987	70
Tabel 3.41	Beban Tambahan Pada Pelat Tangga berdasarkan SNI 1727:2013	70
Tabel 3.42	Beban Tambahan Pada Pelat Bordes berdasarkan SNI 1727:2013	70
Tabel 3.43	Beban Hidup Pada Lantai Struktur berdasarkan SNI 1727:2013	70
Tabel 3.44	Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012	71
Tabel 3.45	Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental berdasarkan SNI 1726:2012	72

Tabel 3.46	Rangkuman nilai Cs dan nilai Cs CCFTs	73
Tabel 4.47	Gaya geser Dasar WFCs berdasarkan SNI 1726:2012	75
Tabel 4.48	Gaya geser Dasar RCFTs berdasarkan SNI 1726:2012	75
Tabel 4.49	Gaya geser Dasar CCFTs berdasarkan SNI 1726:2012	75
Tabel 4.50	Distribusi kekakuan tingkat x gedung WFCs	80
Tabel 4.51	Distribusi kekakuan tingkat x gedung RCFTs	80
Tabel 4.52	Distribusi kekakuan tingkat x gedung CCFTs	80
Tabel 4.53	Berat Perlantai WFCs	81
Tabel 4.54	Berat Perlantai RCFTs	81
Tabel 4.55	Berat Perlantai CCFTs	81
Tabel 4.56	Perhitungan story drift arah x WFCs	82
Tabel 4.57	Perhitungan story drift arah y WFCs	82
Tabel 4.58	Perhitungan story drift arah x RCFTs	83
Tabel 4.59	Perhitungan story drift arah y RCFTs	83
Tabel 4.60	Perhitungan story drift arah x CCFTs	83
Tabel 4.61	Perhitungan story drift arah y CCFTs	84
Tabel 4.62	Keamanan Kolom WFCs	87
Tabel 4.63	Keamanan Kolom CCFTs	88
Tabel 4.64	Keamanan Kolom RCFTs	89

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Kolom Berfungsi Sebagai Elemen Struktur Tekan	2
Gambar 1.2	Hubungan Tegang-Regangan Pada Beton Dan Baja	3
Gambar 2.1	Kurva Tegang-Regangan Mutu Beton Tinggi Dan Normal	8
Gambar 2.2	Hubungan Tegang-Regangan Baja Lunak dan Baja Keras	9
Gambar 2.3	Bentuk Potongan Penampang Kolom Komposit	11
Gambar 2.4	Perbandingan Kolom Kopolit Dan Kolom Konvensional	12
Gambar 2.5	Diagram Interaksi Antara Momen Dan Gaya Normal	17
Gambar 2.6	Kerusakan Struktur Akibat Terjadinya Gempa	22
Gambar 2.7	Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (SNI 1726:2010)	33
Gambar 2.8	Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (S_s) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (SNI 1726:2010)	34
Gambar 2.9	Peta respon spektra percepatan 0,1 detik (S_1) di batuan dasar (S_B) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun (SNI 1726:2010)	34
Gambar 2.10	Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah	42
Gambar 3.11	Diagram alir penelitian	46
Gambar 3.12	Spektrum respon gempa SNI 1726:2012 kota Medan dengan jenis tanah sedang	49
Gambar 3.13	Pemodelan gedung 6 lantai (WFCs)	50
Gambar 3.14	Pemodelan gedung 6 lantai (RCFTs)	58
Gambar 3.15	Pemodelan gedung 6 lantai (CCFTs)	66
Gambar 4.16	Simpangam arah x WFCs RCFTs & CCFTs	85
Gambar 4.17	Simpangam arah y WFCs RCFTs & CCFTs	86
Gambar 4.18	Drift ratio arah x WFCs RCFTs & CCFTs	86
Gambar 4.19	Drift ratio arah y WFCs RCFTs & CCFTs	87
Gambar 4.20	Interaksi Diagram WFCs	88
Gambar 4.21	Interaksi Diagram RCFTs	89

DAFTAR NOTASI

Ag	Luas penampang komponen struktur
C	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, g
Cd	Faktor pembesaran defleksi
C _s	Koefisien respon seismik
C _r	Nilai parameter perioda pendekatan
C _u	Koefisien dari parameter perepatan respon spectral desain pada 1detik Δ_i Simpangan antar lantai
DD	Beban Mati, kg
LL	Beban Hidup, kg
F _i	Bagian dari geser dasar seismik (kN)
F _{PGA}	Faktor amplikasi untuk PGA
F _a	Koefisien situs perioda pendek 0,2 detik
F _v	Koefisien situs perioda panjang 1 detik
f'c	Kuat tekan beton, Mpa
f _y	Kuat tekan baja, Mpa
H	Tinggi gedung yang ditinjau, m
g	Percepatan gravitasi, mm/det ²
Ie	Faktor keutamaan struktur
h _{sx}	Tinggi tingkat struktur
h _n	Ketinggian struktur dalam (m) diatas dasar sampai tingkat tinggi struktur
n	Nomor lantai tingkat paling atas, jumlah lantai tingkat struktur gedung

V	Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja ditingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur beraturan tersebut, kg
V_1	Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung, kg
V_n	Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum, pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 , kg
V_t	Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu, kg
V_u	Gaya geser rencana, kg
F_i	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke- i struktur atas gedung, kg
R	Faktor reduksi gempa, Koefisien modifikasi respon
S_{DS}	Parameter percepatan respon spektral pada periode pendek, redaman 5 persen
S_{D1}	Parameter percepatan respon spektral pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
S_1	Parameter percepatan respon desain yang ditetapkan pada perioda 1detik, redaman 5 persen
S_B	Batuan dasar
S_A	Klasifikasi site batuan keras
S_C	Klasifikasi site tanah sangat padat dan batuan lunak
S_D	Klasifikasi site tanah sedang

S_E	Klasifikasi site site tanah lunak
S_F	Klasifikasi site tanah khusus
S_S	Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5 persen
SS	Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respon site spesifik
\bar{S}_u	Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya, kPa
S_{MS}	Parameter percepatan respon spectral MCE pada perioda pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{M1}	Parameter percepatan respon spectral MCE pada perioda 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
S_{D1}	Parameter percepatan respon spektral spesifik situs pada perioda 1 detik, redaman 5 persen
S_{DS}	Parameter percepatan respon spektral spesifik situs pada perioda pendek, redaman 5 persen
S_{PGA}	Nilai PGA di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2012
PGA	Percepatan muka tanah puncak MCE_G terpetra, g
PGA_M	Nilai percepatan puncak di permukaan tanah berdasarkan tanah berdasarkan jenis tanah
T	Perioda struktur dasar (detik)
T_1	Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan, detik
T_s	S_{D1}/S_{DS} , detik
T_0	$0,2 S_{D1}/S_{DS}$, detik
$T_{a \text{ maksimum}}$	Nilai maksimum perioda bangunan, detik
$T_{a \text{ minimum}}$	Nilai minimum perioda bangunan, detik

W_i	Berat lantai tingkat ke- i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai (berat per lantai gedung), (kg)
W_t	Berat total struktur
ρ	Faktor redudansi struktur
Δ_a	Simpangan antar lantai ijin
μ	Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama, Konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun
μ_m	Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung
A_s	<i>Area Steel</i>
A_c	<i>Area Concrete</i>
Z_s	Jarak Lengan Kepusat
Z_c	Jarak Lengan Kepusat
P_d	Point D
P_c	Point C
P_e	Point E
P_a	Point A
P_b	Point B

BAB I PENDAHULUAN

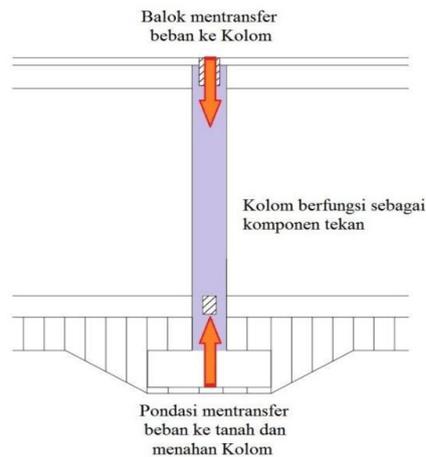
1.1. Latar Belakang

Pada saat ini kolom bangunan tinggi banyak menggunakan material beton bertulang. Seiring dengan berkembangnya teknologi bahan konstruksi di beberapa negara, kini sudah mulai banyak digunakan material baja dalam konstruksi bangunan tinggi. Kini juga telah dikembangkan penggunaan material komposit dalam konstruksi kolom. Dalam tugas akhir ini, akan di analisa suatu struktur enam lantai dengan tinggi dan luas bangunan yang sama. Bangunan akan direncanakan menggunakan material baja komposit dan beton dengan bentuk yang berbeda pada material kolomnya, yang kemudian akan dibandingkan ketiganya.

Adapun literatur yang digunakan sebagai acuan untuk mendesain konstruksi tahan gempa adalah SNI 1726-2012 dan untuk desain baja serta komposit baja beton menggunakan SNI 1729-2015. Untuk mendukung penulisan tugas akhir ini juga diambil dari buku literatur seperti yang di cantumkan dalam daftar pustaka.

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (*collapse*) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (*total collapse*) seluruh struktur.

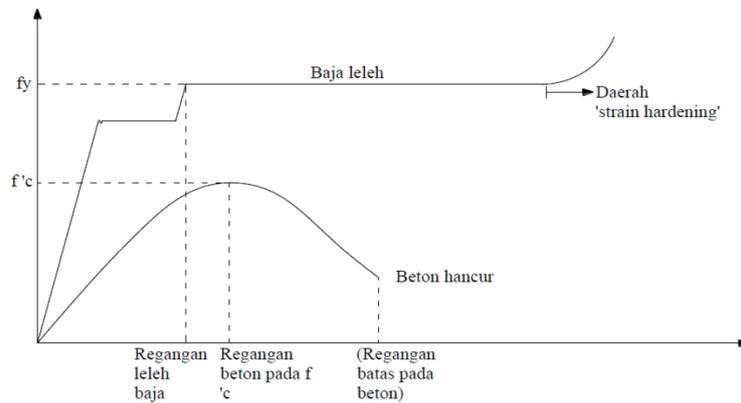
Beton cocok sebagai material untuk komponen tekan karena karakteristiknya yang memiliki nilai kuat tekan yang relatif tinggi, namun beton merupakan bahan bersifat getas dan nilai kuat tariknya hanya berkisar 9%-15% saja dari kuat tekanya.



Gambar 1.1: Kolom berfungsi sebagai elemen struktur tekan.

Pada penggunaan sebagai komponen struktural bangunan, umumnya beton diperkuat dengan batang tulangan baja sebagai bahan yang dapat bekerja sama dan mampu menutupi kelemahannya, terutama pada bagian yang mengalami gaya tarik. Mekanisme keruntuhan pada material baja ketika struktur baja telah berada pada kondisi inelastis (plastisnya), baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

Pada prinsipnya Kolom yang terbuat dari beton murni dapat mendukung beban kombinasi yang bekerja, akan tetapi karena kapasitas kolomnya kecil maka daya dukungnya juga kecil. Kolom juga dapat dibuat secara komposit yaitu kolom baja yang terbuat dari profil baja diletakan dalam beton bertulang atau terbuat dari pipa besi dan diisi dengan beton. Perbandingan luas baja dengan luas penampang kolom (A_s/A_g) paling sedikit 0,01 agar memenuhi syarat sebagai kolom komposit. Pada kolom komposit tidak terdapat batas atas untuk besarnya ratio luas profil terhadap luas penampang kolom.



Gambar 1.2: Hubungan tegangan regangan pada beton dan baja (beban sentris).

1.1 Rumusan Masalah

Adapun permasalahan yang timbul dalam penulisan ini adalah sebagai berikut:

- Bagaimana perilaku struktur kolom, menggunakan profil baja WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*) dan CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*).
- Bagaimana perbandingan dimensi antara struktur kolom, WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*) dan CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*) dalam penentuan dimensi kolom pada bangunan tinggi.

1.2 Ruang Lingkup

Ruang lingkup atau batasan masalah yang terjadi dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

- Dalam perencanaan ini akan di rencanakan 1 jenis desain struktur gedung dengan perbedaan kolom bangunan gedung *typical* dengan dimensi bangunan 16 x 16 m, jarak bentang 4 m, total 6 lantai dengan tinggi bangunan 24 m (tinggi antar lantai 4 m).

- b) Perencanaan ini terletak di Indonesia Provinsi Bengkulu dengan area zona gempa yaitu (SS 1,1) warna coklat dan (S1 0,5) warna kuning pada jenis tanah sedang.
- c) Pemodelan struktur yang digunakan adalah pemodelan struktur (tiga) 3 dimensi dengan menggunakan ETABS v15.1.0
- d) Dalam perencanaan ini menggunakan SNI 1726-2012 Perencanaan struktur tahan gempa, SNI 1729-2015 Struktur baja.
- e) Tidak membahas anggaran biaya dan metode pelaksanaan
- f) Tidak membahas struktur bangunan bawah

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun Tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut:

- a. Untuk mendesain penampang kolom komposit baja WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*) dan CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*).
- b. Untuk mengetahui perilaku struktur yang memakai kolom baja jenis WFCs (*Wide - Flange Concrete Steel*), RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*) dan CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*).

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penulisan ini adalah sebagai berikut:

- 1. Dapat melakukan perencanaan struktur bangunan memenuhi syarat keamanan hingga meminimalisir kegagalan struktur bangunan gedung tinggi
- 2. Dapat memberi wawasan terhadap penulis tentang fungsi penggunaan baja khusus dalam pembuatan kolom struktur gedung tinggi
- 3. Bermanfaat bagi dunia khususnya dalam bidang teknik, khusus teknik sipil pada konstruksi bangunan baja.

1.5 Sistematika Penulisan

Guna mendapatkan gambaran umum mengenai Tugas Akhir ini, maka dibuat sistematika penulisan yang terdiri dari 5 bab, yaitu:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini membahas tentang latar belakang dari permasalahan yang diangkat dan merupakan gambaran umum dari tugas akhir yang diambil, tujuan, ruang lingkup dan sistematika penulisan.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini membahas mengenai dasar-dasar teori, serta dasar-dasar analisa data yang digunakan dalam menyelesaikan masalah yang diangkat.

BAB III METODOLOGI

Bab ini membahas tentang pemodelan, perhitungan beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan yang kemudian akan memberikan hasil pengujian yang berisi pengujian yang berisi tentang data perilaku struktur.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

Pada bab ini penulis menjelaskan tentang hasil pembahasannya dari analisa yang telah dilakukan sebelum menarik sebuah kesimpulan.

BAB V KESIMPULAN

Bab ini berisi tentang kesimpulan dan saran dari hasil pengujian yang dilakukan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Kolom adalah komponen struktur vertikal yang menyalurkan beban tekan aksial dengan atau tanpa momen. Dimensi penampang kolom umumnya lebih kecil dibandingkan dengan tingginya, sedangkan menurut ahli "Jensen" kolom adalah suatu batang struktur yang mengalami beban diujung batang dimana garis kerja sejajar dengan batang tersebut dan umumnya panjangnya 10 kali atau lebih dari dimensi lateral terkecil. Bila garis kerja beban ujung berimpit dengan sumbu kolom, maka kolom tersebut dibebani secara aksial kosentris. Bila garis kerja beban ujung tidak berimpit, maka kolom tersebut dibebani secara eksentris.

Kolom komposit baja-beton adalah kolom yang terbentuk dari material baja dan beton yang bekerja bersama-sama dalam menahan beban tekan aksial maupun beban lateral. Pada awal ditemukan, kolom komposit ini direncanakan sebagai konstruksi baja semata-mata dimana beton hanya berfungsi sebagai selubung pelindung terhadap bahaya kebakaran dan karat. Hal ini merupakan suatu kemunduran terhadap perencanaan yang ekonomis, dimana bangunan semakin berat dan akibatnya biaya pondasi semakin mahal. Pada akhirnya, dengan adanya selubung beton akan memberikan sumbangan yang positif, dimana efek kelangsingan dari kolom menjadi berkurang, sehingga bahaya tekuk dapat dikurangi juga.

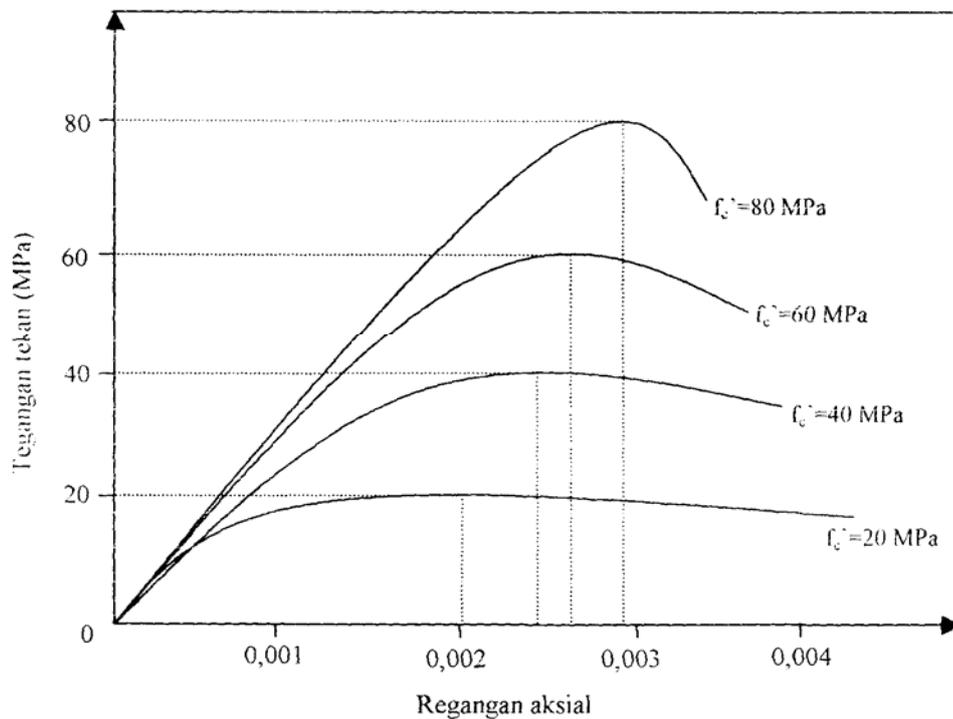
Spesifikasi AISC-LRFD mendefinisikan kolom komposit sebagai kolom baja yang dibuat dengan cara dirol yang diselimuti dengan beton struktural atau pipa atau tabung baja yang diisi dengan beton struktural, sedangkan peraturan ACI mendefinisikan kolom komposit sebagai komponen tekan beton yang diperkuat secara longitudinal dengan bentuk penampang struktural, pipa atau tabung dengan atau tanpa tulangan longitudinal. Spesifikasi AISC memberi batasan yang lebih ketat dibandingkan peraturan ACI.

2.2 Karakteristik Material Beton Mutu Tinggi - Normal

Beton mutu tinggi sering didefinisikan sebagai beton yang mempunyai kepadatan dan ketegaran retak yang tinggi. Definisi kuat tekan beton mutu tinggi disetiap negara berbeda satu sama lain. Di Australia beton mutu tinggi adalah beton yang mempunyai kuat tekan 50 MPa ke atas, sedangkan di Eropa beton mutu tinggi mempunyai kuat beton di atas 60 MPa. Beton mutu tinggi dapat dibuat dengan menggunakan bahan-bahan yang hampir sama dengan beton biasa, tetapi dengan memilih mutu bahan dasar yang baik (pasir, agregat) ditambah dengan bahan aditif tertentu, seperti, *fly ash*, *silica fume* atau *super plastisizer*, atau bahan-bahan serat lainnya. Definisi beton mutu tinggi yang terbuat dari bahan-bahan yang hampir sama dengan beton biasa berdasarkan peraturan ACI adalah beton yang mempunyai batas kuat tekan sebesar 41 MPa.

Beton mutu tinggi mempunyai perilaku tegangan–regangan terhadap beban uniaxial yang berbeda jika dibandingkan dengan beton mutu normal. Beton mutu tinggi menunjukkan perilaku yang lebih getas. Pada kurva tegangan-regangan, setelah respon puncak terjadi penurunan tegangan yang relatif lebih cepat pada beton mutu tinggi dibandingkan dengan beton mutu normal, yang mengakibatkan beton mutu tinggi mempunyai daktilitas yang lebih rendah.

Perbedaan perilaku tegangan-regangan ini disebabkan oleh perbedaan pada mekanisme terbentuknya retak. Pada beton mutu normal, retak terjadi pada daerah transisi antara agregat dan pasta, yang menghasilkan permukaan retakan yang lebih kasar. Permukaan retakan yang kasar ini akan memberikan mekanisme pelepasan energi secara bertahap selama terjadi keruntuhan. Inilah yang menyebabkan beton mutu normal lebih daktil, yang terlihat pada Gambar 2.1, dimana penurunan tegangan lebih landai dibandingkan mutu beton tinggi.



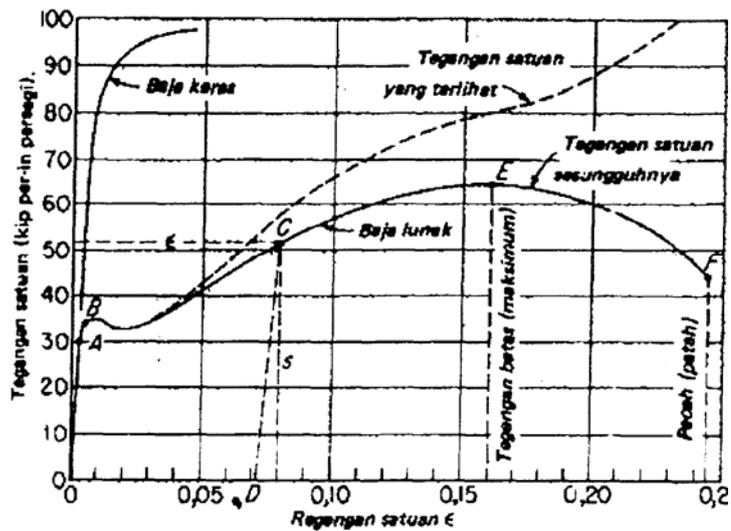
Gambar 2.1: Kurva tegangan-regangan mutu beton tinggi dan normal.

Pada beton normal, setelah regangan mencapai 0,3-0,4 dari regangan puncaknya, perilaku tegangan-regangannya mulai non-linier. Ini disebabkan oleh mulai terbentuknya retakan pada daerah antara pasta semen dengan agregat. Pada beton mutu tinggi grafik tegangan-regangan masih linear pada regangan yang lebih besar dan modulus elastisitas pada beton mutu tinggi juga lebih tinggi daripada modulus elastisitas beton mutu normal. Sedangkan *Poisson ratio* pada beton mutu tinggi lebih rendah daripada *Poisson ratio* beton mutu normal. menjelaskan bahwa kekuatan ikatan antar mortar, dan antara mortar dengan agregat relatif hampir sama jika dibandingkan dengan kekuatan agregat. Peningkatan kekuatan antar mortar, dan antara mortar dengan agregat ini akan menghasilkan kekuatan puncak yang lebih tinggi dibandingkan dengan beton mutu normal.

2.3 Karakteristik Material Baja

Untuk mengetahui sifat-sifat mekanis material baja, dilakukan uji tarik dari

batang baja sampai batang patah. Tarikan total pada batang selama pengujian, diukur dengan menggunakan skala yang merupakan bagian dari mesin. Dari pengukuran ini tegangan dan regangan satuan yang terlihat, dihitung dan kemudian diplot sehingga menghasilkan diagram tegangan-regangan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.2. Pada kurva terdapat 3 bagian utama, yaitu bagian elastis, plastis dan *strain hardening*.



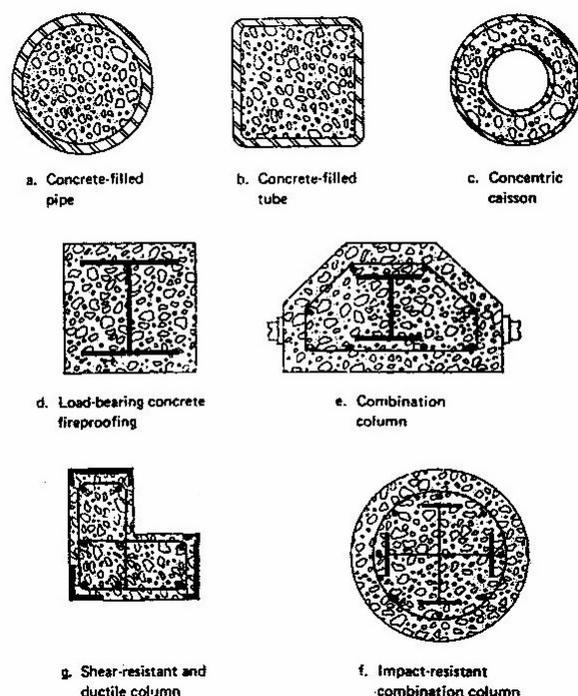
Gambar 2.2: Hubungan tegangan-regangan baja lunak dan baja keras.

Pada bagian elastis, regangan akan kembali ke nilai nol jika beban dilepas. Pada daerah elastis akan hukum hooke karena tegangan yang diperoleh sebanding dengan regangan yang didapat. Sedangkan nilai Modulus Elastisitas baja E_s merupakan nilai tangen pada bagian kurva elastis, yang pada umumnya mempunyai nilai 200.000 sampai 210.000 MPa. Pada bagian daerah plastis, regangan tidak akan kembali ke nilai nol jika beban dilepas, dengan kata lain batang tidak akan kembali ke panjang awal setelah beban dilepas. Kurva pada daerah plastis berbentuk non linear dan pada daerah ini akan terjadi tegangan leleh baja f_y yaitu tegangan minimum yang terjadi pada saat baja akan mengalami pertambahan regangan tanpa adanya penambahan tegangan. Bagian yang terakhir adalah daerah *strain hardening*. Bagian ini merupakan bagian dari daerah plastis,

dimana regangan tidak akan kembali ke nilai nol setelah beban dilepas. Tetapi tegangan bertambah lagi seiring dengan bertambahnya regangan samapai mencapai tegangan batas (maksimum) f_u . Pada Gambar 2.2. diatas ada dua jenis tegangan, yaitu tegangan satuan sesungguhnya dan tegangan satuan yang terlihat. Kurva tegangan satuan yang terlihat (garis putus-putus) didapat apabila tegangan dihitung berdasarkan luas penampang batang tarik sesungguhnya ketika di uji tarik, sedangkan kurva tegangan satuan sesungguhnya dihitung berdasarkan luas potongan penampang awal batang sebelum di uji tarik. Untuk baja keras, kekuatan lelehnya lebih tinggi dibanding baja lunak tetapi pada umumnya lebih getas dibanding baja lunak sehingga keruntuhannya akan terjadi secara tiba-tiba.

2.4 Jenis-Jenis Kolom Komposit

Beberapa contoh penampang kolom komposit diperlihatkan dalam Gambar 2.3. Pipa baja yang diisi beton (Gambar 2.3.a) atau tabung baja yang diisi beton (Gambar 2.3.b) merupakan penampang kolom komposit yang paling umum digunakan. Bentuk kaison, seringkali digunakan untuk pengeboran lumpur dan juga dapat membantu mendukung beban (Gambar 2.3.c). Pada awalnya, lapisan beton digunakan sebagai pelindung terhadap api (Gambar 2.3.d dan e). Bentuk penampang kolom CFTs (Gambar 2.3.a,b) memberikan keunggulan dibanding penampang kolom *steel reinforced concrete* SRC/WFCs (Gambar 2.3.d,e) yaitu lebih fleksibel dan lebih mudah pengerjaannya. Hal ini terutama berguna dalam pembangunan konstruksi bangunan gedung bertingkat banyak dimana dibutuhkan sifat *workability* yang tinggi dan fleksibilitas ruangan terbuka untuk penggunaan bangunan secara maksimum. Gambar 2.3.f memperlihatkan bentuk kolom komposit, dimana penggunaan dari profil struktur untuk melindungi sudut-sudut kolom beton yang tidak terlindung pada daerah dok dan lalu lintas. Penampang dalam Gambar 2.3.g. menunjukkan suatu optimasi tahan gempa terhadap kekuatan geser dari profil struktur dan daktilitas dari inti beton yang diberi tulangan spiral untuk menstabilkan mode sesudah kehancuran dari tekuk lokal bentuk tersebut. Berikut Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Bentuk potongan penampang kolom komposit.

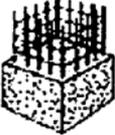
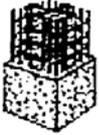
Struktur bangunan yang menggunakan komponen kolom struktur konvensional seperti beton bertulang, baja yang diperkuat beton SRC dan baja dapat juga direncanakan dan dilaksanakan dengan menggunakan kolom CFTs dengan segala kelebihan yang dimilikinya dan ada saatnya penggunaan kolom CFTs lebih ekonomis dibanding jenis kolom lainnya (lihat Gambar.2.4.), kolom CFTs sangat cocok diterapkan pada gedung bertingkat tinggi dimana sifat *workability* dan *fleksibilitas* sangat dibutuhkan. Pada kolom CFTs, beton yang di isi ke dalam pipa atau tabung baja dapat menambah kekuatan, kekenyalan dan kekakuan pipa atau tabung baja. Tipe kolom komposit CFTs biasanya digunakan ketika elemen baja struktur diperlihatkan secara kasat mata untuk alasan arsitektur, dan sifat ekonomis terwujud dengan berkurangnya penggunaan bekisting atau cetakan untuk beton, pada Gambar 2.4.

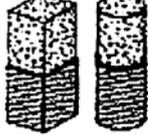
	RC structure	SRC structure	S structure	CFT structure
Flexibility	□	○	⊙	⊙
Rigidity, habitability	⊙	⊙	□	○
Fire resistance	⊙	⊙	□	○
Suitability for high-rise structures	□	○	⊙	⊙
Workability	○	□	⊙	⊙

⊙ Excellent

○ Good

□ Fair



RC

SRC

S

CFT

Gambar 2.4: Perbandingan kolom komposit dan kolom konvensional.

Dalam percobaannya terhadap kolom CFTs yang dibebani secara aksial konsentris menyimpulkan kolom CFTs penampang lingkaran lebih daktil dibanding kolom CFTs dengan penampang bujursangkar atau persegi. Kolom CFTs penampang lingkaran yang diuji dalam studi eksperimentalnya menunjukkan pengaruh strain hardening bahkan pada kolom CFTs dengan tabung dinding tabung yang paling tipis sekalipun ($D/t = 47$). Tekuk lokal pada dinding tabung penampang lingkaran terjadi pada daktilitas aksial sebesar 10 atau lebih, sementara pada tabung bujur sangkar dan persegi tekuk lokal terjadi pada daktilitas aksial sebesar 2 sampai 8. Sifat-sifat yang terdapat pada kolom CFTs penampang lingkaran ini tentu sangat bermanfaat jika diterapkan pada daerah rawan gempa.

Telah banyak peraturan di seluruh dunia yang memberikan batasan dan prosedur perencanaan kolom CFTs seperti peraturan AISC LRFD, ACI, Eurocode 4 dan Architectural Institute of Japan (AIJ). Zhang dan Shahrooz pernah menguji keakuratan metode ACI untuk memprediksi kekuatan kolom CFTs penampang bujursangkar yang masuk dalam kategori kolom pendek dan kolom panjang dan diketahui metode ACI standar dapat secara realistis menghitung kapasitas penampang kolom CFTs sejauh tabung baja yang digunakan adalah baja mutu normal ($f_y < 400$ MPa). Jika tabung baja yang digunakan adalah tabung baja mutu tinggi maka metode ACI standar perlu

dimodifikasi dimana diasumsikan kapasitas penampang kolom CFTs terjadi saat tabung baja telah leleh seluruhnya.

2.5 Keruntuhan kolom komposit

Keruntuhan pada kolom komposit baja-beton dapat terjadi karena kehancuran bahan yang ditandai dengan melelehnya baja atau hancurnya beton, atau akibat ketidakstabilan struktur (tertekuk). Jika kolom mengalami keruntuhan yang disebabkan oleh kehancuran bahan, maka kolom tersebut dapat diklasifikasikan sebagai kolom pendek atau juga dapat diklasifikasikan sebagai kolom langsing. Sedangkan jika kolom mengalami keruntuhan karena tertekuk, maka kolom tersebut diklasifikasikan sebagai kolom langsing. Keruntuhan yang disebabkan oleh kehancuran material terbagi dua macam, yaitu keruntuhan tarik yang ditandai dengan melelehnya baja pada bagian tekan atau tarik, dan keruntuhan tekan yang ditandai dengan hancurnya beton pada bagian tekan. Kondisi seimbang terjadi ketika keruntuhan tarik dan tekan terjadi bersamaan. Jika P_n adalah beban aksial dan P_{nb} adalah beban aksial yang berhubungan dengan kondisi seimbang, maka jika P_n lebih kecil daripada P_{nb} dikatakan keruntuhan tarik, jika P_n lebih besar dari P_{nb} dikatakan keruntuhan tekan dan jika P_n sama dengan P_{nb} dikatakan keruntuhan seimbang. Kondisi keruntuhan seimbang terjadi ketika baja tarik mencapai regangan leleh \sum_y tepat pada keadaan beton mencapai regangan batas beton \sum_c (Peraturan ACI mengasumsikan sebesar 0,003 untuk beton bertulang) dan kemudian hancur. Apabila baja lebih dulu mencapai tegangan lelehnya sebelum tegangan tekan beton mencapai maksimum maka dikatakan keruntuhan tarik dan sebaliknya jika tegangan di serat beton lebih dulu mencapai kapasitas maksimumnya sebelum tegangan pada baja meleleh disebut keruntuhan tekan.

2.6 Tebal Minimum Tabung baja

Peraturan ACI dan AISC mensyaratkan ketebalan minimum pipa atau tabung baja untuk mencegah terjadinya tekuk lokal sebelum pipa atau tabung baja meleleh, yaitu sebesar:

$$t_{\min} = h \sqrt{\frac{fy}{8. aEs}} \quad \text{untuk penampang lingkaran dengan diameter } h \quad (2.1)$$

$$t_{\min} = b \sqrt{\frac{fy}{3. Es}} \quad \text{untuk penampang lingkaran dengan diameter } b \quad (2.2)$$

sedangkan untuk tujuan ketahanan gempa, peraturan gempa AISC memberikan batasan tebal minimum yang lebih ketat untuk kasus penampang bujursangkar, yaitu :

$$t_{\min} = b \sqrt{\frac{fy}{2. Es}} \quad (2.3)$$

sedangkan untuk penampang lingkaran, peraturan gempa AISC belum memberikan batasan minimum tebal pipa, dikarenakan dari hasil pengujian kolom CFTs penampang lingkaran menunjukkan hasil yang memuaskan untuk perencanaan tahan gempa. Peraturan di negara Jepang membatasi nilai rasio kelangsingan pelat D/t untuk penampang lingkaran dan B/t untuk penampang persegi sebesar :

$$\frac{D}{t} \leq 1,5. \frac{23500}{F} \quad \text{untuk penampang lingkaran dengan diameter } D \quad (2.4)$$

$$\frac{B}{t} \leq 1,5. \frac{735}{F} \quad \text{untuk penampang persegi dengan lebar } B \quad (2.5)$$

dimana F adalah kekuatan standar untuk menentukan tegangan baja yang diizinkan = nilai terkecil tegangan leleh dan 0,7 kali kuat tarik baja (MPa).

2.7 Perilaku Kolom Komposit

Pipa baja dalam kolom CFTs menyumbang kekakuan lentur yang terbesar dibanding beton di dalam pipa dan kekuatan tekan kolom adalah minimal sebesar penjumlahan kekuatan masing-masing bahan yaitu pipa baja dan beton tak terkekang. Ketika beban konsentris diberikan pada baja dan beton secara merata, rasio poisson baja menyebabkan dinding pipa mengembang secara lateral lebih besar dibanding beton hingga gaya tekan yang diberikan menghasilkan tegangan beton yang cukup untuk menyebabkan retak-retak kecil di dalam beton dan membesarnya volume beton. Retak-retak kecil yang disertai dengan membesarnya volume beton terjadi ketika tegangan lebih besar

dari $0,5f'$ setelah beton mulai retak, dorongan beban yang ada menyebabkan beton mengembang secara lateral dan ditahan oleh dinding pipa. Akhirnya dinding pipa mencapai tegangan lelehnya akibat kombinasi gaya tekan longitudinal dan gaya tarik transversal yang menyebabkan penggelembungan terjadi pada pipa baja dan beton tidak dapat ditahan oleh dinding pipa akhirnya hancur bersamaan dengan runtuhnya kolom.

Kekangan triaksial dari dinding pipa dapat meningkatkan kekuatan efektif beton. Secara teoritis, kekangan triaksial seharusnya dapat meningkatkan kekuatan sebesar tiga kali kapasitas nominal beton di dalam pipa baja. Jika panjang kolom lebih dari tiga kali diameternya, kekakuan longitudinal dinding pipa tidak cukup untuk menahan tekuk inelastis saat beban tekan melebihi kapasitas yang ditentukan tanpa peningkatan f' dari kekangan lateral. Pada kolom yang lebih langsing, lokasi dimana kekuatan beton bertambah akibat kekangan menjadi berkurang karena kekakuan *longitudinal* tidak dapat menahan terjadinya tekuk inelastis. *Grauers* dkk dalam penelitiannya terhadap kolom CFTs langsing, menemukan bahwa pengaruh kekangan hanya terjadi pada kolom pendek, dimana beban ultimit penampang komposit melebihi penjumlahan dari kapasitas nominal penampang beton dan tabung baja sekitar 6%, sedangkan kapasitas dukung beban kolom CFTs langsing ditentukan dengan melelehnya tabung baja bagian tekan. Pada kasus kolom langsing beton bertulang, kekangan yang diberikan oleh tulangan sengkang hanya berpengaruh kecil terhadap peningkatan kapasitas kolom, baik dalam hal kapasitas beban aksial maupun lendutan yang terjadi sebelum mengalami keruntuhan.

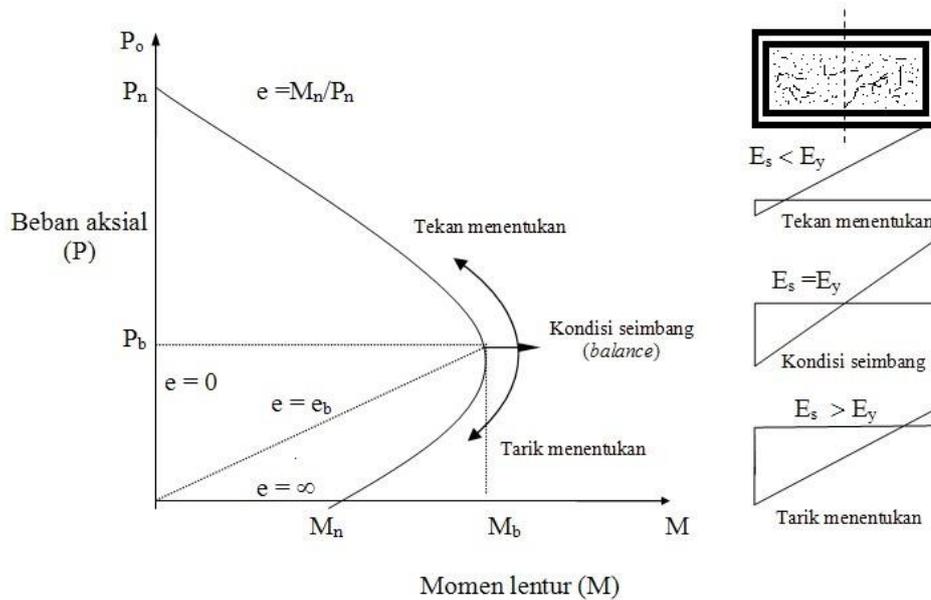
Pada kolom pendek biasanya dapat mencapai kuat tampangnya (*cross-sectional strength*), sedemikian hingga keruntuhan ditentukan oleh kekuatan komponen materialnya, yaitu kuat tekan beton dan tegangan leleh baja. Meskipun demikian, inti beton pada kolom pendek juga mengalami kekangan lateral (*lateral confinement*) yang diberikan oleh tabung baja, sehingga kolom komposit mampu mendukung beban lebih besar daripada beban aksial yang dapat didukung pada kondisi tak-terkekang. Lebih jauh, dan mungkin yang lebih penting, perilaku beton terkekang menjadi lebih liat (*ductile*), sehingga

mempengaruhi perilaku struktur secara keseluruhan.

Beban konsentris umumnya jarang terjadi. Pada kenyataannya di lapangan, kolom-kolom pada bangunan struktur akan menerima gaya aksial eksentris. Dengan adanya kurvatur yang disebabkan oleh lenturan-maka dinding pipa baja akan menekan inti beton, yang mengakibatkan terjadinya transfer geser sepanjang kontak permukaan. Lekatan yang baik antara dinding pipa dengan inti beton dapat merepresentasikan kondisi batas yang umum dimana hanya ada satu profil regangan pada penampang kolom saat terjadinya kurvatur lentur. Hasil pengelasan menunjukkan tidak ada perbedaan perilaku kolom CFTs yang tidak dioles pelumas. Hasil Johansson dan Gylltoft (2002) menjelaskan bahwa kolom CFTs dengan dimensi penampang yang tidak terlalu besar tidak memerlukan *shear connector* pada permukaan dinding pipa bagian dalam karena aksi komposit dapat terwujud melalui lekatan yang alami antara inti beton dengan dinding bagian dalam pipa baja.

2.8 Kombinasi Gaya Aksial Tekan Nominal dan Momen Nominal

Dalam situasi ini kolom dapat mengalami beban aksial tekan dan momen. Momen yang terjadi pada kolom dapat disebabkan karena adanya beban eksentris yang disengaja atau tidak disengaja, juga dapat karena adanya ketidak lurusan kolom. Sementara kemampuan dukung kolom pendek ditentukan oleh kuat tampangnya. Interaksi antara kedua gaya dalam tersebut seperti ditunjukkan pada Gambar 2.5. Diagram interaksi situasi ini khususnya kolom tersebut dibagi dalam dua daerah, yaitu daerah keruntuhan tekan (*Compression control region*) dan daerah keruntuhan tarik (*Tension control region*) serta titik keseimbangan (*balance*) sebagai pembatasnya. Jika suatu gaya normal bekerja pada kolom pendek, maka dapat dilihat berbagai kasus sehubungan dengan lokasi gaya normal terhadap titik berat plastisnya.



Gambar 2.5: Diagram interaksi antara momen dan gaya normal.

a) Gaya Tekan Aksial (P_o)

Adalah kasus dimana secara teoritis dianggap bekerja suatu gaya aksial yang besar dan mempunyai titik tangkap pada titik berat plastisnya (*plastic centroid*) atau $e=0$ dan $M = 0$.

$$P_a = 0,85 \times F_c' \times (A_g - A_{st}) + A_{st} \times F_y.$$

$$\odot P_a = 0,65 \times P.$$

$$M_a = 0.$$

b) Gaya Aksial Nominal yang Dijinkan (P_{nmaks})

Adalah kasus dimana gaya normal yang bekerja pada penampang mengandung eksentrisitas minimum sesuai dengan standar tata cara yang digunakan. Pada keadaan ini keruntuhan kolom terjadi akibat kehancuran beton (\sum_{ct} mencapai \sum_u).

$$P_b = T' \times f' + C_c \times C_b \times h + C^2 \times f'.$$

$$\odot P_b = 0,65 \times P_b.$$

$$M_b = -Z_c \times -T' + Z_c \times C_c + Z'' \times C^2.$$

c) Keruntuhan Tekan

Adalah kasus dimana bekerja gaya aksial yang yang relatif kecil disertai eksentrisitas yang besar. Pada keadaan ini lelehnya tulangan tercapai lebih dahulu sebelum kehancuran beton, sehingga pada saat keruntuhan ($\sum_s < \sum_y$) dan $\sum_c = \sum_{cu}$, $Pn < Pnb$ serta $e > eb$.

$$Pc = T' \times f'' + Cc \times a \times h + C^2 \times f''.$$

$$\phi Pc = 0,65 \times Pc.$$

$$Mc = -Zc \times -T' + Zc \times Cc + Z'' \times C^2$$

d) Kondisi keadaan seimbang

Pada kasus ini keadaan seimbang dicapai dimana regangan tekan beton (\sum_c) mencapai regangan hancurnya (\sum_{cu}) dan regangan tarik tulangan (\sum_s) mencapai regangan lelehnya (\sum_y) secara bersamaan, dengan demikian keruntuhan beton terjadi bersamaan pada saat tulangan mengalami pelelehan, $Pn = Pb$ serta $e = eb$.

$$Pc = T' \times f'' + Cc \times a \times h + C^2 \times f''.$$

$$\phi Pc = 0,65 \times Pc.$$

$$Mc = -Zc \times -T' + Zc \times Cc + Z'' \times C^2$$

e) Kondisi Lentur Murni

Adalah kasus dimana dengan secara teoritis gaya normal yang bekerja (Pn) sama dengan nol yang bersesuaian dengan harga momen lentur tertentu (Mn).

$$Pde = 0.$$

$$\phi Pe = 0,65 \times Pd.$$

$$Me = Mnc + Mns.$$

2.9 Gempa Bumi (*Earthquake*)

Gempa bumi merupakan fenomena alam biasa sama dengan fenomena alam yang lain seperti hujan, angin, gunung meletus dan sebagainya. Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi pada permukaan tanah. Ditinjau dari penyebabnya, ada terdapat empat jenis gempa bumi, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas magma yang terjadi sebelum gunung api meletus.

2. Gempa Bumi Runtuhan

Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik diatas maupun di bawah permukaan tanah akibat aktivitas pertambangan ataupun pada daerah kapur.

3. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, ataupun nuklir.

4. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi yang disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik yang terjadi secara tiba-tiba yang mempunyai kekuatan dari yang sangat kecil hingga yang sangat besar.

Di antara keempat jenis gempa bumi di atas, gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling sering terjadi dan paling membahayakan karena getarannya jauh lebih kuat dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtuhan, maupun gempa bumi buatan. Secara spesifik, gempa bumi tektonik juga dapat diartikan sebagai peristiwa pelepasan energi gelombang seismik secara tiba-tiba yang diakibatkan oleh adanya deformasi lempeng tektonik yang ada di kerak bumi.

Sebelum mencapai permukaan tanah gelombang gempa melalui suatu media baik yang sifatnya struktur geologi maupun properti fisik tanah. Sebelum terjadi gempa, terjadi akumulasi energi/tegangan yang besar. Oleh karena itu, pada saat terjadinya gempa atau patah/pecahnya massa batuan, akan terjadi pelepasan energi yang sangat besar yang umumnya disebut energi gelombang gempa. Energi regangan yang dilepaskan akibat pecah/gesernya batuan karena peristiwa mekanik (desak, geser, tarik) kemudian ditransfer menjadi energi gelombang. Energi gelombang gempa menyebar dari pusat gempa menuju kesegala arah yang salah satu arahnya adalah permukaan tanah. Karakter utama dari energi gelombang gempa yaitu jenis gelombang, arah rambatan gelombang, adanya kemungkinan perbedaan intensitas gelombang pada arah yang berbeda, adanya kecepatan gelombang dan adanya gerakan partikel. Selain dari karakter

utama yang disebutkan diatas, terdapat besaran atau properti lain yang sifatnya lebih khusus yang menjadi karakteristik dinamik yaitu periode gelombang (T), amplitudo gelombang (y), panjang gelombang (L), frekuensi gelombang (f) dan kecepatan gerak gelombang (v).

Apabila ditinjau dari periode getarannya, gelombang dapat kemungkinan terjadi secara periodik maupun nonperiodik. Sedangkan bila ditinjau dari segi amplitudo, gelombang kemungkinan dapat menjadi getaran harmonik maupun non harmonik. Secara umum gelombang merupakan kombinasi variasi periode dan amplitudo.

2.10 Gaya Akibat Gempa Terhadap Struktur Baja(Komposit)

Pada dasarnya sama dengan struktur lainnya yaitu struktur beton bertulang hingga struktur menggunakan baja padat atau pun komposit. Yaitu pergerakan pada kerak bumi akan menimbulkan energi yang terakumulasi kemudian dipancarkan ke segala arah. Energi yang dipancarkan berupa energi gelombang yang menyebabkan terjadinya gerakan tanah (*ground motions*). Gerakan tanah akibat gempa menghasilkan percepatan tanah, yang jika berada pada lokasi struktur akan diteruskan oleh tanah pada kerangka struktur. Percepatan tanah akibat gempa pada umumnya hanya terjadi beberapa detik sampai puluhan detik saja, walaupun kadang-kadang dapat terjadi lebih dari satu menit. Percepatan yang dialami struktur akan menimbulkan gaya horizontal dan gaya vertikal, sehingga struktur mengalami simpangan vertikal dan simpangan horizontal (lateral). Apabila bangunannya kaku, maka percepatannya akan sama dengan permukaan, yaitu menurut hukum kedua Newton pada Pers. 2.6.

$$F = m \cdot a \quad (2.6)$$

dimana :

$$F = \text{gaya (N)}$$

$$m = \text{massa (Kg)}$$

$$a = \text{percepatan benda (m/s}^2\text{)}$$

Tetapi dalam kenyataannya hal ini tidaklah demikian karena pada tingkatan tertentu semua bangunan adalah fleksibel. Untuk struktur yang hanya sedikit

berubah bentuk artinya menyerap sebagian energi, besar gayanya akan kurang dari massa kali percepatannya. Akan tetapi, struktur yang sangat fleksibel yang mempunyai waktu getar alamiah yang mendekati waktu getar gelombang permukaan dapat mengalami gaya yang jauh lebih besar yang ditimbulkan oleh gerak permukaan yang berulang-ulang. Dengan demikian besar aksi gaya lateral pada bangunan tidak disebabkan oleh percepatan permukaan saja, tetapi juga tanggapan dari struktur bangunan dan juga pondasinya.

2.11 Kerusakan Struktur Akibat Gempa

Ada beberapa faktor yang menyebabkan kerusakan akibat gempa, diantaranya adalah:

- a. Kekuatan gempa bumi
- b. Kedalaman gempa bumi
- c. Jarak hiposentrum gempa bumi
- d. Lama getaran gempa bumi
- e. Kondisi tanah setempat

Faktor-faktor tersebut menyebabkan perlunya pemenuhan terhadap kaidah-kaidah perencanaan/pelaksanaan sistem struktur tahan gempa pada setiap struktur bangunan yang akan didirikan khususnya yang dibangun di wilayah dengan kerawanan (risiko) gempa menengah hingga tinggi. Akan tetapi, kaidah-kaidah perencanaan/pelaksanaan struktur bangunan tahan gempa tersebut belum sepenuhnya diterapkan pada pelaksanaan pembangunan struktur dan sangat jarang pula yang menggunakan struktur baja/baja komposit pada gedung tinggi di wilayah Indonesia. Hal ini terlihat dari berbagai gedung-gedung yang berada di Indonesia, penggunaan struktur beton bertulang sangat dominan di gunakan di hampir di seluruh wilayah Indonesia dan kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan tingkat tinggi akibat gempa-gempa besar di Indonesia dalam beberapa tahun terakhir.

Kerusakan yang terjadi pada struktur bangunan akibat gempa tersebut pada umumnya disebabkan oleh hal-hal sebagai berikut:

- a. Sistem bangunan yang digunakan tidak sesuai dengan tingkat kerawanan daerah setempat terhadap gempa.

- b. Rancangan struktur dan detail penulangan yang diaplikasikan pada dasarnya kurang memadai.
- c. Kualitas material dan praktik konstruksi pada umumnya kurang baik.
- d. Pengawasan dan kontrol pelaksanaan pembangunan kurang memadai.



Gambar 2.6: Kerusakan struktur akibat terjadinya gempa bumi.
(http://bmkg.go.id/dampak_gempa2).

Agar hal yang sama tidak terjadi lagi, dan untuk memberi pilihan struktur lain nya yang telah di dominasi oleh gedung struktur beton bertulang dalam perencanaan, perancangan, dan pelaksanaan struktur bangunan gedung tahan gempa, jadi dalam hal ini pilihan tersebut menggunakan struktur gedung lain nya seperti baja atau pun baja komposite dan ada pula yang perlu diperhatikan prinsip-prinsip dasar berikut ini:

- a. Sistem struktur yang digunakan harus sesuai dengan tingkat kerawanan (risiko) daerah tempat struktur bangunan tersebut berada terhadap gempa.
- b. Aspek kontinuitas dan integritas struktur bangunan perlu diperhatikan. Dalam perencanaan dan pemasangan setiap baut yang terhubung dan pengelasan baja

- c. Konsistensi sistem struktur yang diasumsikan dalam desain dengan sistem struktur yang dilaksanakan harus terjaga.
- d. Material beton dan baja yang digunakan harus memenuhi persyaratan material konstruksi untuk struktur bangunan tahan gempa.
- e. Unsur-unsur arsitektural yang memiliki massa yang besar harus terikat dengan kuat pada sistem portal utama dan harus diperhitungkan pengaruhnya terhadap sistem struktur.
- f. Metode pelaksanaan, sistem *quality control* dan *quality assurance* dalam tahapan konstruksi harus dilaksanakan dengan baik dan harus sesuai dengan kaidah yang berlaku.

2.12 Konsep Bangunan Tahan Gempa (Baja Komposit)

Bangunan-bangunan gedung mempunyai faktor keutamaan yang bergantung pada penting/tidaknya suatu bangunan. Bangunan yang sangat penting diharapkan dapat bertahan/mempunyai umur yang lebih lama dibanding dengan bangunan biasa. Hal ini berarti bahwa penting dan tidaknya bangunan berhubungan dengan beban rencana bangunan yang berlanjut pada periode ulang gempa. Semakin penting suatu bangunan maka semakin lama bangunan itu harus bertahan, berarti semakin besar gaya gempa yang harus diperhitungkan terhadap bangunan tersebut.

Struktur bangunan yang tahan terhadap gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan, dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan. Oleh karena itu, perlu adanya suatu konsep dasar yang sangat penting dalam hal perencanaan yaitu:

1. Saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan. Kerusakan kecil masih dapat ditoleransi dan diperbolehkan pada elemen nonstruktural.
2. Saat terjadi gempa sedang, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.

3. Saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, tetapi tidak boleh menyebabkan bangunan runtuh untuk menghindari jatuhnya korban jiwa.
4. Saat terjadi perbedaan suhu panas 68°F/ 20°C di wilayah struktur akan mengalami pemuaian pada struktur baja diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural .
5. Saat terjadi perbedaan suhu dingin ekstrem di wilayah struktur, akan tetapi di wilayah khususnya dinegara Indonesia yang tercinta ini (NKRI) jarang sekali atau tidak pernah sama sekali mengalami suhu dingin ekstrem.

2.13 Sistem Struktur

Berdasarkan SNI 1726-2012, Sistem penahan gempa lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang ditunjukkan dalam tabel 9, Sistem rangka baja dan beton pemikul momen khusus (SRPMK).

2.13.1 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur balok, kolom, dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui lentur, geser dan aksial

SRPM dapat dikelompokkan menjadi:

- a. Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas terbatas dan hanya cocok digunakan didaerah dengan resiko gempa yang rendah.

- b. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas sedang dan dapat digunakan pada zona gempa menengah.

- c. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh dan dapat digunakan pada zona gempa tinggi.

2.13.2 Sistem Dinding Struktural (SDS)

Sistem dinding struktural adalah dinding proporsi untuk menahan kombinasi geser, momen dan gaya aksial yang ditimbulkan gempa.

SDS dapat dikelompokkan menjadi:

a. Dinding Struktural Beton Biasa (SDSB)

Sistem dinding ini memiliki tingkat terbatas dan bisa digunakan pada zona gempa menengah.

b. Dinding Struktural Beton Khusus

Sistem ini pada dasarnya memiliki tingkat daktilitas penuh dan digunakan pada zona gempa tinggi.

2.13.3 Struktur Utama Bangunan

Struktur utama bangunan adalah suatu kerangka pokok suatu bangunan. Sebagai kerangka pokok, maka struktur bangunan mempunyai fungsi utama meneruskan beban baik beban gravitasi maupun beban sementara ke sistem pendukung akhir yaitu tanah dasar. Struktur bangunan, baik baja, beton maupun kayu sangat baik dalam menahan beban gravitasi, namun perlu didesain secara khusus apabila menahan beban yang arahnya horizontal. Beban horizontal dapat diakibatkan oleh beban angin maupun beban gempa. Pada daerah yang aktivitas gempanya tinggi, beban horizontal sangat menentukan pada proses desain dan struktur utama bangunan lebih banyak dimaksudkan untuk menahan beban horizontal daripada hanya sekedar menahan beban gravitasi. Oleh karena itu, struktur utama bangunan juga sering disebut sebagai sistem penahan beban horizontal atau *lateral load resisting system*.

Ada terdapat beberapa jenis struktur utama bangunan, yaitu:

1. Portal terbuka
2. Portal dengan *bracing*
3. Dinding geser
4. *Walled-Frame*
5. Diafragma/Lantai penghubung

2.14 Konfigurasi Bangunan

Konfigurasi bangunan pada hakekatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan dan elemen nonstruktural (Pawirodikromo, 2012).

2.14.1. Struktur Gedung Tidak Beraturan

Struktur gedung ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan jika tidak memenuhi syarat dari struktur gedung beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik.

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.3.2.1 dan pasal 7.3.2.2, ketidak beraturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidak beraturan horizontal dan ketidak beraturan vertikal. Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2.

Tabel 2.1: Ketidakberaturan horizontal pada struktur.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragmanya kaku atau setengah kaku	7.3.3.3 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	D,E, dan F B,C, D, E, dan F F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B,C, D, E, dan F
1b	Ketidakberaturan torsi berlebihan didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, disebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D

Tabel 2.1: Lanjutan.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
	referensi berlaku hanya untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku.		
2	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang didefinisikan	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah potongan atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat keringat selanjutnya	7.3.3.4 Tabel 13	D, E dan F D, E dan F
4	Ketidakberaturan pergeseran melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika ada terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang vertikal	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F
5	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu ortogonal utama sistem penahan gaya seismik		C,D,E dan F B,C,D,E dan F D,E dan F B,C,D,E dan F

Tabel 2.2: Ketidakberaturan vertikal pada struktur.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	Tabel 13	D,E dan F

Tabel 2.2: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1b	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefenisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2	Ketidakberaturan massa didefenisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau	Tabel 13	D, E dan F
3	Ketidakberaturan geometri vertikal didefenisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahan gaya seismik tingkat didekatnya	Tabel 13	D, E dan F
4	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefenisikan ada jika pergeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan tingkat dibawahnya	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B,C,D,E dan F D,E dan F D,E dan F
5a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D,E dan F
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan didefenisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

2.15 Simpangan Antar Lantai

Bedasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya terjadi pada kondisi kinerja batas ultimit saja. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal maka defleksi bisa dihitung. Pada simpangan antar lantai nilainya harus diperbesar dengan Pers. 2.7 di bawah ini:

$$\frac{\partial x = .Cd.\partial x_e}{I_e} \quad (2.7)$$

Dimana:

- ∂x = Simpangan antar lantai
- Cd = Faktor pembesaran defleksi
- I_e = Faktor keutamaan gedung

Setelah nilai pembesaran simpangan (∂x) di dapat maka nilai tersebut tidak boleh lebih dari nilai yang sesuai struktur gedung dan kategori risikonya seperti pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3: Simpangan antar lantai ijin.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Dimana: h_{sx} = Tinggi tingkat struktur

2.16 Geser Dasar Minimum Untuk Menghitung Simpangan Antar Lantai

Analisis elastik sistem penahan gaya gempa untuk perhitungan simpangan antar lantai harus dilakukan dengan menggunakan gaya gempa desain atau gaya geser dasar seismik Pers. 2.8.

$$V = C_s \cdot Wt \quad (2.8)$$

Dimana:

C_s = Koefisien respon seismik

Wt = Berat total struktur

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah:

$C_{s \text{ maksimum}}$

Untuk $C_{s \text{ maksimum}}$ ditentukan dengan Pers 2.9 berikut ini:

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.9)$$

dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek,

R = faktor modifikasi respon,

I = faktor keutamaan hunian.

Nilai C_s maksimum diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan pada Pers 2.10.

$C_{s \text{ hasil hitungan}}$

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.10)$$

dimana:

S_{D1} = parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik.

T = periode struktur dasar (detik)

Nilai C_s hasil hitungan diatas tidak kurang dari nilai C_s minimum dari Pers 2.11.

$C_{s \text{ minimum}}$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,0044 S_{DS} I \geq 0,01 \quad (2.11)$$

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari Pers 2.12.

$$C_{s \text{ tambahan}} = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.12)$$

dimana:

S_1 = parameter percepatan respons spektrum desain yang ditetapkan

Budiono dan Supriatna (2011), menyatakan bahwa pemilihan nilai C_s ditentukan dengan cara apabila $C_{s \text{ hitungan}}$ lebih besar dari $C_{s \text{ maksimum}}$, maka yang digunakan adalah nilai $C_{s \text{ maksimum}}$, sedangkan apabila nilai $C_{s \text{ hitungan}}$ lebih kecil dari nilai $C_{s \text{ minimum}}$ maka digunakan.

Menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa lateral (F_i) yang timbul disemua tingkat harus ditentukan dengan Pers.2.13.

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i^k}{\sum (W_i \cdot z_i)^k} \cdot V \quad (2.13)$$

dimana:

k = nilai eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki $T \leq 0,5$ detik; $k = 1$
- Untuk struktur yang memiliki $T \geq 2,5$ detik; $k = 2$
- Untuk struktur yang memiliki $0,5 < T < 2,5$; k adalah interpolasi.

2.17 Daktilitas

Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pascaelastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Faktor daktilitas struktur gedung μ adalah rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh gempa rencana pada saat mencapai kondisi

diambang keruntuhan δ_m dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama δ_y , dalam Pers. 2.14.

$$1 \leq \mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \leq \mu_m \quad (2.14)$$

dimana: $\mu = 1$: nilai faktor daktilitas struktur gedung yang elastik penuh

μ_m : nilai faktor daktilitas untuk struktur gedung yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan

2.18 Keamanan Kolom

Struktur vertikal kolom yang menerima dan menyalurkan gaya tekan aksial bersamaan atau tidak dengan gaya momen. Dikarenakan resiko keruntuhan kolom lebih banyak memikul bagian struktur dibanding struktur lantai, baik pelat atau balok, karena kolom lebih banyak memikul bagian struktur dibanding balok sehingga bila kolom runtuh akan lebih banyak bagian dari bangunan yang hancur dibandingkan bila balok yang runtuh.

2.19 Kekakuan

Kekakuan struktur adalah gaya yang diperlukan struktur bila mengalami deformasi sebesar satu satuan (Budiono dan Supriatna, 2011). Nilai kekakuan struktur tergantung dari material yang digunakan, dimensi elemen struktur, penulangan, modulus elastisitas, modulus elastisitas geser dan momen inersia polar.

Berdasarkan SNI 1726:2012, dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, pengaruh peretakan beton pada unsur-unsur struktur dari beton bertulang, beton pratekan dan baja komposit harus diperhitungkan terhadap kekakuannya. Untuk itu, momen inersia penampang unsur struktur dapat ditentukan sebesar momen inersia penampang utuh dikalikan dengan suatu persentase efektifitas penampang.

2.20 Pehitunganan Gempa dan Kinerja Pada Bangunan

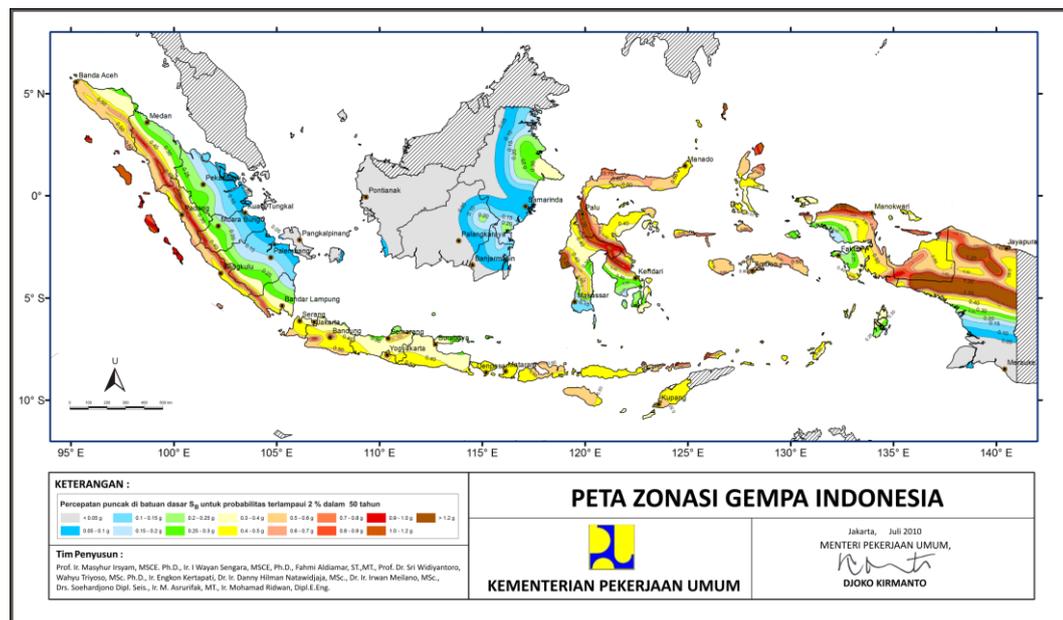
2.20.1. Gempa Rencana

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.1, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarannya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2% (2500 tahun).

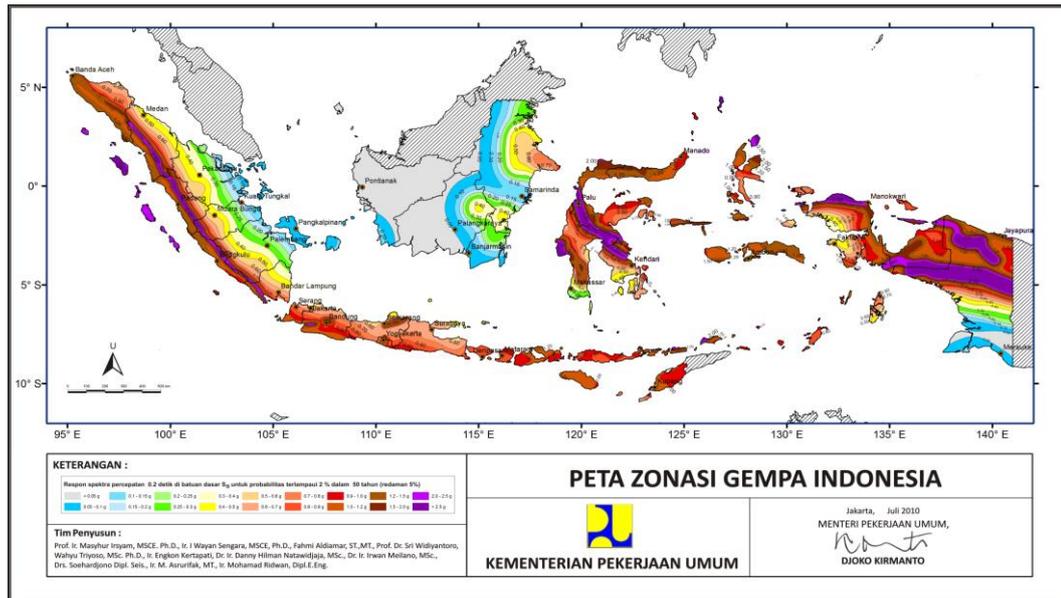
Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada di ambang keruntuhan.

2.20.2. Zonasi Gempa

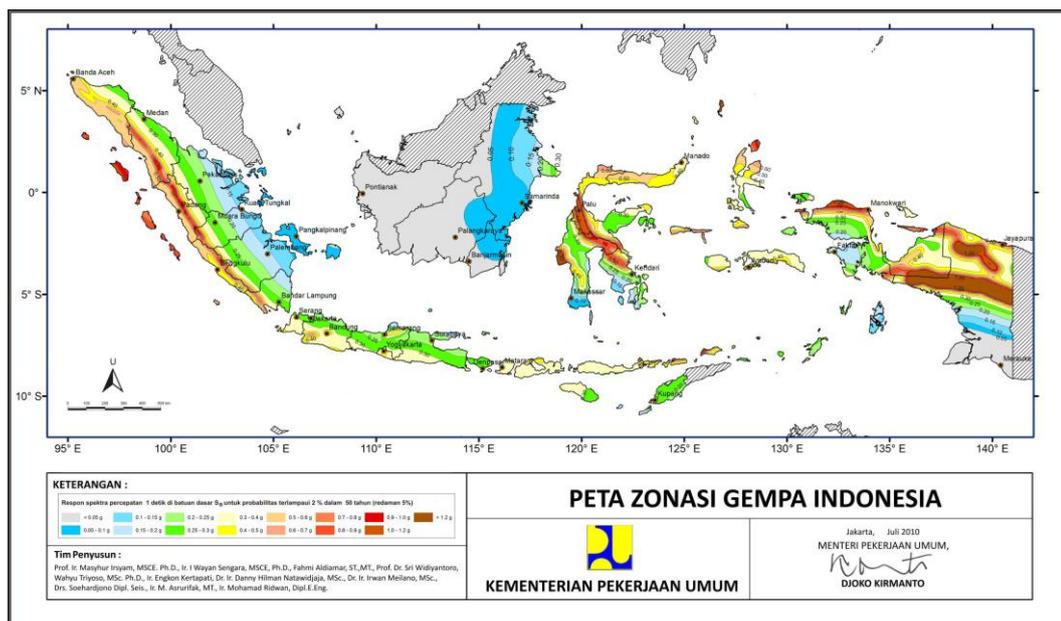
Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 14, Zonasi gempa ditetapkan berdasarkan parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek 0,2 detik) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik). Hal ini dapat dilihat pada Gambar 2.7, 2.8, dan 2.9.



Gambar 2.7: Peta percepatan puncak (PGA) di batuan dasar (SB) untuk Probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.



Gambar 2.8: Peta respon spektra percepatan 0,2 detik (SS) di batuan dasar (SB) untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.



Gambar 2.9: Peta respon spektra percepatan 1,0 detik (S1) di batuan dasar (SB) Untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun.

2.20.3. Faktor Keutamaan dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Untuk berbagai kategori struktur bangunan gedung, bergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur gedung selama umur gedung dan umur

gedung tersebut yang diharapkan, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan faktor keutamaan I .

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 4.1.2, untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai Tabel 2.4 pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I menurut Tabel 2.5.

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726-2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori I, II dan IV	II
Gedung dan struktur lainnya yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan. Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak	III
ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan. Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tap tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, limbah berbahaya atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk dalam kategori risiko IV	IV

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa.

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

2.20.4. Struktur Penahan Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2, setiap sistem penahan gaya gempa yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang ditentukan oleh parameter berikut ini:

- a. Faktor koefisien modifikasi respons (R)
- b. Faktor kuat lebih sistem (C_d)
- c. Faktor pembesaran defleksi (Ω_0).
- d. Faktor batasan tinggi sistem struktur.

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6: Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem faktor Pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Pasal SNI	Koefisien modifikasi	Faktor kuat lebih	Faktor pembesaran	Batasan disistem struktur dan batasan tinggi struktur				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
Rangka beton bertulang bertulang momen khusus	5.2. 5.5 dan 7.2	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	7.2	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	7.2	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

Ket : TB = Tidak Dibatasi

TI = Tidak Diizinkan

2.20.5. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.2, terdapat dua nilai batas untuk perioda bangunan, yaitu nilai minimum perioda bangunan (T_a minimum) dan nilai

maksimum perioda bangunan (T_a maksimum). Nilai minimum perioda bangunan dapat ditentukan dengan Pers. 2.15.

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r h_n^x \quad (2.15)$$

Dimana:

$T_a \text{ minimum}$ = Nilai batas bawah perioda bangunan

C_r = ditentukan dari Tabel 2.7

X = ditentukan dari Tabel 2.7

h_n = ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi

Tabel 2.7: Nilai parameter perioda pendekatan C_r dan x .

Tipe Struktur	C_r	X
Sitem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Nilai maksimum perioda bangunan (T_a maksimum) ditunjukkan oleh Pers. 2.16.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.16)$$

Dimana:

$T_a \text{ maksimum}$ = Nilai batas atas perioda bangunan

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai ketinggian

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.8

Tabel 2.8: Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung SNI 1726:2012.

Parameter percepatan respon spektra desain pada 1 detik, SD1	Koefisien (C_u)
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

2.20.6. Jumlah ragam

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.1, analisa harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 % dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

2.20.7. Arah Pembebanan Gempa

Menurut (Budiono dan Supriyatna, 2011), untuk arah pembebanan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 adalah sebagai berikut:

1. Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.
2. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

2.21. Klasifikasi Site

Berdasarkan SNI 1726:2012 terdapat beberapa jenis tanah. Untuk mendapatkan percepatan maksimum dan respon spektra dipermukaan tanah disuatu lokasi tinjauan, terlebih dahulu perlu diklasifikasikan site.

Tabel 2.9: Jenis-jenis tanah berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Site	$\bar{v}_s (m/dt)$	\bar{N}	$\bar{S}_u (kPa)$
A. Batuan Keras	$v_s > 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 \leq v_s < 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < v_s \leq 750$	$N > 50$	$S_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < v_s \leq 350$	$15 \leq N < 50$	$50 \leq S_u < 100$
E. Tanah Lunak	$v_s < 175$	$N < 15$	$S_u < 50$

Tabel 2.9: *Lanjutan.*

Klasifikasi Site	$\bar{v}_s (m/dt)$	\bar{N}	$\bar{S}_u (kPa)$
F.Tanah Lunak	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 dengan karakteristik sebagai berikut: PI > 20, w > 40% dan Su < 25 kPa		
G.Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons spesifik (<i>Site-Specific Response Analysis</i>)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: -Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah -Lempung organik tinggi atau gambut (ketebalan >3m) -Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan PI > 75) -Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m		

2.21.1. Penentuan Percepatan Puncak di Permukaan Tanah

Berdasarkan SNI 1726:2012, besarnya percepatan puncak di permukaan tanah diperoleh dengan mengalikan faktor amplikasi untuk PGA (F_{PGA}) dengan nilai PGA. Nilai PGA tergantung dari jenis tanah berdasarkan Tabel 2.10 dan nilainya ditentukan sesuai dengan Tabel 2.11.

Tabel 2.10: Faktor amplikasi untuk (F_{PGA}) berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Tanah	S_{PGA}				
	PGA ≤ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	PGA ≥ 0.5
Batuan Keras	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
	SS	SS	SS	SS	SS

Dimana:

S_{PGA} = Nilai PGA di batuan dasar (SB) berdasarkan Peta Gempa SNI 1726:2012
 SS = Lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis

respon spesifik Percepatan puncak permukaan tanah dapat diperoleh dengan Pers. 2.17 di bawah ini.

$$PGA_M = F_{PGA} \times S_{PGA} \quad (2.17)$$

dimana:

PGA_M = Nilai percepatan puncak dipermukaan tanah berdasarkan jenis tanah

F_{PGA} = Faktor amplikasi untuk PGA .

2.21.2. Penentuan Respon Spektra di Permukaan Tanah

Untuk penentuan parameter respon spektra percepatan dipermukaan tanah, diperlukan faktor amplikasi terkait spektra percepatan untuk periode pendek (F_a) dan periode 1.0 detik (F_v). Selanjutnya parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk periode pendek (S_s) dan periode 1.0 detik (S_1) dibatuan dasar yang diperoleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai dengan Pers. 2.15 dan 2.16 berikut:

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.18)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (2.19)$$

dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.8)

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.9)

F_a = Koefisien periode pendek

F_v = Koefisien periode 1.0 detik

Nilai F_a dan F_v untuk berbagai klasifikasi site ditunjukkan pada Tabel 2.11 dan Tabel 2.12.

Tabel 2.11: Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Site	S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabel 2.11: *Lanjutan.*

Klasifikasi Site	S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Tabel 2.12: Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.

Klasifikasi Site	S_I				
	$S_I \leq 0.1$	$S_I = 0.2$	$S_I = 0.3$	$S_I = 0.4$	$S_I \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Selanjutnya, untuk mendapatkan parameter respon spektra desain, spektra percepatan desain untuk perioda pendek dan perioda 1.0 detik dapat diperoleh melalui Pers. 2.17 dan Pers. 2.18 berikut ini:

$$S_{DS} = \mu S_{MS} \quad (2.20)$$

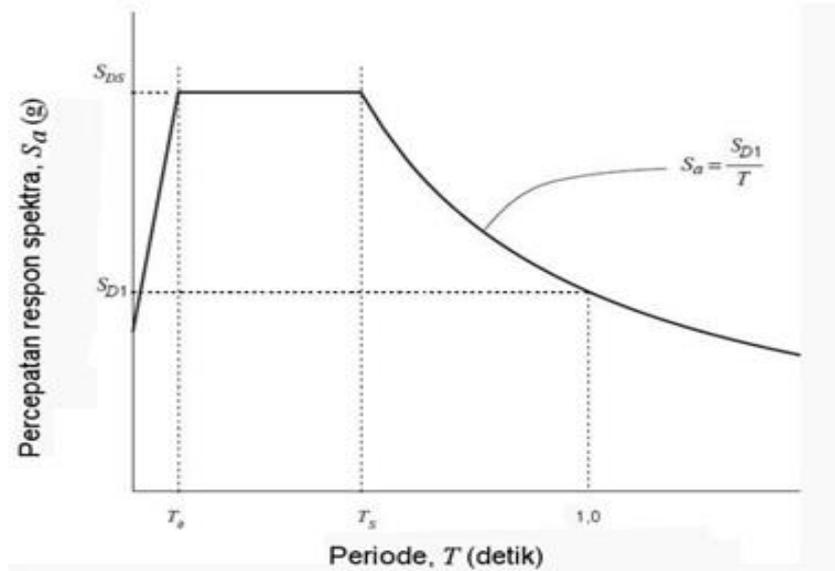
$$S_{DI} = \mu S_{MI} \quad (2.21)$$

dimana:

S_{DS} = respon spektra percepatan desain untuk perioda pendek.

S_{DI} = respon spektra percepatan desain untuk perioda 1.0 detik.

μ = konstanta yang tergantung pada peraturan perencanaan bangunan yang digunakan, misalnya untuk IBC-2009 dan ASCE 7-10 dengan gempa 2500 tahun menggunakan nilai μ sebesar 2/3 tahun. Selanjutnya respon spektra desain di permukaan tanah yang dapat ditetapkan sesuai dengan Gambar 2.10.



Gambar 2.10: Bentuk tipikal respon spektra desain dipermukaan tanah (SNI 1726:2012).

dimana:

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spektra percepatan S_a didapatkan dari Pers. 2.21 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.21)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respon spektra percepatan, S_a adalah sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektra percepatan, S_a didapat dari Pers. 2.22 berikut:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.22)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.23 dan Pers. 2.24 berikut ini:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.24)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.25)$$

2.22. Berat Bangunan

Pada bangunan bertingkat tinggi berat dari masing-masing lantai perlu dihitung karena berat dari struktur bangunan sangat berpengaruh terhadap beban gempa. Berdasarkan standar pembebanan yang berlaku di Indonesia pengaruh beban gempa pada struktur gedung, beban hidup yang bekerja dapat dikalikan dengan faktor reduksi. Karena kemungkinan terjadinya gempa bersamaan dengan beban hidup yang bekerja penuh pada bangunan adalah kecil, maka beban hidup yang bekerja dapat direduksi besarnya.

2.23.1. Ketentuan untuk metode analisis dinamik

Berdasarkan SNI 1726:2012, nilai akhir respons dinamik struktur gedung tidak boleh diambil kurang dari 85% nilai respons ragam yang pertama terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser V_t , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.26 berikut:

$$V_t \cong 0,85 V_1 \quad (2.26)$$

dimana:

V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen. Maka, berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.2.3 menyatakan, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis riwayat waktu dalam suatu arah tertentu harus dikalikan dengan suatu faktor skala yang ditunjukkan pada Pers. 2.27 berikut:

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_1}{V_t} \geq 1, \text{ bila tak terpenuhi maka redundansi di cek.} \quad (2.27)$$

dimana:

V_t = gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis riwayat waktu yang telah dilakukan. V_1 = gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen.

2.24. Perencanaan Struktur Baja

2.24.1. Ketentuan perencanaan

1. Pembatasan

- a. komponen struktur komposit terisi beton, luas penampang bahan harus terdiri sedikitnya 1% dari total penampang melintang komposit
- b. komponen struktur komposit terisi beton harus di klasifikasikan untuk tekuk lokak sesuai dengan Pasal I1.4

2. Kekuatan tekan

- a. kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur komposit terisi beton simetris ganda yang di bebani secara aksial harus di tentukan untuk keadaan batas tekuk lentur menurut Pasal I12. SNI-1729-2015 struktur baja mengacu AISC-2010

3. Kekuatan Tarik

- a. Kekuatan tarik yang tersedia dari komponen struktur komposit terisi beton yang di bebani secara aksial harus ditentukan untuk keadaan batas leleh.

4. Transfer beban

- a. Persyaratan transfer beban untuk komponen struktur komposit terisi beton harus di tentukan menurut Pasal.I6. SNI-1729-2015 struktur baja mengacu AISC-2010.

5. Kombinasi Lentur Dan Gaya Aksial

- a. Interaksi antara lentur dan gaya aksial pada komponen struktur komposit harus memperhitungkan stabilitas seperti di isyaratkan oleh Bab C SNI-1729-2015 Struktur baja mengacu AISC-2010. Kekuatan tekan yang tersedia dalam kekuatan harus ditentukan seperti di jelaskan dalam pasal I2 dan I3. Untuk menghitung pengaruh dari efek panjang pada kekuatan aksial komponen struktur, kekuatan aksial nominal komponen struktur harus di tentukan menurut Pasal I2 SNI-1729-2015 Struktur baja mengacu AISC-2010.
- b. Untuk komponen struktur komposit di bungkus beton dan komponen struktur komposit diisi beton dengan penampang kompak, interaksi antara gaya aksial dan lentur harus berdasarkan persamaan interaksi Pasal H1.1

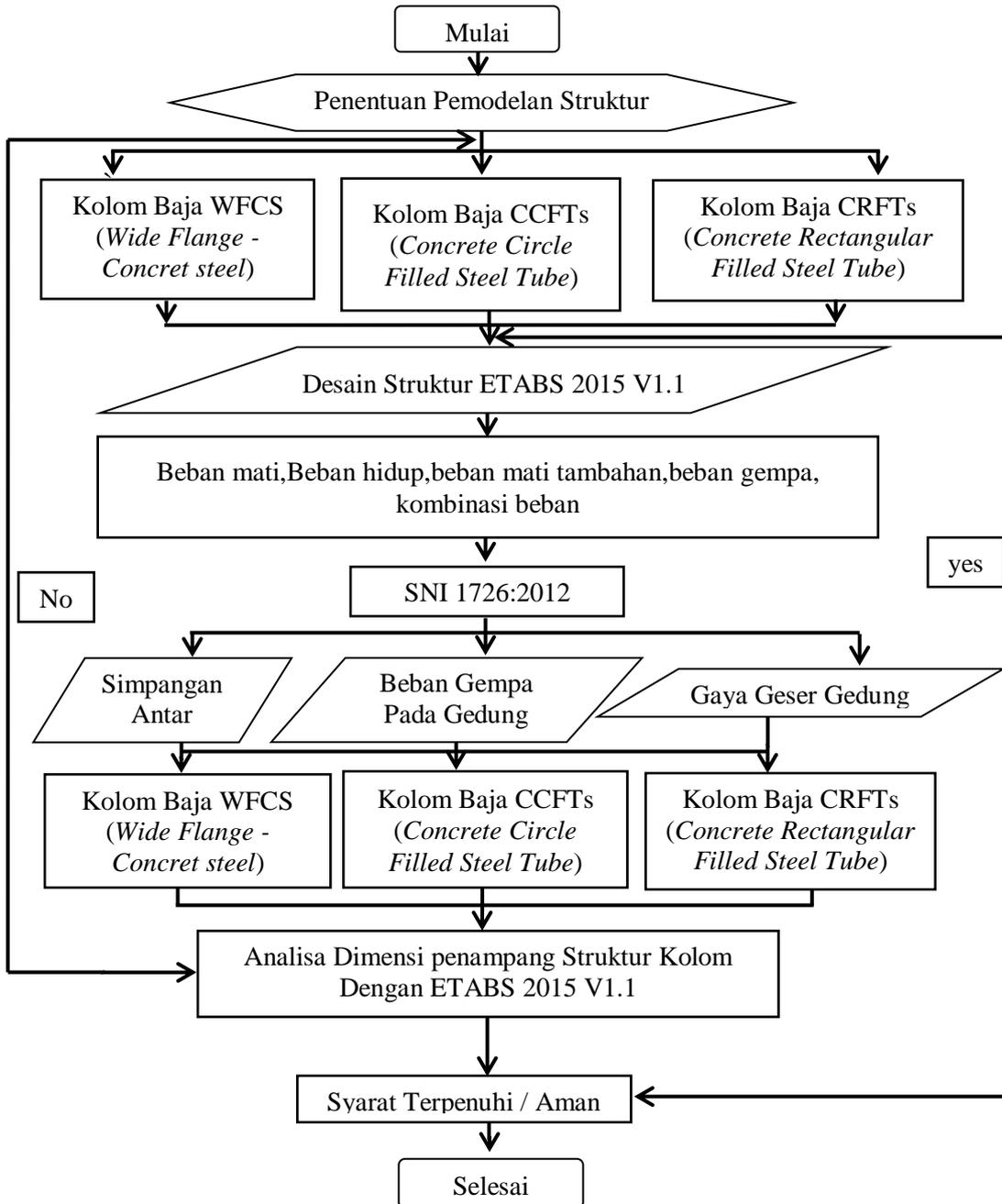
atau satu dari metode seperti di jelaskan dalam Pasal I1.2. SNI-1729-2015 Struktur baja mengacu AISC-2010.

- c. Untuk komponen struktur komposit di isi beton dengan penampang nonkompak atau penampang langsing, interaksi antara gaya aksial dan lentur harus berdasarkan persamaan interaksi Pasal H1.1. SNI-1729-2015 Struktur baja mengacu AISC-2010.

BAB III METODOLOGI

3.1. Metodologi

Langkah langkah dalam perencanaan pada tugas akhir ini dilakukan dengan beberapa tahapan seperti gambar bagan alir pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11: Diagram alir penelitian.

3.2. Tinjauan Umum

Dalam tugas akhir ini terdapat 3 gedung yang sama bentuk dan pembebanan, yang membedakan hanya masing-masing jenis/bentuk kolom tersebut yang akan menjadi studi, yaitu gedung 6 lantai (Model 1) dengan kolom WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), (Model 2) dengan kolom CCFTs (*Circle-concrete filled steel tube*) dan juga (Model 3) dengan kolom RCFTs (*Rectangular-Concrete filled steel tube*). Struktur gedung adalah portal baja dan beton yang dimodelkan sebagai *element frame* 3 dimensi (3D) pada ETABS dengan mengacu pada standar gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dan struktur baja SNI 1729:2015 dimensi struktur adalah simetris segiempat.

3.3. Faktor Respon Gempa (C)

Berdasarkan SNI 1726:2012, spektrum respon gempa desain harus dianalisis terlebih dahulu. Untuk kota Medan mempunyai data sebagai berikut:

$$PGA = 0,5 \text{ (Gambar 2.7)}$$

$$S_S = 1,1 \text{ (Gambar 2.8) dan}$$

$$S_1 = 0,5 \text{ (Gambar 2.9)}$$

Dengan data tersebut diatas, maka diperoleh nilai $F_a = 1,0$ (Tabel 2.10) dan $F_v = 1,5$ (Tabel 2.11) untuk tanah sedang. Selanjutnya tahap-tahap yang perlu dilakukan untuk membuat spektrum respon gempa desain adalah sebagai berikut:

1. Penentuan nilai S_{MS} dan S_{MI}

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S$$

$$S_{MS} = 1,0 \cdot 1,1$$

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

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1$$

$$S_{MI} = 1,5 \cdot 0,5$$

$$S_{MI} = 0,75$$

2. Penentuan nilai S_{DS} dan S_{DI}

$$\text{Nilai } \mu = 2/3$$

$$S_{DS} = \mu \cdot S_{MS}$$

$$S_{DS} = (2/3) \cdot 1,1$$

$$S_{DS} = 0,733$$

$$S_{DI} = \mu \cdot S_{MI}$$

$$S_{DI} = (2/3) \cdot 0,75$$

$$S_{DI} = 0,5$$

3. Penentuan nilai T_s dan T_0

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

$$T_s = \frac{0,5}{0,733}$$

$$T_s = 0,681$$

$$T_0 = 0,2 \cdot T_s$$

$$T_0 = 0,136$$

4. Penentuan nilai S_a

Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respon percepatan desain harus diambil dari persamaan:

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

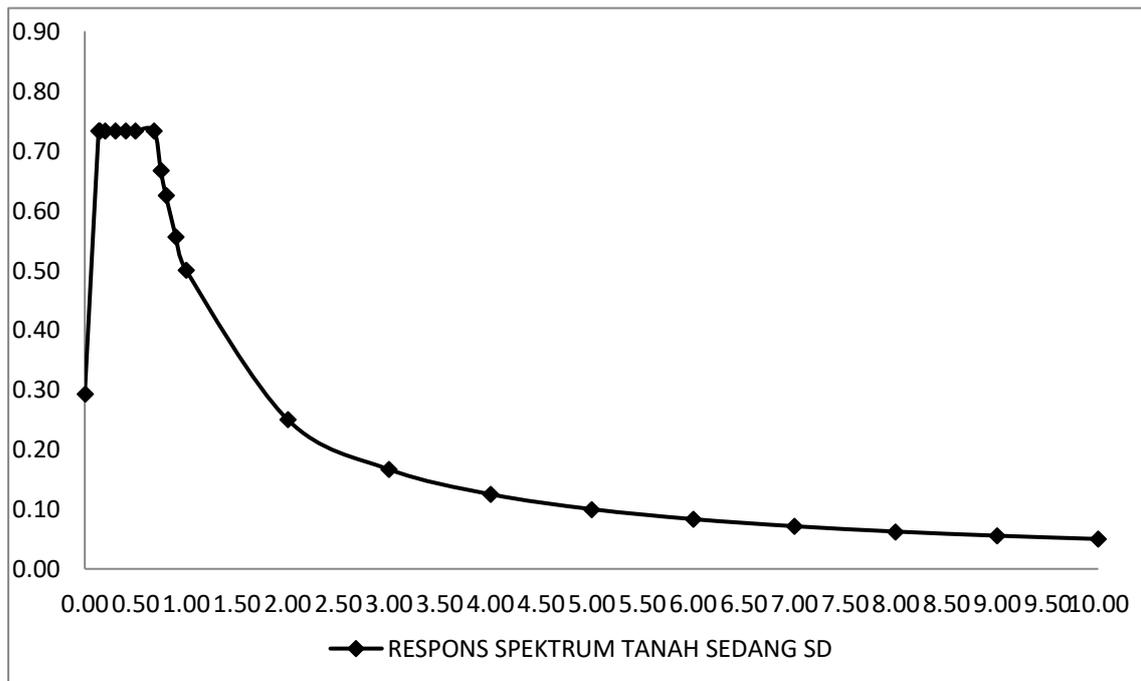
Untuk periode yang lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spektrum respon desain S_a sama dengan S_{DS} Untuk periode lebih besar dari T_s , spektrum respon percepatan desain S_a diambil berdasarkan persamaan:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T}$$

Setelah spektrum respon gempa didesain berdasarkan data-data yang telah diperoleh, maka hasil spektrum respon gempa ditunjukkan dalam Tabel 3.13 dan gambar 3.12.

Tabel 3.13: Spektrum respon berdasarkan SNI 1726:2012 kota Bengkulu jenis tanah sedang.

Respon Spektrum (Tanah Sedang)	
waktu (detik)	Koefisien Gempa (C)
0	0.29
0.14	0.73
0.15	0.733
0.20	0.73
0.30	0.73
0.40	0.73
0,50	0.73
0,68	0.73
0,75	0.67
0,80	0.63
0,90	0.56
1,00	0.50
2,00	0.25
3,00	0.17
4,00	0.13
5,00	0.10
6,00	0.08
7,00	0.07
8,00	0,07
9,00	0,06
10,00	0,05



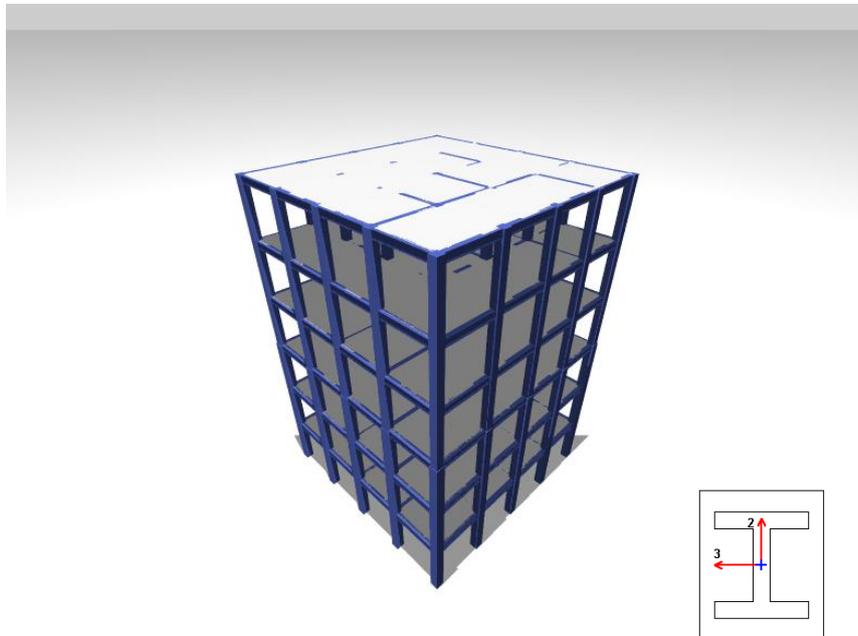
Gambar 3.12: Spektrum respon gempa kota Bengkulu dengan jenis tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

3.4. Pemodelan dan Analisa Struktur

Pada tugas akhir ini pemilihan jenis analisa yang digunakan adalah prosedur analisa perbandingan gaya geser pada setiap gedung, dengan perbedaan kolom.

3.4.1. Model WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*)

Model gedung yang pertama memiliki jumlah 6 tingkat dengan panjang denah arah $x = 16$ m dan arah $y = 16$ m, memiliki tinggi untuk lantai 1 - 6 = 4 m. Untuk pemodelan dari struktur gedung 6 lantai tersebut dapat dilihat pada gambar 3.13.



Gambar 3.13: Pemodelan gedung 6 lantai.

3.4.1.1. Data Perencanaan Struktur

Data perencanaan struktur sbb:

- Jenis portal struktur gedung baja komposit
- Bangunan berfungsi sebagai perkantoran
- Lokasi bangunan berada di kota Bengkulu dengan kondisi tanah sedang

- d. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus).
- e. Material yang digunakan untuk kuat tekan beton adalah $f'c$ 25 Mpa dengan *poisson's ratio* beton adalah 0,2.
- f. Mutu baja utama direncanakan Bj 41 $F_u = 410$, $f_y = 250$ Mpa

3.4.1.2. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko sesuai dengan Tabel 2.5 yaitu dengan fungsi gedung perkantoran adalah kategori II, maka sesuai dengan Tabel 2.5 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.4.1.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain gedung direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen menengah (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai dengan Tabel 2.6 dapat dilihat pada Tabel 3.14.

Tabel 3.14: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8
Y	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8

3.4.1.4. Perencanaan Balok dan Kolom

Dalam Tugas Akhir ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang berdasarkan SNI 1726-2012. Ketentuan perencanaannya dikutip dari SNI 1729-2015 Perencanaan Struktur Gedung Baja Komposit Tahan Gempa.

3.4.1.5. Ukuran Penampang Struktur

Adapun perencanaan dimensi balok dan kolom adalah seperti yang ditunjukkan pada SNI 1729-2015.

Tabel 3.15: Dimensi penampang balok dan kolom (Model I WFCs).

Notasi	Baja a x b x t' x t" (mm)	Beton p x l	Keterangan
B1	400x350x10x10	-	Balok induk lantai 1 - 3
B2	400 x 350x10x10	-	Balok induk lantai 4 - 6
K1	400x400x10x10	450 x 450	Kolom lantai 1 - 3
K2	400x400x10x10	450 x 450	Kolom lantai 4 - 6

3.4.1.6. Keamanan Kolom (Baja Komposit)

Keamanan kolom komposit adalah keberhasilan suatu kolom yang menopang suatu gaya/beban hidup maupun mati dari bangunan tingkat tinggi kepada kolom, kolom komposit terdiri dua material berbeda dengan jenis sifat bahan yang berbeda dan membentuk suatu kesatuan yang lebih baik.

Kemampuan yang mampu di tahan kolom tergantung pada ukuran/dimensi kolom dan jumlah serta letak gabungan baja dan beton pada kolom. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur di gambar kan dalam suatu diagram interaksi kolom P - M.

Manfaat dari diagram interaksi kolom, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan, untuk suatu kolom dapat di Gambar 3 macam interaksi diagram, yaitu: diagram interaksi kuat nominal dan interaksi diagram kuat rencana dan interaksi diagram output rencana, yang berada di bawah kuat rencana dan nominal.

3.4.1.7. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom dan pelat yang digunakan.

3.4.1.8. Tebal pelat lantai

Penentuan tebal pelat lantai berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal 2.2c.(1),(2),(3). dipengaruhi bentang pelat, ketebalan pelat baja, dan beton serta

mutu baja, maka dari itu pada perencanaan gedung ini menggunakan pelat dek baja dengan ketebalan 50 mm.

Pada ETABS 2015 v 15.1 untuk pemodelan pelat melalui menu *Define – Wall/Slab/Deck Sections* kemudian dipilih *Shell*.

3.4.1.9. Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja dibedakan menjadi beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Beban statis terdiri dari beban mati dan beban hidup.

1. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan. Berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau peraturan tahun 1987. Adapun berat satuan beberapa material ditunjukkan pada Tabel 3.16 sampai Tabel 3.20.

Tabel 3.16: Berat material konstruksi.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.17: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 1-5.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Beban mati tambahan ducting	20 kg/m ²
Beban mati tambahan lighting	90 kg/m ²
Adukan /cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Beban mati tambahan mecanikal elektrical	20 kg/m ²

Tabel 3.18: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 6.

Beban Mati	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	63 kg/m ²
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Genang Air	16 kg/m ²

Tabel 3.19: Beban tambahan pada pelat tangga.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 2 cm) 2 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	21 kg/m ²
Handril = Taksiran	15 kg/m ²

Tabel 3.20: Beban tambahan pada pelat bordes

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	24 kg/m ²

2. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan menurut SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Gedung Dan Struktur Lain ditunjukkan pada Tabel 3.21.

Tabel 3.21: Beban hidup pada lantai struktur Lantai 1-6.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Gedung perkantoran: Lobi dan koridor lantai pertama	479 kg/m ²
Kantor	240 kg/m ²
Koridor diatas lantai pertama	383 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	480 kg/m ²

3.4.1.10. Pembebanan pada pelat lantai

Hasil perhitungan pembebanan pada pelat lantai dimasukkan sebagai beban area melalui menu *Assign - Shell/Area Loads – Uniform Surface Loads* pada program ETABS.

3.4.1.11. Berat Dinding Bata

Untuk pembebanan dinding bata diinput ke balok yang telah dihitung terlebih dahulu (lampiran), untuk lantai 1 beban dinding sebesar 938 kg/m, untuk lantai 2 sampai 7 beban dinding sebesar 875 kg/m, untuk lantai 6 beban dinding sebesar 438 kg/m. Selanjutnya beban dinding diinput kebalok dengan beban terbagi merata (*distributed*) pada program ETABS.

3.4.1.12. Perhitungan Berat Per lantai Gedung

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program ETABS, sedangkan berat beban tambahan dan beban hidup dapat dilihat pada lampiran.

3.4.1.13. Kombinasi Pembebanan

Dalam sebuah perencanaan struktur bangunan diperlukan kombinasi pembebanan. Pada saat konstruksi tentunya semua beban-beban yang bekerja pada struktur seperti beban mati, beban hidup dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk pemodelan dengan menggunakan $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dengan nilai $S_{DS} = 0,733$, maka kombinasi pembebanannya ditunjukkan pada Tabel 3.22.

Tabel 3.22: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,733$.

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 2	1.2 DL	1.6 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 3	1.39 DL	1 LL	0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 4	1.01 DL	1 LL	-0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 5	1.10 DL	1 LL	0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 6	1.30 DL	1 LL	-0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 7	1.39 DL	1 LL	1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 8	1.01 DL	1 LL	-1.3 EX	-0.39 EY

Tabel 3.22.: *Lanjutan.*

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 9	1.30 DL	1 LL	1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 10	1.10 DL	1 LL	-1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 11	1,09 DL		0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 12	0.71 DL		-0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 13	0.80 DL		0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 14	1,00 DL		-0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 15	1,09 DL		1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 16	0.71 DL		-1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 17	1,00 DL		1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 18	0.80 DL		-1.3 EX	0.39 EY

3.4.1.14. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 2 pada Pers. 2.13 dan Pers. 2.14.

dimana:

$$C_r = 0.0488 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$h_n = 24 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0,75 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.8 dengan nilai } S_{DI} \geq 0,4 \text{)}$$

Maka hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental ditunjukkan pada Tabel 3.23.

Tabel 3.23: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model berdasarkan SNI 1726:2012.

(Model I) WFCs					
Arah	Ta min = Cr*hn _x	Ta maks = Cu*Ta min	T	Cek min	Cek maks
X	0.529	0,741	0,619	OK	OK
Y	0.529	0,741	0,552	OK	OK

3.4.1.15. Penentuan faktor respon gempa

Penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.5, 2.6 dan 2.7 pada Bab 2 sesuai dengan SNI 1726:2012, seperti yang dijelaskan di bawah ini:

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ maksimum arah x}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ maksimum arah y}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ hitungan arah x}} = \frac{0,75}{0,679 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,138$$

$$C_{s \text{ hitungan arah y}} = \frac{0,75}{0,679 \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,134$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ minimum arah x}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

$$C_{s \text{ minimum arah y}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

Nilai C_s dimasukkan dalam Tabel 3.24.

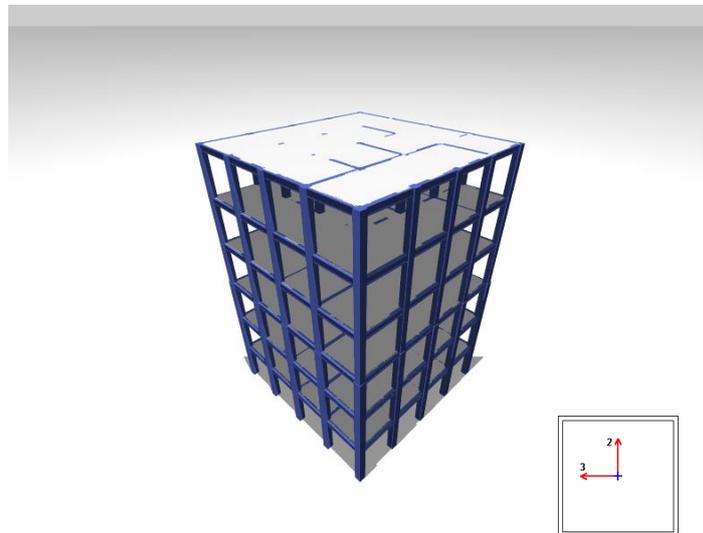
Tabel 3.24: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada setiap model gedung.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	C_s yang digunakan
X	0,092	0,138	0,032	0,092
Y	0,092	0,134	0,032	0,092

Pemilihan nilai C_s di atas didasarkan karena nilai C_s hitungan lebih besar dari C_s maksimum, maka yang digunakan adalah C_s maksimum baik untuk arah X maupun arah Y.

3.4.2. Model RCFTs (*Rectangular Concrete Filled Steel Tube*)

Model gedung memiliki jumlah 6 tingkat dengan panjang denah arah x = 16 m dan arah y = 16 m, memiliki tinggi lantai 1 - 6 = 4 m. Untuk pemodelan dari struktur gedung 6 lantai tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.14.



Gambar 3.14: Pemodelan gedung 6 lantai.

3.4.2.1. Data Perencanaan Struktur

Data perencanaan struktur sbb:

- Jenis portal struktur gedung baja komposit
- Bangunan berfungsi sebagai perkantoran
- Lokasi bangunan berada di kota Bengkulu dengan kondisi tanah sedang
- Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus).

- e. Material yang digunakan untuk kuat tekan beton adalah $f'c$ 25 Mpa dengan *poisson's ratio* beton adalah 0,2.
- f. Mutu baja utama direncanakan Bj 41 $F_u = 410$, $f_y = 250$ Mpa

3.4.2.2. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko sesuai dengan Tabel 2.5 yaitu dengan fungsi gedung perkantoran adalah kategori II, maka sesuai dengan Tabel 2.5 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.4.2.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain gedung direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen menengah (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai dengan Tabel 2.26 dapat dilihat pada Tabel 3.25.

Tabel 3.25: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8
Y	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8

3.4.2.4. Perencanaan Balok dan Kolom

Dalam tugas akhir ini menggunakan system rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang berdasarkan SNI 1726-2012. Ketentuan perencanaannya dikutip dari SNI 1729-2015 Perencanaan Struktur Gedung Baja Komposit Tahan Gempa.

3.4.2.5. Ukuran Penampang Struktur

Adapun perencanaan dimensi balok dan kolom adalah seperti yang ditunjukkan pada SNI 1729-2015 Pasal 8.3.

Tabel 3.26: Dimensi penampang balok dan kolom (Model II RCFTs).

Notasi	Baja b x h x t (mm)	Beton b x h (mm)	Keterangan
B1	350x400 x10x10	-	Balok lantai 1-3
B2	400x350x10x10	-	Balok lantai 4-6
K1	450 x 400 x 12,7	435 x 385	Kolom lantai 1 - 3
K2	350 x 350 x 12,7	335 x 335	Kolom lantai 4 - 6

3.4.2.6. Keamanan Kolom (Baja Komposit)

Keamanan kolom komposit adalah keberhasilan suatu kolom yang menopang suatu gaya/beban hidup maupun mati dari bangunan tingkat tinggi kepada kolom, kolom komposit terdiri dua material berbeda dengan jenis sifat bahan yang berbeda dan membentuk suatu kesatuan yang lebih baik.

Kemampuan yang mampu di tahan kolom tergantung pada ukuran/dimensi kolom dan jumlah serta letak gabungan baja dan beton pada kolom. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur di gambar kan dalam suatu diagram interaksi kolom P - M.

Manfaat dari diagram interaksi kolom, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan, untuk suatu kolom dapat di gambar 3 macam interaksi diagram, yaitu: diagram interaksi kuat nominal dan interaksi diagram kuat rencana dan interaksi diagram output rencana, yang berada di bawah kuat rencana dan nominal.

3.4.2.7. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom dan pelat yang digunakan.

3.4.2.8. Tebal pelat lantai

Penentuan tebal pelat lantai berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal 2.2c.(1),(2),(3). dipengaruhi bentang pelat, ketebalan pelat baja, dan beton serta

mutu baja, maka dari itu pada perencanaan gedung ini menggunakan pelat dek baja dengan ketebalan 50 mm.

Pada ETABS 2015 v 15.1 untuk pemodelan pelat melalui menu *Define – Wall/Slab/Deck Sections* kemudian dipilih *Shell*.

3.4.2.9. Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja dibedakan menjadi beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Beban statis terdiri dari beban mati dan beban hidup.

3. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan. Berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau peraturan tahun 1987. Adapun berat satuan beberapa material ditunjukkan pada Tabel 3.27 sampai Tabel 3.31.

Tabel 3.27: Berat material konstruksi.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.28: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 1-5.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Beban mati tambahan ducting	20 kg/m ²
Beban mati tambahan lighting	90 kg/m ²
Adukan /cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Beban mati tambahan mecanikal elektrical	20 kg/m ²

Tabel 3.29: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 6.

Beban Mati	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	63 kg/m ²
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Genang Air	16 kg/m ²

Tabel 3.30: Beban tambahan pada pelat tangga.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 2 cm) 2 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	21 kg/m ²
Handril = Taksiran	15 kg/m ²

Tabel 3.31: Beban tambahan pada pelat bordes.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	24 kg/m ²

4. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan menurut SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Gedung Dan Struktur Lain ditunjukkan pada Tabel 3.32.

Tabel 3.32: Beban hidup pada lantai struktur. Lantai 1-6.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Gedung perkantoran: Lobi dan koridor lantai pertama	479 kg/m ²
Kantor	240 kg/m ²
Koridor diatas lantai pertama	383 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	480 kg/m ²

3.4.1.10. Pembebanan pada pelat lantai

Hasil perhitungan pembebanan pada pelat lantai dimasukkan sebagai beban area melalui menu *Assign - Shell/Area Loads – Uniform Surface Loads* pada program ETABS.

3.4.1.11. Berat Dinding Bata

Untuk pembebanan dinding bata diinput ke balok yang telah dihitung terlebih dahulu (lampiran), untuk lantai 1 beban dinding sebesar 938 kg/m, untuk lantai 2 sampai 7 beban dinding sebesar 875 kg/m, untuk lantai 6 beban dinding sebesar 438 kg/m. Selanjutnya beban dinding diinput kebalok dengan beban terbagi merata (*distributed*) pada program ETABS.

3.4.1.12. Perhitungan Berat Perlantai Gedung

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program ETABS, sedangkan berat beban tambahan dan beban hidup dapat dilihat pada lampiran.

3.4.1.13. Kombinasi Pembebanan

Dalam sebuah perencanaan struktur bangunan diperlukan kombinasi pembebanan. Pada saat konstruksi tentunya semua beban-beban yang bekerja pada struktur seperti beban mati, beban hidup dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk pemodelan dengan menggunakan $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dengan nilai $S_{DS} = 0,733$, maka kombinasi pembebanannya ditunjukkan pada Tabel 3.33.

Tabel 3.33: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,733$.

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 2	1.2 DL	1.6 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 3	1.39 DL	1 LL	0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 4	1.01 DL	1 LL	-0.39 EX	-1.3 EY

Tabel 3.33: *Lanjutan.*

Kombinasi 5	1.10	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.30	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.39	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	1.01	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.30	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.10	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1,09	DL			0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.71	DL			-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.80	DL			0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	1,00	DL			-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 15	1,09	DL			1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.71	DL			-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	1,00	DL			1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.80	DL			-1.3	EX	0.39	EY

3.4.1.14. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 2 pada Pers. 2.13 dan Pers. 2.14.

dimana:

$$C_r = 0.0488 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$h_n = 24 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0.75 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.8 dengan nilai } S_{DI} \geq 0,4 \text{)}$$

Maka hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental ditunjukkan pada.

Tabel 3.34 : Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model berdasarkan SNI 1726:2012.

(Model II) RCFTs					
Arah	Ta min = Cr*hnx	Ta maks = Cu*Ta min	T	Cek min	Cek maks
X	0.529	0,741	0,618	OK	OK
Y	0.529	0,741	0,598	OK	OK

3.4.1.15. Penentuan faktor respon gempa

Penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.5, 2.6 dan 2.7 pada Bab 2 sesuai dengan SNI 1726:2012, seperti yang dijelaskan di bawah ini:

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ maksimum arah x}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ maksimum arah y}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ hitungan arah x}} = \frac{0,75}{0,679\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,138$$

$$C_{s \text{ hitungan arah y}} = \frac{0,75}{0,679\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,134$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ minimum arah x}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

$$C_{s \text{ minimum arah y}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

Nilai C_s dimasukkan dalam Tabel 3.36.

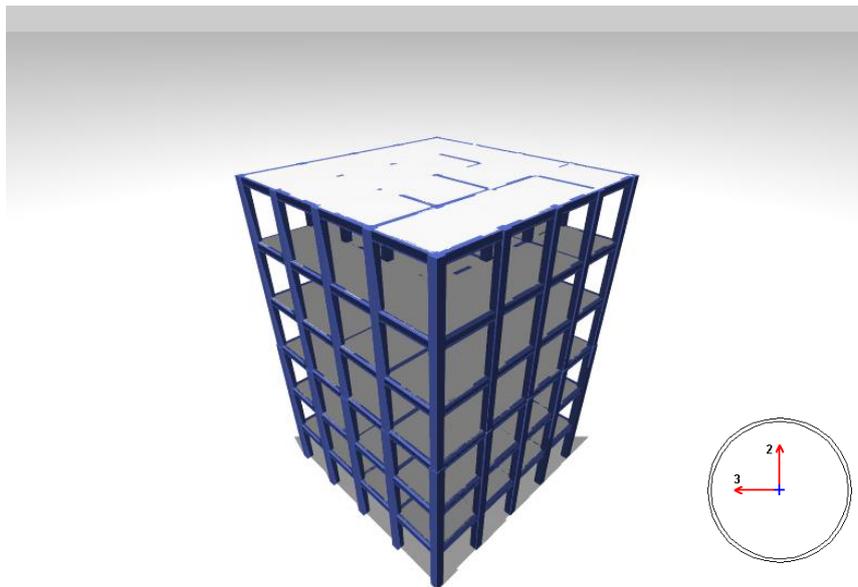
Tabel 3.35: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada setiap model gedung.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	C_s yang digunakan
X	0,092	0,138	0,032	0,092
Y	0,092	0,134	0,032	0,092

Pemilihan nilai C_s di atas didasarkan karena nilai C_s hitungan lebih besar dari C_s maksimum, maka yang digunakan adalah C_s maksimum baik untuk arah X maupun arah Y.

3.4.3. Model CCFTs (*Circle Cooncrete Filled Steel Tube*)

Model gedung yang pertama memiliki jumlah 6 tingkat dengan panjang denah arah $x = 16$ m dan arah $y = 16$ m, memiliki tinggi untuk lantai 1 - 6 = 4 m. Untuk pemodelan dari struktur gedung 6 lantai tersebut dapat dilihat pada gambar 3.15.



Gambar 3.15: Pemodelan gedung 6 lantai.

3.4.3.1. Data Perencanaan Struktur

- Jenis portal struktur gedung baja komposit
- Bangunan berfungsi sebagai perkantoran
- Lokasi bangunan berada di kota Bengkulu dengan kondisi tanah sedang

- d. Gedung didesain berdasarkan SRPMK (Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus).
- e. Material yang digunakan untuk kuat tekan beton adalah $f'c$ 25 Mpa dengan *poisson's ratio* beton adalah 0,2.
- f. Mutu baja utama direncanakan Bj 41 $F_u = 410$, $f_y = 250$ Mpa.

3.4.3.2. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Berdasarkan SNI 1726:2012, pemilihan nilai faktor keutamaan berdasarkan kategori resiko sesuai dengan Tabel 2.5 yaitu dengan fungsi gedung perkantoran adalah kategori II, maka sesuai dengan Tabel 2.5 nilai faktor keutamaan (I_e) = 1.

3.4.3.3. Faktor Reduksi Gempa

Desain gedung direncanakan sebagai sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMK), dimana untuk nilai faktor reduksi gempa yang berdasarkan SNI 1726:2012 sesuai dengan Tabel 2.6 dapat dilihat pada Tabel 3.36.

Tabel 3.36: Faktor reduksi gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Arah	Sistem Penahan Gaya Seismik	R
X	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8
Y	Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus (SRPMK)	8

3.4.3.4. Perencanaan Balok dan Kolom

Dalam tugas akhir ini menggunakan system rangka pemikul momen khusus (SRPMK) yang berdasarkan SNI 1726-2012. Ketentuan perencanaannya dikutip dari SNI 1729-2015 Perencanaan Struktur Gedung Baja Komposit Tahan Gempa.

3.4.3.5. Ukuran Penampang Struktur

Adapun perencanaan dimensi balok dan kolom adalah seperti yang ditunjukkan pada. SNI 03-2847-2002 pasal 8.3

Tabel 3.37: Dimensi penampang balok dan kolom (Model III CCFTs).

Notasi	Baja d x t (mm)	Baja a x b x t' x t''	Beton d (mm)	Keterangan
B1	-	400x350x40x40	-	Balok lantai 1-3
B2	-	400x350x40x40	-	Balok lantai 4-6
K1	500 x 12,7	-	474,6	Kolom lantai 1-3
K2	450 x 12,7	-	424,6	Kolom lantai 4-6

3.4.3.6. Keamanan Kolom (Baja Komposit)

Keamanan kolom komposit adalah keberhasilan suatu kolom yang menopang suatu gaya/beban hidup maupun mati dari bangunan tingkat tinggi kepada kolom, kolom komposit terdiri dua material berbeda dengan jenis sifat bahan yang berbeda dan membentuk suatu kesatuan yang lebih baik.

Kemampuan yang mampu di tahan kolom tergantung pada ukuran/dimensi kolom dan jumlah serta letak gabungan baja dan beton pada kolom. Hubungan antara beban aksial dan momen lentur di gambar kan dalam suatu diagram interaksi kolom P - M.

Manfaat dari diagram interaksi kolom, yaitu dapat memberikan gambaran tentang kekuatan dari kolom yang bersangkutan, untuk suatu kolom dapat di gambar 3 macam interaksi diagram, yaitu: diagram interaksi kuat nominal dan interaksi diagram kuat rencana dan interaksi diagram *output* rencana, yang berada di bawah kuat rencana dan nominal.

3.4.3.7. Komponen Struktur

Komponen struktur yang terdapat pada bangunan ini meliputi balok, kolom dan pelat yang digunakan.

3.4.3.8. Tebal pelat lantai

Penentuan tebal pelat lantai berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal 2.2c.(1),(2),(3). dipengaruhi bentang pelat, ketebalan pelat baja, dan beton serta mutu baja, maka dari itu pada perencanaan gedung ini menggunakan pelat dek baja dengan ketebalan 50 mm.

Pada ETABS 2015 v 15.1 untuk pemodelan pelat melalui menu *Define – Wall/Slab/Deck Sections* kemudian dipilih *Shell*.

3.4.3.9. Pembebanan Pada Struktur

Beban luar yang bekerja dibedakan menjadi beban statis dan beban dinamis. Beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur adalah beban statis. Beban statis terdiri dari beban mati dan beban hidup.

5. Beban Mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah beban yang bekerja vertikal ke bawah mengikuti arah gravitasi pada struktur dan mempunyai karakteristik bangunan. Berat sendiri dari beberapa material konstruksi dan komponen bangunan gedung dapat ditentukan dari peraturan yang berlaku di Indonesia yaitu Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 atau peraturan tahun 1987. Adapun berat satuan beberapa material ditunjukkan pada Tabel 3.38 sampai Tabel 3.41.

Tabel 3.38: Berat material konstruksi.

Beban Mati	Besarnya Beban
Baja	7850 kg/m ³

Tabel 3.39: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 1-5.

Beban Mati	Besarnya Beban
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Beban mati tambahan ducting	20 kg/m ²
Beban mati tambahan lighting	90 kg/m ²
Adukan /cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Beban mati tambahan mecanikal elektrical	20 kg/m ²

Tabel 3.40: Berat tambahan komponen gedung. Lantai 6.

Beban Mati	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	63 kg/m ²
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Genang Air	16 kg/m ²

Tabel 3.41: Beban tambahan pada pelat tangga.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 2 cm) 2 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	21 kg/m ²
Handril = Taksiran	15 kg/m ²

Tabel 3.42: Beban tambahan pada pelat bordes.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Spesi (tebal = 3 cm) 3 x 21 kg/m ²	42 kg/m ²
Keramik	24 kg/m ²

6. Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh hunian dan beban ini bisa ada atau tidak ada pada struktur untuk suatu waktu tertentu. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi kadang-kadang dapat juga berarah horizontal. Beban hidup untuk bangunan menurut SNI 1727:2013 tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Gedung Dan Struktur Lain ditunjukkan pada Tabel 3.42.

Tabel 3.43: Beban hidup pada lantai struktur. Lantai 1-6.

Beban Hidup	Besarnya Beban
Gedung perkantoran: Lobi dan koridor lantai pertama	479 kg/m ²
Kantor	240 kg/m ²
Koridor diatas lantai pertama	383 kg/m ²
Beban hidup pada tangga dan bordes	480 kg/m ²

3.4.3.10. Pembebanan pada pelat lantai

Hasil perhitungan pembebanan pada pelat lantai dimasukkan sebagai beban area melalui menu *Assign - Shell/Area Loads – Uniform Surface Loads* pada program ETABS.

3.4.3.11. Berat Dinding Bata

Untuk pembebanan dinding bata diinput ke balok yang telah dihitung terlebih dahulu (lampiran), untuk lantai 1 beban dinding sebesar 938 kg/m, untuk lantai 2 sampai 7 beban dinding sebesar 875 kg/m, untuk lantai 6 beban dinding sebesar 438 kg/m. Selanjutnya beban dinding diinput kebalok dengan beban terbagi merata (*distributed*) pada program ETABS.

3.4.3.12. Perhitungan Berat Perlantai Gedung

Untuk berat sendiri struktur diperoleh menggunakan bantuan program ETABS, sedangkan berat beban tambahan dan beban hidup dapat dilihat pada lampiran.

3.4.3.13. Kombinasi Pembebanan

Dalam sebuah perencanaan struktur bangunan diperlukan kombinasi pembebanan. Pada saat konstruksi tentunya semua beban-beban yang bekerja pada struktur seperti beban mati, beban hidup dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program ETABS berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk pemodelan dengan menggunakan $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dengan nilai $S_{DS} = 0,733$, maka kombinasi pembebanannya ditunjukkan pada Tabel 3.43.

Tabel 3.44: Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI 1726:2012 dengan nilai $\rho = 1,3$ dan $S_{DS} = 0,733$.

Kombinasi	Koefisien	Koefisien	Koefisien	Koefisien
Kombinasi 1	1,4 DL	0 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 2	1.2 DL	1.6 LL	0 EX	0 EY
Kombinasi 3	1.39 DL	1 LL	0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 4	1.01 DL	1 LL	-0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 5	1.10 DL	1 LL	0.39 EX	-1.3 EY

Tabel 3.44: *Lanjutan.*

Kombinasi 6	1.30 DL	1 LL	-0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 7	1.39 DL	1 LL	1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 8	1.01 DL	1 LL	-1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 9	1.30 DL	1 LL	1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 10	1.10 DL	1 LL	-1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 11	1,09 DL		0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 12	0.71 DL		-0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 13	0.80 DL		0.39 EX	-1.3 EY
Kombinasi 14	1,00 DL		-0.39 EX	1.3 EY
Kombinasi 15	1,09 DL		1.3 EX	0.39 EY
Kombinasi 16	0.71 DL		-1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 17	1,00 DL		1.3 EX	-0.39 EY
Kombinasi 18	0.80 DL		-1.3 EX	0.39 EY

3.4.3.14. Nilai waktu getar alami fundamental

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, periode fundamental (T) yang digunakan memiliki batas maksimum dan batas minimum seperti yang dijelaskan pada Bab 2 pada Pers. 2.13 dan Pers. 2.14.

dimana:

$$C_r = 0.0488 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$h_n = 24 \text{ m (tinggi gedung dari dasar)}$$

$$x = 0,75 \text{ (Tabel 2.7 untuk semua tipe struktur lainnya)}$$

$$C_u = 1,4 \text{ (Tabel 2.8 dengan nilai } S_{DI} \geq 0,4 \text{)}$$

Maka hasil pembatasan maksimum dan minimum waktu getar alami fundamental ditunjukkan pada.

Tabel 3.45: Pengecekan T berdasarkan pembatasan waktu getar alami fundamental Model berdasarkan SNI 1726:2012.

(Model III) CCFTs					
Arah	Ta min = Cr*hnx	Ta maks = Cu*Ta min	T	Cek min	Cek maks
X	0.529	0,741	0,610	OK	OK
Y	0.529	0,741	0,610	OK	OK

3.4.3.15. Penentuan faktor respon gempa

Penentuan nilai koefisien respon seismik (C_s) berdasarkan Pers. 2.5, 2.6 dan 2.7 pada Bab 2 sesuai dengan SNI 1726:2012, seperti yang dijelaskan di bawah ini:

$$C_{s \text{ maksimum}} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ maksimum arah x}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ maksimum arah y}} = \frac{0,733}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,092$$

$$C_{s \text{ hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s \text{ hitungan arah x}} = \frac{0,75}{0,679\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,138$$

$$C_{s \text{ hitungan arah y}} = \frac{0,75}{0,679\left(\frac{8}{1}\right)} = 0,134$$

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} I \geq 0,01$$

$$C_{s \text{ minimum arah x}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

$$C_{s \text{ minimum arah y}} = 0,044 \cdot 0,733 \cdot 1 = 0,032$$

Nilai C_s dimasukkan dalam Tabel 3.45.

Tabel 3.47: Rangkuman nilai C_s dan nilai C_s yang digunakan pada setiap model gedung.

Arah	$C_{s \text{ maks}}$	$C_{s \text{ hitungan}}$	$C_{s \text{ min}}$	C_s yang digunakan
X	0,092	0,138	0,032	0,092
Y	0,092	0,134	0,032	0,092

Pemilihan nilai C_s di atas didasarkan karena nilai C_s hitungan lebih besar dari C_s maksimum, maka yang digunakan adalah C_s maksimum baik untuk arah X maupun arah Y.

BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Desain

Untuk mengetahui keaman kolom setiap gedung yang direncanakan, maka pada bab ini akan dibahas hasil simpangan yang diperoleh dari pemodelan menggunakan ETABS. Untuk bangunan struktur baja komposit yang terletak di Bengkulu dengan kondisi tanah sedang dan fungsi gedung sebagai perkantoran.

4.2. Gaya Geser Dasar

Dari hasil menggunakan program ETABS diperoleh nilai gaya geser dasar (V) berdasarkan SNI 1726:2012 yang disajikan pada Tabel 4.47, 4.48 dan 4.49 untuk gedung WFCs, RCFTs dan CCFTs.

Tabel 4.47: Gaya geser hasil berdasarkan SNI 1726:2012 Model WFCs.

Gempa	Arah x (kg)	Arah y (kg)
Arah X	2646,16	
Arah Y		2045,01

Tabel 4.48: Gaya geser hasil berdasarkan SNI 1726:2012 Model RCFTs.

Gempa	Arah x (kg)	Arah y (kg)
Arah X	4993,99	
Arah Y		3978,97

Tabel 4.49: Gaya geser hasil berdasarkan SNI 1726:2012 Model CCFTs.

Gempa	Arah x (kg)	Arah y (kg)
Arah X	2900,87	
Arah Y		2796,57

Berdasarkan SNI 1726:2012 menyatakan, nilai akhir dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu tidak boleh kurang dari 85% nilai respons ragam pertama. Berikut perhitungan koreksi nilai akhir respon dinamik terhadap respon ragam pertama.

1. Model WFCs.

a. Gempa arah x

$$V_{Ix} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Ix} = 0,092 \cdot 59195,08$$

$$= 5445,94 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

b. Gempa arah y

$$V_{Iy} = C_s \cdot W_t$$

$$V_{Iy} = 0,092 \cdot 59195,08$$

$$= 5445,94 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah y)}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012

c. Arah x

$$V_x = 2646,16 \text{ kg}$$

$$V_{Ix} = 5445,94 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

$$\text{Syarat : } V_x < 0,85 V_{Ix}$$

$$2646,16 \text{ kg} < 0,85 \cdot 5445,94 \text{ kg}$$

$$2646,16 \text{ kg} < 4629,06 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

Berikut syarat faktor skala sesuai Pers. 2.1.

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{Ix}}{V_x} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 5445,94}{2646,16} \leq 1 \\ &= 0,41 \leq 1 \end{aligned}$$

d. Arah y

$$V_y = 2045,01 \text{ kg}$$

$$V_{1y} = 5445,94 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah y)}$$

$$\text{Syarat : } V_y < 0,85 V_{1y}$$

$$2045,01 < 0,85 \cdot 5445,94$$

$$2045,01 < 4629,06 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

Berikut syarat faktor skala sesuai Pers. 2.1.

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{1y}}{V_y} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 5445,94}{2045,01} \leq 1 \\ &= 0,32 \leq 1 \end{aligned}$$

2. Model RCFTs

e. Gempa arah x

$$V_{Ix} = Cs \cdot Wt$$

$$V_{Ix} = 0,092 \cdot 116262,52$$

$$= 10696,15 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

f. Gempa arah y

$$V_{Iy} = Cs \cdot Wt$$

$$V_{Iy} = 0,092 \cdot 116262,52$$

$$= 10696,15 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah y)}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012

g. Arah x

$$V_x = 4993,99 \text{ kg}$$

$$V_{1x} = 110696,15 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

$$\text{Syarat : } V_x < 0,85 V_{1x}$$

$$4993,99 < 0,85 \cdot 110696,15$$

$$4993,99 < 94091,73 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{lx}}{V_x} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 110696,15}{4993,99} \leq 1 \\ &= 0,40 \leq 1\end{aligned}$$

h. Arah y

$$V_y = 3978,97 \text{ kg}$$

$$V_{ly} = 10696,15 \text{ kg (gaya geser statik ekivalen arah y)}$$

$$\text{Syarat : } V_y \geq 0,85 V_{ly}$$

$$3978,97 \geq 0,85 \cdot 10696,15$$

$$3978,97 \geq 9091,73 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{ly}}{V_y} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 10696,15}{3978,97} \leq 1 \\ &= 0,32 \leq 1.\end{aligned}$$

3. Model CCFTs

i. Gempa arah x

$$V_{lx} = C_s \cdot Wt$$

$$V_{lx} = 0,092 \cdot 118027,53$$

$$= 10858,53 \text{ kg (gaya geser statik ekivalen arah x)}$$

j. Gempa arah y

$$V_{ly} = C_s \cdot Wt$$

$$V_{ly} = 0,092 \cdot 118027,53$$

$$= 10858,53 \text{ kg (gaya geser statik ekivalen arah y)}$$

Berdasarkan SNI 1726:2012

k. Arah x

$$V_x = 2900,87 \text{ kg}$$

$$V_{1x} = 10858,53 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah x)}$$

$$\text{Syarat : } V_x < 0,85 V_{1x}$$

$$2900,87 < 0,85 \cdot 10858,53$$

$$2900,87 < 9229,75 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{1x}}{V_x} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 10858,53}{2900,87} \leq 1 \\ &= 0,23 \leq 1 \end{aligned}$$

l. Arah y

$$V_y = 1755,01 \text{ kg}$$

$$V_{1y} = 10858,53 \text{ kg (gaya geser statik ekuivalen arah y)}$$

$$\text{Syarat : } V_y \geq 0,85 V_{1y}$$

$$1755,01 \geq 0,85 \cdot 10858,53$$

$$1755,01 \geq 9229,75 \text{ kg, Persyaratan terpenuhi}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor skala} &= \frac{0,85 V_{1y}}{V_y} \leq 1 \\ &= \frac{0,85 \cdot 10858,53}{1755,01} \leq 1 \\ &= 0,14 \leq 1. \end{aligned}$$

4.3. Kekakuan Tingkat

Kekakuan tingkat diperhitungkan agar pada bangunan yang direncanakan tidak mengalami *soft story*. Hasil perhitungan kekakuan tingkat disajikan pada Tabel 4.50 untuk Model WFCs dan Tabel 4.51 untuk Model RCFTs dan Tabel 4.52 untuk Model CCFTs.

Tabel 4.50: Distribusi kekakuan tingkat pada gedung Model WFCs.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total(kg/m)	Ki/Ki+1 %	Rata-rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
6	400	34626939,43			
5	400	39828392,97	115	38385769	
4	400	40701975,57	102	40680442	106
3	400	41510959,75	101	42227669	102
2	400	44470073,90	107	52619898	105
1	400	71878662,67	161		136

Tabel 4.51: Distribusi kekakuan tingkat pada gedung Model RCFTs.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total (kg/cm)	Ki/Ki+1 %	Rata-rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
6	400	21721454,94			
5	400	23314122,32	107	22937664	
4	400	23777415,81	101	27002860	103,66
3	400	33917042,17	142	31218821	125,60
2	400	35962005,37	106	41143751	115,19
1	400	53552206,07	148		130,15

Tabel 4.52: Distribusi kekakuan tingkat gedung Model CCFTs.

Tingkat	Tinggi tingkat	Kekakuan Total kg/cm	Ki/Ki+1 %	Rata-rata Kekakuan 3 tingkat (Kr)	Ki/Kr %
6	400	23859155,79			
5	400	26084948,82	109	25534356	
4	400	26658962,32	102	28194692	104
3	400	31840163,9	119	30629164	112
2	400	33388366,31	104	37847414	109
1	400	48313712,09	144		127

Dari hasil perhitungan kekakuan tingkat arah X yang ditunjukkan pada Tabel 4.39-4.41 menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke-1 telah memenuhi syarat minimum yaitu 70% dari kekakuan tingkat ke-2, dan syarat ke-2 yaitu 80% juga telah terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 dari rata-rata kekakuan 3 tingkat

diatasnya lebih dari 80%. Maka dengan demikian gedung yang direncanakan pada Model 1 maupun Model 2 tidak mengalami *soft story* karena kekakuan lateralnya >70% kekakuan lateral tingkat diatasnya, atau 80% kekakuan lateral rata-rata 3 tingkat diatasnya.

4.4. Berat Per Lantai

Berat perlantai didapat dari output hasil analisis ETABS yang disajikan dalam Tabel 4.53 untuk berat gedung WFCs, Tabel 4.54 untuk berat gedung RCFTs dan untuk Tabel 4.55 berat gedung CCFTs.

Tabel 4.53: Berat lantai dari hasil *output* ETABS WFCs.

GroupName	SelfMass	TotalMassX	TotalMassY
All	59195,080	87938,85	87938,85
Lantai 6	10244,86	11021,41	11021,41
Lantai 5	9604,56	15383,49	15383,49
Lantai 4	9604,56	15383,49	15383,49
Lantai 3	9604,56	15383,49	15383,49
Lantai 2	9604,56	15383,49	15383,49
Lantai 1	10531,98	15383,49	15383,49

Tabel 4.54: Berat lantai dari hasil *output* ETABS RCFTs.

GroupName	SelfMass	TotalMassX	TotalMassY
All	116262,52	69405,27	69405,27
Lantai 6	19130,28	9119,53	9119,53
Lantai 5	18489,98	11286,55	11286,55
Lantai 4	18489,98	11286,55	11286,55
Lantai 3	20050,76	12017,96	12017,96
Lantai 2	20050,76	12847,34	12847,34
Lantai 1	20050,76	12847,34	12847,34

Tabel 4.55: Berat lantai dari hasil *output* ETABS CCFTs.

GroupName	SelfMass	TotalMassX	TotalMassY
All	70635,54	117572,8	117572,8
Lantai 6	9366,57	16594,49	16594,49

Tabel 4.55: *Lanjutan.*

GroupName	SelfMass	TotalMassX	TotalMassY
Lantai 5	11783,84	19283,96	19283,96
Lantai 4	11783,84	19283,96	19283,96
Lantai 3	12227,67	20031,92	20031,92
Lantai 2	12736,81	20953,17	20953,17
Lantai 1	12736,81	20953,17	20953,17

4.5. Nilai Simpangan Antar Lantai (*story drift*)

Berdasarkan SNI 1726:2012, simpangan antar lantai hanya ada kondisi kinerja batas ultimit saja. Simpangan tersebut di peroleh dari hasil output program ETABS akibat beban gempa dan beban gravitasi yang bekerja pada gedung tersebut yang dikombinasikan. Hasil perhitungan simpangan antar lantai dapat di lihat pada Tabel 4.55 dan Tabel 4.56 untuk Model WFCs, Tabel 4.57 dan Tabel 4.58 untuk gedung Model RCFTs, sedangkan Tabel 4.59 dan 4.60 untuk gedung Model CCFTs.

Tabel 4.56: Perhitungan *story drift* arah x Model WFCs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	35,04	2,56	14,08	80	Ok
Lantai 5	32,48	4,56	25,08	80	Ok
Lantai 4	27,92	6,48	35,64	80	Ok
Lantai 3	21,44	7,84	43,12	80	Ok
Lantai 2	13,6	8,24	45,32	80	Ok
Lantai 1	5,36	5,36	29,48	80	Ok

Tabel 4.57: Perhitungan *story drift* arah y Model WFCs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	34,56	2,32	12,76	80	Ok
Lantai 5	32,24	4,32	23,76	80	Ok
Lantai 4	27,92	6,16	33,91	80	Ok
Lantai 3	21,44	7,60	41,80	80	Ok

Tabel 4.57: *Lanjutan.*

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 2	13,60	8,24	45,32	80	Ok
Lantai 1	5,36	5,92	29,48	80	Ok

Tabel 4.58: Perhitungan *story drift* arah x Model RCFTs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	38,96	3,44	18,92	80	Ok
Lantai 5	35,52	6,32	34,76	80	Ok
Lantai 4	29,20	8,64	47,52	80	Ok
Lantai 3	20,56	7,36	40,48	80	Ok
Lantai 2	13,21	7,76	42,68	80	Ok
Lantai 1	5,44	5,44	29,92	80	Ok

Tabel 4.59: Perhitungan *story drift* arah y Model RCFTs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	39,84	3,61	19,80	80	Ok
Lantai 5	36,24	6,00	33,00	80	Ok
Lantai 4	30,24	8,32	45,81	80	Ok
Lantai 3	21,92	7,68	42,20	80	Ok
Lantai 2	14,24	8,24	45,31	80	Ok
Lantai 1	6,00	6,00	33,00	80	Ok

Tabel 4.60: Perhitungan *story drift* arah x Model CCFTs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	32,56	2,56	14,08	80	Ok
Lantai 5	30,00	4,64	25,52	80	Ok
Lantai 4	25,36	6,48	35,64	80	Ok
Lantai 3	18,88	6,64	36,52	80	Ok
Lantai 2	12,24	7,12	39,16	80	Ok
Lantai 1	5,12	5,12	28,16	80	Ok

Tabel 4.61: Perhitungan *story drift* arah y Model CCFTs.

Lantai	Total drift (mm)	Perpindahan (mm)	Story drift (mm)	Story drift izin, Δ_a	Cek
Lantai 6	34,44	2,72	14,96	80	Ok
Lantai 5	31,68	4,88	26,84	80	Ok
Lantai 4	26,80	6,81	37,21	80	Ok
Lantai 3	18,88	7,04	38,70	80	Ok
Lantai 2	12,24	8,01	44,00	80	Ok
Lantai 1	5,12	4,96	27,31	80	Ok

Berikut perhitungan simpangan antar lantai (*story drift*) kinerja batas ultimit pada lantai 1- 6 gedung Model WFCs untuk arah x :

- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan ETABS akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 6, yaitu 35,04 mm. Jadi nilai $\Delta_6 = 35,04$ mm.
- Nilai perpindahan elastis (*total drift*) hasil perhitungan ETABS akibat gaya gempa desain tingkat kekuatan pada lantai 5, yaitu, 32,48 mm. Jadi nilai $\Delta_5 = 32,48$ mm.
- Perpindahan antarlantai untuk lantai 6 adalah $\Delta_6 - \Delta_5 = 35,04 - 32,48 = 2,56$ mm.
- Nilai perpindahan antarlantai (*story drift*) Δ_a , yang diperbesar dihitung sesuai dengan Pers.2.3 berikut:

$$\frac{(\Delta_6 - \Delta_5)C_d}{I_e} = \frac{(35,04 - 32,48)5,5}{1} = 14,08 \text{ mm}$$

- Nilai batas untuk simpangan antar lantai (Δ_a) seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.3, yaitu:

$$\Delta_a < 0,02 h_{sx}$$

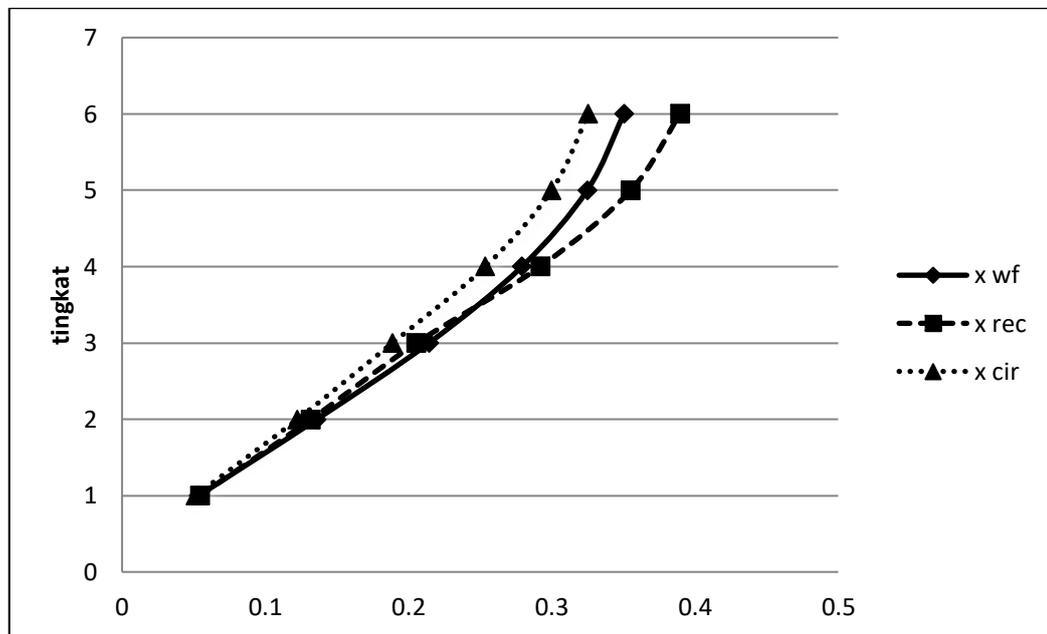
$$\Delta_a < (0,02)(4000)$$

$$\Delta_a < 80 \text{ mm}$$

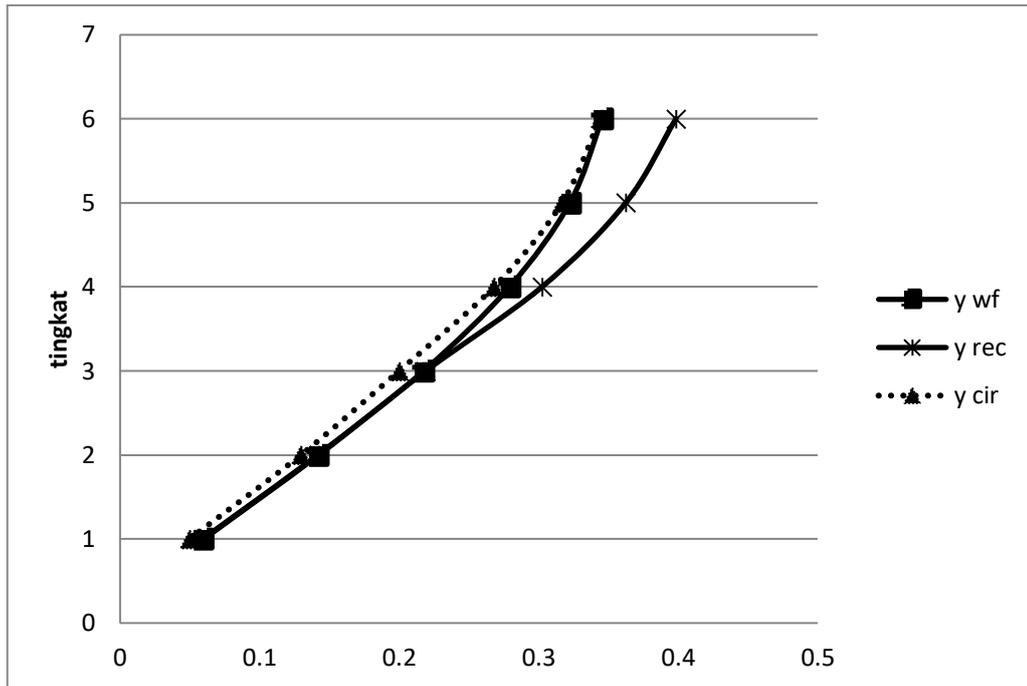
- Nilai simpangan antar lantai (*story drift*) pada lantai 6 yaitu: $14,08 < 80$ OK!.

Begitu seterusnya perhitungan simpangan antarantai hingga tingkat 1 dan juga untuk arah y memiliki cara yang sama, begitu juga untuk gedung Model RCFTs dan CCFTs baik untuk arah x maupun y.

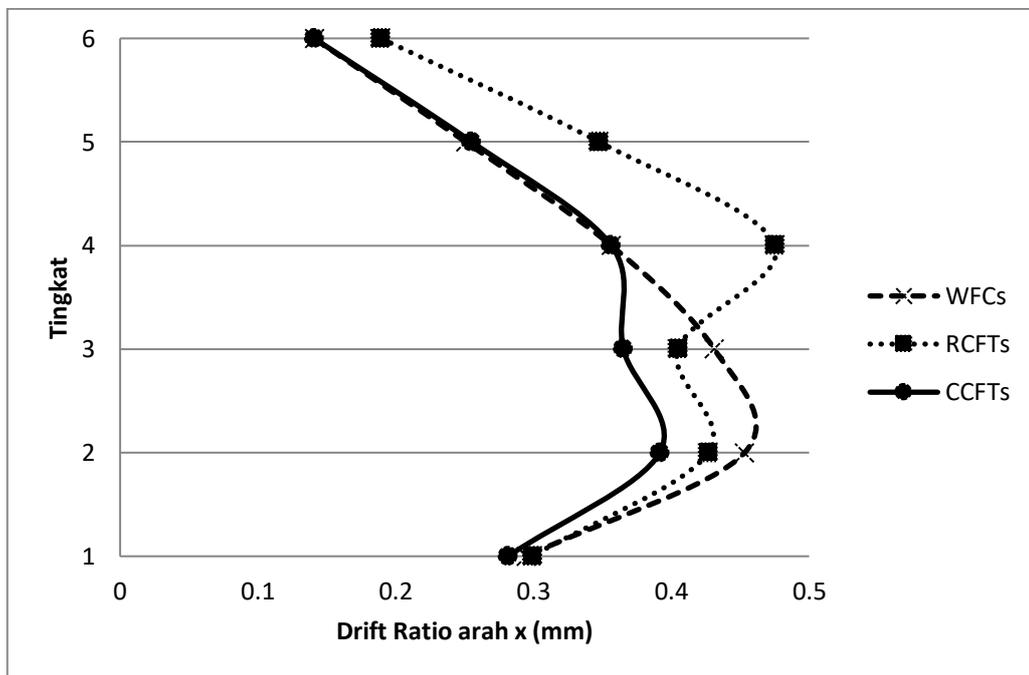
Dari Tabel 4.33-4.38 menunjukkan simpangan antar lantai yang terjadi pada tingkat atas mengalami perpindahan yang cukup jelas terlihat. baik perpindahan arah x dan y. Grafik simpangan antar lantai pada gedung 6 lantai disajikan pada Gambar 4.16 untuk arah x dan gambar 4.17 untuk arah y. sedangkan Grafik *drift ratio* pada pada gedung 6 lantai disajikan pada Gambar 4.18 untuk arah x dan Gambar 4.19 untuk arah y.



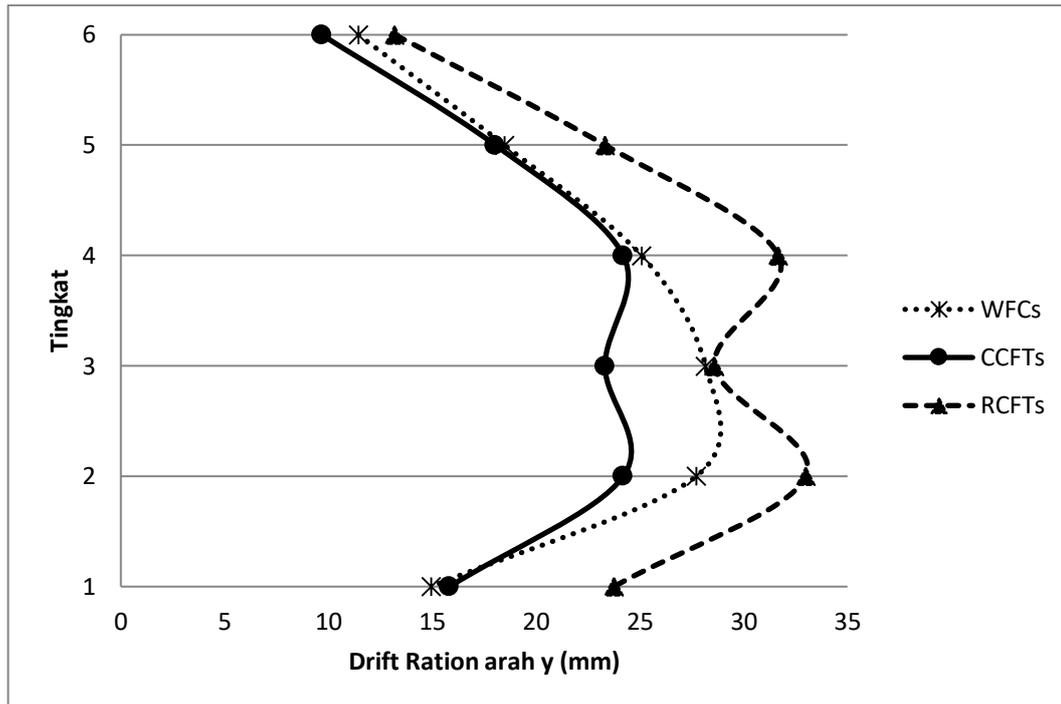
Gambar 4.16: Simpangan arah x.



Gambar 4.17: Simpangan arah y.



Gambar 4.18: Drift ratio arah x.



Gambar 4.19: Drift ratio arah y.

4.6. Keaman desain pada kolom bangunan gedung.

4.6.1 Baja WFCs (Wide - Flange Concrete Steel)

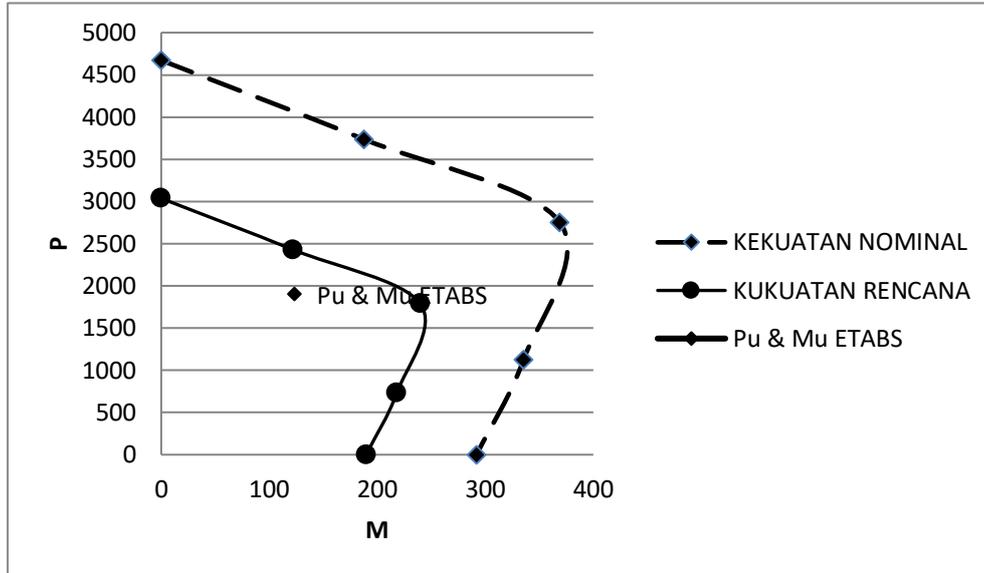
Dari hasil yang di dapat untuk mengetahui syarat keamanan pada kolom baja WFCs yang didesain P_u & M_u Hasil *output* ETABS harus berada dibawah kekuatan nominal dan kekuatan rencana dan dapat dilihat pada Tabel 4.62 dan Gambar 4.20

Tabel 4.62:Keamanan kolom dan P_u & M_u *output* ETABS WFCs.

Point	Kolom WFCs			
	Kekuatan Nominal		Kekuatan Rencana	
	P	M	P	M
A	3795,77	0	2467,25	0
E	3236,62	187,45	2103,80	121,84
C	2452,15	346	1593,89	225,44
D	1312,4	335,49	853,06	218,06
B	0	291,9	0	189,73

Tabel 4.62: Lanjutan.

Point	Kolom WFCs
Pu	1905
Mu	123



Gambar 4.20: Interaksi Diagram WFCs.

4.6.2 Baja Komposit RCFTs (Rectangular - Concrete Filled Steel Tube)

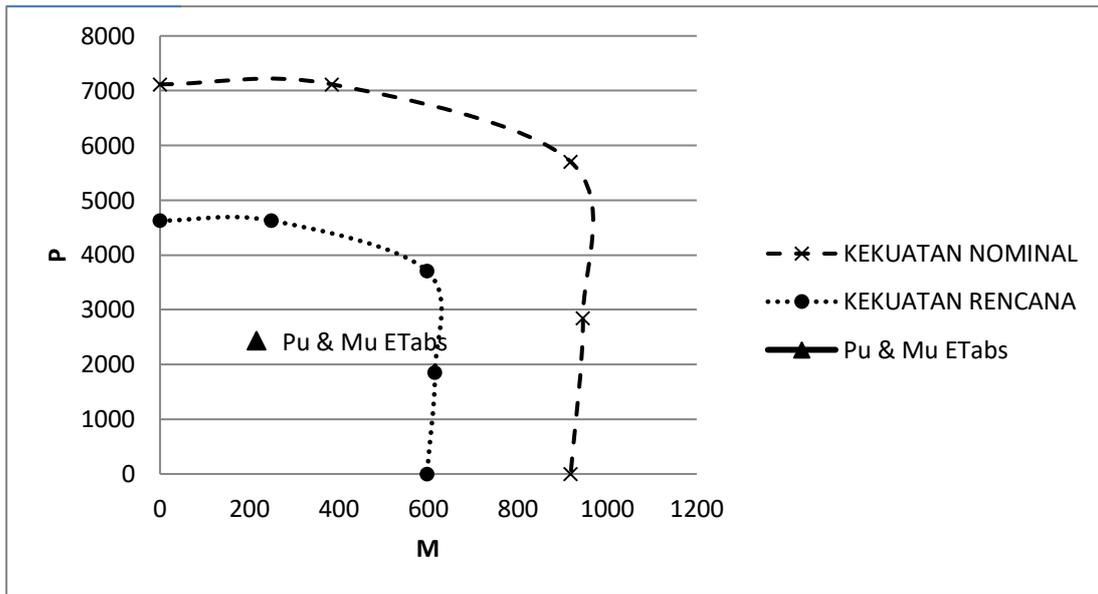
Dari hasil yang di dapat untuk mengetahui syarat keamanan pada kolom baja RCFTs yang didesain Pu & Mu Hasil *output* ETABS harus berada dibawah kekuatan nominal dan kekuatan rencana dan dapat dilihat pada Tabel 4.63 dan Gambar 4.7

Tabel 4.63: Keamanan kolom dan Pu & Mu *output* ETABS RCFTs.

Point	Kolom RCFTs			
	Kekuatan Nominal		Kekuatan Rencana	
	P	M	P	M
A	7116,73	0	4625,88	0
E	7115,86	384,15	4625,31	249,69
C	5700,93	918,42	3705,60	596,97
D	2850,46	945,75	1852,80	614,74

Tabel 4.63: Lanjutan.

Point	Kolom RCFTs			
	P	M	P	M
B	0	918,42	0	596,97
Pu	2438,90			
Mu	216,89			



Gambar 4.21: Interaksi Diagram RCFTs.

4.6.3 Baja Komposit CCFTs (Circle - Concrete Filled Steel Tube)

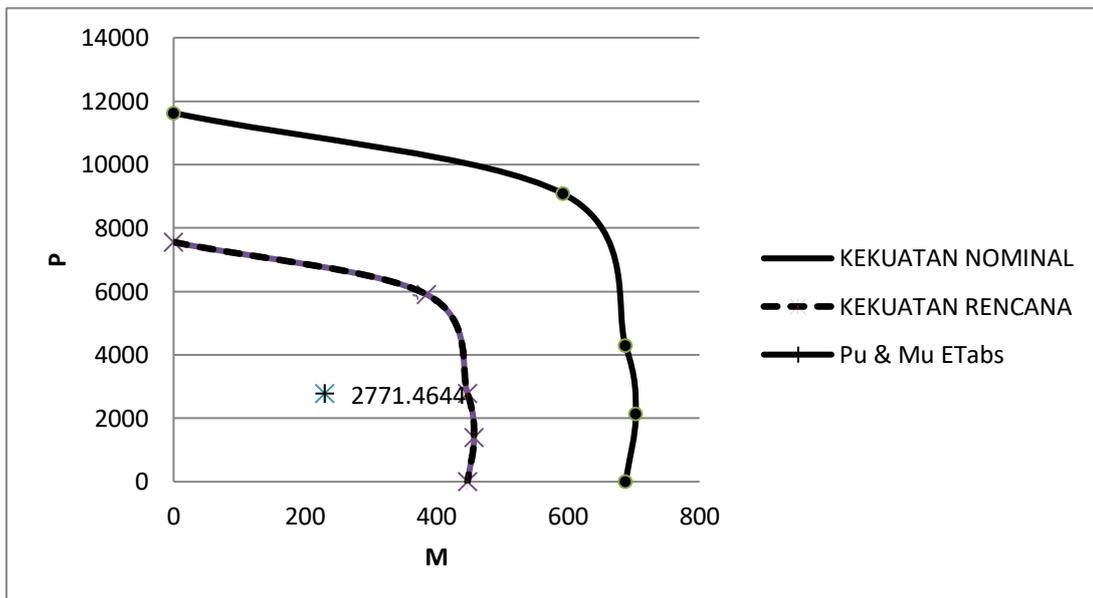
Dari hasil yang di dapat untuk mengetahui syarat keamanan pada kolom baja CCFTs yang didesain Pu & Mu Hasil *output* ETABS harus berada dibawah kekuatan nominal dan kekuatan rencana dan dapat dilihat pada Tabel 4.64 dan Gambar 4.8

Tabel 4.64: Keamanan kolom dan Pu & Mu *output* ETABS CCFTs.

Point	Kolom CCFTs			
	Kekuatan Nominal		Kekuatan Rencana	
	P	M	P	M
A	11626	0	7556,91	0

Tabel 4.64: Lanjutan.

Point	Kolom CCFTs			
	Kekuatan Nominal		Kekuatan Rencana	
	P	M	P	M
E	9084,3	592,15	5904,85	384,90
C	4282,01	687,71	2783,31	447,01
D	2141,00	703,12	1391,65	457,03
B	0	687,71	0	447,01
Pu	2771,46			
Mu	230,22			



Gambar 4.22: Interaksi Diagram CCFTS.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan analisa data dan hasil pembahasan mengenai desain kolom baja komposit pada studi ini dan dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. model pertama WFCs (*wide-flange concrete steel*), dimana dimensi kolom lantai 1-3 memakai baja wf uk: 400 x 400 x 10 x 10 mm' dibalut beton uk: 450 x 450 mm' dan untuk kolom lantai 4-6 memakai baja wf uk: 400 x 400 x 10 x 10 mm' dibalut beton uk: 450 x 450 mm'. Sedangkan model kedua RCFTs (*Rectangular concrete filled steel tube*), dimana dimensi kolom lantai 1-3 memakai baja hollow berbentuk kotak uk: 400 x 450 x 12,7 mm' diisi beton pada dimensi dalam hollow kotak uk: 435 x 485 mm' dan untuk kolom lantai 4-6 memakai baja hollow berbentuk kotak uk: 350 x 350 x 12,7 mm' diisi beton pada dimensi dalam hollow kotak uk: 335 x 335 mm'. dan model ketiga CCFTs (*circle-concrete filled steel tube*), dimana dimensi kolom lantai 1-3 memakai baja hollow berbentuk bulat uk \varnothing : 610 x 12,7 mm' diisi beton pada dimensi dalam hollow bulat uk \varnothing : 584,6 mm' dan untuk dimensi kolom lantai 4-6 memakai baja berbentuk bulat uk \varnothing : 508 x 12,7 mm' diisi beton uk \varnothing : 482,6 mm'.
2. Hasil analisa data, perilaku struktur pada desain yang memakai jenis kolom model pertama WFCs (*wide-flange concrete steel*), nilai simpangan antar lantai arah x sebesar 45,32 mm dan untuk arah y sebesar 45,32 mm, yang mempunyai Berat gedung: 59195,080 kg. model kedua RCFTs (*rectangular-concrete filled steel tube*). nilai simpangan antar lantai arah x sebesar 42,68 mm, arah y sebesar 45,31 mm, dengan Berat gedung: 116262,5 kg. model ketiga CCFTs (*circle-concrete filled steel tube*). nilai simpangan antar lantai arah x sebesar 39,16 mm dan untuk arah y = 44,00 mm dengan berat gedung: 19787,65 kg.

3. Dalam perencanaan gedung ini, yang mempunyai fungsi yang sama, wilayah gempa dan juga pembebanan yang sama, memiliki perbedaan kekuatan kolom yang berbeda untuk mendapatkan keamanan kolom, dalam dimensi kolom untuk model gedung CCFTs membutuhkan dimensi yang sedikit lebih besar dari pada model WFCs/RCFTs, yaitu: 610 x 12,7 untuk lantai 1-3.
4. Dari hasil analisa kekakuan antara gedung model kolom WFCs, Model kolom CCFTs dan model kolom RCFTs, dapat disimpulkan bahwa gedung yang direncanakan tidak mengalami *soft story* karena kekakuan tingkat ke-1 terhadap kekakuan tingkat ke-2 telah memenuhi syarat minimum sebesar 70%, dan syarat ke-2 juga telah terpenuhi karena kekakuan tingkat ke-1 terhadap kekakuan rata-rata 3 tingkat di atasnya telah memenuhi syarat yaitu sebesar 80%.

5.2. Saran

Saran yang dapat diberikan oleh penulis yaitu:

- a. Dalam tugas akhir ini karena keterbatasan waktu dalam pengerjaan, hanya struktur bangunan beraturan yang di analisis, penulis menyarankan untuk melakukan analisis struktur gedung tidak beraturan, jenis wilayah gempa ditinjau minimal 3 tempat.
- b. Dalam tugas akhir ini desain sambungan pada analisa tidak diperhitungkan, oleh karena itu penulis menyarankan untuk studi berikutnya supaya didesain sambungan yang diperlukan pada kolom ke balok pada setiap desain pemodelan pada struktur gedung beraturan dan struktur gedung tidak beraturan.
- c. Jenis tanah yang dianalisis yaitu tanah sedang, untuk mengetahui hasil dari perbandingan jenis-jenis tanah disarankan untuk menganalisa jenis tanah lunak dan keras.
- d. Untuk studi berikutnya penulis menyarankan untuk menganalisa jarak maksimal aman antar kolom bangunan untuk struktur gedung baja komposit tidak beraturan dengan lokasi bangunan pada wilayah gempa yang tinggi.

DAFTAR PUSTAKA

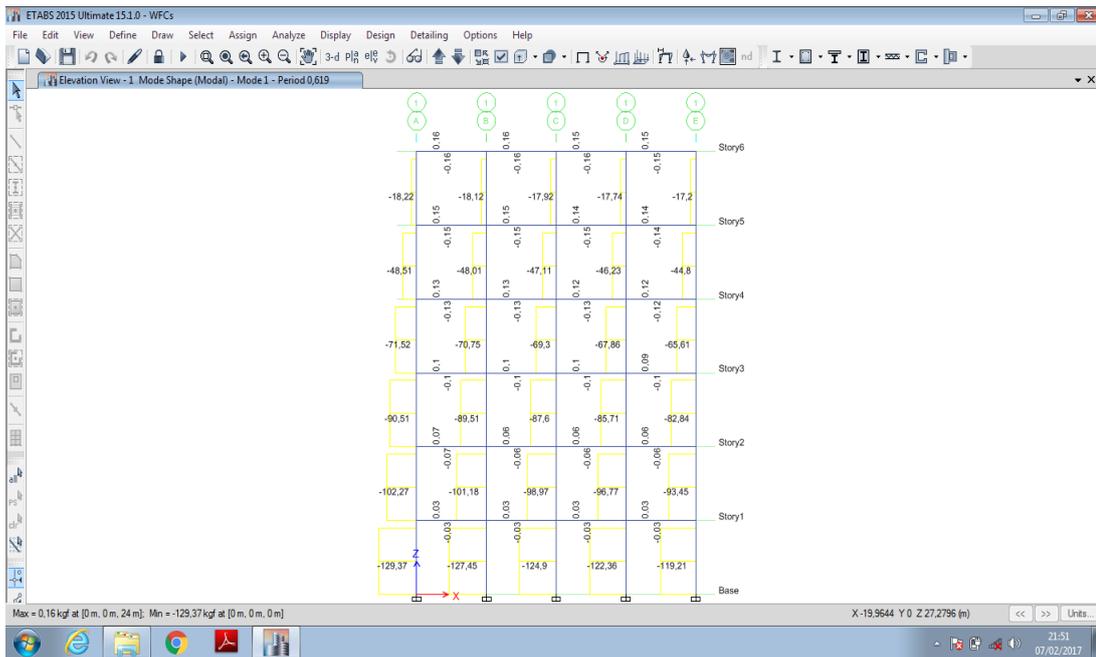
- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Struktur Baja Mengacu Pada aisc (2010)*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Departemen Pekerjaan Umum (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Johansson, M dan Gylltoft, K (2002) *Mechanical Behavior of Circular Steel - Concrete Composite Stub Columns*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128, 8, hal.1073 - 1081.
- Purba, M. (2016) *Keamanan Jarak Antara Gedung SRPM Tinggi Dengan SRPM Disebelahnya Terhadap Bahaya Getaran Gempa*, Medan. *Laporan Tugas Akhir*. Medan: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
- Budiono, B. dan Supriyatna, L (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 1726-2002 dan RSNi 1726-20XX*
- Setiawan, A. (2012) *Perencanaan Struktur Baja Sesuai Dengan Menggunakan SNI 03-1729-2002 dan SNI 1726:2012*. Jakarta.
- Tumilar S. (2010) *Contoh Tahan Gempa Gedung 4 Lantai Banda Aceh*. NAD
- Hu, J.W. (2008) *Smart Connection Systems Design and Seismic Analysis*. Department of Civil and Environmental Engineering, Incheon National University, Incheon.
- Pawirodikromo, W (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.
- http://bmkgo.id/dampak_gempa2.

Lampiran A

A.1. Lampiran Gedung 6 Lantai

A.1.1. Geser yang terjadi pada kolom grid 1 WFCs (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai geser yang terjadi pada kolom model WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), pada Gambar: L1 dan tabel: L1 sebagai berikut:



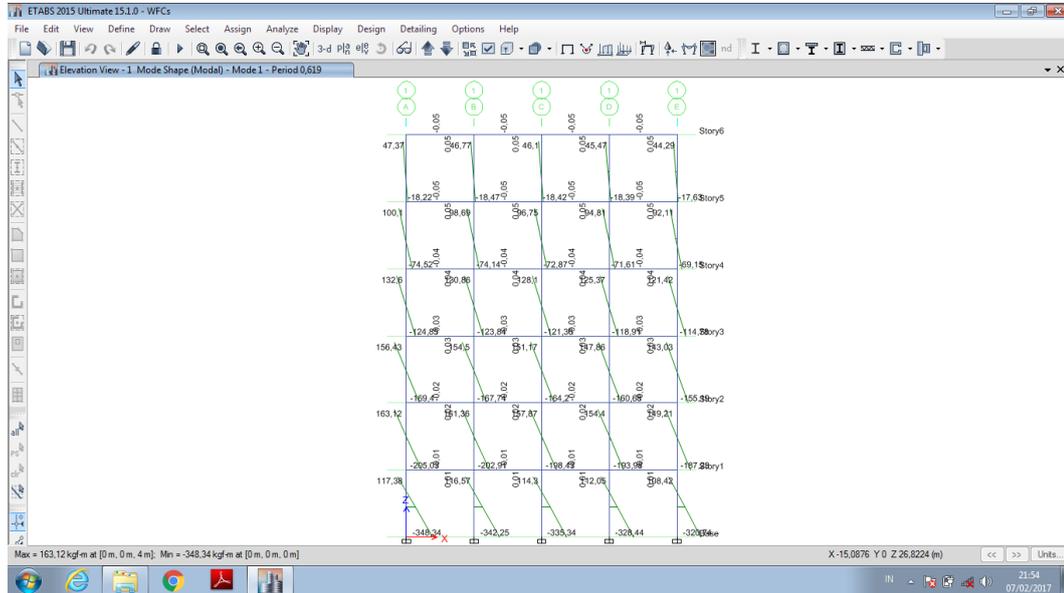
Gambar L1: geser yang terjadi pada kolom.

Tabel L1: geser yang terjadi pada kolom.

Lantai	WFCs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-129,37	-127,45	-124,9	-122,36	-119,21
2	-102,27	-101,18	-98,97	-96,77	-93,45
3	-90,51	-89,51	-87,6	-85,71	-82,84
4	-71,52	-70,75	-69,3	-67,86	-65,61
5	-48,51	-48,01	-47,11	-46,23	-44,8
6	-18,22	-18,12	-17,92	-17,74	-17,2

A.1.1.1. Momen yang terjadi pada kolom grid 1 (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai momen yang terjadi pada kolom model WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*), pada Gambar: L2 dan tabel: L2 sebagai berikut:



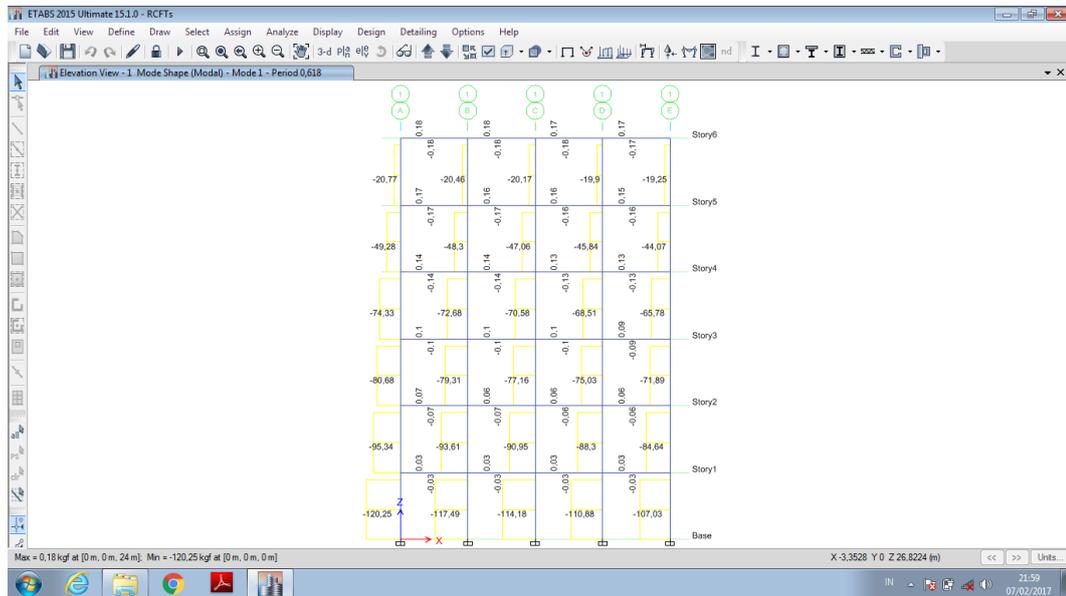
Gambar L2: momen yang terjadi pada kolom.

Tabel L2: momen yang terjadi pada kolom.

Lantai	WFCs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-348,34	-342,25	-335,34	-328,44	-320,48
	117,38	116,57	114,3	112,05	108,42
2	-205,03	-202,91	-198,43	-193,06	-167,19
	163,12	161,36	157,87	154,4	149,21
3	-169,41	-167,74	-164,21	-160,68	-155,19
	156,43	154,5	151,17	147,86	143,03
4	-124,85	-123,84	-121,6	-118,92	-114,82
	132,6	130,86	128,1	125,37	121,42
5	-74,52	-74,14	-72,87	-71,61	-69,15
	100,1	98,69	96,75	94,81	92,11
6	-18,22	-18,47	-18,42	-18,39	-17,63
	47,37	46,77	46,1	45,47	44,29

A.1.2. Geser yang terjadi pada kolom grid 1 RCFTs (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai geser yang terjadi pada kolom model RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*), pada Gambar: L3 dan tabel: L3 sebagai berikut:



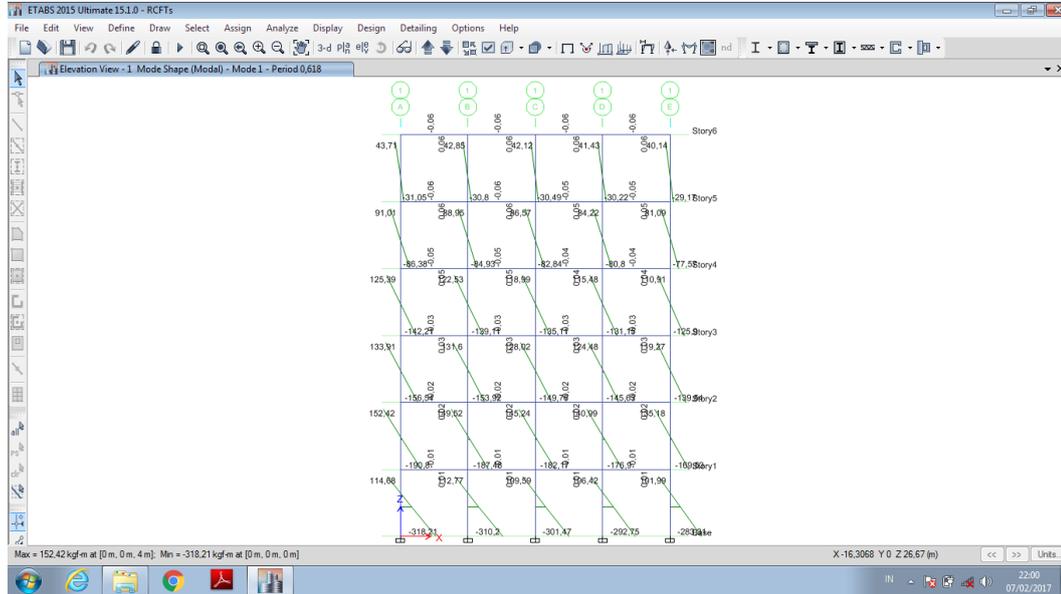
gambar L3: geser yang terjadi pada kolom.

Tabel L3: geser yang terjadi pada kolom.

Lantai	RCFTs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-120,25	-117,49	-114,18	-110,88	-107,03
2	-95,34	-93,61	-90,95	-88,3	-84,64
3	-80,68	-79,31	-77,16	-75,03	-71,89
4	-74,33	-72,68	-70,58	-68,51	-65,78
5	-49,28	-48,3	-45,48	-45,84	-44,07
6	-20,77	-20,46	-20,17	-19,9	-19,25

A.1.2.1 Momen yang terjadi pada kolom grid 1 RCFTs (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai momen yang terjadi pada kolom model RCFTs (*Rectangular-Concrete Filled Steel Tube*), pada gambar: L4 dan tabel: L4 sebagai berikut:



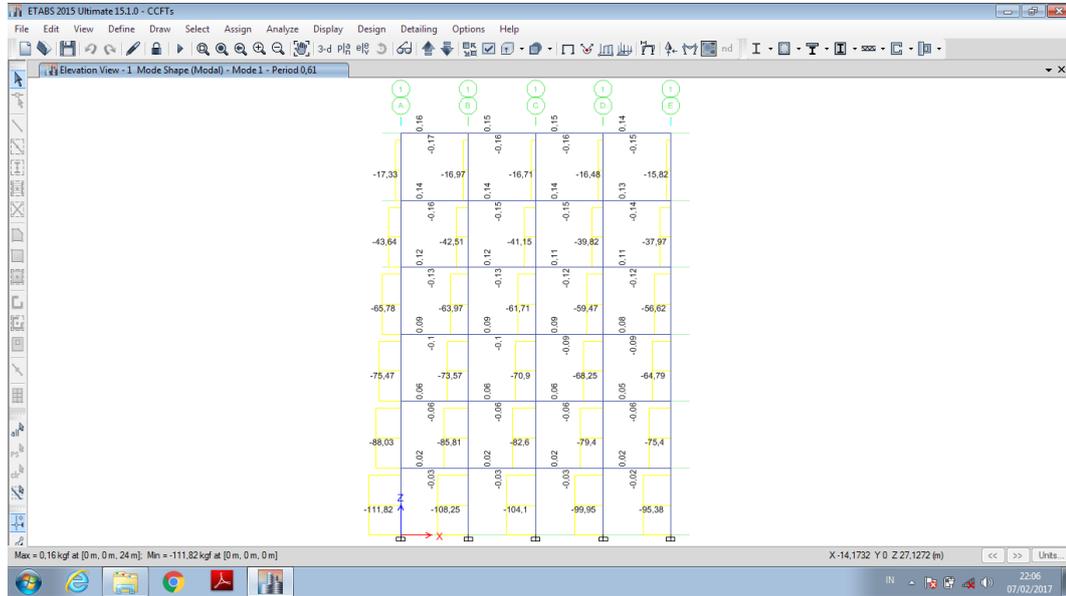
gambar L4: momen yang terjadi pada kolom.

Tabel L4: momen yang terjadi pada kolom.

Lantai	RCFTs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-318,21	-310,2	-301,47	-292,75	-283,31
	114,68	112,77	199,59	196,42	191,99
2	-190,81	-187,46	-182,17	-176,91	-169,56
	152,42	149,52	145,24	140,99	135,18
3	-142,21	-153,92	-149,76	-145,63	-139,51
	133,91	131,6	128,02	124,48	119,27
4	-142,21	-139,14	-135,11	-131,15	-125,90
	125,39	122,53	118,99	115,48	110,91
5	-86,38	-84,93	-82,84	-80,8	-77,51
	91,01	88,95	86,57	84,22	81,09
6	-31,05	-30,8	-30,49	-30,22	-29,17
	43,71	42,85	42,12	41,43	40,41

A.1.3. Geser yang terjadi pada kolom grid 1 CCFTs (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai geser yang terjadi pada kolom model CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*), pada Gambar: L5 dan tabel: L5 sebagai berikut:



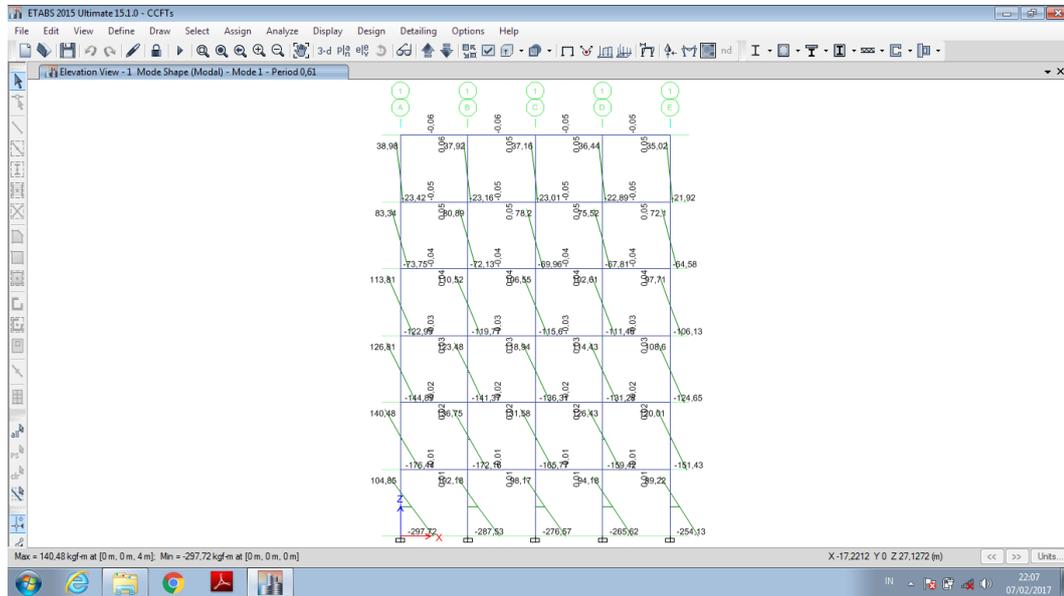
gambar a5: geser yang terjadi pada kolom.

Tabel L5: geser yang terjadi pada kolom.

Lantai	CCFTs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-118,2	-108,25	-104,4	-99,95	-95,38
2	-88,03	-85,81	-82,6	-79,4	-75,4
3	-75,47	-73,57	-70,9	-68,25	-64,79
4	-65,78	-63,97	-61,91	-59,47	-56,62
5	-43,64	-42,51	-41,15	-39,82	-37,97
6	-17,33	-16,97	-16,71	-16,48	-15,82

A.1.3.1 Momen yang terjadi pada kolom grid 1 CCFTs (Kgf/mm)

Berdasarkan hasil output dari ETABS, nilai momen yang terjadi pada kolom model CCFTs (*Circle-Concrete Filled Steel Tube*), pada Gambar: L6 dan tabel: L6 sebagai berikut:



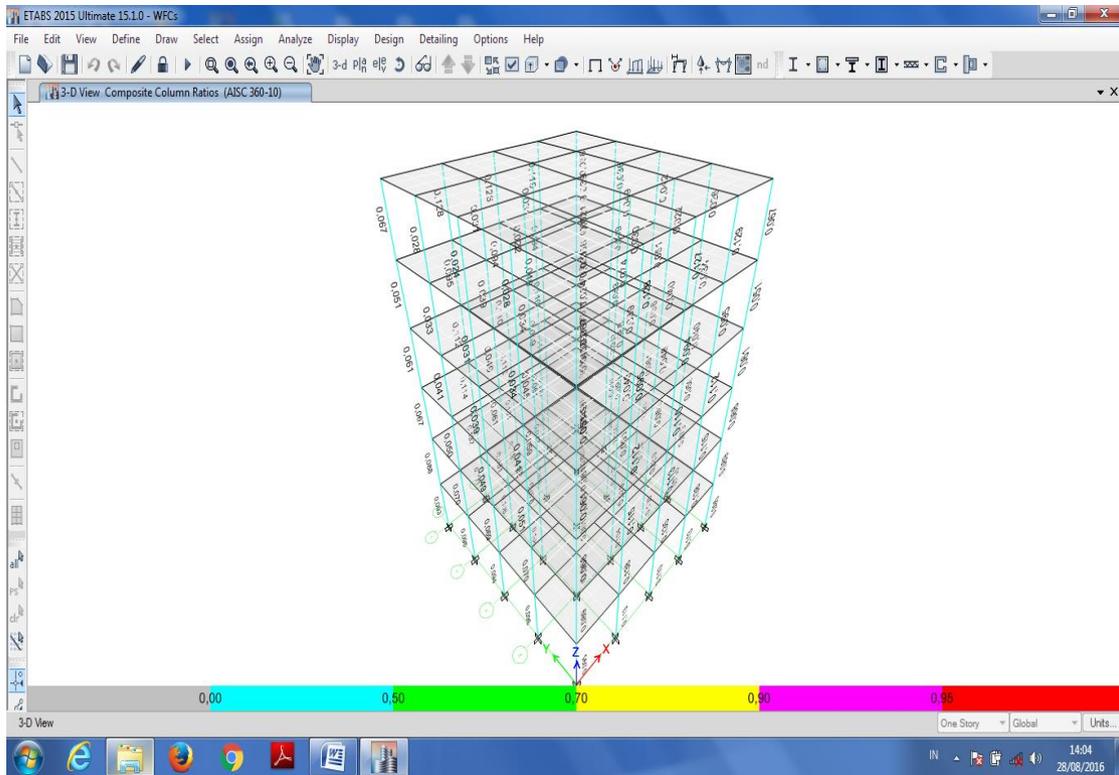
gambar L5: momen yang terjadi pada kolom.

Tabel L5: momen yang terjadi pada kolom.

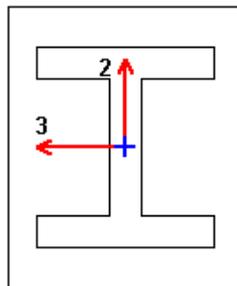
Lantai	CCFTs				
	As (a)	As (b)	As (c)	As (d)	As (e)
1	-297,72	-287,53	-276,57	-265,62	-254,13
	104,85	102,16	98,17	94,18	89,22
2	-176,42	-172,16	-165,71	-159,42	-151,43
	140,48	136,75	131,58	126,43	120,01
3	-144,89	-141,37	-136,31	-131,29	-124,65
	126,81	123,48	118,94	114,43	108,6
4	-122,99	-119,71	-115,61	-111,46	-106,13
	126,81	110,52	106,55	102,61	97,71
5	-73,75	-72,13	-69,96	-67,81	-64,58
	83,34	80,89	78,2	75,52	72,21
6	-23,42	-23,16	-23,01	-22,89	-21,92
	38,98	37,92	37,16	36,44	35,02

Lampiran B

B.1. Lisensi Keamanan Kolom WFCs (*Wide-Flange Concrete Steel*)



ETABS 2015 Encased Composite Column Design



Element Details

Level	Element	Location (m)	Combo	Section	Classification
Story6	C21	4	DCon6	KWF2	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4,00000	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0,003	2,36E-04	0	0	0

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,2016	0,009817	0,011032	0,0052	0,1766	0,1178

Design Properties of Embedded Steel Section

b _f (m)	h (m)	t _f (m)	t _w (m)	A (m ²)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)
0,53	0,61	0,099	0,099	0,1457	0,007513	0,00249	0,031013	0,014914

Design Properties of Reinforcement and Concrete Section

b (m)	h (m)	A _g (m ²)	A _c (m ²)	A _{sr} (m ²)	A _{sri(maj)} (m ²)	A _{sri(min)} (m ²)	I _{sr(maj)} (m ⁴)	I _{sr(min)} (m ⁴)
0,85	0,7	0,595	0,4493	0	0	0	0	0

Material Properties

E _c (kgf/m ²)	E _s (kgf/m ²)	E _r (kgf/m ²)	f' _c (kgf/m ²)	F _y (kgf/m ²)	f _{y,rebar} (kgf/m ²)
2534563541	2,039E+10	2,039E+10	2812278,5	35153481,31	42184177,57

Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	(P _r / 2P _c) + (M _{r33} / M _{c33}) + (M _{r22} / M _{c22})
0,067 =	0,002 + 0,012 + 0,053

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
4	-19057,53	12393,76	-5066,85	-3560,59	2580,83	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,9	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,9	1	1	1	1	0,264

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,9	0	1,696

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
19057,53	4418404,85	4610561,87

Moments and Capacities

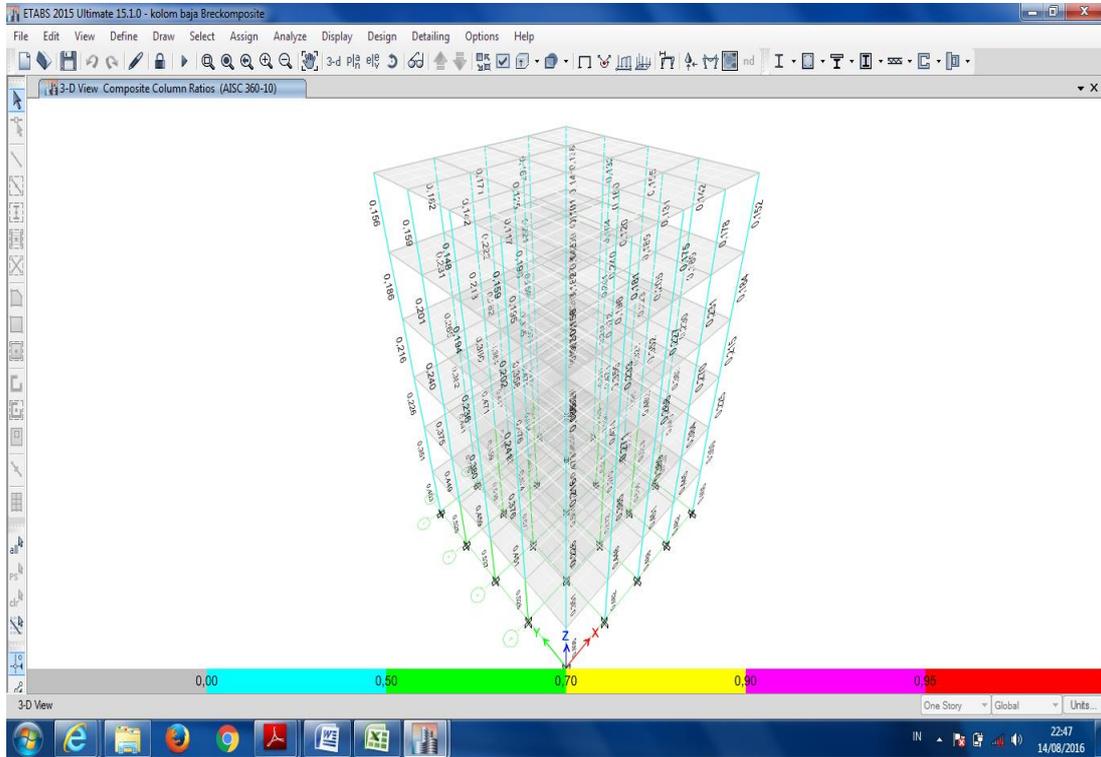
	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n Capacity (kgf-m)	ϕM_n No L_{TBD} (kgf-m)
Major Bending	12393,76	1068398,91	1068398,91
Minor Bending	5066,85	95963,91	

Shear Design

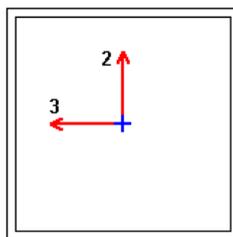
	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)
Major Shear	3560,59	1597409,34
Minor Shear	2580,83	1992063,42

Lampiran C

C.1. Lisensi Keamanan Kolom RCFTs (*Rectangular- Concrete Filled Steel Tube*)



ETABS 2015 Composite Column Design



Element Details

Level	Element	Location (m)	Combo	Section	Classification
Story6	C21	0	DCon6	Kolom 2	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4,00000	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$
0,029	0,003

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

Design Properties of Steel Section

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0231	0,000856	0,000572	0,000572	0,0117	0,0117

Material Properties

E _s (kgf/m ²)	f' _c (kgf/m ²)	F _y (kgf/m ²)
2,039E+10	2812278,5	35153481,31

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,156 =	0,014 + 0,081 + 0,061

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-23606,55	-9279,87	7005,57	-5250,93	3810,93	-3,7

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,888	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,888	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0,888	0	2,26

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
23606,55	814884,08	730840,88

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	φM_n Capacity (kgf-m)	φM_n (No LTB) (kgf-m)
Major Bending	9279,87	115176,04	115176,04
Minor Bending	7005,57	115176,04	

Torsion Moment and Capacities

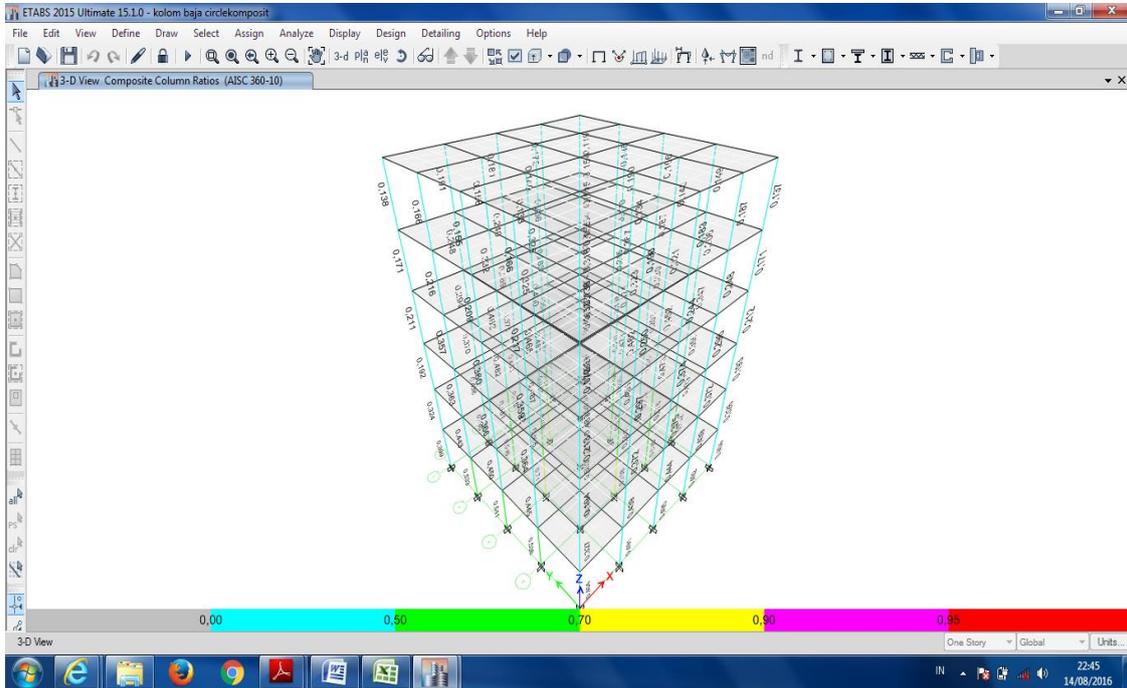
T_u Moment (kgf-m)	T_n Capacity (kgf-m)	φT_n Capacity (kgf-m)
-3,7	93516,27	84164,64

Shear Design

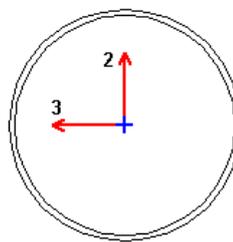
	V_u Force (kgf)	φV_n Capacity (kgf)
Major Shear	5250,93	202167,67
Minor Shear	3810,93	202167,67

Lampiran D

D.1. Lisensi Keamanan Kolom CCFTs (*Circle- Concrete Filled Steel Tube*)



ETABS 2015 Composite Column Design



Element Details

Level	Element	Location (m)	Combo	Section	Classification
Story6	C21	0	DCon6	KC2	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4,00000	1	0,95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$
0,022	0,002

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?
No	No	Yes

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0,9	0,75	0,9	0,75	0,9	1	1

Design Properties of Steel Section

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0198	0,001213	0,000606	0,000606	0,0099	0,0099

Material Properties

E _s (kgf/m ²)	f' _c (kgf/m ²)	F _y (kgf/m ²)
2,039E+10	2,5	35153481,31

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,138 =	0,015 + 0,075 + 0,048

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-15337,07	7391,05	-4722,71	-3930,63	2688,86	-4,36

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,883	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,883	1	1	1	1	0,204

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0,883	0	2,233

Axial Force and Capacities

P _u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
15337,07	507105,09	625219,87

Moments and Capacities

M _u Moment (kgf-m)	ϕM_n Capacity (kgf-m)	ϕM_n (No LTB) (kgf-m)
-------------------------------	-----------------------------	-----------------------------

	M_u Moment (kgf-m)	φM_n Capacity (kgf-m)	φM_n (No LTB) (kgf-m)
Major Bending	7391,05	98593,05	98593,05
Minor Bending	4722,71	98593,05	

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kgf-m)	T_n Capacity (kgf-m)	φT_n Capacity (kgf-m)
-4,36	103223,8	92901,42

Shear Design

	V_u Force (kgf)	φV_n Capacity (kgf)
Major Shear	3930,63	187565,96
Minor Shear	2688,86	187565,96



DAFTAR RIWAYAT HIDUP

Nama : Hendra Parlaungan Sagala
Jenis Kelamin : Laki-laki
Tempat/Tgl Lahir : Lubuk Pakam, 06 Juli 1992
Alamat : Jl. Sempurna No.7 Bengkel, Kec Percut Sei Tuan
Tembung, Kabupaten Deli Serdang - Sumatera Utara.
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Alm. Firdaus Sagala
Ibu : Herlina

JENJANG PENDIDIKAN

- TK Muhammadiyah Lubuk Pakam : Berijazah Tahun 1998
- SD Negeri 105356 Lubuk Pakam : Berijazah Tahun 2004
- SMP Swasta ISTIQLAL Deli Tua : Berijazah Tahun 2007
- SMK Negeri 1 Lubuk Pakam : Berijazah Tahun 2010
- Melanjutkan Kuliah di Fakultas Teknik Program Studi Sipil di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara tahun 2011.